



PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO

DIRETRIZES BÁSICAS
PARA
PROJETOS DE DRENAGEM URBANA
NO
MUNICÍPIO DE SÃO PAULO



FUNDAÇÃO
CENTRO
TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

<http://hidrocomp.cth.usp.br>

Equipe Técnica

Coordenação

Carlos Lloret Ramos
Mário Thadeu Leme de Barros
José Carlos Francisco Palos

Texto

Carlos Lloret Ramos
Flávo Augusto Câmara
José Rodolfo Scarati Martins
Luis Eduardo de Souza Ikeda
Maria Laura Centini Góí
Monica Ferreira do Amaral Porto
Nelson Luiz Góí Magni
Rubem La Laina Porto
Sunao Assae
Yuiti Fushiquro

Montagem do Texto

Lilian Satiko Murata

Computação Gráfica

Juan Urzua Menares

Desenhos

Yara Yasue Isii

Reedição eletrônica realizada em Abril/1999

1. APRESENTAÇÃO	8
2. PROJETO DE DRENAGEM URBANA	10
2.1. CONCEITOS GERAIS	10
2.1.1. O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA	10
2.1.2. OBJETIVOS	11
2.1.3. PRINCÍPIOS	11
2.1.4. EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NA RESPOSTA HIDROLÓGICA DAS BACIAS	13
2.1.5. O CONTROLE DAS ÁGUAS DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO	14
2.1.6. MEDIDAS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS	19
2.2. PLANEJAMENTO EM DRENAGEM URBANA	21
2.2.1. OBJETIVOS, VANTAGENS E LIMITAÇÕES	21
2.2.2. PLANEJAMENTO DIRETOR	23
2.3. DIRETRIZES DE PROJETO	25
2.3.1. ALOCAÇÃO DE ESPAÇOS E OCUPAÇÃO MARGINAL NAS CANALIZAÇÕES	25
2.3.2. CONSOLIDAÇÃO DE REQUISITOS E RESTRIÇÕES BÁSICAS DE PROJETO	26
2.3.3. CANAIS ABERTOS	28
2.3.4. GALERIAS DE GRANDES DIMENSÕES	31
2.3.5. DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO	33
2.4. ROTEIRO DE PROJETO EM DRENAGEM URBANA	38
2.4.1. DADOS BÁSICOS	38
2.4.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BACIA	39
2.4.3. ESTUDOS HIDROLÓGICOS	39
2.4.4. CONCEPÇÃO DE ALTERNATIVAS DE ARRANJO DE OBRAS	40
2.4.5. PROJETO HIDRÁULICO	41
2.4.6. DOCUMENTAÇÃO DO PROJETO	42
3. HIDROLOGIA URBANA	45
3.1. PRECIPITAÇÃO DE PROJETO	45

3.1.1.	ATUALIZAÇÃO DA EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS DO POSTO DO IAG	45
3.1.2.	AVALIAÇÃO DAS RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA EM ÁREAS NÃO COBERTAS POR PLUVIÓGRAFOS	46
3.2.	ESCOAMENTO SUPERFICIAL	55
3.2.1.	MÉTODOS DE ANÁLISE	57
3.2.2.	DETERMINAÇÃO DA CHUVA EXCEDENTE	57
3.2.3.	VAZÕES MÁXIMAS EM PEQUENAS BACIAS URBANAS	66
3.2.4.	DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO EM BACIAS DE PORTE MÉDIO	70
4.	HIDRÁULICA EM DRENAGEM URBANA	96
4.1.	ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS	97
4.1.1.	ELEMENTOS GEOMÉTRICOS:	98
4.1.2.	EQUAÇÃO DA ENERGIA	99
4.2.	EQUAÇÕES DO REGIME UNIFORME	103
4.3.	CÁLCULO DE LINHA D'ÁGUA EM REGIME PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO	104
4.3.1.	MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A PROFUNDIDADE (DIRECT STEP METHOD)	105
4.3.2.	MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A POSIÇÃO DA SEÇÃO (STANDARD STEP METHOD)	107
4.3.3.	CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES:	110
4.4.	MODELO HIDRODINÂMICO	111
4.4.1.	EQUAÇÕES DO MOVIMENTO	111
4.5.	CÁLCULO DE CONDUTOS EM REGIME FORÇADO	128
4.6.	EQUAÇÕES GERAIS PARA O ESTUDO DAS SINGULARIDADES	130
4.6.1.	EXEMPLO DE CASO: RESSALTO HIDRÁULICO	131
4.7.	PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA POR MÉTODOS HIDROLÓGICOS	132
4.7.1.	MÉTODO DE TRANSLAÇÃO DIRETA	133
4.7.2.	MÉTODO CONVEXO DE PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS	140
4.7.3.	COMPARAÇÃO DOS EXEMPLOS DE ENCAMINHAMENTO DE HIDROGRAMA EM CANAIS.	147
5.	SISTEMAS DE MACRODRENAGEM	149
5.1.	CANAIIS E GALERIAS	149
5.1.1.	VAZÕES DE PROJETO	149

5.1.2.	METODOLOGIA DE CÁLCULO	149
5.1.3.	DEFINIÇÃO DE FATORES DE ATRITO	150
5.1.4.	COMPOSIÇÃO DE RUGOSIDADE	152
5.1.5.	REGIME DE ESCOAMENTO	154
5.1.6.	BORDA LIVRE	154
5.2.	SINGULARIDADES	155
5.2.1.	EMBOQUES EM NÍVEL	155
5.2.2.	EMBOQUES A PARTIR DE VERTEDORES	158
5.2.3.	ALARGAMENTO DE SEÇÃO	159
5.2.4.	ESTREITAMENTO DE SEÇÃO	161
5.2.5.	REBAIXAMENTO DE NÍVEL	162
5.2.6.	PILARES DE PONTE	163
5.2.7.	CONFLUÊNCIAS	166
5.2.8.	BIFURCAÇÕES	169
5.2.9.	MUDANÇA DE DIREÇÃO	169
5.3.	ESTRUTURAS DE DISSIPACÃO DE ENERGIA	171
5.3.1.	DEGRAUS	171
5.3.2.	RAMPAS DENTADAS	175
5.3.3.	BLOCO DE IMPACTO	177
5.4.	ASPECTOS RELATIVOS A ARRANJOS DE OBRAS	179
5.4.1.	DESEMBOQUE EM RIOS	179
5.4.2.	CONFLUÊNCIAS	180
5.4.3.	AFLUENTES INCLINADOS	182
5.4.4.	PONTES	183
5.4.5.	TRANSIÇÕES	184
5.4.6.	DEGRAUS	185
5.4.7.	INÍCIO DE GALERIA OU CANALIZAÇÃO	186
5.4.8.	POÇO DE QUEDA NA ENTRADA DE BUEIROS OU GALERIAS	187
5.4.9.	RETENÇÃO DE DETRITOS E SEDIMENTOS	189
5.4.10.	JUNÇÕES ESTRUTURAIS	190
5.5.	OBRAS DE DETENÇÃO/RETENÇÃO (D/R)	191
5.5.1.	DEFINIÇÃO GERAL	191
5.5.2.	PROCEDIMENTOS DE PLANEJAMENTO E PROJETO	192
5.5.3.	COLETA E ANÁLISE DOS DADOS RELATIVOS À BACIA DE DRENAGEM	194

5.5.4.	IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS LOCAIS PARA ARMAZENAMENTO	196
5.5.5.	ESTABELECIMENTO DA DESCARGA DE PROJETO	197
5.5.6.	CONFIGURAÇÃO PRELIMINAR DA HIDROLOGIA DE PROJETO	200
5.5.7.	ABORDAGENS DAS CONDICIONANTES LATERAIS E VERTICAIS	205
5.5.8.	FINALIZAÇÃO DO PROJETO	206
5.5.9.	OBRAS MÚLTIPLAS DE D/R	210
5.5.10.	ASPECTOS NEGATIVOS E USOS INADEQUADOS DE OBRAS DE D/R	212

6. OBRAS DE MICRODRENAGEM **214**

6.1.	TERMINOLOGIA	214
6.2.	ELEMENTOS FÍSICOS DO PROJETO	215
6.3.	DEFINIÇÃO DO ESQUEMA GERAL DO PROJETO	216
6.3.1.	TRAÇADO DA REDE PLUVIAL	216
6.3.2.	DISPOSIÇÃO DOS COMPONENTES	218
6.4.	DETERMINAÇÃO DA VAZÃO: MÉTODO RACIONAL	221
6.4.1.	INTENSIDADE	221
6.4.2.	COEFICIENTE DE ESCOAMENTO	222
6.5.	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	222
6.5.1.	CAPACIDADE DE CONDUÇÃO HIDRÁULICA DE RUAS E SARJETAS	222
6.5.2.	BOCAS-DE-LOBO	224
6.5.3.	GALERIAS	231

7. EROSÃO URBANA **232**

7.1.	DEFINIÇÕES GERAIS	233
7.1.1.	VAZÃO LÍQUIDA CARACTERÍSTICA	233
7.1.2.	VAZÃO SÓLIDA	233
7.1.3.	RELAÇÃO ENTRE A MORFOLOGIA E A GRANULOMETRIA	235
7.1.4.	CANAIS ESTÁVEIS	235
7.1.5.	GRAUS DE LIBERDADE	236
7.2.	EROSÃO SUPERFICIAL	236
7.2.1.	FORMAS DE EROSÃO	236
7.2.2.	FATORES QUE AFETAM A EROSÃO	237
7.2.3.	TAXA DE TRANSFERÊNCIA DE SEDIMENTOS	239

7.2.4.	PRODUÇÃO DE SEDIMENTOS EM ÁREAS URBANAS	239
7.2.5.	EROSÃO URBANA NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO PAULO	242
7.3.	ESTABILIDADE DE CANAIS NATURAIS	246
7.3.1.	EQUAÇÕES DA TEORIA DO REGIME	246
7.3.2.	EQUAÇÕES BASEADAS NO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	248
7.4.	SEÇÕES ESTÁVEIS E FATORES QUE AFETAM O SEU EQUILÍBRIO	251
7.4.1.	SEÇÕES MORFOLOGICAMENTE ESTÁVEIS	251
7.4.2.	PRINCIPAIS INTERVENÇÕES QUE PODEM AFETAR O EQUILÍBRIO FLUVIAL	254
7.4.3.	ESTUDO QUALITATIVO DO GRAU DE INSTABILIDADE DE SEÇÕES	255
7.4.4.	EFEITOS SECUNDÁRIOS E COMPENSAÇÕES NATURAIS	259
7.5.	DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS E TUBOS NÃO ASSOREÁVEIS	260
7.5.1.	CONDIÇÃO DE INÍCIO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	260
7.5.2.	ESTUDO DA CONDIÇÃO CRÍTICA EM FUNDO FIXO	261
7.5.3.	PRESENÇA DE MATERIAIS COESIVOS	263
8.	ASPECTOS GERAIS DA QUALIDADE DA ÁGUA	264
<hr/>		
8.1.	PRINCIPAIS FONTES GERADORAS DE CARGA DIFUSA	264
8.2.	IMPACTOS SOBRE A QUALIDADE DA ÁGUA DO CORPO RECEPTOR	266
8.3.	AVALIAÇÃO DAS CARGAS POLUIDORAS	269
8.4.	MÉTODOS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS	275
8.4.1.	MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS	275
8.4.2.	MEDIDAS ESTRUTURAIS	277
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	285
<hr/>		

1. APRESENTAÇÃO

O acelerado processo de urbanização ocorrido nas últimas três décadas, notadamente nos países em desenvolvimento, dentre os quais o Brasil, é o principal fator responsável pelo agravamento dos problemas relacionados às inundações nas cidades, aumentando a frequência e os níveis das cheias. Isto ocorre devido a impermeabilização crescente das bacias hidrográficas, e a ocupação inadequada das regiões ribeirinhas aos cursos d'água.

Além disso, a inexistência de Planos Diretores de Drenagem Urbana, que procurem equacionar os problemas de drenagem sob o ponto de vista da bacia hidrográfica, a falta de mecanismos legais e administrativos eficientes, que permitam uma correta gestão das conseqüências do processo de urbanização sobre as enchentes urbanas e a concepção inadequada da maioria dos projetos de drenagem urbana, contribuem para o agravamento do problema.

Este trabalho, desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) para a Secretaria de Vias Públicas da Prefeitura do Município de São Paulo, tem como escopo principal estabelecer diretrizes básicas para os projetos de drenagem urbana no Município, enfatizando: i) o gerenciamento e o controle integrado da drenagem urbana, tendo como enfoque de planejamento a totalidade da bacia hidrográfica; ii) a importância do planejamento diretor; iii) os critérios e métodos de dimensionamento das obras de drenagem; e, iv) os aspectos relacionados à qualidade das águas e à produção de sedimentos em áreas urbanas.

O texto está organizado da seguinte forma: O Capítulo 2 apresenta os conceitos gerais do controle das enchentes urbanas, os objetivos, as vantagens e as limitações do planejamento diretor em drenagem urbana, as principais diretrizes e o roteiro de projeto. O Capítulo 3 descreve de metodologias de cálculo das chuvas de projeto na cidade de São Paulo e técnicas de estimativa do escoamento superficial direto em pequenas e médias bacias urbanas. O Capítulo 4 trata das equações básicas que regem o escoamento em canais e condutos forçados, além das equações gerais para o estudo de singularidades e dos métodos hidrológicos para a propagação de hidrogramas de cheia em canais. Os capítulos 5 e 6 tratam do dimensionamento hidráulico, das obras de drenagem urbana. O primeiro refere-se às obras de macrodrenagem, ou seja, aquelas relativas aos cursos d'água, incluindo não só o dimensionamento de canais e galerias, singularidades e estruturas de dissipação de energia, mas também obras de retenção e retenção do escoamento superficial direto. O segundo apresenta metodologia para dimensionamento das obras de microdrenagem. O Capítulo 7 trata dos aspectos ligados à erosão urbana, abordando a produção de sedimentos em bacias urbanas, a estabilidade de canais naturais e o dimensionamento de

canais e galerias não assoreáveis. O Capítulo 8 trata dos aspectos ligados à qualidade das águas das enchentes urbanas, apresentando medidas estruturais e não estruturais para controle da poluição por cargas difusas. O Capítulo 9 apresenta as referências bibliográficas.

Cabe também destacar que o item “Precipitação de Projeto” do Capítulo 3 apresenta a atualização da equação de chuvas intensas do porto do IAG utilizando dados do período de 1931 a 1994, além da metodologia desenvolvida para calcular a chuva de projeto em áreas do município de São Paulo não cobertas por pluviógrafos.

É importante enfatizar que este trabalho não pretende ser um manual com “receitas” para solução dos problemas de drenagem urbana. Deve-se ressaltar que, o desempenho de uma obra de drenagem estará sempre associado à quantidade e qualidade dos dados e informações básicas disponíveis e ao conhecimento e experiência dos técnicos encarregados da elaboração do projeto.

Esse texto é pioneiro, na medida em que procura fornecer elementos técnicos para a adoção de critérios uniformes para projetos de drenagem urbana na cidade de São Paulo. É um texto que deve ser lido e analisado por todos os técnicos que militam nesse campo, devendo ser revisto e aperfeiçoado em futuras edições. É uma primeira proposta, que deverá ser debatida e aprimorada.

Parte dos problemas de drenagem urbana deverão ser minimizados com o uso e a prática de critérios de projeto coerentes e uniformes, considerando principalmente a natureza do problema. A cidade de São Paulo está localizada na bacia do Alto Tiête e os canais drenantes e o sistema de drenagem estão totalmente conectados, o enfoque global nos projetos de drenagem é, portanto, fundamental para o bom desempenho das medidas propostas.

2. PROJETO DE DRENAGEM URBANA

2.1. CONCEITOS GERAIS

2.1.1. O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA

O sistema de drenagem faz parte do conjunto de melhoramentos públicos existentes em uma área urbana, assim como as redes de água, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos, além da iluminação pública, pavimentação de ruas, guias e passeios, parques, áreas de lazer, e outros.

Em relação aos outros melhoramentos urbanos, o sistema de drenagem tem uma particularidade: o escoamento das águas das tormentas sempre ocorrerá, independente de existir ou não sistema de drenagem adequado. A qualidade desse sistema é que determinará se os benefícios ou prejuízos à população serão maiores ou menores.

Outra característica, de certo modo única, do sistema de drenagem é a sua solicitação não permanente, isto é durante e após a ocorrência de tormentas, contrastando com outros melhoramentos públicos que são essencialmente de uso contínuo.

O sistema tradicional de drenagem urbana deve ser considerado como composto por dois sistemas distintos que devem ser planejados e projetados sob critérios diferenciados: o Sistema Inicial de Drenagem e o Sistema de Macro-drenagem.

O Sistema Inicial de Drenagem ou de Micro-drenagem ou, ainda, Coletor de Águas Pluviais, é aquele composto pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, rede de galerias de águas pluviais e, também, canais de pequenas dimensões. Esse sistema é dimensionado para o escoamento de vazões de 2 a 10 anos de período de retorno. Quando bem projetado, e com manutenção adequada, praticamente elimina as inconveniências ou as interrupções das atividades urbanas que advém das inundações e das interferências de enxurradas.

Já o Sistema de Macro-drenagem é constituído, em geral, por canais (abertos ou de contorno fechado) de maiores dimensões, projetados para vazões de 25 a 100 anos de período de retorno. Do seu funcionamento adequado depende a prevenção ou minimização dos danos às propriedades, dos danos à saúde e perdas de vida das populações atingidas, seja em consequência direta das águas, seja por doenças de veiculação hídrica.

Esses sistemas encaixam-se no contexto do controle do **escoamento superficial direto**, tendo tradicionalmente como base o enfoque orientado para o aumento da condutividade hidráulica do sistema de drenagem.

As tendências modernas desse controle, que já vêm amplamente aplicadas ou preconizadas internacionalmente, passam a dar ênfase ao enfoque orientado para o armazenamento das águas por estruturas de detenção ou retenção. Esse enfoque é mais indicado a áreas urbanas ainda em desenvolvimento, podendo ser utilizado também em áreas de urbanização mais consolidadas desde que existam locais (superficiais ou subterrâneas) adequados para a implantação dos citados armazenamentos. Este conceito não dispensa, contudo, a suplementação por sistemas de micro e macro-drenagem.

2.1.2. OBJETIVOS

Dentro do contexto de desenvolvimento global de uma região, os programas de drenagem urbana devem ser orientados, de maneira geral, pelos seguintes objetivos principais:

- 1) reduzir a exposição da população e das propriedades ao risco de inundações;
- 2) reduzir sistematicamente o nível de danos causados pelas inundações;
- 3) preservar as várzeas não urbanizadas numa condição que minimize as interferências com o escoamento das vazões de cheias, com a sua capacidade de armazenamento, com os ecossistemas aquáticos e terrestres de especial importância e com a interface entre as águas superficiais e subterrâneas;
- 4) assegurar que as medidas corretivas sejam compatíveis com as metas e objetivos globais da região;
- 5) minimizar os problemas de erosão e sedimentação;
- 6) proteger a qualidade ambiental e o bem-estar social;
- 7) promover a utilização das várzeas para atividades de lazer e contemplação.

2.1.3. PRINCÍPIOS

Os princípios que devem nortear os programas de drenagem urbana são os seguintes:

a) O sistema de drenagem é parte do sistema ambiental urbano.

O sistema de drenagem é parte de um sistema urbano visto de uma forma mais ampla. Pode ser encarado simplesmente como parte da infra-estrutura urbana ou como um meio para alcançar metas e objetivos em termos mais abrangentes. Nesse último sentido, constitui-se num meio e não num fim em si mesmo.

A urbanização tem potencial para aumentar tanto o volume quanto as vazões do escoamento superficial direto. A influência da ocupação de novas áreas deve ser analisada no contexto da bacia hidrográfica na qual estão inseridas, de modo a se efetuarem os ajustes necessários para minimizar a criação de futuros problemas de inundações.

O estabelecimento prévio de metas e objetivos, locais e regionais, é de grande valia na concepção das obras de drenagem de um curso d'água.

b) As várzeas são áreas de armazenamento natural

As várzeas, embora estejam com menor frequência sob as águas, fazem parte dos cursos naturais, tanto quanto a sua calha principal. Por esta razão, em geomorfologia a várzea também recebe a denominação de leito maior ou secundário.

As funções primárias de um curso d'água e de sua várzea associada são a coleta, armazenamento e veiculação das vazões de cheias. Essas funções não podem ser relegadas a um plano secundário em favor de outros usos que se possa imaginar para as várzeas, sem a adoção de medidas compensatórias normalmente onerosas. Respeitada essa restrição, as várzeas têm a potencialidade de contribuir para a melhoria da qualidade da água e do ar, a manutenção de espaços abertos, a preservação de ecossistemas importantes e acomodação de redes de sistemas urbanos adequadamente planejados.

c) Drenagem é um problema de destinação de espaço

O volume de água presente em um dado instante numa área urbana não pode ser comprimido ou diminuído. É uma demanda de espaço que deve ser considerada no processo de planejamento.

Se o armazenamento natural é reduzido pela urbanização ou outros usos do solo sem as adequadas medidas compensatórias, as águas das cheias buscarão outros espaços para seu trânsito, podendo atingir inevitavelmente locais em que isso não seja desejável.

O primeiro passo para sua utilização é providenciar meios necessários para seu armazenamento. As áreas para esse fim podem ser planejadas de modo a incorporar valores estéticos locais, assim como espaços para uso recreativo. A água armazenada pode, em determinadas circunstâncias, ser utilizada para irrigação, recarga do lençol freático, incremento de vazões mínimas e, também, abastecimento industrial.

d) As medidas de controle de poluição são parte essencial num plano de drenagem

Ao se tratar as águas do escoamento superficial direto de uma área urbana como recurso, ou quando se cogitar a utilização de bacias de detenção, deve ser dada atenção aos aspectos da qualidade dessas águas. Estes, por sua vez, estão relacionados com as práticas de limpeza das ruas, coleta e remoção de lixos e detritos urbanos, ligação clandestina de esgotos na rede de galerias, coleta e tratamento de esgoto e regulamentação do movimento de terras em áreas de desenvolvimento, tendo em vista o controle de erosão e, conseqüente, carga de sedimentos.

O controle da poluição das águas é essencial para que sejam alcançados os benefícios potenciais que podem oferecer os cursos d'água urbanos e suas várzeas.

2.1.4. EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NA RESPOSTA HIDROLÓGICA DAS BACIAS

Os fatores hidrológicos diretamente afetados pela urbanização são o volume do escoamento superficial direto, os parâmetros de tempo do escoamento superficial e a vazão de pico das cheias. Esses efeitos hidrológicos são diretamente causados por alterações da cobertura do solo, modificações hidrodinâmicas nos sistemas de drenagem e as invasões das várzeas.

As alterações na cobertura do solo devido à urbanização caracterizam-se pela sua remoção num estágio inicial, quando se realizam os movimentos de terra, e posteriormente pela sua substituição por áreas construídas, pavimentadas ou com outro tipo de cobertura substancialmente diferente da original.

A ruptura da cobertura do solo tende a deixá-lo exposto à ação das enxurradas, produzindo a erosão superficial e conseqüentemente o aumento do transporte sólido na bacia e sedimentação nos drenos principais, de menor declividade. As áreas construídas e pavimentadas aumentam gradativamente a impermeabilização dos solos da bacia, reduzindo sua capacidade natural de absorver as águas das chuvas, o que retarda o escoamento superficial direto.

As principais modificações das características hidráulicas das calhas decorrem das obras de canalização. Estas, regra geral, envolvem retificações, ampliações de seções e revestimentos de leito ou, ainda, as substituições das depressões e dos pequenos leitos naturais por galerias. Os canais

artificiais apresentam menor resistência ao escoamento e, conseqüentemente, maiores velocidades, o que resulta num efeito de redução do tempos de concentração das bacias.

Do exposto, verifica-se que a urbanização de uma bacia altera a sua resposta à ocorrência de chuvas. Os efeitos mais preponderantes são as reduções da infiltração e o tempo de trânsito das águas, que resultam em picos de vazão muito maiores em relação às condições anteriores à citada urbanização. São clássicos os exemplos que relacionam o crescimento das vazões máximas de cheias com a área urbanizada da bacia e a área servida por obras de drenagem. Há casos extremos em que os picos de cheia numa bacia urbanizada podem chegar a ser da ordem de 6 vezes superiores ao pico da mesma bacia em condições naturais.

Cabe frisar que o volume do escoamento superficial direto é primordialmente determinado pela quantidade de água precipitada, características de infiltração do solo, chuva antecedente, tipo de cobertura vegetal, superfície impermeável e retenção superficial. Já o tempo de trânsito das águas (que determina os parâmetros de tempo do hidrograma do escoamento superficial direto) é função da declividade, rugosidade superficial do leito, comprimento de percurso e profundidade d'água do canal.

Portanto, os efeitos da urbanização na resposta hidrológica das bacias de drenagem devem ser analisadas sob a ótica tanto do volume do escoamento superficial direto, quanto do tempo de trânsito das águas.

O conhecido método do "número de curva" (curve number) desenvolvido nos E.U.A. pelo Soil Conservation Service para a determinação do escoamento superficial direto, pode ser utilizado para analisar as alterações do volume do escoamento superficial direto causadas pela urbanização.

Especial atenção deve ser dada aos cálculos do parâmetro de tempo do hidrograma de cheias. Uma vez que as obras de drenagem estejam implantadas, os padrões de escoamento das águas podem ser alterados. Portanto, os parâmetros de tempo, comumente avaliados através de fórmulas baseadas em dados de bacias rurais, passam a não ter significado. O procedimento correto deve ser o cômputo destes parâmetros a partir das velocidades do escoamento das águas em galerias e canais artificiais. Estas, por sua vez, devem ser determinadas por procedimentos que considerem as características específicas das canalizações.

2.1.5. O CONTROLE DAS ÁGUAS DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO

O estado da arte do gerenciamento dos recursos hídricos contempla, fundamentalmente, dois enfoques diferentes para o controle da quantidade das águas do escoamento superficial direto em áreas urbanas.

- **Enfoque Orientado para o Aumento da Condutividade Hidráulica.**

O primeiro desses dois enfoques é mais tradicional e orientado para o aumento da condutividade hidráulica do sistema de drenagem de uma determinada área. Os sistemas projetados de acordo com tal enfoque efetuam a coleta das águas do escoamento superficial direto, seguida de imediato e rápido transporte dessas águas até o ponto de despejo, a fim de minimizar os danos e interrupções das atividades dentro da área de coleta. Os principais componentes do enfoque em tela são os dos Sistemas de Micro ou Macro-drenagem, já mencionados anteriormente. Os princípios são aplicáveis tanto em áreas já urbanizadas, quanto naquelas cujo processo ainda esteja em andamento.

Os sistemas projetados dentro deste enfoque tendem a aumentar as vazões veiculadas, bem como os níveis e as áreas de inundações a jusante, em relação à condição anterior à sua implantação.

Do ponto de vista de manutenção, esses sistemas exigem limpeza periódica a fim de que possam funcionar de forma eficiente e de maneira a garantir as condições previstas nos projetos. É comum entender como "limpeza", também a remoção de vegetações arbustivas ribeirinhas, no caso de canais em terra, ou as obras de desassoreamento. Em capítulos posteriores será visto que o assoreamento produzido muitas vezes está ligado à própria conformação geométrica da canalização ou a desequilíbrios nas produções de sedimentos na bacia.

- **Enfoque orientado para o armazenamento das águas**

A utilização desse enfoque, apesar de representar um conceito moderno, ainda não é muito comum em sistemas de drenagem urbana. Sua função é a de realizar o armazenamento temporário das águas de escoamento superficial direto no ponto de origem, ou próximo deste, e subsequente liberação mais lenta dessas águas para jusante no sistema de galerias ou canais.

Este enfoque minimiza os danos e a interrupção das atividades tanto dentro da área de projeto quanto a jusante.

É mais adequado para áreas em fase de desenvolvimento urbano mas pode ser utilizado em áreas já urbanizadas se existirem locais adequados para a implantação de armazenamentos superficiais ou subterrâneos.

Exige mais, do ponto de vista de manutenção, em especial nos armazenamentos maiores, conectados a cursos d'águas, utilizados indiscriminadamente como receptores de esgotos domésticos e industriais e de lixos e detritos urbanos, ou que apresentem intenso transporte de sedimentos. No local de armazenamento haverá, então, necessidade de remoção sistemática de sedimentos, lodos orgânicos, lixos e detritos urbanos, assim como controle de insetos, ratos e ervas daninhas.

Nas tabelas 2.1. e 2.2. apresentam-se, respectivamente, algumas medidas para redução ou retardamento do escoamento superficial direto e as vantagens e desvantagens dessas medidas.

Tabela 2-1 - Formas de redução e retenção em diferentes áreas urbanas

Área	Redução	Retardamento do deflúvio direto
Telhado plano de grandes dimensões	<ol style="list-style-type: none"> 1.armazenamento em cisterna 2.jardim suspenso 3.armazenamento em tanque ou chafariz 	<ol style="list-style-type: none"> 1.armazenamento no telhado, empregando tubos condutores verticais estreitos 2.aumentando a rugosidade do telhado: 3.cobertura ondulada 4.cobertura com cascalho
Estacionamento	<ol style="list-style-type: none"> 1.pavimento permeável 2.cascalho 3.furos no pavimento impermeável 	<ol style="list-style-type: none"> 1.faixas gramadas no estacionamento 2.canal gramado drenando o estacionamento 3.armazenamento e detenção para áreas impermeáveis: 4.pavimento ondulado 5.depressões 6.bacias
Residencial	<ol style="list-style-type: none"> 1.cisternas para casas individuais, ou grupo de casas. 2.passeios com cascalho 3.áreas ajardinadas em redor 4.recarga do lençol subterrâneo: <ol style="list-style-type: none"> a) tubos perfurados b) cascalhos (areia) c) valeta d) cano (tubo) poroso e) poços secos f) depressões gramadas 	<ol style="list-style-type: none"> 1.reservatório de detenção 2.utilizando gramas espessas (alta rugosidade) 3.passeios com cascalhos 4.sarjetas ou canais gramados. 5.aumentando o percurso da água através de sarjeta, desvios,etc.
Geral	<ol style="list-style-type: none"> 1.vielas com cascalhos 2.calçadas permeáveis 3.canteiros cobertos com palhas ou folhas 	<ol style="list-style-type: none"> 1.vielas com cascalhos

Tabela 2-2 - Vantagens e desvantagens no emprego das diferentes formas de redução e retenção do escoamento superficial direto

Medidas	Vantagens	Desvantagens
Cisterna	<ol style="list-style-type: none"> 1. Água pode ser utilizada para: <ol style="list-style-type: none"> a) proteção contra fogo b) rega de terras c) processos industriais d) refrigeração 2. Reduz o deflúvio superficial direto, ocupando pequenas áreas 3. O terreno ou espaço, acima da cisterna, pode ser usado para outros fins 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Custos relativamente altos de instalação 2. Custo requerido pode ser restritivo, se a cisterna receber água de grandes áreas de drenagem 3. Requer manutenção 4. Acesso restritivo 5. Reduz o espaço disponível do subsolo para outros usos
Jardim suspenso	<ol style="list-style-type: none"> 1. Esteticamente agradável 2. Redução do deflúvio superficial direto 3. Redução dos níveis de ruído 4. Valorização da vida anima 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Elevadas cargas nas estruturas de cobertura e de construção 2. Caro de instalar e manter
Reservatório com espelho d'água permanente (geralmente em áreas residenciais)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Controla grandes áreas de drenagem, liberando pequenas descargas 2. Esteticamente agradável 3. Possíveis benefícios à recreação: <ol style="list-style-type: none"> a) uso de barcos de recreação b) pesca c) natação 4. Habitat para a vida aquática 5. Aumenta o valor dos terrenos adjacentes 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Requer grandes áreas 2. Possível poluição pelas enxurradas e sedimentação 3. Possível área de proliferação de pernilongos 4. Pode haver crescimento intenso de algas, como resultado da eutrofização 5. Possibilidade de ocorrência de afogamentos 6. Problemas de manutenção
Armazenamento em telhado, empregando tubos condutores verticais estreitos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Retardo do deflúvio superficial direto 2. Efeito de isolamento térmico do edifício: <ol style="list-style-type: none"> a) água no telhado b) através de circulação 3. Pode facilitar o combate a incêndios. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Carga estrutural elevada 2. A tomada d'água dos tubos condutores requer manutenção 3. Formação de ondas e cargas devidas às mesmas 4. Infiltração de água do telhado para o edifício
Telhado com rugosidade aumentada	<ol style="list-style-type: none"> 1. Retardamento do deflúvio superficial direto e alguma redução do mesmo (detenção nas ondulações ou no cascalho) 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Carga estrutural relativamente elevada

Tabela 2.2 - Vantagens e desvantagens no emprego das diferentes formas de redução e retenção do escoamento superficial direto (continuação)

Medidas	Vantagens	Desvantagens
Pavimento permeável (estacionamento e vielas): <ol style="list-style-type: none"> a) estacionamento com cascalho b) furos no pavimento impermeável (diâmetro de cerca de 6 cm) enchidos com areia 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Redução do deflúvio superficial direto 2.Recarga do lençol freático 3.Pavimento de cascalho pode ser mais barato do que asfalto ou concreto (a) 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Entupimento dos furos ou poros 2.Compactação da terra abaixo do pavimento ou diminuição da permeabilidade do solo devido ao cascalho 3.Dificuldade de manutenção 4.Gramas e ervas daninhas podem crescer no pavimento
Canais gramados e faixas do terreno cobertas com vegetação	<ol style="list-style-type: none"> 1.Retardo do deflúvio superficial direto 2.Alguma redução do deflúvio superficial direto (recarga do lençol freático por infiltração) 3.Esteticamente agradável: 4.flores 5.árvores 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Sacrifica-se alguma área do terreno para faixas de vegetação 2.Áreas gramadas devem ser podadas ou cortadas periodicamente (custos de manutenção)
Armazenamento e detenção em pavimentos impermeáveis: <ol style="list-style-type: none"> a) pavimento ondulado b) bacias c) bocas de lobo estranguladas 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Retardo do deflúvio superficial direto (a, b,c) 2.Redução do deflúvio direto (a e b) 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Restricta um pouco o movimento de veículos 2.Interfere com o uso normal (b e c) 3.Depressões juntam sujeira e entulho (a, b e c)
Reservatório ou bacias de detenção.	<ol style="list-style-type: none"> 1.Retardo do deflúvio superficial direto 2.Benefício recreativo: 3.quadras poliesportivas se o terreno for propício 4.Esteticamente agradável 5.Pode controlar extensas áreas de drenagem, liberando descargas relativamente pequenas 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Requer grandes áreas 2.Custos de manutenção: <ol style="list-style-type: none"> a) poda da grama b) herbicidas c) limpeza periódicas (remoção de sedimentos) 3.Área de proliferação de pernilongos 4.Sedimentação do reservatório

Tabela 2.2 - Vantagens e desvantagens no emprego das diferentes formas de redução e retenção do escoamento superficial direto (continuação)

Medidas	Vantagens	Desvantagens
Tanque séptico transformado para armazenamento e recarga de lençol freático	<ol style="list-style-type: none"> 1.Custos de instalação baixos 2.Redução do deflúvio superficial direto (infiltração e armazenamento) 3.A água pode ser usada para: 4.proteção contra incêndio 5.rega de gramados e jardins 6.recarga do lençol freático 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Requer manutenção periódica (remoção de sedimentos) 2.Possíveis danos a saúde 3.Algumas vezes requer um bombeamento para o esvaziamento após a tormenta
Recarga do lençol freático: <ol style="list-style-type: none"> a) tubo ou mangueira furada b) dreno francês c) cano poroso d) poço seco 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Redução do deflúvio superficial direto (infiltração) 2.Recarga do lençol freático com água relativamente limpa 3.Pode suprir água para jardins ou áreas secas 4.Pequena perda por evaporação 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Entupimento dos poros ou tubos perfilados 2.Custo inicial de instalação (material)
Gramma com alta capacidade de retardamento (elevada rugosidade)	<ol style="list-style-type: none"> 1.Retardo do deflúvio superficial direto 2.Aumento de infiltração 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Dificuldade de poda de grama
Escoamento dirigido sobre terrenos gramados	<ol style="list-style-type: none"> 1.Retardo do deflúvio superficial direto 2.Aumento de infiltração 	<ol style="list-style-type: none"> 1.Possibilidade de erosão 2.Água parada em depressões no gramado

2.1.6. MEDIDAS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS

Em se tratando de técnicas de controle do escoamento superficial direto, é freqüentemente feita uma distinção entre duas medidas que se complementam: as estruturais e as não estruturais.

As estruturais são constituídas por medidas físicas de engenharia destinadas a desviar, deter, reduzir ou escoar com maior rapidez e menores níveis as águas do escoamento superficial direto, evitando assim os danos e interrupções das atividades causadas pelas inundações. Envolve, em sua maioria, obras hidráulicas de porte com aplicação maciça de recursos. Entretanto, não são projetadas para propiciar proteção absoluta, pois estas seriam física e economicamente inviáveis na maioria das situações.

As não estruturais, como o próprio nome indica, não utilizam estruturas que alteram o regime de escoamento das águas do escoamento superficial direto. São representadas, basicamente, por medidas

destinadas ao controle do uso e ocupação do solo (nas várzeas e nas bacias) ou à diminuição da vulnerabilidade dos ocupantes das áreas de risco dos efeitos das inundações. Nesta última buscam-se maneiras para que estas populações passem a conviver melhor com o fenômeno e fiquem melhor preparadas para absorverem o impacto dos prejuízos materiais causados pelas inundações. As medidas não estruturais envolvem, muitas vezes, aspectos de natureza cultural, que podem dificultar sua implantação a curto prazo. O envolvimento do público é indispensável para o sucesso dessa implantação.

A inexistência do suporte de medidas não estruturais é apontada, atualmente, como uma das maiores causas de problemas de drenagem nos centros mais desenvolvidos. A utilização balanceada de investimentos, tanto em medidas estruturais quanto não estruturais, pode minimizar significativamente os prejuízos causados pelas inundações.

Na tabela 2.3 são apresentados, de maneira sucinta, exemplos de medidas de controle.

Tabela 2-3 Medidas de controle das inundações

Medidas Estruturais			
Aumento da capacidade de escoamento das calhas	Diques marginais ou anulares Melhoria das calhas (aumento da seção transversal, desobstruções e retificações) Canalização (melhoria da calha e revestimento, substituição da calha por galeria / canal, canal de desvio)		
Redução das vazões de cheias	Reservatórios nos cursos d'água principais		
	Medidas para controle do escoamento superficial direto:	Medidas para retenção das águas pluviais	Medidas locais (armazenamento em telhados, cisternas, bacias de retenção em parques, etc.) Medidas fora do local (armazenamento em leitos secos ou em reservatórios implantados em pequenos cursos d'água)
		Medidas para infiltração das águas pluviais	Medidas locais (poços, trincheiras, bacias de infiltração, escoamento dirigido para terrenos gramados, etc)
Medidas Não Estruturais			
	Regulamentação do uso e ocupação do solo (principalmente em fundo de vale)		
	Proteção contra inundações (medidas de proteção individual das edificações em áreas de risco)		
	Seguro contra inundações		
	Sistemas de alerta, ações de defesa civil, relocações		

2.2. PLANEJAMENTO EM DRENAGEM URBANA

2.2.1. OBJETIVOS, VANTAGENS E LIMITAÇÕES

O planejamento, no seu sentido mais amplo, é a atividade que tem por objetivo resolver os problemas de uma comunidade através de considerações ordenadas, que envolvem desde a concepção inicial até um programa de obras, considerando um espaço determinado e fixando um determinado período para o seu desenvolvimento completo.

O planejamento da drenagem urbana deve ser feito de forma integrada, considerando os outros melhoramentos urbanos e os planos regionais, quando estes existirem. Após estarem determinadas as

interdependências entre o sistema de drenagem e outros sistemas urbanos e regionais, o primeiro pode ser alvo de um planejamento específico.

Tal planejamento deve ser feito sob critérios bem estabelecidos, oriundos de uma política de administração pública apoiada em regulamentos adequados. Essa política e esses regulamentos devem sempre atender às peculiaridades locais, físicas, econômicas, sociais e institucionais. O planejamento deve conduzir sempre ao projeto de um sistema de drenagem exequível, técnica e economicamente eficiente, maximizando os benefícios e minimizando os custos, coerente com outros planos setoriais e atendendo aos anseios da coletividade.

A principal vantagem do planejamento, aplicado ao sistema de drenagem urbana, refere-se à obtenção simultânea de menores custos e melhores resultados. Planos bem elaborados possibilitam:

- 1) estudar a bacia de drenagem como um todo e, conseqüentemente, chegar a soluções de grande alcance no espaço e no tempo, evitando medidas de caráter restrito que não raro apenas deslocam e mesmo agravam as inundações em outros locais a jusante da área de intervenção;
- 2) consolidar normas e critérios de dimensionamento uniformes para a bacia ou conjunto de bacias, tais como o período de retorno a ser adotado, borda-livre, coeficientes de rugosidade, gabaritos de pontes e travessias, etc;
- 3) identificar áreas que possam ser preservadas ou adquiridas pelo poder público antes que sejam ocupadas ou seus preços tornem-se proibitivos;
- 4) efetuar o zoneamento das várzeas de inundação;
- 5) estabelecer o escalonamento da implantação das medidas necessárias de forma tecnicamente correta e de acordo com os recursos disponíveis;
- 6) possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, pela articulação do plano de drenagem com outros planos setoriais da região (planos viários, planos de abastecimento de água, planos de esgotos, etc);
- 7) esclarecer a comunidade a respeito da natureza e magnitude dos problemas e formas de solução de propostas;fornecer respaldo técnico e político à solicitação de recursos;
- 8) privilegiar a adoção de medidas preventivas de menor custo e maior alcance.

Ressalte-se, contudo, que qualquer processo de planejamento se desenvolve dentro de uma situação dinâmica em que os fatores sociais, econômicos, institucionais e tecnológicos sofrem alterações imprevisíveis, não se devendo esperar que esse processo conduza a soluções perfeitas e definitivas.

O termo "plano", produto imediato do planejamento, é, talvez, uma palavra não muito apropriada, pois dá a falsa idéia de conclusão ou produto acabado. Existem dois fatores básicos que não permitem isto. O primeiro é que o planejamento envolve, como já referido, situações dinâmicas e, o segundo, é que sempre há uma defasagem entre o planejamento e sua implementação que, para programas de vulto, pode se estender por mais de uma década.

Esses fatores determinam que o processo de planejamento seja continuamente reavaliado para que novas alternativas, baseadas em fatos correntes, e não em fatos históricos, hipóteses não consumadas, ou eventuais obsolescências, sejam a base para a tomada de decisões.

2.2.2. PLANEJAMENTO DIRETOR

Segundo Welsh, o planejamento da drenagem urbana pode ser considerado sob dois aspectos, um em termos de produto imediato e outro em termos do processo utilizado para a obtenção do produto. Em termos de produto imediato, o plano diretor é um documento ou conjunto de documentos que contém três tipos de recomendações:

a) Medidas Estruturais

Um sistema de medidas, tais como redes de galerias de águas pluviais, canais, reservatórios de detenção ou retenção, bacias de sedimentação e diques, com as respectivas estimativas de custos.

b) Medidas Não Estruturais

Um conjunto de medidas, como a aquisição de terrenos para preservação, regulamentos, manual de práticas, seguro contra inundações, reassentamentos, estruturas à prova de inundações, programas de inspeção e manutenção, programas de contingências, programas de educação pública, com os respectivos custos, desde que possam ser estimados.

c) Programa de Implementação do Plano

Um programa que indique quando os elementos do plano devem ser implementados, quem tem a principal responsabilidade para a implementação de cada elemento e como esses elementos devem ser implementados (financiamentos).

Em resumo, as medidas estruturais e não estruturais recomendadas referem-se à questão: ***O que fazer para minimizar os problemas existentes ou para prevenir futuros problemas de drenagem urbana?*** Já o programa de implementação refere-se às questões: ***Quando o conjunto de atividades ou obras previstas devem acontecer? Quem é o responsável para que isto aconteça? Como a implementação do plano poderá ser financiada?***

Em vez de considerá-lo como produto imediato, o planejamento diretor pode ser definido como um processo dinâmico, conduzido de forma sistemática e disciplinada. O processo de planejamento, como ilustrado na Figura 2.1., inclui o estabelecimento de objetivos e padrões; condução de um inventário das características naturais e culturais da área de planejamento, análise de dados, definição dos problemas e formulação dos vários cenários futuros, formulação das alternativas potenciais, comparação de alternativas e seleção da melhor combinação de alternativas para compor o plano recomendado, preparação do programa de implementação do plano, e implementação propriamente dita, do plano.

É importante reconhecer que o planejamento é um processo social. Considerar o planejamento como um exercício mecânico e analítico, sem a devida consideração pelo contexto social é incorrer em erro impossível de remediar, bem como inviabilizar tanto o esforço de planejamento quanto a sua implementação.

Ressalte-se, por outro lado, que um plano diretor não é um projeto de engenharia no sentido tradicional. A implementação das medidas recomendadas num plano diretor requer a consecução das outras fases de projeto até a elaboração final do projeto executivo, incluindo a obtenção das licenças necessárias e outros requisitos exigidos em projetos de obras públicas.

2.3. DIRETRIZES DE PROJETO

2.3.1. ALOCAÇÃO DE ESPAÇOS E OCUPAÇÃO MARGINAL NAS CANALIZAÇÕES

Nos projetos de canalização de cursos d'água urbanos, a alocação dos espaços para o canal propriamente, assim como para as pistas marginais de tráfego e alinhamento de edificações, é essencial ter em conta os seguintes fatores básicos:

- 1) muito embora, por razões de ordem econômica, os projetos sejam elaborados para cheias com períodos de recorrência média (p.ex. 25 anos), cheias de magnitudes maiores podem ocorrer, e quando ocorrem as consequências podem ser bastante graves;
- 2) normalmente os projetos são desenvolvidos para um determinado cenário de ocupação da bacia a montante, sem considerar a possibilidade de condições futuras de ocupação que podem ultrapassar significativamente as suposições efetuadas por ocasião do projeto, resultando em vazões muito mais elevadas do que as inicialmente estabelecidas;
- 3) é muito frequente a situação de cursos d'água com intensa ocupação marginal, com faixa disponível para o leito do mesmo muito estreita que, com o passar do tempo torna-se insuficiente para a veiculação das vazões de pico de cheias atuais, muito incrementadas pelo efeito da urbanização a montante;
- 4) a ausência de planos diretores, como normalmente costuma ocorrer, aumenta o nível de incertezas nas avaliações hidrológicas que subsidiam os projetos de drenagem urbana.

Em face dos fatores apontados, nos projetos de canalização de cursos d'água urbanos, a alocação de espaços ao longo dos mesmos deveria basear-se nas seguintes diretrizes:

- 1) sempre que o espaço disponível para implantação do leito do canal permitir, prever faixas laterais, eventualmente inundáveis que permitam futuras ampliações do canal, caso necessário;
- 2) como decorrência do item anterior, as pistas marginais de vias de tráfego deveriam, tanto quanto possível, serem afastadas das margens do canal e, evidentemente, limitadas por outro lado pelo alinhamento das edificações. Neste sentido é oportuno lembrar que tal medida contribui para a valorizar as áreas marginais;
- 3) as faixas destinadas às edificações em cada margem, tanto quanto possível, devem estar fora da faixa de inundação correspondente à cheia de 100 anos de período de retorno;

- 4) nos casos em que as medidas acima não sejam possíveis em virtude da ocupação existente, é conveniente caracterizar as áreas inundáveis como áreas de risco que poderão no futuro ser reurbanizadas ou, eventualmente beneficiadas com obras de retenção na bacia, a montante, que venham reduzir a incidência de inundações.

2.3.2. CONSOLIDAÇÃO DE REQUISITOS E RESTRIÇÕES BÁSICAS DE PROJETO

No projeto de canalização de um curso d'água uma das atividades iniciais a ser desenvolvida é efetuar uma adequada consolidação de todos os requisitos básicos e principais restrições existentes, que deverão constituir as condições de contorno a serem consideradas no projeto.

Neste sentido, os aspectos básicos a serem considerados referem-se a: confluências e desemboques, pontos baixos, pontes, travessias, estrangulamentos, drenagem lateral, benfeitorias e edificações importantes e restrições a jusante, descritos a seguir. Um maior detalhamento de soluções a estas restrições será discutido adiante no capítulo 5, específico sobre o assunto.

• Confluências e Desemboque no Curso Principal

Este é um tópico a ser analisado com especial cuidado, uma vez que para as condições de vazões excepcionais podem representar importantes sobrelevações localizadas do nível d'água. Por outro lado, sua concepção é sempre muito condicionada ao espaço disponível, muitas vezes restrito. Deve-se, nestas situações, buscar a forma mais racional de compatibilização destas condicionantes.

• Pontos Baixos

É sempre conveniente efetuar uma identificação inicial de todos os pontos baixos ao longo das duas margens do curso d'água, de modo a ser possível estabelecer os correspondentes perfis longitudinais que deverão orientar o arranjo básico a ser adotado para o projeto do canal ou galeria.

Nos casos em que seja impraticável manter a linha d'água de projeto do canal abaixo de um ou mais pontos baixos marginais, é necessário conceber soluções particulares de drenagem dos mesmos que deverão ser tratadas separadamente, seja mediante condutos paralelos ao canal principal até um ponto mais baixo a jusante, seja mediante conduto descarregando diretamente no canal, porém dotado de "flap gate" na saída ou, em último caso, um sistema localizado de drenagem por bombeamento.

• Pontes

Nos casos em que as pontes constituem restrições ao escoamento é conveniente verificar a possibilidade de melhorias, tais como: adequação hidrodinâmica de pilares, alteamento de tabuleiro e, se possível, revestimento do fundo em concreto e a inclusão de vãos adicionais.

- **Travessias**

As travessias que mais frequentemente constituem restrições que não permitem remanejamentos são aquelas que atuam como suporte de adutoras, oleodutos, gasodutos, etc.

As intervenções possíveis de serem efetuadas para melhoria das condições de escoamento são semelhantes ao caso das pontes.

- **Estrangulamentos**

Em determinados casos ocorrem estrangulamentos num curso d'água causados por construções muito próximas ao leito do mesmo que implicam em limitações bastante sérias para a veiculação das vazões máximas desejáveis.

Nesses casos, mesmo concebendo soluções de canal ou galeria com maior eficiência hidráulica, as capacidades máximas possíveis podem estar aquém das necessidades reais. Em situações com restrições dessa natureza, a busca de soluções pode envolver a possibilidade de um conduto paralelo de reforço, o desvio de vazões a montante para algum local onde seja possível ou, eventualmente, a implantação de reservatórios de detenção a montante.

- **Drenagem Lateral**

Num trecho de curso d'água a canalizar é também de grande importância efetuar uma análise prévia de todo o sistema de drenagem lateral, tanto no que se refere à microdrenagem, como nos pontos de desemboque de condutos de médio e grande porte como, por exemplo, o caso de galerias.

Neste sentido, é necessário compatibilizar altimetricamente as características do canal a projetar com os diferentes condutos afluentes, de modo a garantir as condições de escoamento desses condutos.

- **Benfeitorias e Edificações Importantes**

Ocorrem muitas vezes a presença de benfeitorias e edificações importantes situadas nas margens de um dado curso d'água que, embora não constituam propriamente restrições à obra de canalização podem ter um certo peso no arranjo geral das obras de canalização, pela sua vinculação com a configuração do sistema viário local.

- **Restrições a Jusante**

É também importante ter presente, nos projetos de canalização eventuais restrições a jusante do trecho a canalizar, que podem limitar as vazões que venham a ser veiculadas pelo trecho objeto de estudo. Em

tais casos a necessidade de criar reservatórios de retenção a montante pode ser uma imposição a ser considerada no projeto.

2.3.3. 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 em projetos de drenagem urbana sempre é uma solução que deve ser cogitada como primeira possibilidade pelas seguintes principais razões:

- 1) possibilidade de veiculação de vazões superiores à de projeto mesmo com prejuízo da borda livre;
- 2) facilidade de manutenção e limpeza;
- 3) possibilidade de adoção de seção transversal de configuração mista com maior economia de investimentos;
- 4) possibilidade de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, quando há espaço disponível;
- 5) maior facilidade para ampliações futuras caso seja 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, a declividade e condições de operação.

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 permitirem futuras remodelações para aumento de capacidade mediante revestimento, além de preservarem 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, conseqüentemente, necessidade de menores seções transversais.

Na prática usual de projeto de canais urbanos em nosso meio técnico, é comum conceber canais visando apenas a veiculação de vazões de cheias, o que leva a sérios problemas de assoreamento e deposição de detritos para condições de operação de vazões de média intensidade, também conhecidas como vazões formativas ou modeladoras (ver capítulo 7), 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 nos próprios fundos 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 sub-leitos 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 e 2.3 são mostradas sugestões de seções transversais compostas.

É conveniente que tais seções sejam dimensionadas de forma a serem auto-limpantes, conforme critérios que são apresentados adiante no capítulo 7.

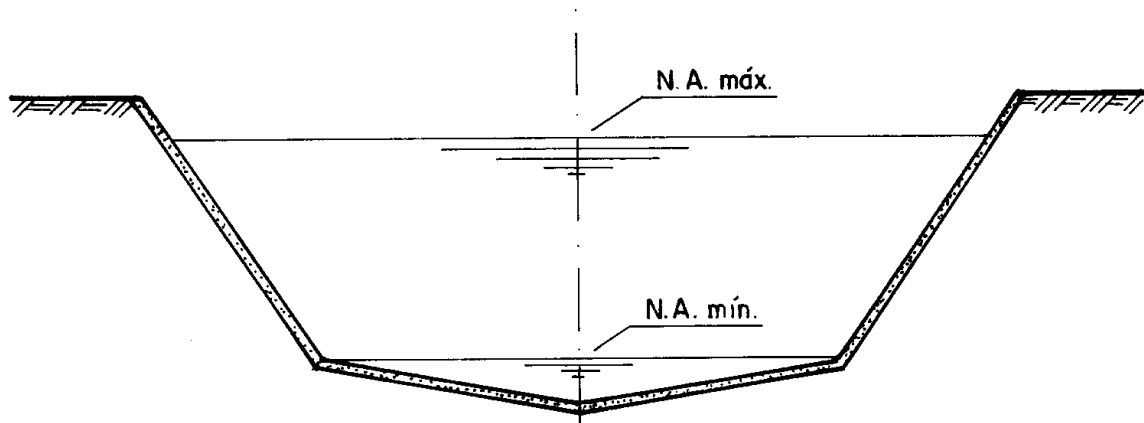


Figura 2.1- Canal em concreto - Seção trapezoidal mista

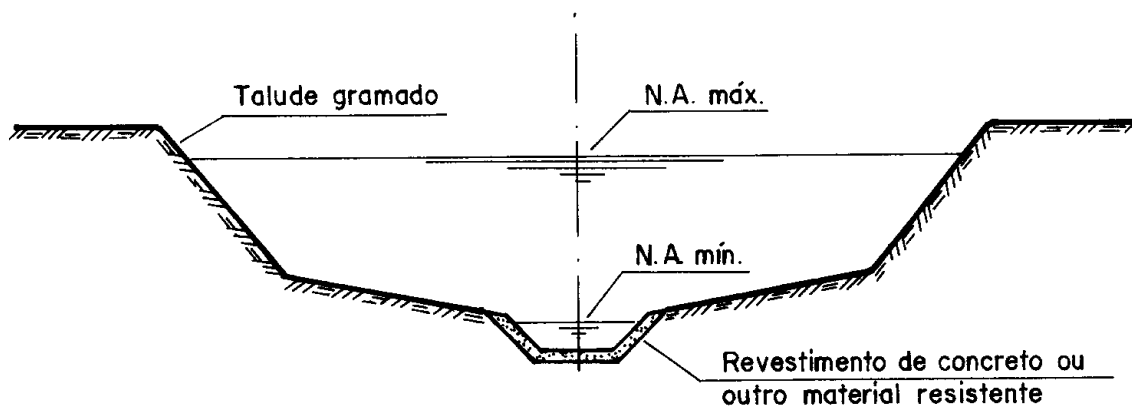


Figura 2.2- Canal escavado - Seção mista

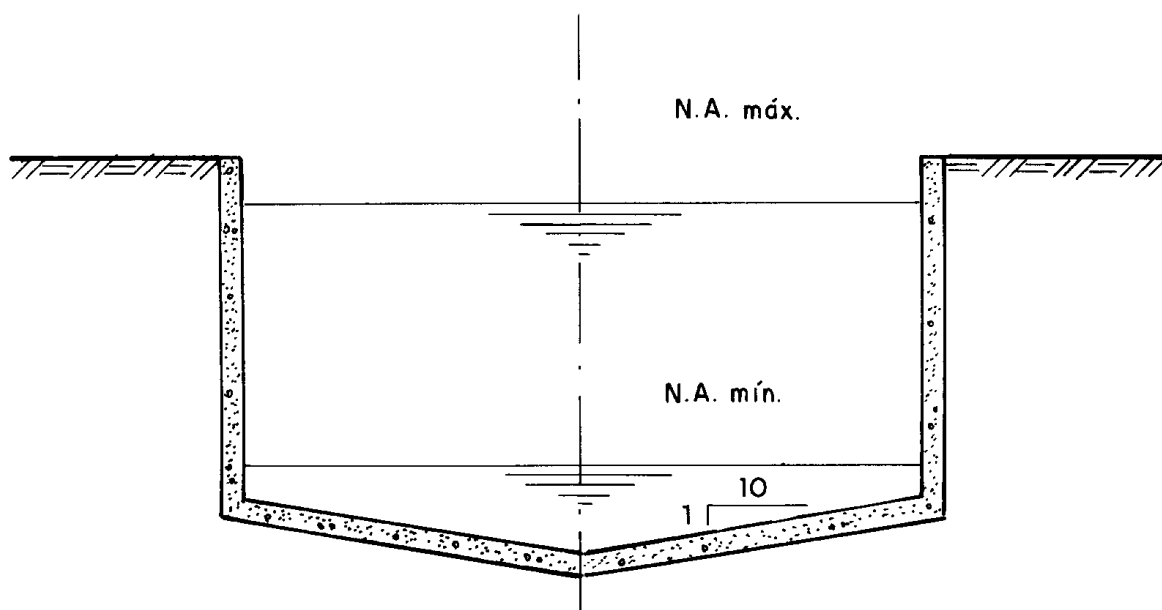


Figura 2.3 - Canal em concreto - Seção retangular mista

2.3.4. GALERIAS DE GRANDES DIMENSÕES

Em projetos de drenagem urbana a utilização de galerias de grandes dimensões faz-se necessária em áreas densamente urbanizadas em virtude principalmente da limitação de espaço e das restrições impostas pelo sistema viário.

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

- 1) as galerias tem 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;
- 2) 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 sempre em perda de eficiência hidráulica;

- 3) 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 é bastante problemática. 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 concentrar em apenas uma célula, com assoreamento mais acentuado nas demais, resultando em perda de eficiência na veiculação de vazões próximas à de projeto em virtude da redução da seção útil.

- **Recomendações para Projeto**

Pelas razões apontadas, sempre que possível, é de toda conveniência adotar galerias de célula única que permite, inclusive, prever o fundo em forma de triângulo para permitir 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:

- 1) se possível, introduzir trechos em canal aberto que atuam 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 pontos de acesso para manutenção e limpeza em condições mais razoáveis de acesso do que no caso de galeria fechada;
- 2) 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;

- 3) conforme já destacado, as galerias celulares, em virtude da necessidade de janelas nas suas paredes internas, possuem coeficiente de rugosidade global maior do que as galerias de células simples.

2.3.5. 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 há mais de vinte anos.

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 níveis 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 detenção passaram a ter uma especial importância nos projetos de drenagem urbana.

Além do que já foi dito, acrescentam-se os benefícios de caráter ambiental e estabilidade morfológica dos cursos d'água receptores que, com isto, não tem a mesma amplitude de variação de vazões escoadas, conforme ocorre nos projetos em que se contempla 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 cheias 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. A Tabela 2.4, a seguir, dá uma visão geral dos diferentes tipos de dispositivos de armazenamento ou retenção normalmente utilizados:

Tabela 2-4 - Classificação dos dispositivos de armazenamento ou retenção

Controle na fonte	Disposição local	1. Leitões de infiltração 2. Bacias de percolação 3. Pavimentos porosos
	Controle de entrada	1. Telhados 2. Estacionamentos
	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

- **Disposição Local**

A disposição local das águas de chuva tem ganho considerável aceitação nos últimos anos. Algumas comunidades norte-americanas vêm adotando a sua utilização em áreas em processo de urbanização.

O termo disposição local é utilizado para as instalações que se valem da infiltração e da percolação para o afastamento das águas de chuva. Essa prática procura aproveitar as próprias condições naturais de encaminhamento das águas precipitadas para as tormentas de pequena magnitude.

Quando as condições de solo assim o permitirem, as águas precipitadas em áreas impermeáveis são encaminhadas para um local com cobertura vegetal para infiltração no solo.

Caso não haja disponibilidade de local para infiltração, as águas de chuva podem ser conduzidas a um dispositivo subterrâneo de armazenamento para posterior percolação no solo.

- **Controle de Entrada**

As águas de chuva podem ser controladas em sua origem por meio de detenção no próprio local onde precipitam, mediante estrangulamento das entradas no sistema de escoamento. Dessa maneira, o volume de detenção pode ser obtido em locais adequadamente preparados para isso como telhados, áreas de estacionamento, pátios industriais e outras áreas julgadas adequadas.

- **Detenção na Origem**

A detenção na origem caracteriza-se por um "congestionamento" de todos os dispositivos de armazenamento que se situam a montante do sistema de afastamento das águas.

A primeira diferença entre a detenção na origem, a disposição local e o controle de entrada, consiste na magnitude da área a ser interceptada. A detenção na origem geralmente intercepta o escoamento superficial de várias parcelas isoladas de uma dada área ou mesmo de uma única área dividida em segmentos distintos. A detenção na origem pode ser conseguida a partir da construção adequada de valas, fossos secos, lagos, reservatórios de concreto, reservatórios tubulares (tubos agrupados), entre outros.

- **Detenção em Linha**

O termo "**em linha**" refere-se à inserção de dispositivos de detenção na própria linha de tubos de um sistema de galerias. A detenção em linha pode utilizar a capacidade excedente existente num dado sistema de galerias, ou exigir a instalação de dispositivos adicionais que permitam obter o volume necessário. A detenção em linha pode ser conseguida, por exemplo, com a construção de reservatórios de concreto, volumes excedentes nas redes existentes, reservatórios tubulares, túneis, cavernas subterrâneas, reservatórios de superfície, entre outras formas que poderiam ser citadas.

- **Detenção Lateral**

A detenção lateral consiste em dispor o volume de detenção não alinhado com o sistema de drenagem. Isso é feito desviando-se o fluxo do sistema de escoamento para o armazenamento lateral quando a descarga veiculada ultrapassa um dado limite previamente estabelecido. A água desviada é retida por um período suficiente para que as afluências baixem a magnitudes compatíveis com a capacidade de escoamento a jusante.

Com relação a detenção lateral, é necessário decidir inicialmente a maneira como o reservatório deverá ser enchido e, no projeto dos dispositivos que compõe o conjunto, devem ser considerados os seguintes aspectos: o tempo de detenção adequado para evitar a formação de maus odores ou problemas de saúde pública, a capacidade de escoamento do sistema de descarga a jusante, a possibilidade de contribuições adicionais antes do reservatório estar cheio e as afluências que podem ocorrer a jusante em dado intervalo de tempo.

- **Cuidados Específicos quanto às Obras de Detenção**

Os dispositivos de detenção nos sistemas de drenagem urbana, muito embora possam ter uma grande eficiência em termos de redução dos picos de cheias, apresentam alguns aspectos negativos que devem ser devidamente considerados.

Os principais problemas que podem ocorrer são resultantes da deposição de sedimentos e detritos que podem desencadear uma série de dificuldades, cabendo destacar: a perda de capacidade de armazenamento nos reservatórios de detenção caso os sedimentos depositados não sejam removidos em tempo hábil, o aparecimento de maus odores e problemas de saúde pública resultantes da decomposição da matéria orgânica dos depósitos e, finalmente, problemas de colmatação, com perda de capacidade de detenção em obras previstas para infiltração e percolação.

Para evitar tais problemas é fundamental tomar alguns cuidados, cabendo atentar para os aspectos mencionados a seguir:

- 1) é conveniente que as áreas onde venham a ser implantadas obras de detenção já sejam consolidadas em termos de ocupação urbana;
- 2) é também conveniente que essas áreas sejam dotadas de um razoável sistema de coleta de lixo e de limpeza das vias públicas a fim de que os detritos carregados pelo sistema de drenagem sejam de pequena monta;
- 3) é importante atentar para o nível de educação da população dessas áreas, uma vez que este aspecto tem uma relação muito estreita com o lixo lançado diretamente no sistema de drenagem;
- 4) quanto às feiras livres que existem em diversos pontos da cidade de São Paulo, é importante lembrar que constituem importante fator de produção de lixo que, em parte pelo menos, inevitavelmente é carregado pelo sistema de drenagem, mesmo em áreas consolidadas e dotadas de coleta regular de lixo e limpeza das vias públicas;
- 5) no projeto de obras de detenção, de maneira geral, é necessário prever condições de acesso às mesmas que facilitem os trabalhos de remoção de detritos e limpeza, em particular nos casos de obras subterrâneas que, pela sua própria natureza, envolvem dificuldades inerentes a esse tipo de obra;

2.4. ROTEIRO DE PROJETO EM DRENAGEM URBANA

O presente roteiro visa dar uma orientação ao projetista de obras de drenagem urbana no sentido de indicar uma sequência metodológica de abordagem dos diferentes assuntos a serem considerados no projeto, bem como indicações sobre o conteúdo e forma da documentação final de apresentação do projeto. Evidentemente são orientações gerais e podem ser melhor adequadas em função da magnitude do projeto.

O roteiro de projeto envolve os seguintes itens principais:

- 1) dados básicos;
- 2) análise das características da área da bacia;
- 3) estudos hidrológicos;
- 4) concepção de alternativas;
- 5) projeto hidráulico;
- 6) documentação do projeto.

2.4.1. DADOS BÁSICOS

Neste item o projetista deverá reunir e sistematizar todos os dados e informações básicas que servirão de subsídio para elaboração do projeto, sejam eles já existentes ou sejam elementos novos obtidos através de levantamentos de campo.

Os principais assuntos a serem abordados neste item são os seguintes:

- 1) planta da bacia de drenagem;
- 2) características da faixa de implantação das obras;
- 3) drenagem lateral;
- 4) interferências principais e utilidades públicas;

- 5) condições previstas de desenvolvimento futuro;
- 6) cobertura vegetal e condições de ocupação da bacia atual e futura;
- 7) características geológicas da bacia;
- 8) características geotécnicas e do lençol freático da faixa de implantação das obras;
- 9) informações sobre chuvas intensas na área da bacia;
- 10) estudos anteriores;
- 11) outras informações.

2.4.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BACIA

Esta análise tem por objetivo fornecer os elementos característicos da bacia que influem no regime de cheias da mesma, envolvendo aspectos geológicos, morfológicos, cobertura vegetal e tipo de ocupação existente e previsível.

Neste sentido os tópicos básicos a serem considerados são:

- 1) características morfológicas da bacia;
- 2) características de ocupação e de cobertura vegetal;
- 3) características geológicas e dos solos da bacia;
- 4) avaliação das condições de permeabilidade regionais.

2.4.3. ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Os estudos hidrológicos têm por objetivo fornecer as vazões máximas a serem adotadas para projeto, bem como de hidrogramas de cheias quando houver a necessidade de dimensionar ou analisar o efeito de reservatórios de detenção existentes.

Nos casos de bacias alongadas que possuam tributários de porte apreciável em sua porção de jusante, embora não possuindo reservatório, é recomendável estabelecer os respectivos hidrogramas individuais

por sub-bacias e efetuar em seguida a composição do hidrograma global afluyente a cada ponto de interesse ao longo do canal principal.

A utilização de métodos que forneçam diretamente picos de cheias, como é o caso do método de Ven Te Chow, podem levar a valores subestimados.

Este assunto é abordado com maiores detalhes no Capítulo 3 do presente documento.

A forma de considerar as vazões de projeto ao longo do canal a projetar pode ser consubstanciada numa curva envoltória de picos de cheia, sejam elas obtidas por cálculos direto, sejam através da composição de hidrogramas, conforme mencionado anteriormente.

A distribuição final de vazões a adotar poderá ser efetuada de modo a considerar sub-trechos com vazões constantes para maior simplicidade dos cálculos.

Os tópicos básicos a serem considerados são os seguintes:

- 1) critérios de projeto;
- 2) chuvas de projeto;
- 3) subdivisão da bacia em áreas hidrologicamente homogêneas;
- 4) parâmetros morfológicos característicos das sub-bacias;
- 5) cálculo de vazões máximas e/ou hidrogramas de cheias;
- 6) estudo de reservatórios de detenção.

2.4.4. CONCEPÇÃO DE ALTERNATIVAS DE ARRANJO DE OBRAS

Neste item deverão ser desenvolvidas as idéias básicas de arranjo de obras considerados possíveis.

Normalmente o arranjo em planta é imposto pelo próprio alinhamento do talvegue natural do curso d'água a canalizar. Entretanto, em termos de perfil longitudinal, diferentes configurações são possíveis, as quais dependem das restrições existentes, das interferências, bem como das posições das principais confluências.

As velocidades máximas permissíveis também influem no arranjo longitudinal das canalizações a projetar. Estas são condicionadas pelo tipo de material de revestimento a ser utilizado mas, por outro lado também são dependentes das declividades possíveis de serem adotadas.

Os tópicos básicos a serem abordados são os seguintes:

- 1) traçado em planta;
- 2) escolha do tipo de conduto a adotar e seções transversais;
- 3) alternativas de arranjo em perfil longitudinal.

2.4.5. PROJETO HIDRÁULICO

O projeto hidráulico das obras envolve o pré-dimensionamento das mesmas e a verificação de funcionamento do conjunto para as condições e critérios previamente estabelecidos, como também a análise de desempenho hidráulico das singularidades e obras especiais, efetuando as alterações e ajustes necessários.

Os tópicos principais a serem abordados no projeto são os seguintes:

- 1) critérios de projeto;
- 2) dimensionamento de seções transversais das obras de canalização;
- 3) estabelecimento do perfil longitudinal final das obras;
- 4) características preliminares das singularidades e obras especiais;
- 5) cálculo de linhas d'água;
- 6) análise hidráulica e estabelecimento da configuração final das singularidades e obras especiais;
- 7) projeto hidráulico dos reservatórios de retenção.

2.4.6. DOCUMENTAÇÃO DO PROJETO

A documentação de projeto compreende a sistematização, organização e apresentação de todos os elementos que deverão constituir a documentação básica de projeto em sua versão final.

O conteúdo básico que deve constituir a documentação de projeto é a seguinte:

- **Relatório Técnico**

- 1) apresentação;
- 2) descrição da bacia hidrográfica;
- 3) escopo do projeto;
- 4) resumo das características do projeto final;
- 5) dados básicos;
- 6) análise das características da bacia;
- 7) estudos hidrológicos;
- 8) concepção de alternativas;
- 9) projeto hidráulico;
- 10) custos;
- 11) metodologia de construção;
- 12) cronograma de evolução das obras.

- **Desenhos de Projeto**

- 1) planta geral:
 - planta de situação (escala 1: __.000);
 - planta da bacia (escala 1: __.000);

- perfil logitudinal do(s) curso(s) principal(is) (indicar o estaqueamento) (escala 1: __.000);
- 2) planta de característica da ocupação e cobertura vegetal da bacia e tipos de solos (escala 1:__.000);
- 3) planta de caracterização da geologia central da bacia (escala 1:__.000);
- 4) desenhos cadastrais da faixa de influencia das obras (escala 1:__.000);
- 5) desenhos de projeto contendo planta e perfil apresentados juntos (escala 1:__.000);
- 6) desenho(s) de seções transversais típicas (escala 1:__.000);
- 7) desenhos de estruturas e detalhes especiais (escala 1:__.000);
- 8) desenho(s) apresentando métodos construtivos e etapas de execução das obras (escala 1:__.000).

- **Memória de Cálculo**

A memória de cálculo deve apresentar de forma circunstanciada a metodologia aplicada. Deve também apresentar de forma clara e justificada todas as hipóteses de cálculo e condições de contorno assumidas.

Para que no futuro se possa eventualmente reconstituir os cálculos, todos os elementos básicos que deram origem a estes devem estar contidos na memória de cálculo de forma explícita. Convém, sempre que se julgue de interesse, apresentar ilustrações visuais, através de gráficos, figuras ou desenhos mais elaborados, por exemplo para reforçar resultados de cálculo, critérios de escolha ou outra informação considerada relevante.

- **Especificações Técnicas**

Todas as especificações técnicas devem ser apresentadas de forma clara e objetiva, de forma a não trazer qualquer dúvida. Sempre que possível devem estar dentro das Normas Técnicas vigentes, ou, quando estas não existirem, dentro do que representa o uso corrente, de comprovação consagrada pelo uso. No caso de inovações, estas devem ser devidamente justificadas, preferencialmente através de laudos de estudos laboratoriais.

- **Inserção do Projeto dentro de um Plano Diretor**

A importância da existência de Planos Diretores de Drenagem Urbana por bacias já foi devidamente discutida neste capítulo. Por esta razão é extremamente importante que todas as etapas de projeto estejam concordantes com as linhas gerais do Plano Diretor ou, em caso de qualquer alteração, esta não venha a comprometê-lo.

No caso da inexistência de um Plano Diretor, convém que a solução considere seus efeitos em toda a bacia, diante de um cenário mais restritivo, no sentido de viabilizar a elaboração de um futuro Plano Diretor com soluções eficientes e realistas.

3. HIDROLOGIA URBANA

3.1. PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

Os estudos de drenagem urbana envolvem, geralmente, cursos d'água de pequeno ou médio porte desprovidos de registros fluviométricos, nos quais a estimativa das vazões de projeto é feita com base nos dados de chuvas intensas que ocorrem nas respectivas bacias.

A região do Município de São Paulo abrange uma extensa área, pouco inferior a 2.000 Km², até hoje não muito bem compreendida em termos da variação espacial das chuvas intensas, mesmo porque os dados pluviográficos na região são escassos. Por isso têm sido adotados, nos estudos de drenagem do Município, valores de chuvas intensas referidos a um único posto pluviográfico, denominado de Posto do IAG (Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo), situado no bairro da Água Funda, incorporado à rede do DAEE com o prefixo E3-035. Por outro lado, as equações de chuva existentes, baseadas nesse posto, não incorporam os dados mais recentes.

Considerando-se o exposto, são apresentados, dentro deste item, os seguintes assuntos:

- 1) atualização da equação das chuvas intensas do posto do IAG, utilizando-se o período de dados pluviográficos fornecidos por essa entidade abrangendo o período de 1931 a 1994;
- 2) avaliação das relações intensidade-duração-freqüência em áreas do município não cobertas por pluviógrafos.

3.1.1. ATUALIZAÇÃO DA EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS DO POSTO DO IAG

Com base nos dados do posto pluviográfico do IAG, do período 1931-1994, chegou-se à seguinte equação:

$$h_{t,T} = (t - 6)^{0,242} \cdot \left\{ 12,6 - 4,49 \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}, \text{ para } 10 \text{ min} \leq t \leq 4320 \text{ min (3 dias)} \dots \dots \dots \text{ (3.1)}$$

onde:

$h_{t,T}$ altura pluviométrica acumulada (em mm), da chuva de duração t correspondente ao período de retorno T ;

t duração da chuva em minutos;

T período de retorno em anos.

Verificou-se que essa equação fornece valores maiores do que os obtidos das equações anteriores para todas as durações. A título ilustrativo, são apresentadas na Tabela 3.1 as diferenças percentuais médias, em relação à Equação 3.1, dos valores obtidos com as equações anteriores do mesmo posto, para os períodos de retorno de: 2, 5, 10, 15, 25 e 100 anos.

Tabela 3-1- Diferença entre os valores fornecidos por outras equações e fornecidos pela equação atualizada, para os dados do posto E3-035.

Duração	Desvios em relação atualizada (%)		
	DAEE anterior (1)	Occhipinti e Santos (2)	Wilken (3)
10 min	-22	-20	-19
20 min	-11	-11	-12
30 min	-5	-4	-7
1 h	2	3	-3
2h	-5	-3	-4
3h	-8	-6	-6
6 h	-12	-10	-12
12h	-16	-14	-18
18 h	-18	-17	-22
24 h	-20	-18	-25

(1) Equação com os dados de 1931 a 1979 publicada pelo DAEE (Magni e Mero, 1982)

(2) Equação desenvolvida por Occhipinti e Santos (1965)

(3) Equação desenvolvida por Wilken (1971), à partir de séries parciais.

3.1.2. AVALIAÇÃO DAS RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA EM ÁREAS NÃO COBERTAS POR PLUVIÓGRAFOS

A região do Município de São Paulo é bem servida de postos pluviométricos. Devido a isto,, desenvolveu-se uma metodologia que permite avaliar as chuvas médias de 24 horas com base nas chuvas médias de 1 dia e, a partir daí, as chuvas de curta duração.

- **Distribuição Espacial das Chuvas de 1 Dia**

Foram selecionados, na região do Município de São Paulo e adjacências, 103 postos pluviométricos com séries históricas superiores a 20 anos, sendo 62 do DAEE, 37 da ELETROPAULO, 3 do DNAEE e 1 do IAG.

Para cada um desses postos foram calculados os seguintes parâmetros estatísticos, das séries de chuvas máximas diárias: média ($\bar{h}_{1,d}$), desvio padrão (s) e coeficiente de variação (cv).

Com base nesses dados, foram obtidos dois mapas básicos apresentados nas Figuras 3.1 e 3.2.

Verifica-se por esses dois mapas que a região do Município de São Paulo não pode ser considerada homogênea do ponto de vista de alturas pluviométricas de chuvas intensas, assim como das flutuações em torno dos valores médios.

- **Relação entre os Valores Médios das Chuvas Máximas de 24 Horas e de 1 Dia**

Em 1966 o IAG (Occhipinti e Santos, 1966) realizou um estudo procurando estabelecer uma relação entre alturas pluviométricas das chuvas máximas de 24 horas e 1 dia, com base em séries que abrangem o período de 1928 a 1965, obtidos de dados pluviométricos e pluviográficos observados simultaneamente no posto pluviográfico do IAG.

Os resultados obtidos nesse estudo mostram que, em termos de alturas pluviométricas, a avaliação da chuva de 24 horas pode ser feita a partir das chuvas máximas de 1 dia de mesma freqüência aplicando-se o fator 1,14, praticamente coincidente com o fator de 1,13 adotado nos Estados Unidos, obtido a partir de estudos efetuados pelo Weather Bureau. Aliás, outros países de ambos os hemisférios encontraram o mesmo valor para tal fator.

Corroborando esses estudos, verificou-se, no presente trabalho, que a relação entre os valores médios amostrais das chuvas máximas de 24 horas (\bar{h}_{24}) e de 1 dia ($\bar{h}_{1,d}$) apresenta o valor de 1,14. Assim, em locais do Município onde não há postos registradores pode-se calcular o valor médio das chuvas máximas de 24 horas (\bar{h}_{24}), a partir do valor médio das chuvas máximas de 1 dia ($\bar{h}_{1,d}$) da Figura 3.1, pela equação:

$$\bar{h}_{24} = 1,14 \cdot \bar{h}_{1,d} \dots\dots\dots (3.2)$$

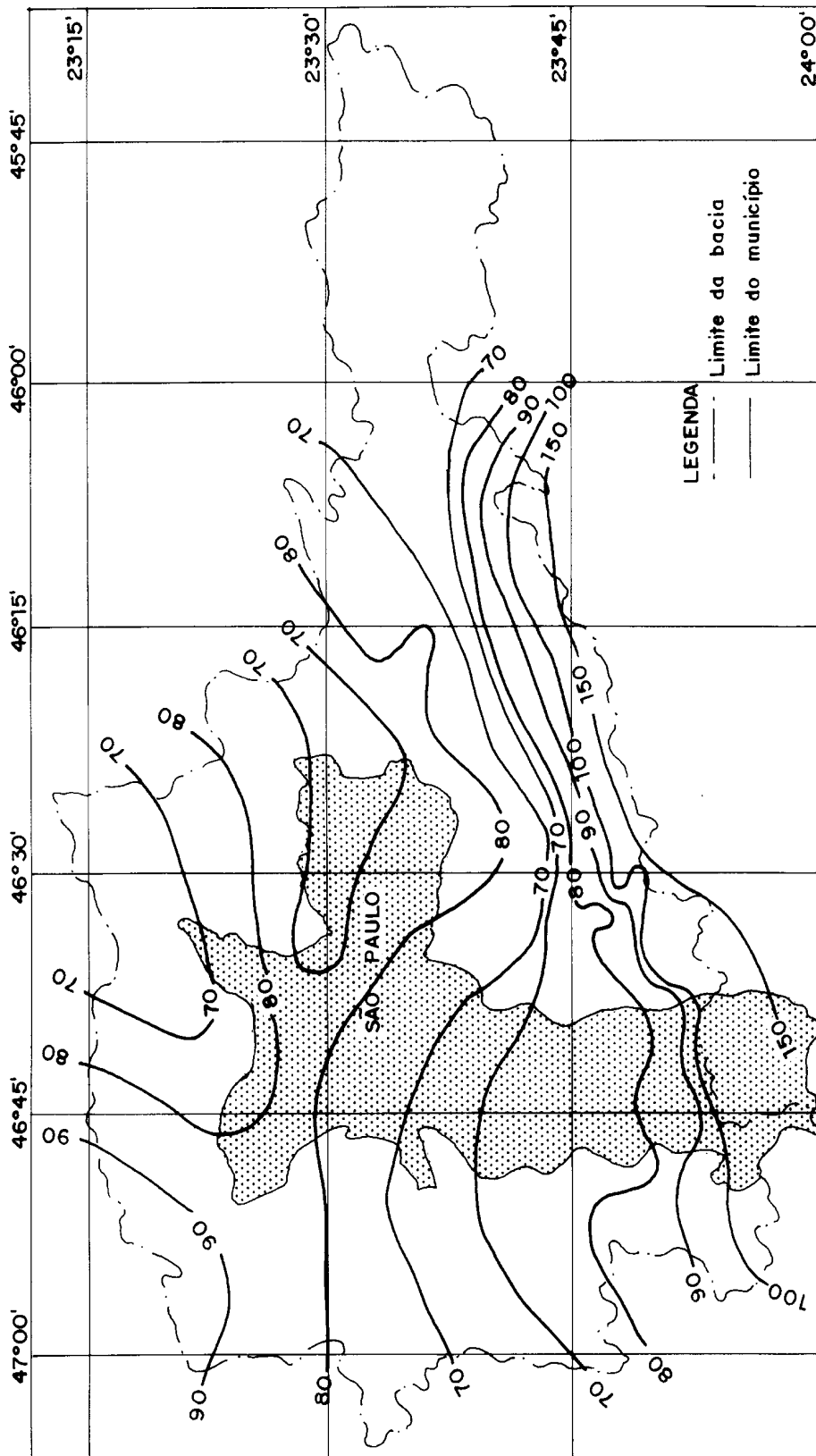


Figura 3.1- Isoietas dos valores médios das séries anuais das chuvas máximas de 1 dia (mm)

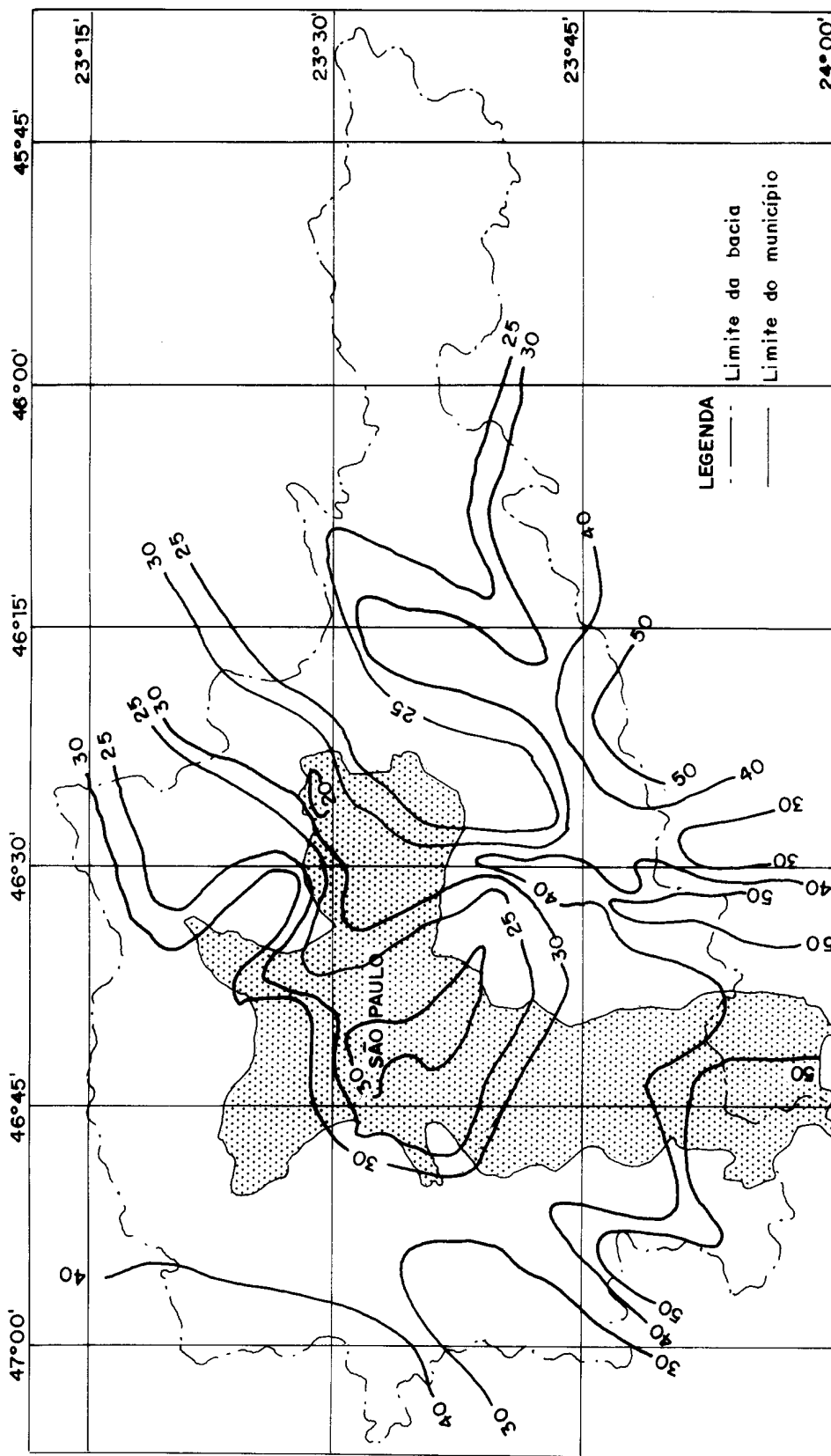


Figura 3.2 - Isolinhas dos coeficientes de variação das séries de chuvas máximas de 1 dia (em %)

- **Relações entre os Valores Médios das Chuvas de Diferentes Durações**

Com base em 14 postos pluviográficos existentes na bacia do Alto Tietê, procurou-se estabelecer as relações entre chuvas de diferentes durações. Ressalte-se que, inicialmente, foi constatada a tendência do coeficiente de variação (cv), em cada um desses postos, ser constante e independente da duração da chuva. A partir da Figura 3.2, onde se apresentam as isolinhas do coeficiente de variação das chuvas máximas de 1 dia, pode-se efetuar a avaliação do coeficiente de variação das chuvas máximas de diferentes durações. Além disso, as séries das chuvas máximas de 1 dia, que deram origem às Figuras 3.1 e 3.2, apresentam a vantagem de abrangerem períodos de dados bem maiores do que os postos pluviográficos citados.

A seguir foram obtidos em cada posto pluviográfico, os valores da relação (ver Tabela 3.2):

$$r = \frac{\bar{h}_t}{\bar{h}_{24}} \dots\dots\dots (3.3)$$

onde:

\bar{h}_t valor médio da chuva máxima de duração t horas;

\bar{h}_{24} valor médio da chuva máxima de 24 horas.

Os valores da Tabela 3.2, (excluindo-se o do posto E3-149 que fornece valores muito discrepantes), evidenciam que, para cada duração indicada, r pode ser representado pelo valor médio de cada coluna, uma vez que os desvios em torno desse valor são baixos. Os coeficientes de variação variam de 12% (chuva de 10 minutos) a 0,6% (chuva de 18 horas).

Verifica-se que os valores médios de r são praticamente iguais aos do posto do IAG, que possui a série mais longa e mais confiável. Por outro lado, para as durações de 1, 6 e 12 h os valores estão muito próximos dos encontrados na publicação "Drenagem Urbana - Manual de Projeto" (DAEE/CETESB,, 1980), como resultado do estudo de 98 (noventa e oito) postos pluviográficos situados no território brasileiro. Embora a referida publicação não tenha apresentado as relações r para outras durações, pode-se presumir que tal coincidência se mantenha para outras durações.

Considerando-se os valores médios da Tabela 3.2, chegou-se à seguinte expressão para calcular r considerando qualquer duração t :

$$r = \left(\frac{t - 0,10}{23,9} \right)^{0,242} \dots\dots\dots (3.4)$$

onde:

- r* relação entre os valores médios das chuvas máximas de *t* horas e de 24 horas;
- t* duração da chuva em horas.

Tabela 3-2 - Coeficientes de desagregação das chuvas diárias (*r*)

Prefixo	Local	Duração (minutos)								
		10	20	30	60	120	180	360	720	1080
E3-032	M.Cruzes	0,218	0,308	0,354	0,434	0,526	0,585	0,701	0,838	0,929
E3-034	Cotia	0,237	0,328	0,375	0,456	0,544	0,603	0,715	0,845	0,932
E3-047	Fco.Rocha	0,186	0,271	0,316	0,398	0,491	0,553	0,675	0,822	0,922
E3-068	Itapecerica	0,243	0,334	0,380	0,461	0,550	0,608	0,719	0,847	0,933
E3-148	Mauá	0,247	0,339	0,386	0,465	0,554	0,612	0,722	0,849	0,935
E3-149	Sto.André	0,099	0,167	0,206	0,282	0,376	0,443	0,583	0,764	0,894
E3-150	Rudge Ramos	0,230	0,319	0,365	0,447	0,536	0,594	0,708	0,842	0,931
E3-142	S.B.Campo	0,179	0,264	0,309	0,390	0,483	0,546	0,669	0,818	0,920
E3-085	S.C.doSul	0,245	0,335	0,382	0,463	0,552	0,609	0,719	0,848	0,934
E3-251	USP	0,262	0,353	0,400	0,480	0,568	0,624	0,731	0,856	0,937
E3-096	Pte.Pequena	0,248	0,339	0,385	0,466	0,554	0,612	0,721	0,850	0,935
E3-035	IAG	0,234	0,323	0,370	0,450	0,540	0,599	0,711	0,844	0,932
E3-052	Congonhas	0,268	0,360	0,407	0,486	0,573	0,629	0,735	0,858	0,938
E3-007	M.Santana	0,279	0,372	0,418	0,497	0,583	0,638	0,742	0,862	0,940
Média		0,237	0,327	0,373	0,453	0,543	0,601	0,713	0,845	0,932
Desvio padrão		0,029	0,031	0,032	0,031	0,029	0,027	0,021	0,013	0,006
Coeficiente de variação		0,122	0,095	0,085	0,069	0,054	0,045	0,030	0,015	0,006

• **Relação Intensidade-Duração-Freqüência**

Para a obtenção da altura pluviométrica de duração *t* e período de retorno *T*, pode-se utilizar a expressão:

$$h_{t,T} = \bar{h}_t \cdot (1 + K_T \cdot cv) \dots\dots\dots (3.5)$$

onde:

- $h_{t,T}$ altura pluviométrica de duração t e período de retorno T (em mm)
- \bar{h}_t valor médio das chuvas máximas de t horas;
- K_T fator de freqüência para o período de retorno T e amostras de n anos;
- cv coeficiente de variação.

Da Equação 3.3 obtém-se:

$$\bar{h}_t = r \cdot \bar{h}_{24} \dots\dots\dots (3.6)$$

Considerando-se as Equações 3.2 e 3.4 tem-se:

$$\bar{h}_t = \left(\frac{t - 0,10}{23,9} \right)^{0,242} \cdot 1,14 \cdot \bar{h}_{1d} \dots\dots\dots (3.7)$$

$$\bar{h}_t = 0,53 \cdot \bar{h}_{1d} \cdot (t - 0,10)^{0,242} \dots\dots\dots (3.8)$$

que levado à Equação 3.5 permite, finalmente, obter a seguinte expressão:

$$h_{t,T} = 0,53 \cdot \bar{h}_{1d} \cdot (t - 0,10)^{0,242} \cdot (1 + K_T \cdot cv) \dots\dots\dots (3.9)$$

onde:

- $h_{t,T}$ chuva de duração t horas e período de retorno T anos (em mm);
- \bar{h}_{1d} valor médio das chuvas máximas de 1 dia (em mm);
- K_T fator de freqüência para o período de retorno T e tamanho da amostra de n anos;
- cv coeficiente de variação;
- t duração da chuva (em horas).

Essa expressão permite calcular a chuva de duração t horas e período de retorno T ($h_{t,T}$) num dado local, a partir do conhecimento do valor médio das chuvas máximas de 1 dia (\bar{h}_{1d}), dado pela Figura 3.1, assim como do coeficiente de variação (cv) dado pela Figura 3.2. Observe-se que, na Figura 3.2, o coeficiente de variação está expresso em porcentagem, necessitando transformá-lo para a forma decimal para fim de utilização da Equação 3.9.

Considerando-se a distribuição de probabilidade de extremos Tipo I (Gumbel), os valores do fator de frequência, K_T estão na Tabela 3.3. Esses valores se referem a uma amostra de 13 (treze) anos de observação que corresponde, por sua vez, ao tamanho médio dos períodos de dados considerados dos postos pluviográficos relacionados neste estudo.

Tabela 3-3 - Valores do Fator de Frequência K_T

Período de Retorno T (anos)	5	10	15	20	25	50	100
K_T	0,995	1,748	2,173	2,470	2,699	3,405	4,105

Em termos analíticos os valores tabelados são fornecidos pela equação:

$$K_T = -1,0031 \left(\ln \left(\ln \frac{T}{T-1} \right) + 0,50764 \right) \dots\dots\dots (3.9a)$$

• **Exemplo**

Determinar uma chuva de projeto de 2,3 h de duração e período de retorno de 25 anos em Vila Jaguara, distrito de Jaraguá, no Município de São Paulo, com coordenadas geográficas latitude 23°30' S e longitude 45°45' W.

1) Da Figura 3.1 - obtém-se $\bar{h}_{1d} = 78,0$ mm

2) Da Figura 3.2 - obtém-se $cv = 0,28$

3) A Tabela 3.3 fornece $K_T = 2,699$

Utilizando-se a Equação 3.9:

$$h_{2,3,25} = 0,53 \cdot 78 \cdot (2,3 - 0,10)^{0,242} \cdot (1 + 2,699 \cdot 0,28) = 87,6mm$$

3.2. ESCOAMENTO SUPERFICIAL

A análise criteriosa do escoamento superficial que inclui a determinação da vazão de pico, o volume, e a forma do hidrograma, para um dado, o período de retorno, constitui um dos mais importantes fatores de sucesso de um projeto de drenagem urbana. Erros cometidos nesta fase poderão introduzir incoerências graves no desenvolvimento do projeto, acarretando obras sub ou superdimensionadas.

É importante reconhecer também que os valores obtidos neste cálculo serão sempre aproximados, devido às incertezas hidrológicas, às simplificações dos métodos disponíveis e aos critérios adotados. Tal fato não justifica, entretanto, atitudes pouco cuidadosas nesta etapa pois, quanto mais meticulosos e sistemáticos forem os procedimentos utilizados, menor será a probabilidade de ocorrência de erros comprometedores.

Quando tal plano não existe, a melhor atitude será estudar a hidrologia de toda a bacia, mesmo que o projeto em questão se refira a um trecho limitado da mesma. Neste caso dois aspectos devem merecer atenção especial do projetista:

- 1) a ocupação futura da bacia, principalmente no que se refere às taxas de impermeabilização e outras intervenções humanas que possam, por exemplo, reduzir o tempo de concentração da bacia ou de levar à ocupação de áreas inadequadas;
- 2) efeitos causados pelas obras em estudo, a montante e a jusante do trecho da intervenção.

A metodologia dos estudos hidrológicos de drenagem urbana segue, na maioria dos casos, o procedimento ilustrado na Figura 3.3.

Nesta figura, os passos 2, 3 e 4, respectivamente, a Determinação da Tormenta de Projeto, a Determinação da Chuva Excedente e a Determinação do Hidrograma de Projeto, pertencem ao campo da Hidrologia Urbana. O passo 1, Escolha do Período de Retorno, situa-se em contexto sócio/econômico, enquanto o passo 5, Dimensionamento de Estruturas Hidráulicas e/ou definição de outras ações, refere-se à fase de projeto das medidas a serem implantadas na bacia.

Os passos 2, 3 e 4 constituem propriamente o campo da chamada Hidrologia Urbana. Os passos 3 e 4, respectivamente a Determinação da Chuva Excedente e da Vazão de Projeto, constituem o principal assunto dos itens seguintes.

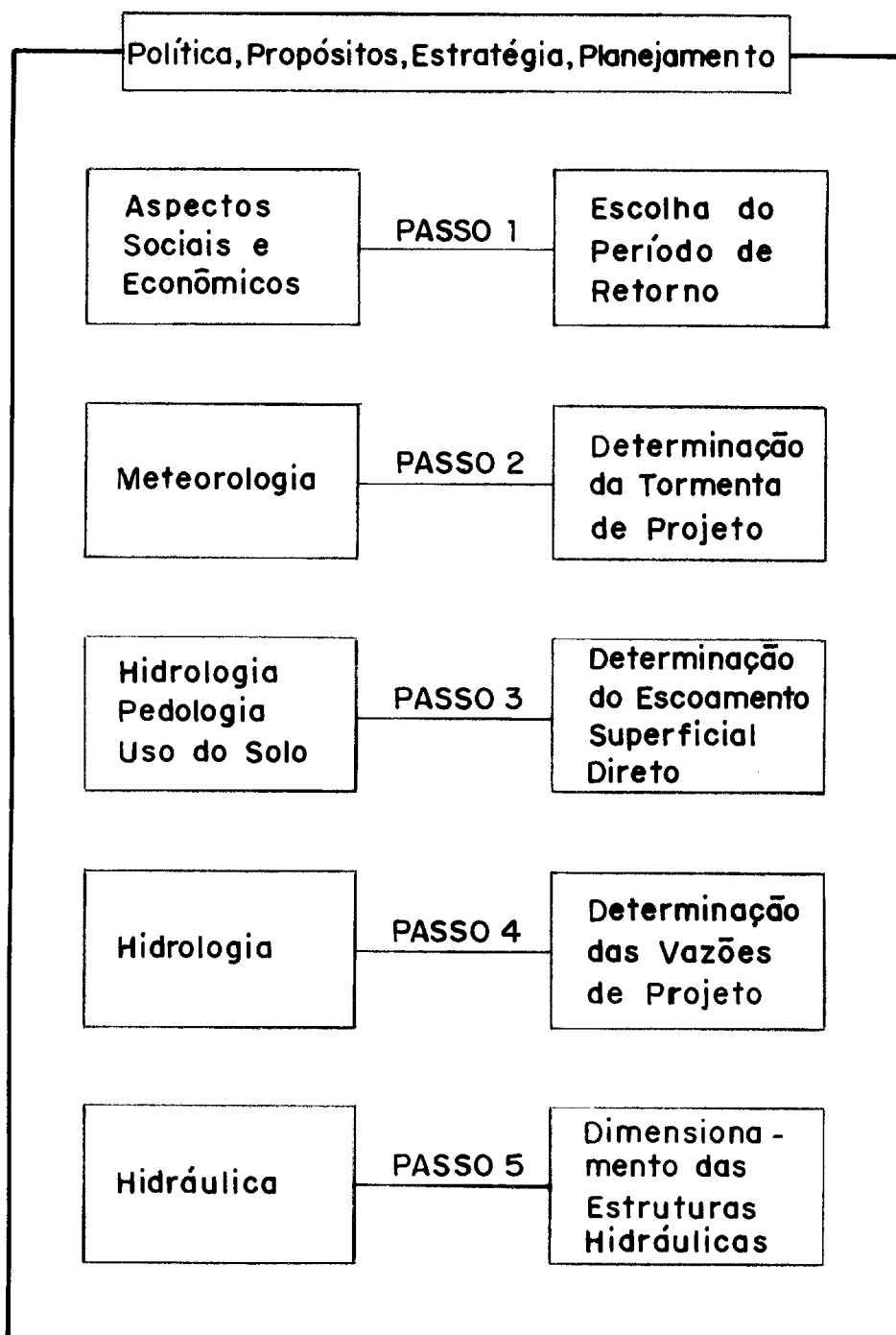


Figura 3.3 - Sequência de passos de um projeto de drenagem urbana

3.2.1. MÉTODOS DE ANÁLISE

Duas abordagens são de uso consagrado em hidrologia urbana: o já *clássico método racional*, aplicável a bacias urbanas com área de drenagem inferior a 3 km², e os métodos baseados na teoria do *hidrograma unitário*, cuja utilização se recomenda para bacias de maior porte. Em ambas a vazão e/ou hidrograma de projeto são determinados a partir de uma *tormenta de projeto*, da qual são descontadas as diversas perdas que ocorrem na bacia. O período de retorno das vazões é, por hipótese, considerado igual ao período de retorno da tormenta de projeto.

Esta hipótese é, em princípio, criticável porque nem sempre as mesmas tormentas acarretam as mesmas vazões, uma vez que as condições antecedentes de umidade do solo e as modificações das condições de escoamento da bacia (geralmente significativas em áreas urbanas), alteram as relações entre as chuvas e vazões. Esta é uma das razões que justifica a adoção de valores conservadores da umidade do solo e da elaboração de previsões sobre as condições futuras de escoamento.

3.2.2. DETERMINAÇÃO DA CHUVA EXCEDENTE

O *escoamento superficial direto* (ESD) ou *chuva excedente* é a parcela da chuva total que esco inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e posteriormente em cursos de água maiores e mais bem definidos. A chuva excedente é a maior responsável pelas vazões de cheia, principalmente em bacias pequenas e urbanizadas.

A lâmina de chuva excedente h_e multiplicada pela área de drenagem A , fornece o volume de escoamento superficial direto.

$$V_{esd} = A \cdot h_e \dots\dots\dots (3.10)$$

A impermeabilização do solo, que normalmente acompanha o processo de urbanização, altera dramaticamente a parcela da chuva que esco superficialmente. Aumentos de h_e da ordem de 300 a 400% não são incomuns quando a bacia passa de uma ocupação natural (ou rural) para uma ocupação com alto grau de impermeabilização.

Distinguem-se duas abordagens principais para o cálculo da chuva excedente:

- 1) a chuva excedente é calculada diretamente por meio de relações funcionais que levam em conta o total precipitado, o tipo de solo, sua ocupação, umidade antecedente, etc.

$$h_e = f(h, TS, OS, UA...)$$

onde:

h_e	chuva excedente (mm)
h	chuva total (mm)
$TS, OS, UA...$	parâmetros que exprimem numericamente o tipo de solo, sua ocupação e umidade antecedente.

Estes métodos baseiam-se em relações empíricas, algumas de frágil fundamentação teórica. São largamente utilizadas, entretanto, pois são de uso fácil e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento.

Exemplos desta classe de métodos são os métodos do **número da curva do Soil Conservation Service** e o do **coeficiente de escoamento superficial**, utilizado para cálculo das vazões de pico no **método racional**.

- 2) no segundo enfoque calculam-se as perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras e a seguir, determina-se a chuva excedente pela relação:

$$h_e = h - h_{perdas} \dots\dots\dots(3.11)$$

onde:

h_{perdas}	total das perdas acima relacionadas (os outros termos já foram definidos).
--------------	--

Estes métodos baseiam-se em fórmulas de infiltração, que procuram representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. A maior dificuldade na aplicação destes métodos reside na escolha dos parâmetros das fórmulas de infiltração. As fórmulas de Horton e Green & Ampt, que será apresentada adiante, constituem exemplos típicos desta categoria.

- **Método do Soil Conservation Service**

a) Formulação

Um dos métodos de utilização corrente que se aplica especialmente quando não se dispõem de dados hidrológicos, é o do "Soil Conservation Service"(SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos. Existe uma adaptação do método para os solos do Estado de São Paulo (Setzer et al, 1979), suficientemente abrangente para ser aplicada a solos de outros Estados.

A equação proposta pelo SCS é:

$$h_e = \frac{(h - 0,2S)^2}{h + 0,8S} \text{ para } h > 0,2S \dots\dots\dots(3.12)$$

onde:

- h_e chuva excedente, em mm
- h chuva acumulada, em mm
- S retenção potencial do solo, em mm

O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo e pode ser determinado por tabelas.

A quantidade de $0,2S$ é uma estimativa de perdas iniciais, devidas à interceptação e retenção em depressões. Por esta razão impõe-se a condição $P > 0,2S$.

Para facilitar a solução da equação acima faz-se a seguinte mudança de variável:

$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots(3.13)$$

onde:

CN número de curva e varia entre 0 e 100.

A Equação 3.11 pode ser representada em forma gráfica como mostrado na Figura 3.4. Por outro lado, substituindo-se na Equação 3.12 o fator S , ter-se-á:

$$h_e = \frac{\left(h - \frac{5080}{CN} + 50,8 \right)^2}{h + \frac{20,320}{CN} - 203,2} \text{ para } h > 0,2S \dots\dots\dots(3.14)$$

O parâmetro CN depende dos seguintes fatores: tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo, umidade antecedente do solo.

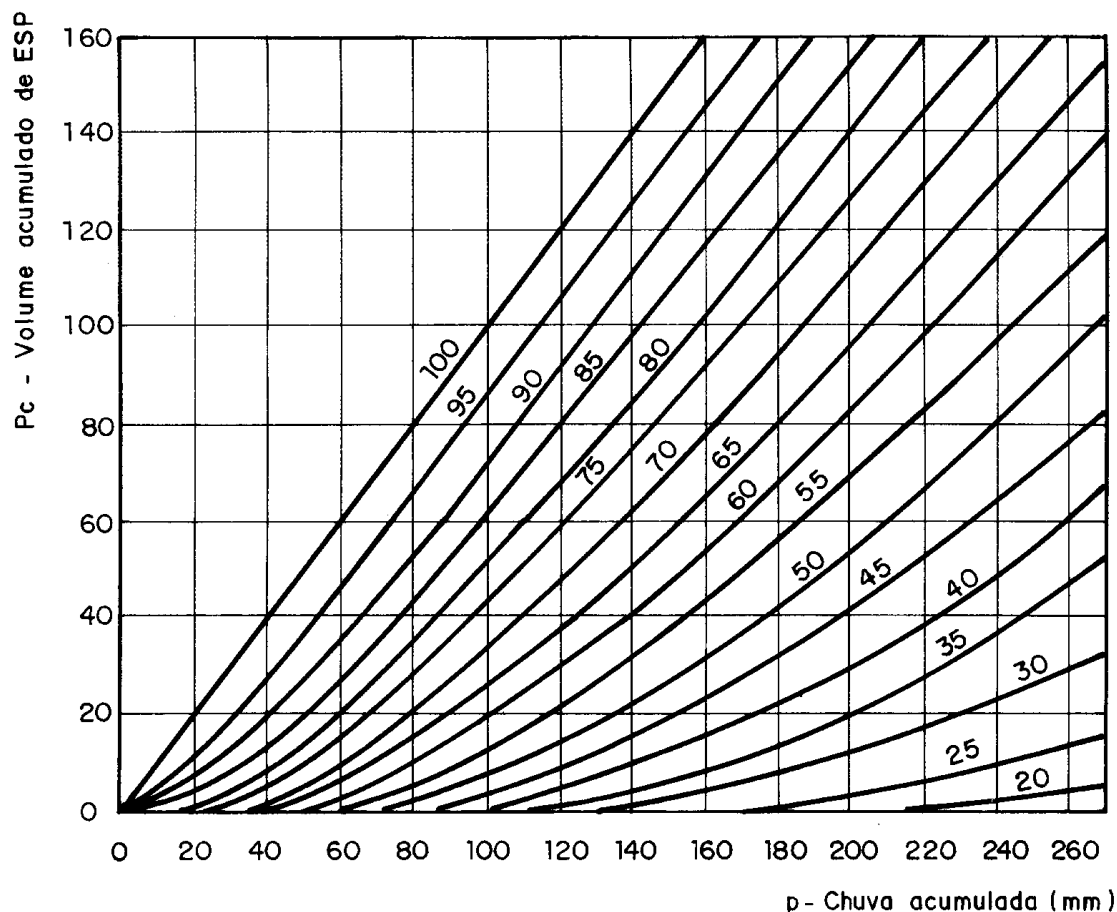


Figura 3.4 - Ábaco do SCS para solução da Equação 3.11

b) Tipos de solo

Grupo A - Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a uns 8%, não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.

Grupo B - Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras nem camadas argilosas até 1,5m mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial.

Grupo C - Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30% mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2m. No caso de terras roxas, estes dois

limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B mas ainda longe das condições de impermeabilidade.

Grupo D - Solos argilosos (30 - 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como B mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados.

c) Condições de uso e ocupação do solo

A Tabela 3.4 fornece valores de CN para os diferentes tipos de solo e respectivas condições de ocupação. Cabe ressaltar que essa tabela refere-se à Condição II de umidade antecedente do solo.

d) Condições de umidade antecedente do solo

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

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

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

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

A Tabela 3.5 permite converter o valor de CN para condição I ou III, dependendo da situação que se desejar representar.

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

e) 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 da Tabela 3.4;
- Transformação do CN para a condição desejada pela Tabela 3.5, se for o caso;
- Determinação do escoamento superficial pela Equação 3.14

Tabela 3-4- Valores de *CN* em função da cobertura e do tipo de solo (Condição II de umidade)

Tipo de uso do solo/Tratamento		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Condições hidrológicas					
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
até 500 m ²	65	77	85	90	92
1000 m ²	38	61	75	83	87
1500 m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, 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
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Cultura de grãos					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	condições boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	condições boas	61	73	81	84
Pasto:					
s/ curva de nível	condições ruins	68	79	86	89
	condições médias	49	69	79	84
	condições boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	condições médias	25	59	75	83
	condições boas	6	35	70	79
Campos					
condições boas		30	58	71	78
Florestas					
condições ruins		45	66	77	83
condições boas		36	60	73	79
condições médias		25	55	70	77

Tabela 3-5 Conversão das Curvas *CN* para as diferentes Condições de Umidade do solo.

Condições de umidade		
I	II	III
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

f) Efeitos da urbanização

A aplicação do método do SCS para áreas urbanas, pode ser feita de duas formas:

A primeira delas é fazer uso de tabelas que levem em conta os tipos de ocupação dos solos característicos de áreas urbanas como a Tabela 3.4. Caso a bacia apresente diversos tipos de solo e de ocupação, deve-se adotar o valor de *CN* obtido pela média ponderada dos diversos *CNs* correspondentes às áreas homogêneas.

Exemplo: Calcular o *CN* médio de uma bacia com área de drenagem de 3 km², sendo 2 km² de solo B e 1 km² de solo C, com a seguinte ocupação:

Solo B:

0,3 km² - ruas pavimentadas e estacionamento (*CN* = 98)

1,1 km² - uso residencial, lotes de 500 m² (*CN* = 85)

0,6 km² - áreas comerciais (*CN* = 92)

Solo C:

0,2 km² - áreas residenciais, lotes de 1.000 m² (*CN* = 83)

0,3 km² - parques e jardins em boas condições (*CN* = 74)

0,4 km² - área preservada (floresta em boas condições) (*CN* = 73)

0,1 km² - ruas pavimentadas e estacionamentos (*CN* = 98)

O valor ponderado de *CN* será

$$\frac{0,3 \cdot 98 + 1,1 \cdot 85 + 0,6 \cdot 92 + 0,2 \cdot 83 + 0,3 \cdot 74 + 0,1 \cdot 98}{3}$$

$$CN = 85,3$$

O segundo modo recomenda separar a bacia em áreas permeáveis e impermeáveis e calcular o *CN* ponderado. No exemplo anterior teríamos:

Solo B:

área impermeável - 1,5 km² (*CN* = 98)

área permeável (gramados) - 0,5 km² (*CN* = 61)

Solo C:

área impermeável - 0,15 km² (*CN* = 98)

área permeável (gramados) - 0,85 km² (*CN* = 74)

$$CN = \frac{1,5 \cdot 98 + 0,5 \cdot 61 + 0,15 \cdot 98 + 0,85 \cdot 74}{3}$$

$$CN = 85,0$$

g) Hietograma da chuva excedente

É importante notar que a fórmula do SCS aplica-se à precipitação acumulada e, para um determinado valor da chuva total fornece sempre o mesmo valor da chuva excedente, qualquer que seja a distribuição temporal do hietograma de entrada.

A aplicação dos métodos baseados na teoria do hidrograma unitário exige a determinação de um hietograma de chuva excedente, que pode ser obtido do hietograma de precipitação pela aplicação da fórmula do SCS aos valores acumulados da chuva, a cada intervalo de tempo, conforme exemplificado na Tabela 3.6.

Exemplo: Calcular o hietograma da chuva excedente a partir do hietograma de chuva apresentado nas colunas 1 e 2 da Tabela 3.6, a seguir, para uma bacia com $CN = 85$.

Das equações 3.13. e 3.14, tem-se:

$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{85} - 10 \right) = 44,8 \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{(h - 8,96)^2}{(h + 35,85)}$$

Calcula-se a chuva excedente pela Equação 3.14, lembrando que a equação só vale para $h > 0,2S$, no caso $h > 8,96$ mm.

Tabela 3-6 - Solução do exemplo de aplicação do método do SCS.

coluna 1	coluna 2	coluna 3	coluna 4	coluna 5
t (h)	h (mm)	$\sum h$ (mm)	$\sum h_e$ (mm)	h_e (mm)
0,5	5,0	5,0	0,0	0,0
1,0	8,0	13,0	0,3	0,3
1,5	2,0	15,0	0,7	0,4
2,0	42,3	57,3	25,1	24,4
2,5	25,0	82,3	45,5	20,4
3,0	3,0	85,3	48,1	2,6
3,5	10,5	95,8	57,3	9,2
4,0	5,0	100,8	61,7	4,4
TOTAL	100,8			61,7

A fórmula do SCS é aplicada aos valores da precipitação acumulada, que formam a coluna 3, e fornece os valores acumulados da chuva excedente, que constam da coluna 4. As chuvas excedentes em cada intervalo de tempo constam da coluna 5 e são obtidas por diferenças sucessivas entre os valores da coluna 4.

3.2.3. VAZÕES MÁXIMAS EM PEQUENAS BACIAS URBANAS

- **Método Racional**

Para bacias de drenagem que não apresentam complexidade e que tenham áreas de drenagem inferiores a aproximadamente 3 km² é recomendado que a descarga de projeto seja analisada pelo denominado Método Racional. Embora criticado por sua simplicidade, é um método largamente aceito e conduz a resultados satisfatórios, quando aplicado dentro de seus limites de validade.

a) Expressão do Método Racional

A seguinte expressão define o método:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(3.15)$$

onde:

- Q vazão de pico do *ESD* em m³/s;
- C coeficiente adimensional, chamado de coeficiente de *ESD* ("runoff"), isto é, a relação entre o volume de *ESD* e o volume precipitado;
- I intensidade média da chuva, em mm/h, para uma duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia em estudo. Esse tempo é, usualmente, o requerido pela água para escoar desde o ponto hidráulicamente mais remoto da bacia até o ponto de controle (local de interesse);
- A área da bacia em km².

b) Premissas básicas

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

- O pico do *ESD*, 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.

c) Limitações

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

d) 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;
- escolha 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.

e) Tempo de Concentração

O tempo de concentração é, ao lado do coeficiente de escoamento superficial, um dos parâmetros cruciais do método racional, cuja determinação está também sujeito a incertezas e imprecisões.

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 correta de calcular 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:

$$t_c = \frac{1}{60} \cdot \frac{\sum L_i}{V} \dots\dots\dots (3.16)$$

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 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.)

$$t_c = t_i + t_t \dots\dots\dots (3.17)$$

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

$$t_i = \frac{0,65 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}} \dots\dots\dots (3.18)$$

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 do escoamento em metros (no máximo 150 m);
- S declividade média da bacia, em porcentagem.

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.

f) 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. As expressões disponíveis relacionando os três parâmetros, intensidade, duração e frequência, já foram apresentadas no item 3.1.2.

g) Coeficiente de Escoamento Superficial Direto (coeficiente de "runoff")

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.

Usualmente, o coeficiente de escoamento superficial é determinado em função da ocupação do solo, conforme se apresenta na Tabela 3.7. Esta tabela **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:

$$C_T = 0,8 \cdot T^{0,1} \cdot C_{10} \dots\dots\dots (3.19)$$

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;
- T período de retorno, em 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:

$$C = \frac{1}{A} \cdot \sum C_i \cdot A_i \dots\dots\dots (3.20)$$

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 ".

Tabela 3-7- Valores do coeficiente de escoamento superficial direto adotados pela Prefeitura do Município de São Paulo (P.S. Wilken, 1978).

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 adjacente 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

3.2.4. DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO EM BACIAS DE PORTE MÉDIO

- Terminologia

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.

O hidrograma é o gráfico das vazões ao longo do tempo decorrentes de um hietograma. Como consequência, a área desta curva é o volume de escoamento superficial direto (V_{esd}) causado por uma chuva excedente (h_e) sobre toda a área de drenagem (A), conforme Equação 3.10.

Um hidrograma é caracterizado pelo seu *volume* (V_{esd}) e pela sua *forma*, que em conjunto, determinam o valor da *vazão de pico* (Q_p). O hidrograma é, em última análise, um determinado hietograma de chuva excedente, 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 3.5. Esta figura apresenta um hidrograma causado por um bloco único de chuva excedente (h_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).

Tempo de retardamento (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:

$$t_a = t_p + \frac{D}{2} \dots\dots\dots (3.21)$$

O tempo de concentração, t_c , já definido, é indicado na figura 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 seção somente a água que estava temporariamente armazenada nas superfícies e canais da bacia.

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

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \dots\dots\dots (3.22)$$

$$t_a = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \dots\dots\dots (3.23)$$

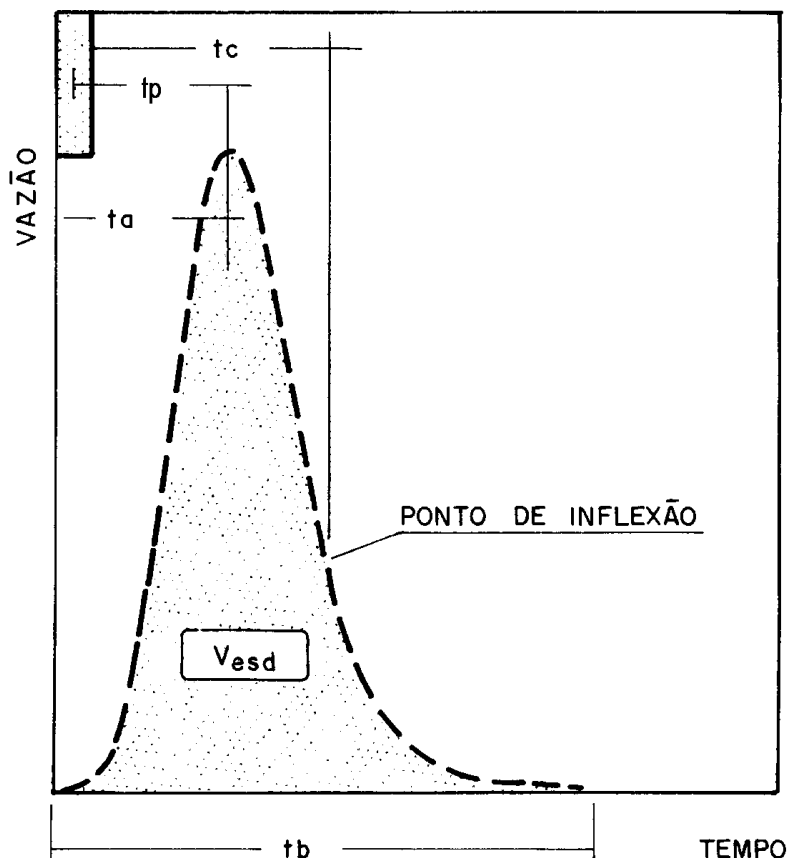


Figura 3.5 - Características do hidrograma

• Interpretação Conceitual do Hidrograma

A forma do hidrograma é determinada pelo trânsito da chuva excedente sobre a bacia e sua análise pode ser feita por métodos hidráulicos ou hidrológicos. Os métodos hidráulicos são *distribuídos* e baseiam-se nas equações do escoamento não permanente (conservação de massa e quantidade de movimento), enquanto os chamados métodos hidrológicos são total ou parcialmente *globais* ("lumped") e baseiam-se nos conceitos de translação e armazenamento.

Os conceitos de translação e armazenamento são essenciais para o estudo em canais, reservatórios e bacias hidrográficas. No caso das bacias estes processos podem ser estudados separadamente, o que simplifica significativamente os métodos de cálculo. É importante, portanto, definir estes conceitos:

a) Translação

É o movimento da água ao longo dos canais em direção paralela ao fundo. Tempo de translação é, portanto, o tempo que uma partícula de água leva para percorrer uma determinada distância. **Tempo de concentração** é o tempo de translação do ponto hidráulicamente mais distante da bacia até a seção de controle.

b) Armazenamento

Pode ser interpretado como o movimento da água na direção perpendicular ao fundo do canal e representa, portanto, a parcela da chuva excedente que fica temporariamente retida na bacia e que chegará à seção de controle com certo atraso.

No presente caso, translação pode ser considerado sinônimo de concentração e armazenamento é o mesmo que difusão ou amortecimento.

O trânsito da chuva excedente pela bacia é basicamente o mesmo fenômeno do caminhamento de uma onda de enchente por um reservatório ou um canal e difere destes apenas na importância relativa que, em cada um deles, assumem os processos de translação e armazenamento, conforme apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3-8 - Processos de translação e armazenamento em diferentes meios

	TRANSLAÇÃO	ARMAZENAMENTO
RESERVATÓRIO	Desprezível	Dominante
CANAL	Dominante	Pouco importante, a menos de grandes várzeas de inundação
BACIA	Importante	Importante, a menos de pequenas bacias urbanas

A transformação destas definições em métodos para determinação de hidrogramas é feita pela introdução do conceito de **isócronas**, para levar em conta os tempos de translação na bacia, e de **reservatório linear equivalente** para levar em conta os efeitos de armazenamento. O mais conhecido dos métodos baseados nestes conceitos é o chamado **modelo conceitual de Clark** descrito por Porto, 1993 entre outros.

Em hidrologia urbana é mais comum que estes efeitos sejam tratados de forma mais simplificada e incorporados no cálculo dos **parâmetros de tempo** do hidrograma, como se verá no item que trata dos hidrogramas sintéticos.

- **A Teoria do 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 h_e distribuída uniformemente sobre a bacia com uma duração específica. A chuva unitária excedente é escolhida por conveniência a $P_{UNIT} = 10$ 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**, (D_{UNIT}) e geralmente escolhe-se seu valor na faixa de 1/4 a 1/6 do tempo do retardamento da bacia (t_p).

É possível concluir, portanto, que cada bacia não é caracterizada por um único hidrograma unitário mas terá **tantos hidrogramas unitários quantos 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 km² tenha produzido o hidrograma da Figura 3.6, 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 excedente. Estas hipóteses constituem os princípios da **proporcionalidade** e da **superposição**.

O princípio da proporcionalidade é ilustrado por meio da Figura 3.6. Uma vez conhecido o hidrograma unitário correspondente a uma chuva unitária (áreas hachuradas na Figura 3.6), 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**.

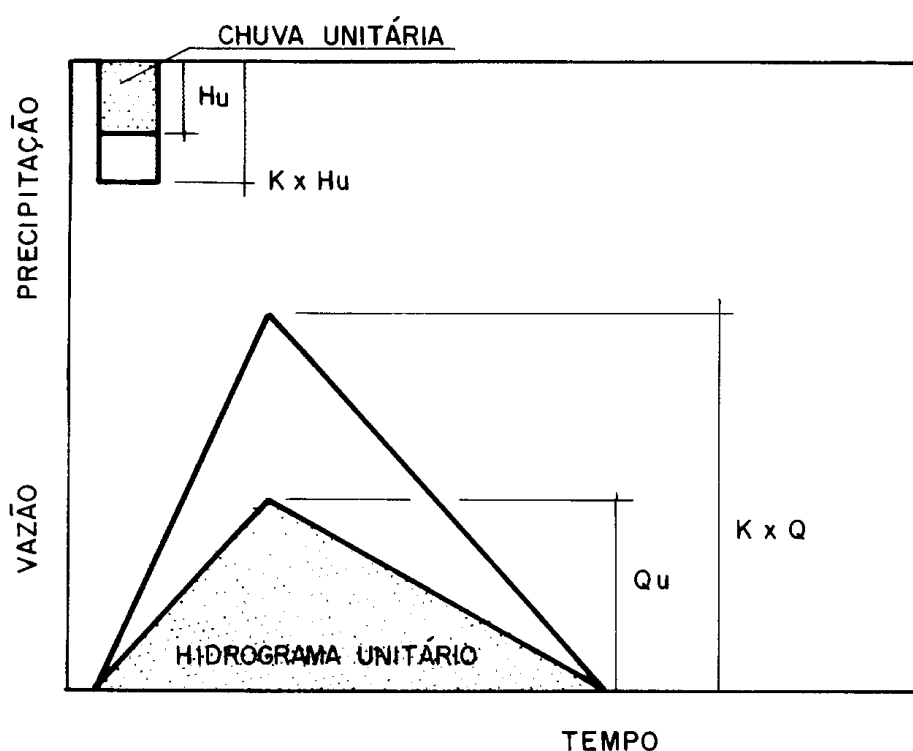


Figura 3.6 - Princípio da proporcionalidade

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 3.7 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 .

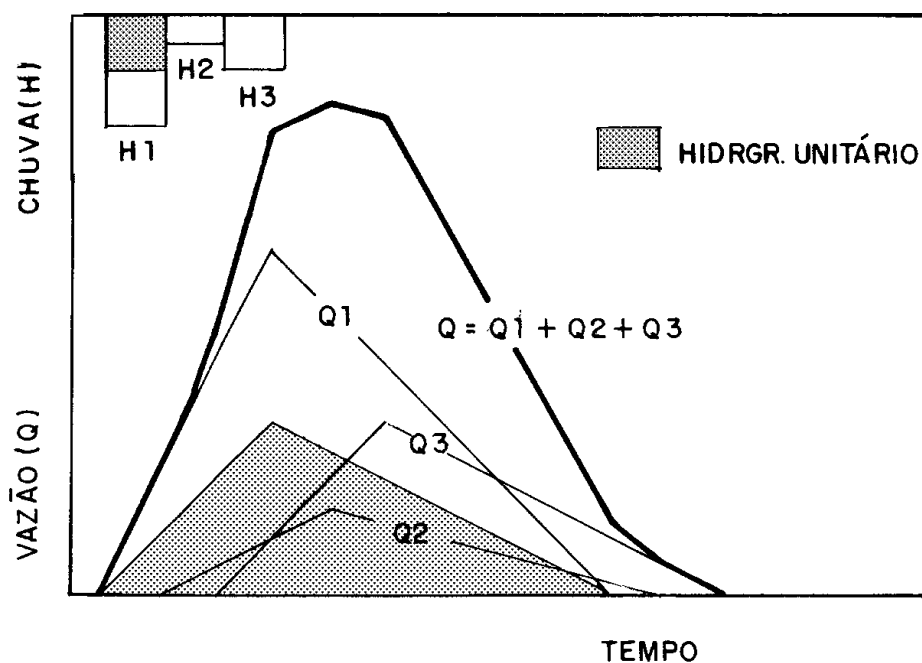


Figura 3.7 - Princípio da superposição

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. Por esta razão, somente os hidrogramas sintéticos serão abordados neste texto.

O processo de obter o hidrograma final pela composição linear dos diversos hidrogramas defasados, como ilustrado na Figura 3.7, 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 3.7 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 ($9 + 3 - 1$)

• 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 tempo de retardamento t_p (ou o seu assemelhado, o tempo de ascensão t_a), que sintetiza os efeitos das características físicas da bacia sobre o hietograma de chuva excedente. 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 3.8, 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:

$$V_{esd} = \frac{Q_p \cdot t_b}{2} \dots\dots\dots (3.24)$$

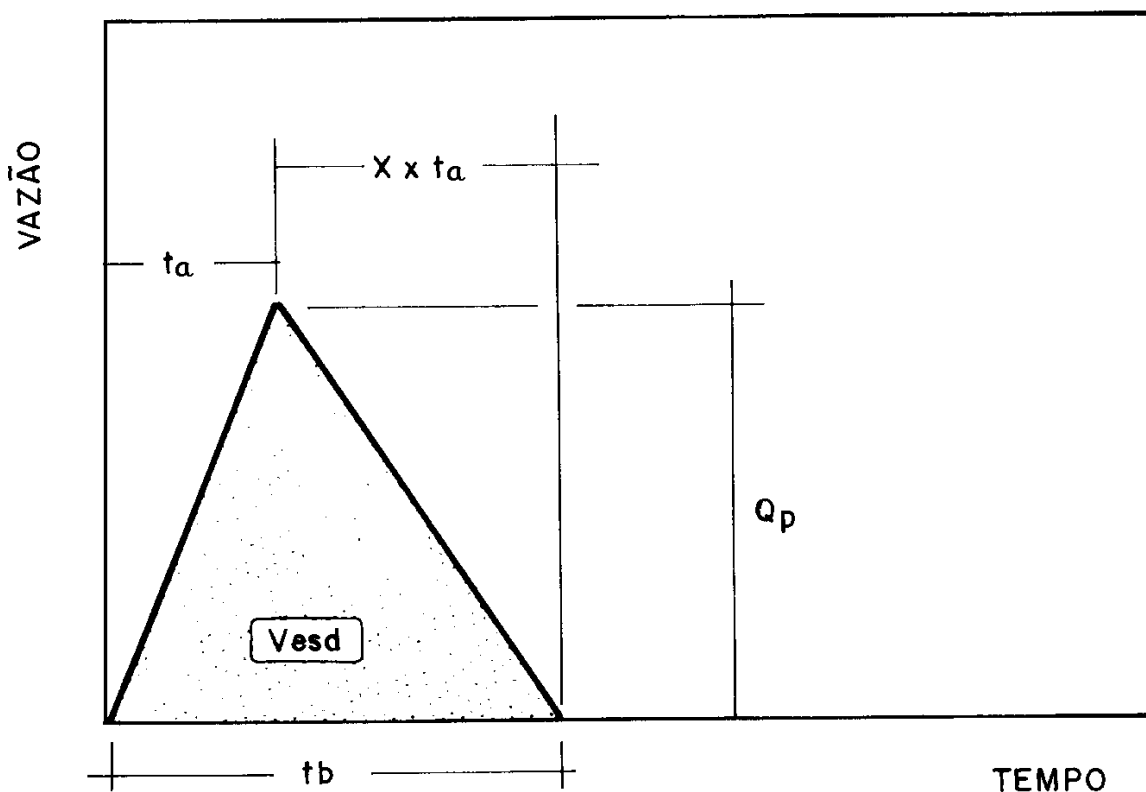


Figura 3.8 - Hidrograma triangular

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

$$t_b = t_a + X \cdot t_a = (1 + X) \cdot t_a \dots\dots\dots (3.25)$$

Lembrando que o volume de escoamento superficial é o produto da área da bacia A pela chuva excedente h_e (conforme Equação 3.10), para uma unidade de chuva excedente tem-se:

$$Q_p = \frac{2 \cdot A}{(1 + X) \cdot t_a} \dots\dots\dots (3.26)$$

ou fazendo:

$$C_p = \frac{2}{1 + X} \dots\dots\dots (3.27)$$

resulta:

$$Q_p = C_p \cdot \frac{A}{t_a} \dots\dots\dots (3.28)$$

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:

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot \frac{A}{t_a} \dots\dots\dots (3.29)$$

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

$$\frac{t_b}{t_a} = 1 + X \dots\dots\dots (3.30)$$

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.

Snyder (Ponce, 1989), estudando bacias rurais nos Montes Apalaches, encontrou valores de C_p na faixa de 0,56 a 0,69, o que corresponde a valores de X na faixa de 2,6 a 1,9. O Soil Conservation

Service utiliza o valor unico $X = 1,67$ ou seja $C_p = 0,75$. Uehara (1994) com base em experiências em bacias rurais do Estado de São Paulo, tem utilizado $X = 2,0$ ($C_p = 0,67$) próximo portanto dos valores inferiores de Snyder.

Wanielista (1993) chama X de *fator de decaimento* e C_p *fator de atenuação do pico* e apresenta a seguinte tabela:

Tabela 3-9 - Parâmetros de alguns hidrogramas triangulares

Descrição	Fator de decaimento	Fator de redução do pico
Método racional	1	1
Áreas urbanas (decliv. grande)	1,25	0,89
Método do SCS	1,67	0,75
Uso misto (rural/urbano)	2,25	0,62
Área rural ondulada	3,33	0,47
Área rural (decliv. pequena)	5,50	0,31
Área rural (decliv. muito peq.)	12,0	0,16

a) Parâmetros de tempo

Os principais parâmetros dos métodos sintéticos são t_p e o fator de atenuação de pico C_p . Como o valor deste último é usualmente expresso em função do primeiro, justifica-se todo o cuidado na determinação de t_p .

A maior preocupação que deve existir na determinação de t_p é assegurar-se que o método utilizado é representativo do escoamento em bacias urbanizadas. Isto pode ser feito basicamente de duas formas:

- determinando o tempo de concentração da bacia pelo método cinemático e calculando t_p pela relação recomendada pelo Soil Conservation Service conforme Equação 3.22.
- utilizando expressões empíricas, válidas para *áreas urbanizadas*, que fornecem diretamente o valor de t_p em função de características da bacia. A literatura especializada é farta em registrar fórmulas deste tipo. Duas delas, que dentre outras foram testadas durante a elaboração deste

estudo, deram resultados coerentes que parecem representar bem as condições de escoamento em bacias da cidade de São Paulo. São elas:

1) Fórmula do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (versão 1969).

Esta fórmula faz parte do método conhecido por *Colorado Urban Hydrograph Procedure-CUHP*- que faz parte dos procedimentos recomendados por aquela entidade (DAEE-CETESB, 1983). As áreas das bacias estudadas variaram entre 0,6 a 187 km² e as porcentagens impermeabilizadas entre 2,7% e 83%.

$$t_p = 0,752 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_{cg})^{0,3} \dots\dots\dots (3.31)$$

$$C_t = \frac{7,81}{I_a^{0,78}} \dots\dots\dots (3.32)$$

onde:

- t_p tempo de retardamento em horas;
- L comprimento do talvegue em km;
- L_{cg} comprimento que vai da seção de interesse ao centróide da bacia, em km;
- I_a porcentagem impermeabilizada da bacia.

Os seguintes ajustes devem ser feitos para estimar o valor de C_t

- Adicionar 10% para áreas esparsamente dotadas de galerias;
- Subtrair 10% para áreas totalmente servidas por galerias;
- Efeito da declividade:

$$\text{para } i < 0,010 \text{ m/m} \qquad C_t = 0,40 \cdot C_{t0} \cdot i^{-0,2}$$

$$\text{para } i > 0,025 \text{ m/m} \qquad C_t = 0,48 \cdot C_{t0} \cdot i^{-0,2}$$

$$\text{para } 0,010 \text{ m/m} < i < 0,025 \text{ m/m} \qquad C_t = C_{t0}$$

onde C_{t0} é o valor de C_t fornecido pela Equação 3.32.

2) Fórmula do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (versão 1982)

Esta fórmula é uma revisão fundamentada em maior número de dados e resultados que a versão de 1969. De forma geral, produz tempos de retardamento significativamente menores que a anterior e aparentemente é aplicada pelo Distrito de Denver em bacias de menor área de drenagem que a versão de 1969. Verifica-se que os projetos de drenagem urbana na cidade de São Paulo apresentam velocidades altas, o que significa tempos de retardamento pequenos. Por esta razão a fórmula parece ser adaptada às condições de São Paulo.

A Equação 3.33 fornece o tempo para o pico, t_p , cuja definição é semelhante ao de tempo de retardamento já vista.

$$t_p = 0,637 \cdot C_t \cdot \left[\frac{L \cdot L_{cg}}{\sqrt{i}} \right]^{0,48} \dots\dots\dots (3.33)$$

onde:

- t_p tempo de retardamento do hidrograma unitário medido do centro da chuva unitária até o pico do hidrograma em horas
- L comprimento do talvegue da bacia desde as nascentes até a seção de controle em km
- L_{cg} comprimento que vai desde o centro de gravidade da bacia até a seção de controle acompanhando o talvegue em km
- i média ponderada das declividades do talvegue em m/m
- C_t coeficiente que está relacionado com a porcentagem de impermeabilização da bacia

O valor ponderado de i deve ser calculado segmentando-se o talvegue em comprimentos L_i de declividade uniforme i_i , pela expressão:

$$i = \left[\frac{L_1 \cdot i_1^{0,24} + L_2 \cdot i_2^{0,24} + \dots + L_n \cdot i_n^{0,24}}{L_1 + L_2 + \dots + L_n} \right]^{4,17} \dots\dots\dots (3.34)$$

Determinação de C_t : o CUHP fornece gráfico para obtenção do parâmetro C_t em função da porcentagem de área impermeabilizada da bacia.

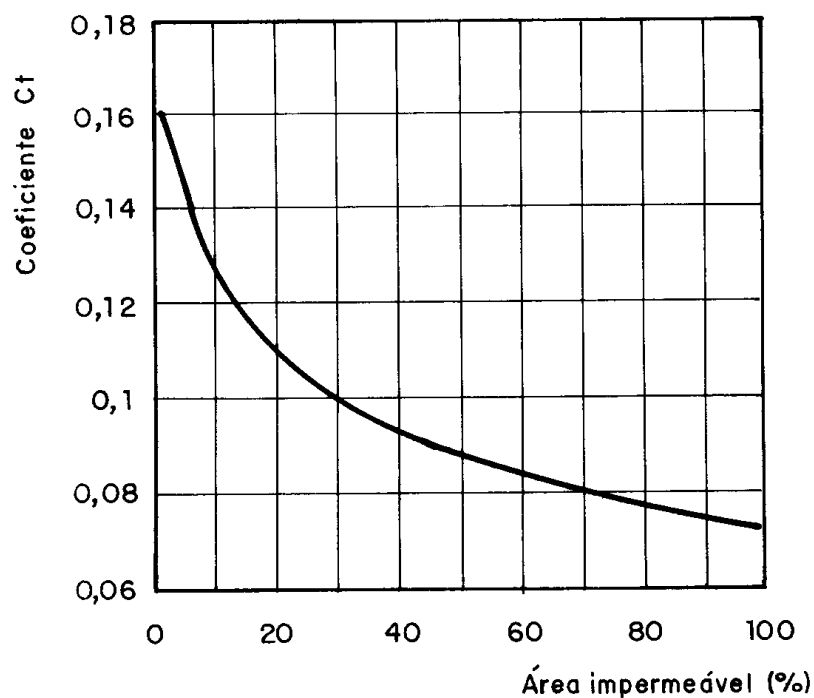


Figura 3.9 - Determinação de C_t

- **Método do Soil Conservation Service - SCS**

O hidrograma 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 Figura 3.10 e a Tabela 3.10 mostram o hidrograma do SCS onde se verifica que o eixo dos tempos é expresso em frações de t_a e o eixo das vazões em frações da vazão máxima Q_p .

Tabela 3-10 - Hidrograma adimensional do SCS

t (h)	Q (m ³ /s)	t (h)	Q (m ³ /s)	t (h)	Q (m ³ /s)	t (h)	Q (m ³ /s)	t (h)	Q (m ³ /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 $C_p = 0,75$

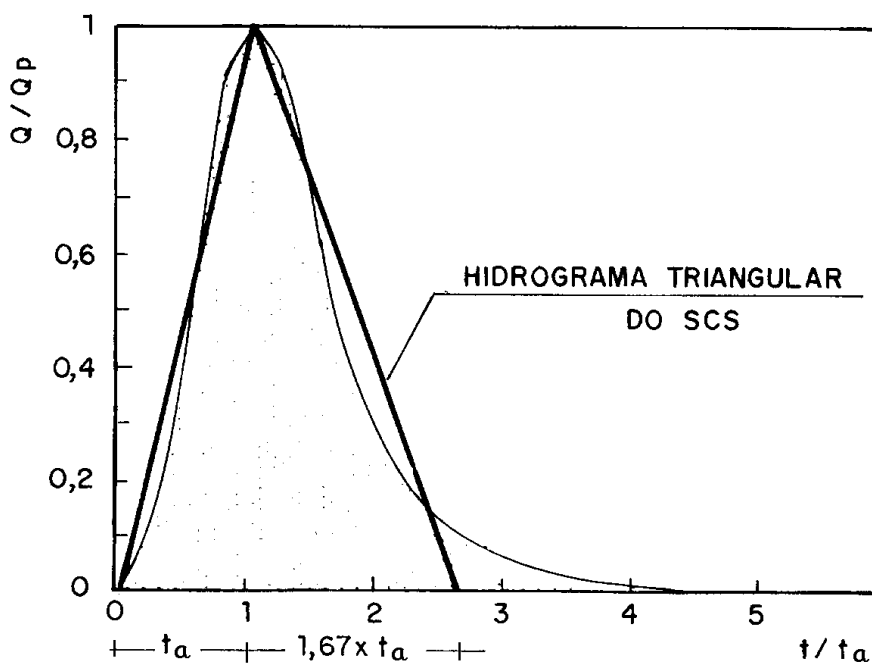


Figura 3.10 - Hidrograma do SCS

As expressões que definem a forma do triângulo são, portanto:

$$t_b = 2,67 \cdot t_a \text{ ou seja } X = 1,67 \dots\dots\dots (3.35)$$

$$Q_p = 2,78 \cdot 0,75 \cdot \frac{A}{t_a} = 2,08 \cdot \frac{A}{t_a} \dots\dots\dots (3.36)$$

O hidrograma em questão corresponde a uma duração de chuva unitária:

$$D = \frac{t_a}{5} \dots\dots\dots (3.37)$$

substituindo em 3.21,

$$\frac{t_a}{t_p} = \frac{10}{9} \quad \text{e} \quad \frac{D}{t_c} = \frac{2}{15} \dots\dots\dots (3.38)$$

ou seja:

$$D = 0,133 \cdot t_c \dots\dots\dots 3.)$$

Em outras palavras o hidrograma triangular do SCS é um hidrograma unitário de duração $D = 0,133 \cdot t_c$.

Para calcular o tempo de retardamento t_p , em horas, o SCS sugere a seguinte expressão para bacias até 8 km²:

$$t_p = \frac{L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}}{14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}} \dots\dots\dots (3.40)$$

onde:

- L comprimento do talvegue em km;
- S declividade média em m/m;
- CN número da curva 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:

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \dots\dots\dots (3.41)$$

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 e não o valor de CN da bacia atual.

A fórmula do SCS usualmente 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 (Porto et al 1993). Para estas áreas recomenda-se o uso do método cinemático ou as fórmulas que serão fornecidas nos ítems que se seguem.

Para bacias maiores do que 8 km² o SCS sugere que se calcule o tempo de concentração, t_c , pelo método cinemático e a partir deste, os valores de t_p e t_a pelas equações 3.22 e 3.23.

O hidrograma do SCS utiliza 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 $A = 4$ km², comprimento do talvegue = 3 km, declividade média $S = 0,03$ 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:

$$t_p = \frac{3000^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot 85)^{0,7}}{14104 \cdot 85^{0,7} \cdot 0,03^{0,5}} = 0,97 \text{ horas}$$

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

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

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

sendo $t_p = 0,6 \cdot t_c$ resulta $t_c = 1,08 \text{ horas}$ 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 grandes de t_p .

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

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

Fazendo os mesmos cálculos utilizando as fórmulas de Denver, versão 1969, equações 3.31 e 3.32, admitindo que $L_{cg} = L/2$.

$$t_c = 0,752 \cdot C_t \cdot (3,0 \cdot 1,5)^{0,3}$$

$$C_{t0} = \frac{7,81}{40^{0,78}} = 0,4395$$

Corrigindo para a declividade $S = 0,03 \text{ m/m}$

$$C_t = 0,4395 \cdot 0,03^{-0,2} = 0,425$$

tem-se

$$t_p = 0,752 \cdot 0,425 \cdot 4,5^{0,3} = 0,5 \text{ horas} \quad \text{ou seja,}$$

$$t_c = \frac{t_p}{0,6} = 0,83 \text{ horas}$$

que corresponde a uma velocidade média ao longo do talvegue de 1,0 m/s, um pouco mais condizente com as características da bacia mas ainda muito baixa.

Para o novo valor de t_p tem-se:

$$t_a = \frac{10}{9} \cdot 0,50h = 0,55 \text{ horas}$$

$$t_b = 2,67 \cdot 0,55 = 1,46 \text{ horas}$$

$$D = 0,133 \cdot 0,83 = 0,11 \text{ horas (aproximadamente } D = 0,1 \text{ horas)}$$

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot 4}{0,55} = 15,1 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$q_p = 3,8 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{km}^2 \text{ para } 10\text{mm de chuva excedente com duração } D = 0,1 \text{ horas}$$

Utilizando agora a versão de 1982 da fórmula de Denver tem-se:

$$t_p = 0,637 \cdot 0,09 \left[\frac{3,0 \cdot 1,5}{\sqrt{0,03}} \right]^{0,48}$$

Para $I_a = 40\%$ obtém-se, da Figura x, $C_t = 0,093$ e os cálculos produzem a Tabela 3.11.

Tabela 3-11 - Resumo dos dados e dos cálculos efetuados

DADOS					RESULTADOS			
I_a (%)	C_t	L (km)	L_{cg} (km)	S (m/m)	t_p (horas)	t_c (horas)	D (horas)	t_a (horas)
40	0,09	3,00	1,50	0,03	0,28	0,47	0,04	0,31

O valor da vazão de pico do hidrograma unitário será:

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{4}{0,31} = 26,8 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A velocidade média ao longo do talvegue é de aproximadamente 1,7 m/s e a vazão máxima específica, q_p , será de 6,7 m³ /s.km² para a chuva unitária de 10 mm de precipitação excedente e duração de 0,04 horas.

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

- discretizar o hidrograma 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

- **Método de Ven Te Chow**

O método em foco foi apresentado em 1962 no trabalho “Hydrologic Determination of Waterways Areas for the Design of Drainage Structures in Small Basins - Engineering Experiment Station Bulletin nº 462 - University of Illinois Bulletin”, objetivando a determinação da vazão de pico de pequenas bacias rurais, para projeto de obras de travessia de menor porte de rodovias, como bueiros e pequenas pontes.

Foi desenvolvido tendo como base análises teóricas do método do hidrograma unitário e um grande conjunto de dados obtidos a partir de 60 eventos de cheias observados em 20 bacias de drenagem rurais dos Estados de Iowa, Illinois, Ohio, Missouri, Wisconsin, Indiana e Nebraska, nos EUA. Todas as bacias estudadas possuíam áreas de drenagem inferiores a 25 km² (~ 6000 acres).

O método Ven Te Chow utiliza a teoria do hidrograma unitário considerando observações conceituadas e práticas decorrentes da aplicação dessa teoria, como as que se seguem:

- 1) para um mesmo período de retorno, à medida que a duração da chuva aumenta, sua intensidade média diminui. Por outro lado, à medida que a duração da chuva aumenta, a taxa de infiltração diminui, ou seja, uma parcela maior da chuva se transforma em ESD. Não se pode, assim, afirmar “a priori” qual duração da chuva irá fornecer a vazão de pico de uma dada bacia;
- 2) uma chuva efetiva de intensidade constante, que perdure indefinidamente, irá acarretar uma vazão de equilíbrio igual ao valor dessa intensidade multiplicada pela área da bacia após transcorrido o tempo necessário para que toda a bacia esteja contribuindo para o escoamento: esta hipótese é a base do “método racional”. No entanto, caso a duração da chuva não alcance esse tempo, o pico do hidrograma resultante será inferior à referida vazão de equilíbrio e o valor fornecido pela equação do método racional será superestimado;
- 3) a intensidade da chuva, regra geral, não permanece constante durante a ocorrência da tormenta, podendo variar de forma qualquer, acarretando uma vazão de pico diferente daquela associada à chuva de intensidade uniforme.

Após análise exaustiva de dados, Ven Te Chow propôs o método que levou seu nome.

O valor máximo do ESD de uma bacia de drenagem pode ser computado como o produto da chuva excedente pelo pico do hidrograma unitário, ou seja:

$$Q_p = h_e \cdot q_p \dots\dots\dots (3.42)$$

onde:

- Q_p vazão de pico do ESD, em m³/s;
- h_e chuva excedente, em mm, para uma dada duração de t horas;
- q_p vazão de pico do hidrograma unitário, em m³/s, por 1 mm de ESD para a duração de t horas de chuva excedente.

Utilizando-se do conceito de *fator de redução de pico Z*, definido como sendo a relação entre a vazão de pico q_p do hidrograma unitário e a **vazão de pico do ESD** (Q_{PESD} em m³/s), supondo uma chuva excedente de 1mm com duração t , uniformemente distribuída sobre a bacia de A km², ou seja,

$$Q_{PESD} = 0,278 \cdot \frac{A}{t} \dots\dots\dots (3.43)$$

onde:

- Q_{PESD} vazão (m³/s) que chega à bacia uma vez descontadas todas as perdas. Portanto esta vazão ainda não leva em conta os efeitos de translação e amortecimento ao longo da rede de drenagem.

Por definição o valor de Z será:

$$Z = \frac{q_p}{Q_{PESD}} = \frac{q_p \cdot t}{0,278 \cdot A} \dots\dots\dots (3.44)$$

Substituindo o valor de q_p assim determinado na Equação 4.42, chega-se à seguinte expressão

$$Q_p = 0,278 \cdot \frac{h_e}{t} \cdot A \cdot Z \dots\dots\dots (3.45)$$

Considerando-se uma vazão de base Q_b e introduzindo-se um fator k na equação 3.45, que incorpore o efeito de distribuição temporal da chuva, tem-se:

$$Q_p = Q_b + 0,278 \cdot \frac{h_e}{t} \cdot A \cdot Z \cdot k \dots\dots\dots (3.46)$$

onde:

- Q_b vazão de base em m³/s;
- h_e chuva excedente em mm, para uma dada duração de t horas;
- t duração da chuva excedente em horas;
- A área da bacia de drenagem em km² ;
- Z fator de redução de pico;
- k fator que incorpora o efeito de distribuição temporal da chuva no tempo t .

O fator k traduz o fato de que a variação da intensidade de chuva durante a tormenta de projeto pode conduzir a vazões de pico superiores àquela fornecida por uma chuva de intensidade constante.

Ven Te Chow, com base nas observações de campo já citadas inicialmente, recomendou o emprego de $k = 1,06$ e desaconselhou investigações mais aprofundadas a respeito, por julgá-las por demais laboriosas e de pouco efeito prático.

A equação que dá valor de Q_p fica:

$$Q_p = Q_b + 0,295 \cdot \frac{h_e}{t} \cdot A \cdot Z \dots\dots\dots (3.47)$$

A chuva excedente h_e deve ser calculada a partir da chuva acumulada h de duração t , utilizando-se a Equação 3.14 apresentada no item 3.3.2 referente ao método do SCS para cálculo da chuva excedente.

Com base nos dados das observações de campo nas já citadas bacias rurais, obteve-se a relação entre o fator de redução de pico Z e t/t_p , onde t_p representa o *tempo de retardamento* da bacia, ou seja, o tempo compreendido entre o centro de massa da chuva excedente e o pico do hidrograma unitário. Para $t = 2t_p$ ou para tempos maiores, o hidrograma unitário deverá alcançar e manter um valor máximo. Em outras palavras, $Z = 1$ para $t/t_p \geq 2$.

A partir disso pode-se obter valores de Z a partir de valores de t/t_p , ou pela equação mostrada abaixo:

$$Z = 0,0037 + 0,8854 \cdot \frac{t}{t_p} - 0,2684 \cdot \left(\frac{t}{t_p} \right)^2 + 0,0378 \cdot \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 \dots\dots\dots (3.48)$$

Essa relação encontra-se também tabelada (ver Tabela 3.12)

Com base ainda nos mesmos dados de *bacias rurais*, o autor chegou à seguinte expressão para o cálculo de t_p :

$$t_p = 0,005055 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,64} \dots\dots\dots (3.49)$$

onde:

- t_p tempo de retardamento da bacia, em horas;
- L comprimento do álveo desde o divisor de águas até a seção de controle, em m;
- S declividade média do álveo, em percentagem (%).

Deve-se pesquisar, dentre as várias durações t , aquela que conduz a maior vazão de pico Q_p .

Tabela 3-12 - Valores de redução de pico Z em função da relação t/t_p

t/t_p	Z	t/t_p	Z	t/t_p	Z	t/t_p	Z	t/t_p	Z
0,05	0,04	0,46	0,36	0,84	0,58	1,22	0,75	1,60	0,90
0,10	0,08	0,48	0,38	0,86	0,59	1,24	0,76	1,62	0,90
0,12	0,10	0,50	0,39	0,88	0,59	1,26	0,77	1,64	0,91
0,14	0,12	0,50	0,40	0,90	0,60	1,28	0,78	1,66	0,91
0,16	0,14	0,54	0,41	0,92	0,61	1,30	0,79	1,68	0,92
0,18	0,16	0,56	0,42	0,94	0,62	1,32	0,80	1,70	0,92
0,20	0,18	0,58	0,44	0,96	0,63	1,34	0,81	1,72	0,93
0,22	0,19	0,60	0,45	0,98	0,64	1,36	0,82	1,74	0,93
0,24	0,20	0,62	0,46	1,00	0,65	1,38	0,82	1,76	0,94
0,26	0,22	0,64	0,47	1,02	0,66	1,40	0,82	1,78	0,94
0,28	0,24	0,66	0,48	1,04	0,67	1,42	0,83	1,80	0,95
0,30	0,25	0,68	0,49	1,06	0,68	1,44	0,84	1,82	0,95
0,32	0,26	0,70	0,50	1,08	0,69	1,46	0,85	1,84	0,96
0,34	0,28	0,72	0,51	1,10	0,70	1,48	0,86	1,86	0,96
0,36	0,29	0,74	0,52	1,12	0,71	1,50	0,86	1,88	0,97
0,38	0,30	0,76	0,54	1,14	0,72	1,52	0,87	1,90	0,97
0,40	0,32	0,78	0,55	1,16	0,73	1,54	0,88	1,92	0,98
0,42	0,33	0,80	0,56	1,18	0,74	1,56	0,88	1,94	0,98
0,44	0,34	0,82	0,57	1,20	0,74	1,58	0,89	1,96	0,99

- **Comentários e Recomendações**

O método de Ven Te Chow não é citado em nenhuma publicação internacional pesquisada para efeito de utilização no cálculo das vazões de projeto de **obras de drenagem urbana**, ainda que tenha sido extensivamente adotada para tal fim em São Paulo. Como o método se baseia nos princípios do hidrograma unitário, não existe nenhuma restrição de ordem teórica que impeça a utilização da técnica para tal fim, **desde que os parâmetros utilizados sejam representativos do escoamento superficial em bacias urbanas**.

Devem ficar muito claro os seguintes aspectos:

- 1) O primeiro deles refere-se à equação 3.49 para cálculo do tempo de retardamento t_p , desenvolvido com base em dados observados em bacias rurais, **não aplicável**, portanto, para

bacias urbanas com índice de impermeabilização expressivos, pois os parâmetros de tempo que definem o hidrograma unitário, como o t_p , tendem a diminuir drasticamente à medida que aumenta a impermeabilização da bacia. Esse aspecto pode ser contornado com o emprego de equações ou de métodos apropriados para cálculo de t_p para áreas urbanas. A Figura 3.11 compara os valores de t_p obtidos com a fórmula de Ven Te Chow (Equação 3.46) com os calculados pela Equação 3.31 do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (método “Colorado Urban Hydrograph Procedure - CUHP”). Neste exemplo admitiu-se o valor da declividade como sendo 3% e a área impermeabilizada de 30%.

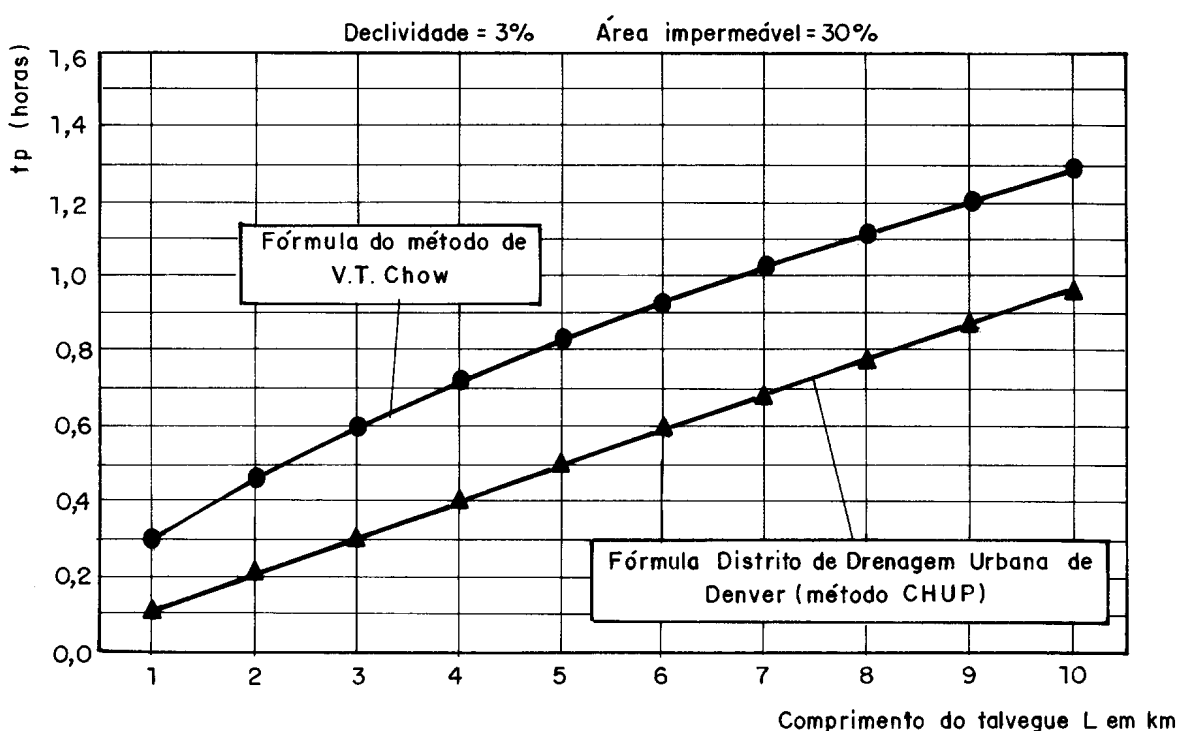


Figura 3.11 - Comparação dos valores calculados de t_p

Note-se que a porcentagem impermeabilizada da bacia não é muito grande e, mesmo assim, as diferenças entre os valores de t_p calculados pelas duas fórmulas é bastante significativa. Para áreas impermeabilizadas maiores, as diferenças se acentuam ainda mais.

- 2) Outro aspecto diz respeito à relação entre Z e t/t_p , fundamental para a aplicação do método em foco. A relação apresentada pelo autor foi deduzida, como já referido, a partir de dados de bacias rurais, não se podendo afirmar, “a priori”, se essa relação é válida para bacias urbanas.

Será necessário, então, efetuar observações de campo para verificar se tal relação é válida para bacias urbanas ou deduzir relações aplicáveis a essas bacias.

Em resumo pode-se concluir o seguinte:

- tanto o método de Ven Te Chow como o do Soil Conservation Service são aceitáveis, a menos das fórmulas utilizadas para cálculo dos parâmetros de tempo. O SCS recomenda ajustes em sua fórmula para levar em conta os efeitos de urbanização da bacia mas estes parecem ser insuficientes para reproduzir o comportamento das bacias urbanizadas na cidade de São Paulo que apresentam velocidades médias do escoamento superficial direto extremamente altas.
- o método mais recomendável para cálculo do tempo de concentração é o chamado método cinemático porque permite considerar o escoamento na bacia de forma mais detalhada e mais fundamentada do ponto de vista físico.
- fórmulas empíricas devem ser utilizadas com cuidado e parcimônia. As fórmulas do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (principalmente a versão de 1982) são recomendadas neste texto por terem sido determinadas especificamente para áreas urbanas e por apresentarem resultados coerentes com outras expressões de outras cidades americanas.

4. HIDRÁULICA EM DRENAGEM URBANA

Neste capítulo apresentam-se as equações ou métodos de cálculo que podem ser utilizados, considerando-se estes como critérios mínimos de dimensionamento hidráulico de canais e galerias. Inicialmente são feitas algumas considerações sobre alguns 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 numa 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 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. Por esta razão incluiu-se neste capítulo algumas considerações sobre as equações de Saint-Venant que formam a base de diversas metodologias de modelação matemática dos regimes transitórios em canais.

Em algumas fases dos estudos hidrológicos há situações em que se faz necessário considerar a propagação da onda de enchente. Por esta razão também se incluiu dois métodos hidrológicos de propagação de ondas de enchente de fácil aplicação, que eventualmente poderá ser útil em algumas situações de projeto.

O dimensionamento de galerias deve ser feito para que estas funcionem como condutos livres. Entretanto há situações em que eventualmente se deve verificar alguma condição de escoamento em carga decorrente da passagem de algum evento excepcional, por exemplo. Por esta razão também apresenta-se, neste capítulo, um critério de verificação de escoamento em carga.

Complementando, apresentam-se também as equações básicas (princípios) utilizadas nos cálculos de perdas de carga localizadas, sem no entanto tratar de casos, assunto este a ser abordado no próximo capítulo.

4.1. ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS

O escoamento em canal é, por definição, aquele que se dá a superfície livre, ou seja, com uma fronteira exposta à atmosfera. Tradicionalmente, classificam-se os escoamento em canais como *permanentes*, (nos quais as grandezas $(\rho g / \rho t)$ 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:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \dots\dots\dots (4.1)$$

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-se o estado crítico; as forças de inércia e gravitacionais estão em equilíbrio.

Se $F < 1$ o escoamento é subcrítico predominando as forças gravitacionais.

Se $F > 1$ o escoamento está em estado supercrítico, e as forças de inércia são predominantes.

O denominador da Equação 4.1 é a velocidade de propagação das ondas superficiais em águas rasas, e daí conclui-se que:

- 1) 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;
- 2) 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 dos canais.

4.1.1. 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 $y = d/\cos\alpha$, onde α 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 fluido-contorno.

f) Raio hidráulico R_h

Relação entre área e perímetro molhados.

A Tabela 4.1 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. A Figura 4.1 ilustra estas distribuições. 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 . Introduce-se para

correção, os coeficientes *a* e *b* de Coriolis obtidos a partir das expressões abaixo, sendo *v* a velocidade local:

$$a = \frac{\int v^3 dA}{V^3 \cdot A} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$b = \frac{\int v^2 dA}{V^2 \cdot A} \dots\dots\dots (4.3)$$

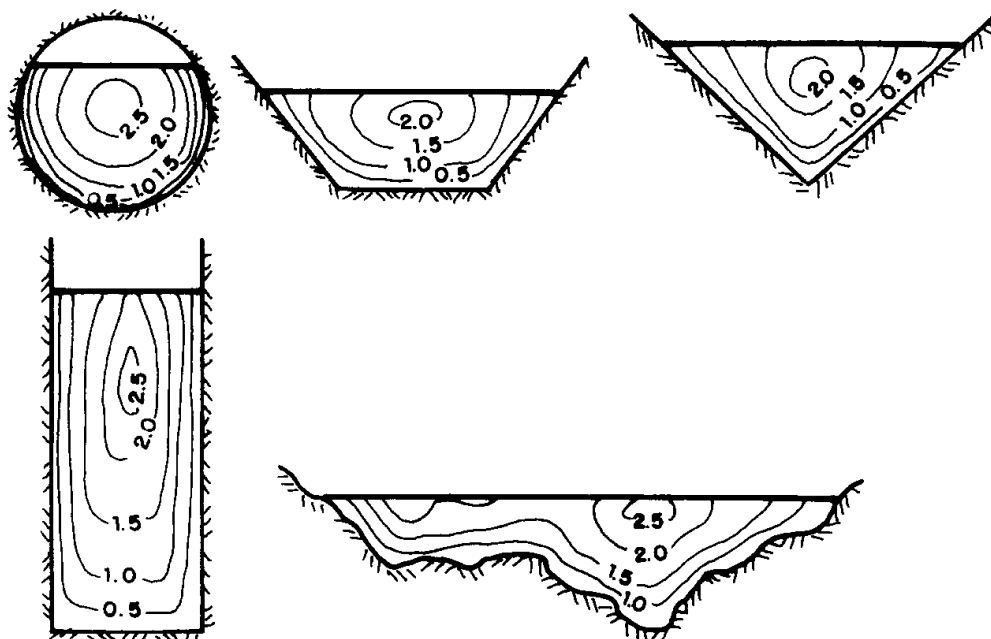


Figura 4.1- Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais (Chow, 1973)

4.1.2. 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 forma:

$$H = \frac{a \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{d}{\cos\theta} + z \dots\dots\dots (4.4)$$

onde:

H energia total por unidade de peso do fluido.

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 4.4 pode ser reduzida para representar apenas a energia específica:

$$E = \frac{a \cdot V^2}{2 \cdot g} + y \dots\dots\dots (4.5)$$

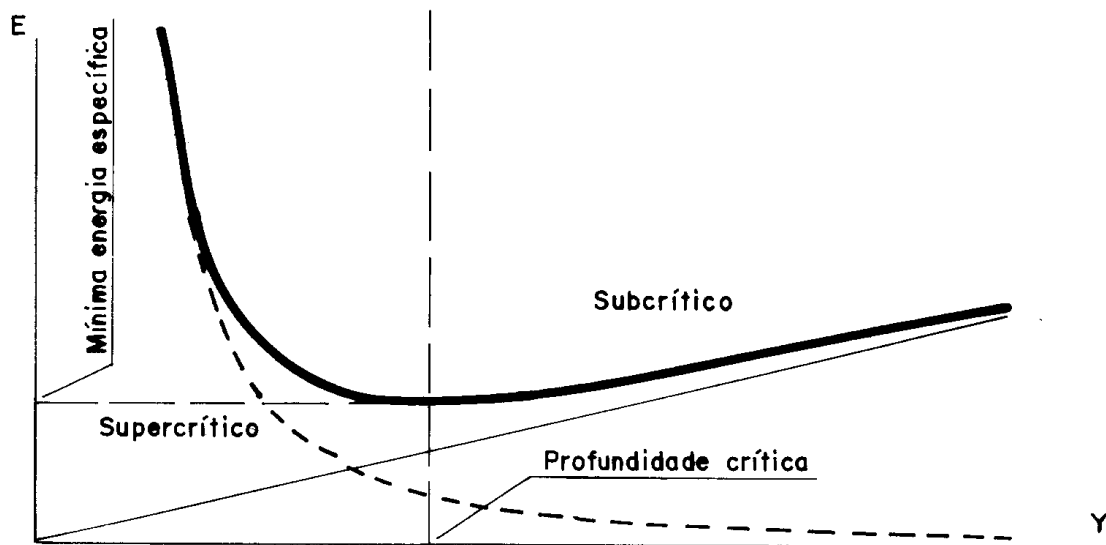


Figura 4.2 - Curva de Energia Específica

A representação gráfica da equação anterior, vista na Figura 4.2, mostra a existência de uma energia específica mínima no escoamento, relacionada a uma profundidade limite denominada crítica.

$$\frac{dH}{dy} = \frac{d}{dy} \left(a \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) + 1 = 1 - a \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dy} = 0 \dots\dots\dots (4.6)$$

A raiz de 4.6 representa esta profundidade crítica, podendo ser obtida em função da geometria da seção transversal através da Equação 4.7.

$$a \cdot \frac{Q^2 \cdot B}{2 \cdot g \cdot A^3} = 1 \dots\dots\dots (4.7)$$

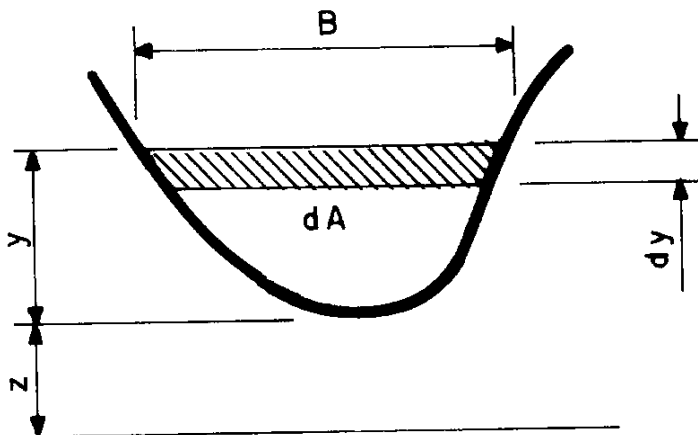
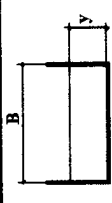
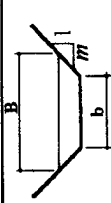
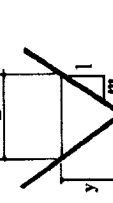
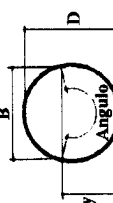
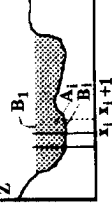


Figura 4.3 - Elementos geométricos para o cálculo da equação 4.7

Na Tabela 4.1 são apresentadas algumas expressões práticas para determinação da profundidade crítica nos canais regulares

Tabela 4.1 - Elementos das seções Transversais

Seção Tipo	Área A	Perímetro P	Raio Hidráulico R _h	Largura Superficial B	Profund. Crítica y _c	Coefficiente de Coriolis α	Coefficiente de Boussinesq β
	by	b + 2y	$\frac{by}{b + 2y}$	b	$\left(\frac{\psi}{b^2}\right)^{\frac{1}{3}}$		
	$(b + my) \frac{y}{2}$	$b + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + my)y/2}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2my$	$0,81 \left(\frac{\psi}{m^{0,15} b^{1,25}}\right)^{\frac{1}{3}} - \frac{b}{30m}$		
	my ²	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	2my	$\left(\frac{\psi}{m^2}\right)^{0,20}$		
	$\frac{D^2}{8}(\theta - \text{sen} 2\theta)$	$\frac{1}{2} \theta \cdot D$	$\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen} 2\theta}{\theta}\right)$	D sen(θ/2)	$\left(\frac{101}{D^{0,26}}\right) \psi^{0,25}$		
	$\sum_{i=1}^{n-1} A_i$	$\sum_{i=1}^{n-1} P_i$	$\left(\frac{A_i R_{h_i}^{4/3}}{A}\right)^{\frac{1}{2}}$	$\sum_{i=1}^{n-1} B_i$		$\frac{\sum_{i=1}^{n-1} A_i (C_i \sqrt{R_{h_i} S_i})^3}{A (C_i \sqrt{R_{h_i} S_i})^3}$	$\frac{\sum_{i=1}^{n-1} A_i (C_i \sqrt{R_{h_i} S_i})^3}{A (C_i \sqrt{R_{h_i} S_i})^3}$

n = [tan(ângulo)]⁻¹ θ = ângulo em radianos ψ = Q² / g

4.2. EQUAÇÕES DO REGIME UNIFORME

Embora as condições de escoamento em regime uniforme somente ocorram em situações especiais, é possível fazer-se uso desta condição para um pré-dimensionamento quer de canalizações como de galerias.

Apenas no sentido de repassar os princípios, o regime uniforme ocorre quando num canal prismático de declividade e rugosidades 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 velocidades. Todas estas equações são válidas para o caso de escoamentos em regime turbulento rugoso, situação característica dos projetos de drenagem que se está tratando no presente texto, podendo ser expressas de maneira unificada segundo a seguinte equação:

$$\frac{V}{v_*} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \cdot \log \left(11 \cdot \frac{R_h}{K_s} \right) \dots\dots\dots (4.8)$$

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 $\left[v_* = (g \cdot R_h \cdot j)^{0,5} \right]$;
- R_h raio hidráulico;
- j declividade da linha de energia (no caso igual à do leito);
- g aceleração da gravidade;
- V velocidade média na seção.

Qualquer membro desta equação representa um fator de resistência ao escoamento na forma adimensionalizada. No capítulo a seguir serão apresentadas algumas formas para a determinação ou avaliação do fator de resistência

4.3. 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 impostos 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 no jargão técnico 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 4.4), é a seguinte:

$$z_1 + y_1 + \frac{a \cdot V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{a \cdot V_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (4.9)$$

onde:

- z cota do leito na seção de cálculo;
- y profundidade na seção de cálculo;
- V velocidade média na seção de cálculo;
- a coeficiente de Coriolis;
- g aceleração da gravidade;
- ΔH_{1-2} perda de carga entre as duas seções de cálculo consecutivas.

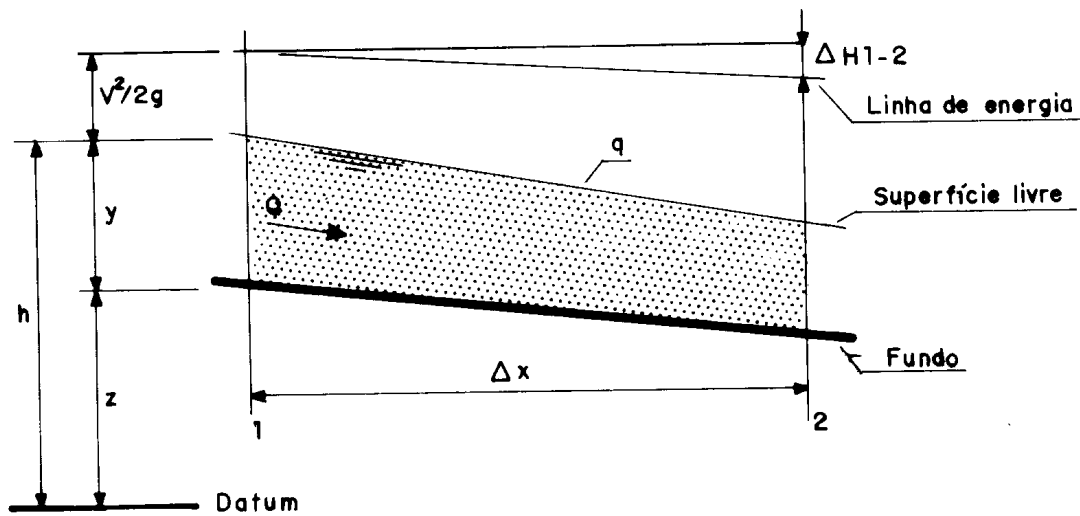


Figura 4.4 - Esquema da variação da linha de energia para escoamentos com superfície livre

4.3.1. MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A PROFUNDIDADE (DIRECT STEP METHOD)

Quando se adota como variável a variação da linha d'água, o posicionamento correspondente à seção que apresente uma dada profundidade é determinada diretamente a partir da equação da conservação de energia, reescrita na seguinte forma:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i - j} \dots\dots\dots (4.10)$$

onde:

$$E_i = y_i + \frac{a_i \cdot V_i^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots (4.11)$$

$$i = \frac{z_2 - z_1}{\Delta x} \dots\dots\dots (4.12)$$

$$j = \frac{j_2 + j_1}{2} \dots\dots\dots (4.13)$$

$$j_i = \left(\frac{V \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)_i \dots\dots\dots (4.14)$$

- E_i energia específica numa das seções de cálculo ($i = 1$ ou 2);
- Δx discretização da distância entre duas seções de cálculo;
- i declividade do fundo;
- j declividade da linha de energia (média entre as duas seções de cálculo);
- j_i declividade da linha de energia numa seção de cálculo ($i = 1$ ou 2). Foi utilizada a equação de Manning mas poderia ser utilizada qualquer outra;
- z cota do fundo do canal numa dada seção;
- y profundidade numa dada seção.

O cálculo é feito seção por seção, a partir de um ponto de partida onde se conheça a profundidade. A título de exemplo de aplicação do "Direct Step Method", considere-se o cálculo da linha d'água em um canal com 20 m de largura, com fator de atrito de Manning igual a 0,025, declividade de 0,0018 m/m escoando uma vazão de 150 m³/s. Na extremidade final do canal a profundidade é de 4,0 m e o fundo situa-se na cota 700,00 m. Esta posição corresponde à posição 1.500 m, decrescendo para montante.

A profundidade normal de escoamento para esta vazão é de 2,70 m em regime subcrítico (Froude = 0,54).

Apenas como simplificação de cálculo foi feita uma regressão linear para definir uma função do raio hidráulico tomando como variável independente a profundidade. Esta regressão resultou na seguinte expressão:

$$R_h = 0,813 \cdot y^{0,964}$$

O erro relativo desta função é da ordem de 5% na faixa dos valores de cálculo utilizados, o que é bastante razoável para as aplicações práticas.

As colunas indicadas na tabela a seguir mostram a sequência de cálculo possível de ser realizada em canais prismáticos como o do corrente exemplo, com a aplicação direta das equações 4.10 a 4.14. As tres últimas colunas mostram respectivamente os valores das distâncias acumuladas para cada nível de água considerado, a cota de fundo do canal e a cota do nível d'água. A Figura 4.3 ilustra os resultados dos cálculos.

Tabela 4-2 - Exemplo de aplicação do "Direct Step Method"

y	A	R_h	E	j_i	j	Δx	x	fundo	n.a.
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
4,00	80	3,09	4,18	0,000487			1500	700,00	704,00
3,90	78	3,02	4,09	0,000530	0,000508	-70	1430	700,13	704,03
3,80	76	2,95	4,00	0,000577	0,000553	-72	1358	700,26	704,06
3,70	74	2,87	3,91	0,000630	0,000603	-74	1283	700,39	704,09
3,60	72	2,80	3,82	0,000689	0,000659	-77	1206	700,53	704,13
3,50	70	2,72	3,73	0,000756	0,000722	-81	1125	700,67	704,17
3,40	68	2,65	3,65	0,000831	0,000793	-85	1040	700,83	704,23
3,30	66	2,57	3,56	0,000917	0,000874	-91	948	700,99	704,29
3,20	64	2,50	3,48	0,001014	0,000965	-100	848	701,17	704,37
3,10	62	2,42	3,40	0,001126	0,001070	-112	736	701,37	704,47
3,00	60	2,35	3,32	0,001254	0,001190	-131	606	701,61	704,61
2,90	58	2,27	3,24	0,001401	0,001328	-164	441	701,91	704,81
2,80	56	2,19	3,17	0,001573	0,001487	-240	201	702,34	705,14
2,70	54	2,12	3,09	0,001772	0,001672	-567	-365	703,36	706,06

4.3.2. MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A POSIÇÃO DA SEÇÃO (STANDARD STEP METHOD)

Este método utiliza as mesmas equações anteriores, sómente 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. Este processo é exemplificado de forma sumarizada de acordo com os seguintes passos:

Passo 1 - Determinam-se inicialmente as equações (ou funções gráficas) das curvas das variações da energia específica e declividade da linha de energia para cada seção típica de cálculo:

$$E_i = \text{função}(y) \quad \text{ou} \quad y = \text{função}(E_i) \quad \text{e} \quad j_i = \text{função}(y)$$

Este procedimento pode ser feito, na maior parte dos casos, com uma simples regressão linear.

Passo 2 - Nas duas primeiras colunas colocam-se o posicionamento absoluto e relativo de cada seção de cálculo.

Passo 3 - Na primeira seção de cálculo, conhecida a profundidade de escoamento, calcula-se a energia específica e a declividade da linha de energia (colunas 3 a 5 e equações).

Passo 4 - Este valor servirá como dado de partida do processo iterativo para a determinação da energia específica, calculado a partir de:

$$E_2' = E_1 + (i - j) \cdot \Delta x$$

Passo 5 - A partir dos dados da seção anterior calcula-se numa primeira estimativa o valor da profundidade correspondente a E_2 e calcula-se o valor estimativo da declividade da linha de energia j_2 , a partir das funções definidas no primeiro passo.

Passo 6 - Determina-se a declividade média da linha de energia no trecho para esta estimativa:

$$j = (j_2 + j_1) / 2$$

Passo 7 - A partir deste novo valor estimativo da declividade da linha de energia, volta-se ao passo (5), para determinar a nova estimativa de E_2'' e j_2'' e assim sucessivamente, até que se obtenha uma variação entre os valores consecutivos de cálculo da profundidade y_2 que estejam dentro de um limite de precisão pré-determinado.

Passo 8 - O último valor de cálculo desta seção será tomado como o primeiro valor da iteração para a seção consecutiva, voltando-se o procedimento de cálculo ao passo (4) até que se atinja a última seção de cálculo.

Existem muitas outras possibilidades de esquemas de cálculo, além deste exemplificado, encontrados em diversos programas, comercializados ou de domínio público, que permitem o cálculo da linha d'água em seções pré-determinadas além de outras possibilidades como o cálculo de seções naturais com rugosidade variáveis, presença de singularidades, dentre outras inúmeras facilidades que poderiam ser enumeradas. Apenas como exemplificação, pode-se ver uma forma extremamente simples de cálculo na tabela a seguir, utilizando o mesmo exemplo visto anteriormente. Esta tabela foi preparada para ser executada em planilha de cálculo, utilizando basicamente as mesmas equações vistas no método anterior, diferenciando somente pelo fato que neste caso as profundidades em cada seção pré-

estabelecida são determinadas por um processo de tentativas. Em outras palavras, parte-se de uma profundidade conhecida na primeira seção de cálculo e as demais são determinadas sucessivamente por tentativas (quarta coluna) até que o resultado da distância calculada (penúltima coluna) coincida com a conhecida (segunda coluna). A Figura 4.3 ilustra os resultados dos cálculos que estão confrontados os resultados do método anterior.

Tabela 4-3 - Exemplo de aplicação para cálculo de linha d'água com seções estabelecidas

Seção	x	fundo	y	A	R_h	E	j	j_m	$x_{calc.}$	n.a.
	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/m)	(m/m)	(m)	(m)
S0	1500	700,00	4,00	80	3,09	4,00	0,000487		1500	704,00
S1	1400	700,18	3,87	77	3,00	3,87	0,000542	0,000515	1400	704,05
S2	1300	700,36	3,75	75	2,91	3,75	0,000603	0,000573	1300	704,11
S3	1200	700,54	3,63	73	2,82	3,63	0,000669	0,000636	1200	704,17
S4	1100	700,72	3,52	70	2,74	3,52	0,000740	0,000704	1100	704,24
S5	1000	700,9	3,42	68	2,66	3,42	0,000814	0,000777	1000	704,32
S6	900	701,08	3,33	67	2,59	3,33	0,000893	0,000854	900	704,41
S7	800	701,26	3,24	65	2,52	3,24	0,000975	0,000934	800	704,50
S8	700	701,44	3,16	63	2,47	3,16	0,001056	0,001015	700	704,60
S9	600	701,62	3,09	62	2,41	3,09	0,001137	0,001097	600	704,71
S10	500	701,8	3,03	61	2,37	3,03	0,001216	0,001177	500	704,83
S11	400	701,98	2,97	59	2,33	2,97	0,001291	0,001253	400	704,95
S12	300	702,16	2,93	59	2,29	2,93	0,001361	0,001326	300	705,09
S13	200	702,34	2,89	58	2,26	2,89	0,001425	0,001393	200	705,23

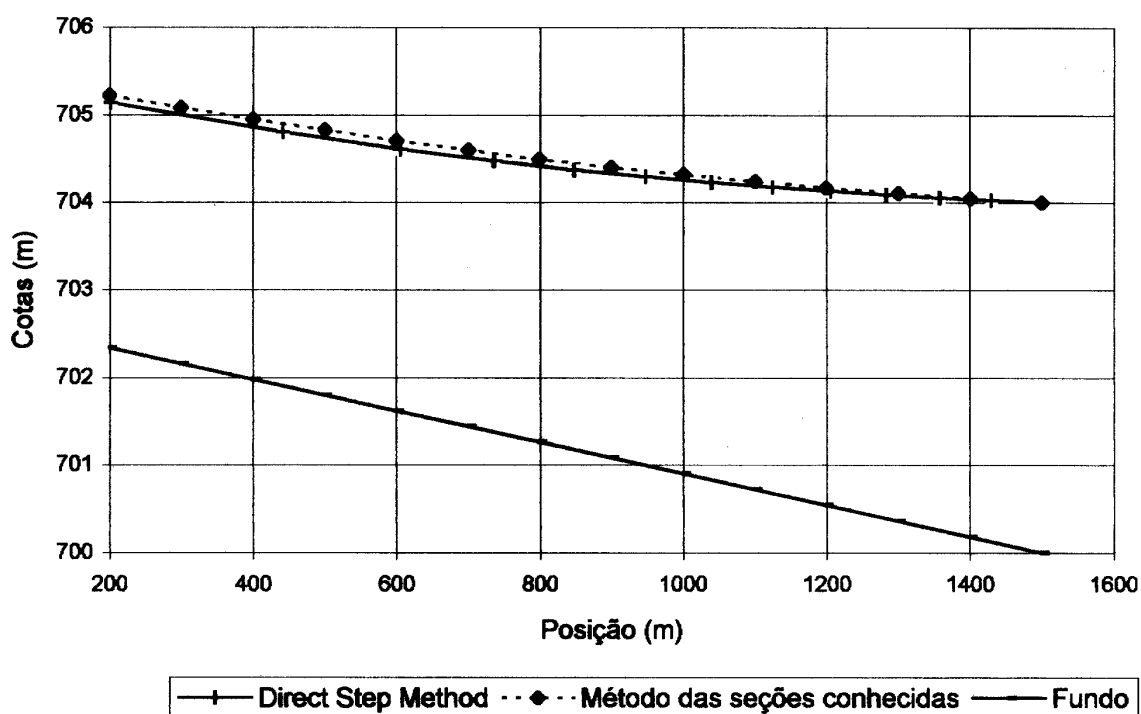


Figura 4.5 - Resultados dos cálculos de remanso

4.3.3. 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 vão 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 é comum mudanças de regime locais. Mais adiante será apresentado um método de cálculo baseado nas equações de conservação da massa e da quantidade de movimento, desenvolvido para casos gerais de escoamentos que pode ser aplicado ao caso particular do regime permanente. No referido método, este procedimento de cálculo, em qualquer sentido, é feito automaticamente. A sua utilização, no entanto, requer um nível de conhecimento melhor das técnicas de modelação matemática.

4.4. MODELO HIDRODINÂMICO

4.4.1. EQUAÇÕES DO MOVIMENTO

As equações básicas utilizadas para a caracterização do movimento nos canais foram estabelecidas no início do século XIX por Barré de Saint-Venant e derivam da lei da conservação da massa e da conservação da quantidade de movimento.

- **Conservação da Massa**

Para a dedução desta equação serão adotadas as seguintes hipóteses:

- 1) Fluido incompressível;
- 1) Distribuição uniforme de velocidade.

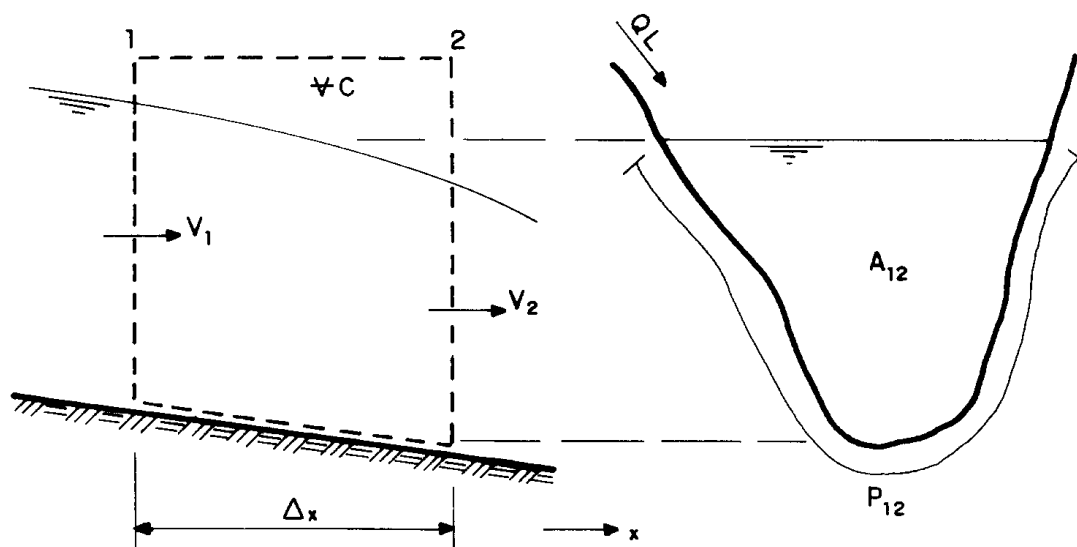


Figura 4.6 - Volume de Controle no escoamento genérico

A Conservação de Massa em forma integral, é expressa por:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} r dV + \int_{SC} r \vec{V} \cdot d\vec{A} = 0 \dots\dots\dots (4.15)$$

que, aplicada ao volume de controle ($\forall C$) indicado na Figura 4.6, fornece:

$$\frac{\partial}{\partial t} (r \Delta x A_{12}) - r V_1 A_1 + r V_2 A_2 - r Q_L \cong 0 \dots\dots\dots (4.16)$$

onde:

A_{12} área média entre as seções 1 e 2;

Q_L vazão de contribuição lateral.

Após o desenvolvimento desta equação chega-se a:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots\dots\dots (4.17)$$

onde:

q vazão de contribuição lateral por unidade de comprimento x [$m^3/(s.m)$].

A Equação. 4.17 é a primeira das Equações de Saint-Venant e pode ser apresentada de outras maneiras, tais como:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots\dots\dots (4.18)$$

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} = q \dots\dots\dots (4.19)$$

Para canal retangular, com $\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial y}{\partial t}$ e $A = B_y$, a Equação 4.19 fica transformada em:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{q}{B} \dots\dots\dots (4.20)$$

• **Quantidade de Movimento**

A Quantidade de Movimento em forma integral é expressa por:

$$\sum \vec{F}_{ex_{sup}} + \int_{\forall C} r \vec{B} d\forall = \frac{q}{\forall} \int_{\forall C} r \vec{V} d\forall + \int_{sC} r \vec{V} (\vec{V} \cdot d\vec{A}) \dots\dots\dots (4.21)$$

A Equação 4.21 é então aplicada ao $\forall C$ indicado na Figura 4.6 levando-se em conta as seguintes hipóteses:

- 1) Fluido incompressível;
 - 2) t_0 é uniforme ao longo do perímetro molhado;
 - 3) q é um ângulo pequeno, tal que $| \text{sen } q | \cong | \text{tg } q | = i$;
- 1) A pressão distribui-se hidrostaticamente.

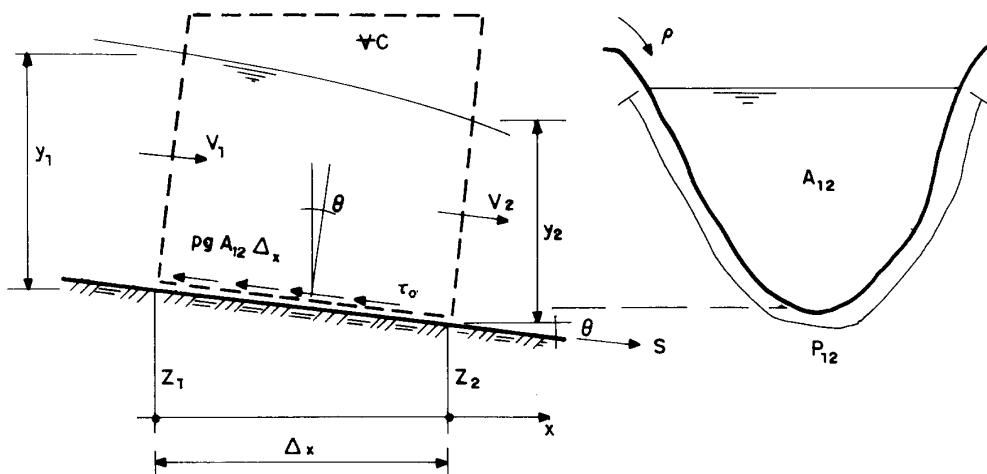


Figura 4.7 - Esquema de forças no volume de controle

A Equação 4.21 é vetorial e a equação procurada resultará da projeção da mesma na direção paralela ao fundo do canal (direção s).

$$\sum_{ex_{sup}} \vec{F} \cong r g \bar{y}_1 A_1 - r g \bar{y}_2 A_2 - P_{12} \Delta x t_0 + (A_2 - A_1) r g \bar{y}_{12} \dots \dots \dots (4.22)$$

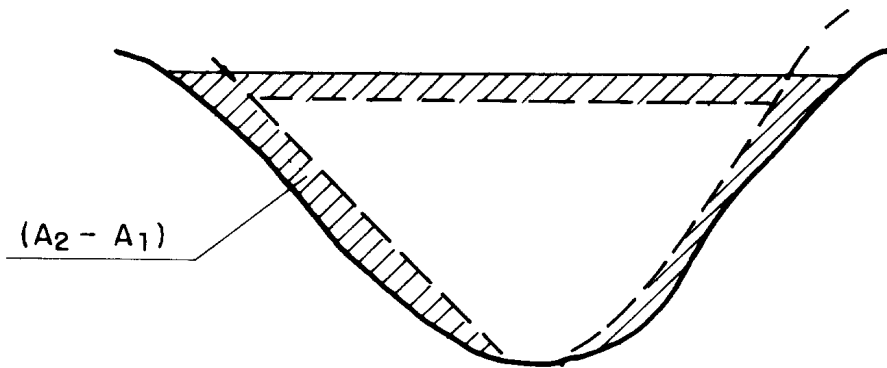


Figura 4.8 - Esquema de definições de áreas

$$\int_{VC} r \vec{B} dV \cong r g A_{12} \Delta x |\text{sen} \theta| \dots \dots \dots (4.23)$$

$$\frac{\int_{VC} r \vec{V} dV}{\int_{VC} r dV} \cong \frac{\int_{VC} (r V_{12} A_{12} \Delta x)}{\int_{VC} r dV} \dots \dots \dots (4.24)$$

$$\int_{SC} r \vec{V} (\vec{V} \cdot d\vec{A}) \cong -r b_1 Q_1 V_1 + r b_2 Q_2 V_2 \dots \dots \dots (4.25)$$

Para se escrever a Equação 4.25 admitiu-se que não há contribuição da vazão lateral em termos de fluxo de quantidade de movimento na direção "s" por ter-se V_L ortogonal a s . Fazendo-se as substituições destas equações na principal (4.21) e algumas simplificações, obtém-se a segunda Equação de Saint-Venant:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{bQ^2}{A} \right) + gA \frac{\partial \bar{y}}{\partial x} + g\bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} - g\bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{Pt_0}{r} - gA|\text{sen } \alpha| = 0 \dots\dots\dots (4.26)$$

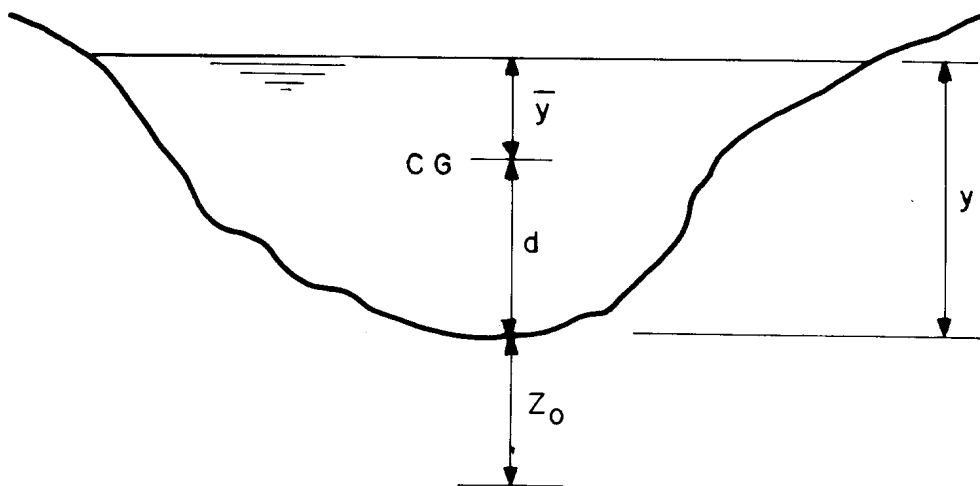


Figura 4.9 - Elementos geométricos de cálculo

considerando:

$$\frac{\partial \bar{y}}{\partial x} \cong \frac{\partial y}{\partial x} \qquad \frac{Pt_0}{r} = gAj \qquad |\text{sen } \alpha| = |\text{tan } \alpha| = -\frac{dz_0}{dx} = i$$

resulta:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{bQ^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(j - i) = 0 \dots\dots\dots (4.27)$$

A segunda Equação de Saint-Venant pode ser escrita ainda em termos de cota "h" da superfície livre. Para isto faz-se:

$$i = -\frac{dz}{dx} \qquad \text{e} \qquad h = y + z$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{bQ^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAj = 0 \dots\dots\dots (4.28)$$

Os vários modelos de escoamento num canal, seja um regime permanente ou uma onda de enchente são sempre representados pela Equação 4.20 e por uma forma completa ou simplificada da Equação 4.28, como indicado a seguir :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{bQ^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(j-i) = 0 \Rightarrow \textit{onda - dinâmica}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{bQ^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(j-i) = 0 \Rightarrow \textit{onda - difusa}$$

$$gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(j-i) = 0 \Rightarrow \textit{onda - gravitacional}$$

$$gA(j-i) = 0 \Rightarrow \textit{onda - cinemática}$$

O critério abaixo, proposto pelo Prof. Victor Miguel Ponce (Colorado State University), fornece uma orientação do tipo de modelo mais adequado a ser empregado num caso prático:

$$Ti \left(\frac{g}{y} \right)^{1/2} < 30 \mapsto \textit{onda - dinâmica}$$

$$Ti \left(\frac{g}{y} \right)^{1/2} \geq 30 \Leftrightarrow TiF \left(\frac{g}{y} \right)^{1/2} < 171 \mapsto \textit{onda - difusa}$$

$$Ti \left(\frac{g}{y} \right)^{1/2} \geq 30 \Leftrightarrow TiF \left(\frac{g}{y} \right)^{1/2} \geq 171 \mapsto \textit{onda - cinemática}$$

onde:

- T período da onda;
- i declividade do fundo;
- y profundidade "efetiva";
- F número de Froude.

• Escoamento Permanente Gradualmente Variado

Existem em grande número, modelos numéricos destinados à solução das equações 4.20 e 4.28, seja na forma completa ou em qualquer das expressões simplificadas. Em todos os casos, estes modelos baseiam-se num dos métodos numéricos tradicionais de integração de equações diferenciais, tais como

diferenças finitas, elementos finitos, elementos de contorno, características e outros. Os métodos de diferenças finitas são de longe os mais populares entre os pesquisadores hidráulicos pois apresentam grande facilidade na formulação das expressões numéricas e condições de extremidade.

No caso particular dos escoamentos permanentes, as equações básicas resumem-se à Equação 4.28, de onde se pode desprezar o termo $\frac{\partial Q}{\partial t}$:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{bQ^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAj = 0 \dots\dots\dots (4.29)$$

Desenvolvendo a Equação 4.29 em todos os seus termos e fazendo algumas simplificações obtém-se:

$$\frac{Q^2}{A} \frac{\partial b}{\partial x} + 2b \frac{Q}{A} q + gA(1 - bF^2) \frac{\partial h}{\partial x} - b \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{h=const} + gAj = 0 \dots\dots\dots (4.30)$$

Considerando o esquema da Figura 4.10 , a Equação 4.30 pode ser discretizada através de diferenças finitas, permitindo a obtenção de um sistema de equações para cálculo da linha d'água:

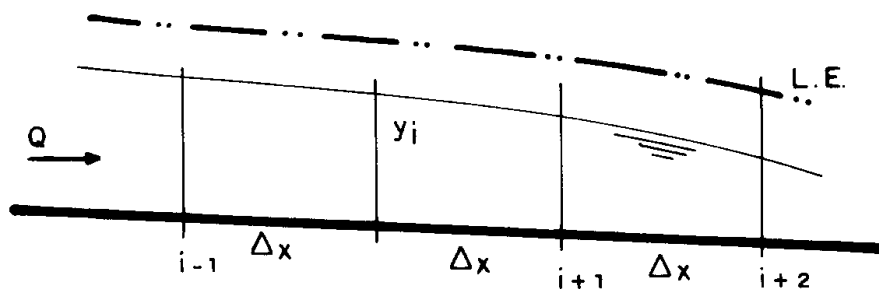


Figura 4.10 - Esquema de diferenças finitas para escoamento permanente

$$\frac{\partial b}{\partial x} = \frac{b_{i+1} - b_i}{\Delta x} \quad \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i+1} - h_i}{\Delta x} \quad \bar{A}_i = \frac{A_{i+1} + A_i}{2}$$

$$\bar{b}_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \qquad \bar{F}_i^2 = \frac{Q_i^2 B_i}{gA_i^3} \qquad \bar{F}_i^2 = \frac{\bar{F}_{r\ i+1}^2 + \bar{F}_i^2}{2}$$

O parâmetro j pode ser obtido através da expressões indicadas do regime uniforme visto anteriormente:

$$\bar{j} = \frac{j_{i+1} + j_i}{2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} + \frac{Q_i^2}{K_i^2} \right)$$

onde:

$$K = C \cdot A \cdot R_h^{1/2}$$

$$C = \left(\frac{8 \cdot g}{f} \right)^{1/2}$$

Substituindo as diferenças na Equação 4.30, resulta:

$$\frac{gA}{\Delta x} (1 - \bar{b} \bar{F}_r^2) (h_{i+1} - h_i) = 2\bar{b} \frac{\bar{Q}}{A} \bar{q} - \frac{Q^2}{A} \left(\frac{b_{i+1} - b_i}{\Delta x} \right) + \dots \dots \dots (4.31)$$

$$+ \bar{b} \frac{\bar{Q}^2}{A^2} \left(\frac{A_{i+1} - A_i}{\Delta x} \right) \Bigg|_{h=const} - g \bar{A} \bar{Q}^2 \left(\frac{1}{K_{i+1}^2} + \frac{1}{K_i^2} \right)$$

onde:

b_i , A_i e y_i representam os parâmetros no trecho compreendido entre i e $i + 1$.

A Equação 4.31 aplicada entre diversas seções de um canal produz um sistema de $(n - 1)$ equações a n incógnitas:

$$D_1 h_2 + B_1 h_1 = E_1$$

$$D_2 h_3 + B_2 h_2 = E_2$$

$$D_3 h_4 + B_3 h_3 = E_3$$

.....

$$D_{n-1} h_n + B_{n-1} h_{n-1} = E_{n-1}$$

para o qual os coeficientes são:

$$D_i = -B_i = \frac{g\bar{A}}{\Delta x} (1 - \bar{b}\bar{F}^2)$$

$$E_i = 2\bar{b} \frac{\bar{Q}}{A} \bar{q} - \frac{Q^2}{A} \left(\frac{b_{i+1} - b_i}{\Delta x} \right) + \bar{b} \frac{\bar{Q}^2}{A^2} \left(\frac{A_{i+1} - A_i}{\Delta x} \right) \Big|_{h=const} - g\bar{A} \bar{Q}^2 \left(\frac{1}{K_{i+1}^2} + \frac{1}{K_i^2} \right) \dots (4.32)$$

O sistema pode ser solucionado pelo esquema de **simples-varredura**, adotando-se **valores iniciais** para as profundidades e calculando-se para as seções os valores de B , D e E . Com os coeficientes e uma condição de extremidade (nível d'água a montante ou a jusante), calcula-se os h_i pelas equações:

$$h_{i+1} = \frac{E_i - B_i \cdot h_i}{D_i} \dots (4.33)$$

$$h_i = \frac{E_i - D_i \cdot h_{i+1}}{B_i}$$

Como inicialmente partiu-se de valores de y_i incorretos, o cálculo deve ser reiterado até que se obtenha, para y_i , valores próximos entre uma iteração e outra.

A Figura 4.11 mostra os resultado do cálculo do escoamento gradualmente variado num canal retangular de base $b = 5,00$ m, escoando a vazão de $5,00 \text{ m}^3/\text{s}$. O perfil de fundo engloba um trecho de declividade nula, uma soleira seguida de dois trechos de declividade forte, outro de declividade fraca e uma soleira terminal. Para os cálculos, o canal foi dividido em 200 seções e o fator de atrito foi estimado através da equação de regime uniforme adotando-se $ks = 0,001$ m. Os resultados foram obtidos variando-se o nível d'água na seção de jusante desde o escoamento livre até o afogamento parcial da soleira, proporcionando-se assim todas as situações possíveis de posicionamento da linha d'água.

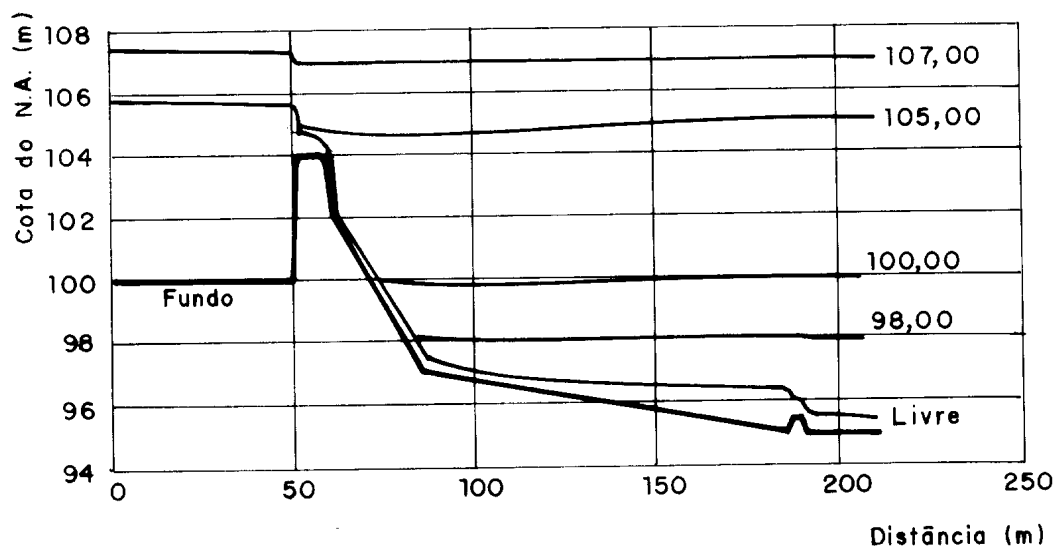


Figura 4.11 - Escoamento em canal retangular com diversas situações de controle hidráulico calculado a partir das equações.

- **Escoamento não Permanente**

A modelação dos escoamentos não permanentes tem grande interesse na drenagem urbana para os estudos de translação de ondas de enchente nos canais e galerias. Nestes fenômenos são aplicadas as equações genéricas de Saint-Venant, como apresentado em (4.20) e (4.28), incluindo-se as diferenciais no tempo. A solução destas equações pode ser feita por métodos numéricos diversos, como o método das características, de diferenças finitas, de elementos finitos, etc. A seguir apresenta-se um exemplo de solução numérica.

Chaudhry et alli. (1987,1989,1990,1991) e posteriormente Navarro (1992) apresentaram estudos da aplicação do esquema de MacCormack na simulação numérica dos escoamentos em canais regulares dotados de pontos singulares, ocorrência de ressaltos hidráulicos e variações de fundo, obtendo grande sucesso. Este esquema fundamenta-se na aplicação de diferenças finitas de segunda ordem de acuracidade entre os pontos discretos do canal, considerando as variáveis Q e y (ou h), como ilustra a figura a seguir.

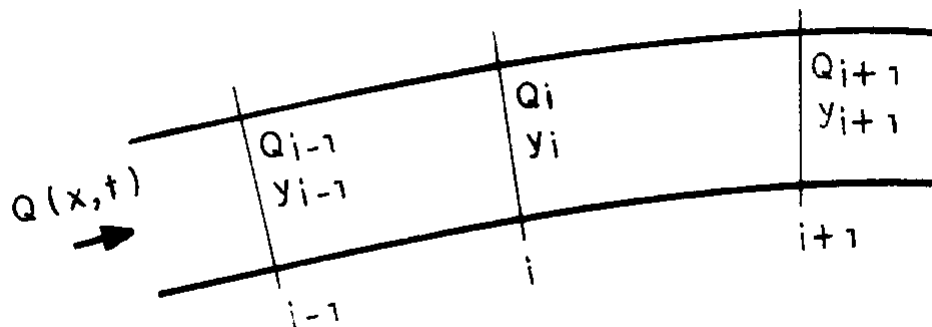


Figura 4.12 - Discretização numérica do canal

A discretização numérica do esquema de MacCormack considera um “*grid*” espaço-tempo conforme o indicado na Figura 4.13, e dois grupos de representações finitas para uma grandeza genérica G , denominados “*predictor*” e “*corrector*”. Espacialmente, o canal é discretizado através das seções transversais distanciadas de Δx . O domínio do tempo é dividido em intervalos Δt .

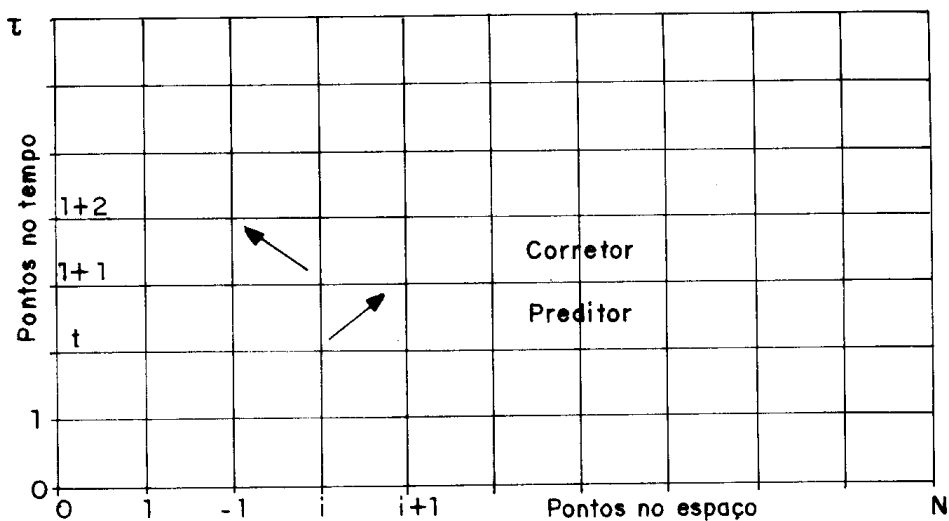


Figura 4.13 - Grid Espaço-Tempo de MacCormack

Predictor:

$$\frac{\bar{G}}{\bar{t}} = \frac{G_i^* - G_i^t}{\Delta t} \dots \frac{\bar{G}}{\bar{x}} = \frac{G_{i+1}^* - G_i^*}{\Delta x} \dots \bar{G} = \frac{G_{i+1}^t + G_i^t}{2} \dots \dots \dots (4.34)$$

Corrector:

$$\frac{\bar{G}}{\bar{t}} = \frac{G_i^{**} - G_i^*}{\Delta t} \dots \frac{\bar{G}}{\bar{x}} = \frac{G_i^{**} - G_{i-1}^*}{\Delta x} \dots \bar{G} = \frac{G_i^* + G_{i-1}^*}{2} \dots \dots \dots (4.35)$$

A aplicação da Equação 4.34 às equações básicas definem o passo de cálculo denominado **Predictor**, da forma:

$$h_i^* = h_i^t + \frac{\Delta t}{\left(\bar{B}_{i+1} + \bar{L}_i\right)} \left(q_{s_{i+1}} - \left(\frac{\bar{Q}_{i+1}^t - Q_i^t}{\Delta x} \right) \right)$$

$$Q_i^* = Q_i - \Delta t \left[\frac{\bar{Q}_i^2}{\bar{A}_{i+1}} \left(\frac{b_{i+1} - b_i}{\Delta x} \right) + 2b_{i+1} \frac{\bar{Q}_{i+1}}{\bar{A}_{i+1}} \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_{i+1} \left(1 - \bar{b}_{i+1} \bar{F}_{r_{i+1}}^2 \right) \left(\frac{h_{i+1}^t - h_i^t}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_{i+1} \bar{S}_{f_{i+1}} \right] \dots (4.36)$$

Aplicando-se a equação 4.35, obtém-se o passo **Corrector**.

$$h_i^{**} = h_i^* + \frac{\Delta t}{\left(\bar{B}_i + \bar{L}_i\right)} \left(q_{s_i} - \left(\frac{\bar{Q}_i^* - Q_{i-1}^*}{\Delta x} \right) \right)$$

$$Q_i^{**} = Q_i^* - \Delta t \left[\frac{\bar{Q}_i^2}{\bar{A}_i} \left(\frac{b_i^* - b_{i-1}^*}{\Delta x} \right) + 2b_i \frac{\bar{Q}_i^*}{\bar{A}_i} \left(\frac{Q_i^* - Q_{i-1}^*}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_i \left(1 - \bar{b}_i \bar{F}_r^2 \right) \left(\frac{h_i^* - h_{i-1}^*}{\Delta x} \right) + g \bar{A}_i \bar{S}_f \right] + q_i v_i \cos \theta_i \dots (4.37)$$

Os valores finais das incógnitas Q e y são calculados após os passos **predictor e corrector** da forma:

$$h^{t+1} = \frac{h_i^t + h_i^{**}}{2} \quad Q^{t+1} = \frac{Q_i^t + Q_i^{**}}{2} \dots\dots\dots (4.38)$$

Muitos autores indicam que o cálculo das variáveis h e Q pode ser corrigido através da introdução de uma viscosidade artificial para amortecimento das oscilações numéricas de altas ordens derivadas do método de discretização. Esta correção é dada por:

$$e_i = \frac{|h_{i+1} - 2h_i + h_{i-1}|}{|h_{i+1}| + 2|h_i| + |h_{i-1}|}$$

$$e_{i-1/2} = k \frac{\Delta t}{\Delta x} \max(e_{i-1}, e_i)$$

$$e_{i+1/2} = k \frac{\Delta t}{\Delta x} \max(e_i, e_{i+1})$$

$$G_i^{t+1} = G_i^{t+1} + e_{i+1/2}(G_{i+1}^{t+1} - G_i^{t+1}) - e_{i-1/2}(G_i^{t+1} - G_{i-1}^{t+1}) \dots\dots\dots (4.39)$$

O coeficiente de amortecimento k , segundo Chaudhry et alli.(1991), deve ser adotado em cada caso sempre o menor possível, mas suficiente para amortecimento das oscilações de alta frequência características. Sendo um método explícito, a estabilidade numérica é garantida ao ser obedecida a condição de Courant-Friedrichs-Lewys, conforme indicado em (4.40):

$$C_n = \left(V + \sqrt{g \cdot y} \right) \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \dots\dots\dots (4.40)$$

O algoritmo para solução do esquema de MacCormack apresenta 4 etapas para cada passo de tempo, conforme indica a Tabela 4.4.

Tabela 4-4- Algoritmo de Solução do Modelo de MacCormack

Predictor	<p>a) calculam-se os valores de Q^* e h^* para os pontos $i = 1, n - 1$, utilizando-se as equações 4.36.</p> <p>b) com as condições de contorno corrigem-se os valores de Q_1 ou h_1 e Q_n ou h_n.</p>
Corrector	<p>a) calculam-se os valores de Q^{**} e h^{**} para os pontos $i = 2, \dots, n$, com as equações 4.37.</p> <p>b) com as mesmas condições de contorno corrigem-se os valores de Q_1 ou h_1 e Q_n ou h_n.</p>
Cálculo de h e Q	<p>a) calculam-se os valores de Q^{t+1} e h^{t+1} a partir das equações 4.38.</p> <p>b) com Q^{t+1} e h^{t+1} estima-se o novo Δt para cálculo do passo seguinte</p>
Correção dos valores Q e h	a) aplicação da correção dos valores de Q^{t+1} e h^{t+1} através das equações 4.39

A seguir é mostrada uma aplicação do modelo de MacCormack a um canal de diferentes condicionantes hidráulicas, que ilustra a grande utilidade prática do método, especialmente aplicável aos canais de drenagem

A seção transversal considerada é trapezoidal com base de 6 m e taludes inclinados $H:V = 0,25$. O perfil de fundo tem declividades 0,1%, 0,45% e 0,04% para um trecho total de 1.000m. Na seção inicial de montante S1, foi imposto um hidrograma triangular iniciando em $20 \text{ m}^3/\text{s}$, variando até $50 \text{ m}^3/\text{s}$ bruscamente e decrescendo até $20 \text{ m}^3/\text{s}$ novamente. Na seção de jusante foi imposto um limnigrama variável entre as cotas 1,50 m e 2,50 m. O tempo total de simulação foi de 360 s. A resistência do escoamento foi computada segundo a expressão de Manning, com $n = 0,015$ e o intervalo de cálculo adotado foi de 1 s, equivalente ao número de Courant C da ordem de 0,9.

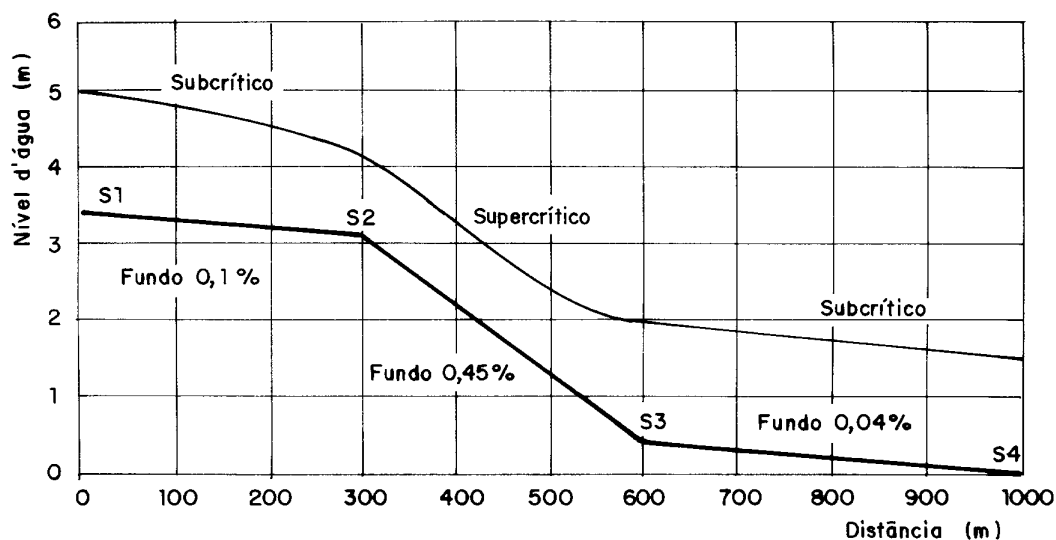


Figura 4.14 - Condições Iniciais no esquema de MacCormack

Na condição inicial, correspondente a $t = 0s$, observa-se que o canal apresenta escoamento subcrítico entre as seções S1 e S2, supercrítico entre S2 e S3 e novamente subcrítico de S3 a S4. O resultado da Figura 4.14 foi obtido calculando-se o escoamento para a vazão constante de $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

O hidrograma afluente é fortemente amortecido ao longo do canal devido ao armazenamento na calha, e a sobrelevação imposta ao nível na seção S4 chega defasada à seção S3, como mostram os hidrogramas e limnigramas das figuras 4.15 e 4.16.

Também na Figura 4.17 podem ser vistas as linhas d'água em função do tempo calculadas por este método.

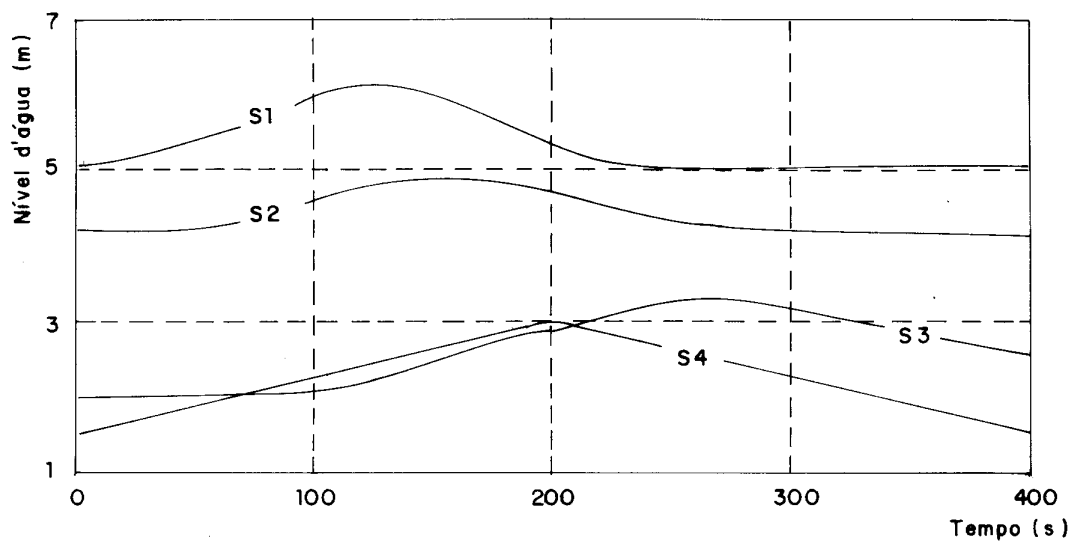


Figura 4.15 - Método de MacCormack. Limnigramas resultantes

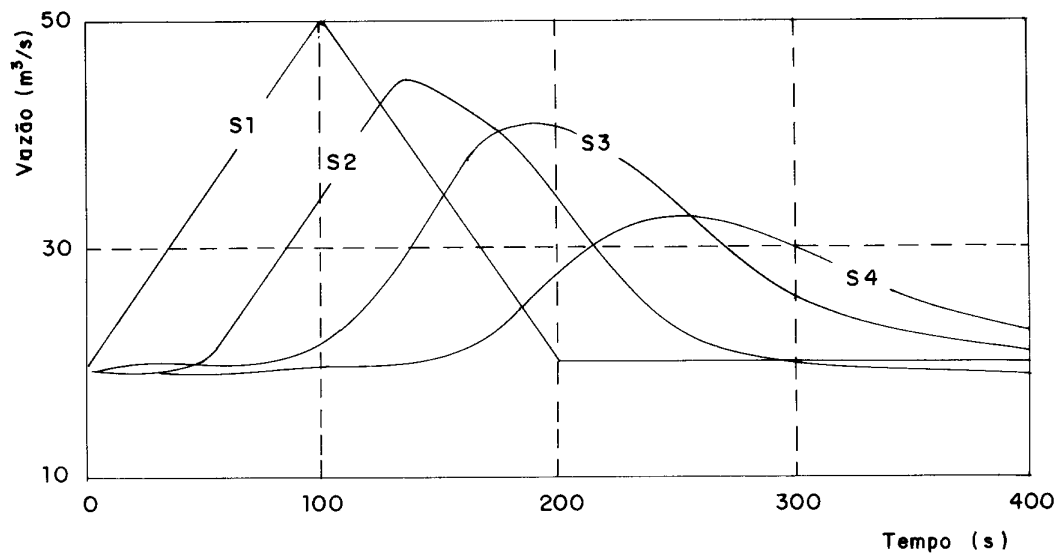


Figura 4.16 - Método de MacCormack. Hidrogramas resultantes

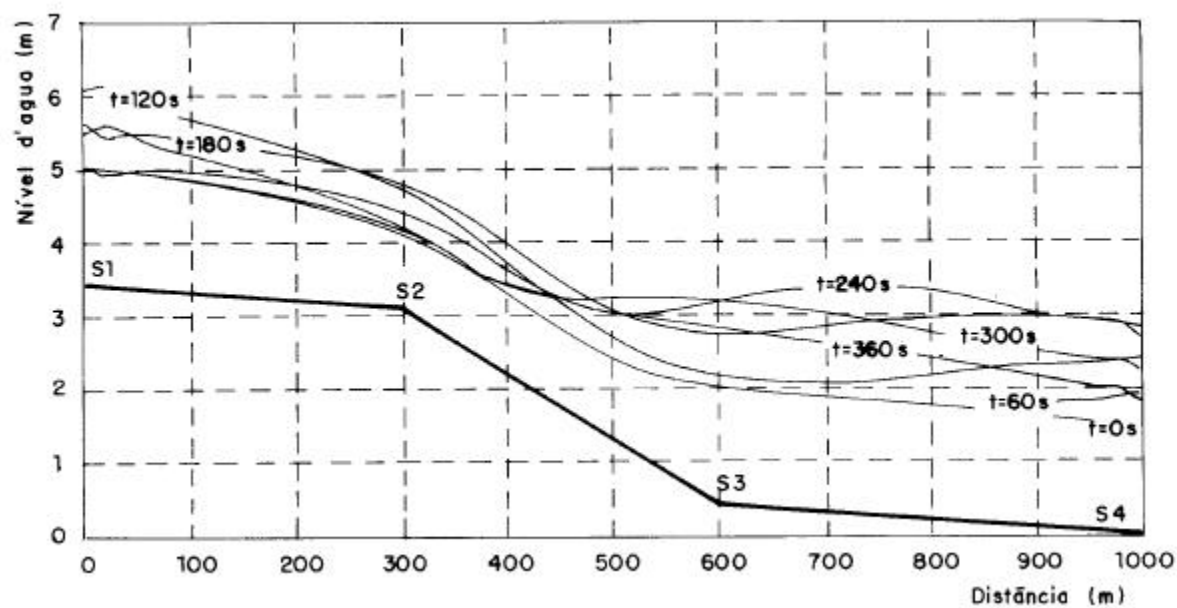


Figura 4.17 - Esquema de MacCormack. Linhas d'água ao longo do Tempo

4.5. CÁLCULO DE CONDUTOS EM REGIME FORÇADO

Apesar dos condutos fechados destinados a drenagem urbana terem como premissa de projeto o seu funcionamento como regime livre, há situações em que se deve fazer algum tipo de verificação do escoamento em regime forçado (para situações de vazões excepcionais em regiões muito baixas, por exemplo).

O procedimento de cálculo, neste caso, também é feito com o uso do princípio da conservação de energia. A diferença é que, calcula-se o caminhamento da linha piezométrica e não da linha d'água. Com esta informação pode-se saber, por exemplo, a possibilidade de eventuais extravasamentos em terrenos baixos, ou de afogamentos das seções de saída das galerias ou tubulações dos sistemas de micro ou macro-drenagem contribuintes.

Assim sendo, tomando-se como base o desenho da Figura 4.18, aplica-se a equação da conservação de energia entre as seções de cálculo 1 e 2 :

$$\Delta H_{1-2} = \left(z_1 + \frac{P_1}{g} + \frac{a \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right) - \left(z_2 + \frac{P_2}{g} + \frac{a \cdot V_2^2}{2 \cdot g} \right) \dots \dots \dots (4.41)$$

onde P_i/g corresponde ao termo piezométrico.

O primeiro termo da equação pode ser calculado pela composição das parcelas correspondentes às perdas distribuídas através da Fórmula Universal de Perda de Carga e por equações correspondentes às perdas localizadas, ou seja:

$$\Delta H_{1-2} = \sum \Delta H_{distribuidas} + \sum \Delta H_{localizadas} \dots \dots \dots (4.42)$$

sendo:

$$\Delta H_{distribuída} = \frac{f}{4} \cdot \frac{\Delta x_i}{Rh_i} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots \dots \dots (4.43)$$

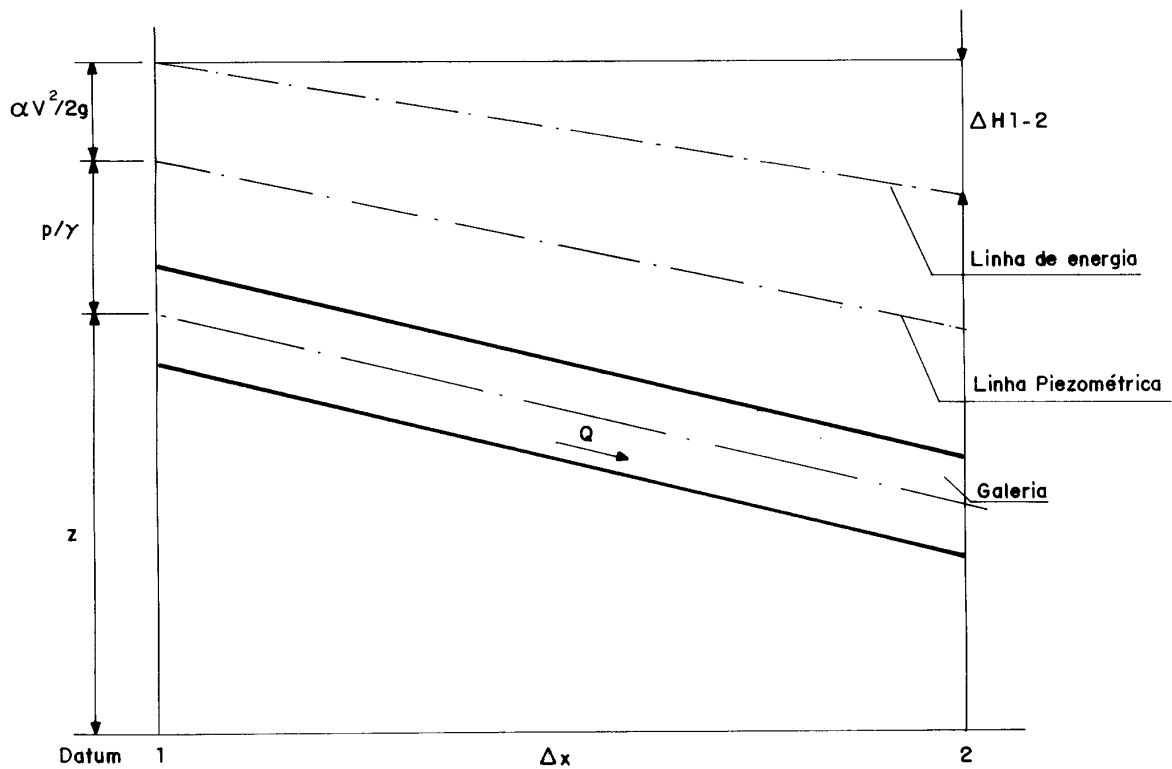


Figura 4.18 - Esquema da variação da linha de energia em galerias funcionando em carga

$$\Delta H_{localizada} = K_i \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots(4.44)$$

onde:

Δx_i extensão do trecho em conduto forçado com uma determinada seção típica de raio hidráulico Rh_i ;

K_i coeficiente de perda de carga localizada da singularidade considerada (ver Capítulo 5);

f fator de resistência ao escoamento, podendo ser determinado pela equação de Colebrook:

$$f = \left[-2 \cdot \log \left(\frac{K_s}{14,8 \cdot Rh} + \frac{2,52}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

$$Re \cdot \sqrt{f} = 8 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{v_* \cdot Rh}{n}$$

onde:

n coeficiente cinemático de viscosidade;

v_* velocidade de atrito.

Portanto, conhecidas as condições de jusante, determinam-se as parcelas de perdas de carga distribuídas e localizadas. Com estes dados calcula-se a posição do nível na seção de montante e sucessivamente.

4.6. EQUAÇÕES GERAIS PARA O ESTUDO DAS SINGULARIDADES

Todos os problemas relativos às singularidades são resolvidos com o conjunto das equações da conservação da massa, conservação da energia e da quantidade de movimento, expressas simplificada e da forma:

$$\sum Q_i = 0 \dots\dots\dots (4.45)$$

$$\sum E_i = 0 \dots\dots\dots (4.46)$$

$$\sum (F_{ext_i}) (\text{em } x \text{ ou } y) = \sum (r \cdot Q_i \cdot V_i) (\text{em } x \text{ ou } y) \dots\dots\dots (4.47)$$

onde:

Q_i vazões a montante ou a jusante da singularidade;

E_i níveis de energia a montante e a jusante da singularidade;

F_{ext_i} resultantes das forças de contato e de campo em torno do volume de controle que envolve a singularidade, projetadas em uma direção preferencial x (do canal principal, por exemplo) ou perpendicular a esta direção y ;

r massa específica da água;

$r Q_i V_i$ valores das quantidades de movimento calculadas a montante e a jusante da singularidade, também nas direções x e y .

4.6.1. EXEMPLO DE CASO: RESSALTO HIDRÁULICO

Para exemplificar, considere-se o caso do ressalto hidráulico, um fenômeno muito utilizado em estruturas de dissipação de energia. O ressalto hidráulico é uma desaceleração brusca do escoamento em regime torrencial (supercrítico), passando ao regime fluvial (subcrítico).

Seja a Figura 4.19, com um volume de controle envolvendo o ressalto hidráulico. Neste desenho encontram-se representados todos os elementos de cálculo e assume-se que o leito seja plano, horizontal, com perdas por atrito em contato com a parede desprezíveis.

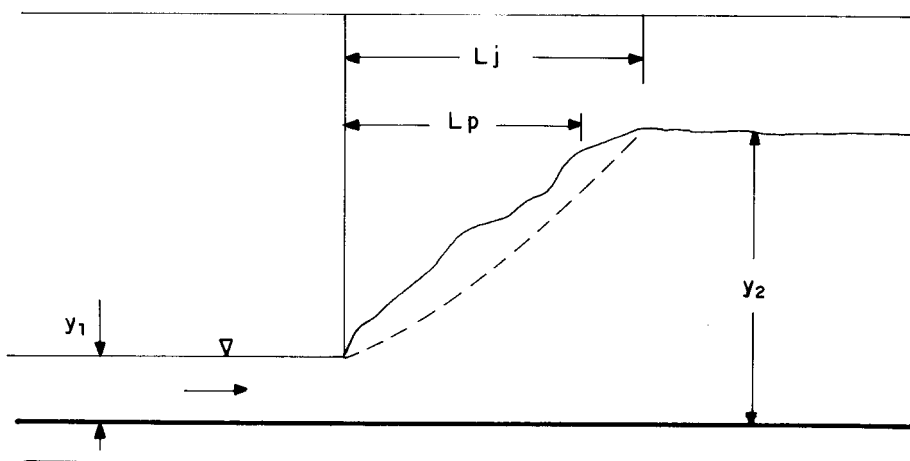


Figura 4.19 - Elementos do Ressalto Hidráulico

Pode-se concluir que a soma das forças externas na direção do escoamento seja igual à diferença entre os empuxos hidrostáticos das extremidades do volume de controle (seções 1 e 2):

$$(F_{ext_i}) = E_1 - E_2 \dots\dots\dots (4.48)$$

a variação da quantidade de movimento, também nesta direção, é expressa da forma:

$$\sum (r \cdot Q_i \cdot V_i) = r \cdot Q_i \cdot (V_2 - V_1) \dots\dots\dots (4.49)$$

Portanto, da aplicação da equação da quantidade de movimento resulta:

$$E_1 - E_2 = r \cdot Q_i \cdot (V_2 - V_1) \dots\dots\dots (4.50)$$

Utilizando-se ainda a equação de conservação da massa, pode-se desenvolver esta equação que resulta na forma clássica da função das profundidades conjugadas:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (4.51)$$

onde:

- y_1 profundidade do escoamento imediatamente a montante do ressalto;
- y_2 profundidade do escoamento imediatamente a jusante do ressalto;
- F_1 número de Froude do escoamento na seção 1.

A partir da equação de conservação de energia, aplicada entre as seções 1 e 2, calcula-se a perda de carga no ressalto hidráulico ΔH_{1-2} :

$$z_1 + y_1 + \frac{a \cdot V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{a \cdot V_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (4.52)$$

Desenvolvendo esta equação chega-se à expressão simplificada:

$$\Delta H_{1-2} = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_1 \cdot y_2} \dots\dots\dots (4.53)$$

4.7. PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA POR MÉTODOS HIDROLÓGICOS

Ao estudar uma bacia de grande porte ou de características não homogêneas é necessário segmentar a mesma em sub-bacias menores, de forma que seja possível estabelecer hidrogramas de cheias para cada uma delas sem maiores dificuldades. O encaminhamento dos hidrogramas individuais até a seção

de limite em consideração, e a subsequente superposição dos mesmos permite determinar o hidrograma global para toda a bacia.

Existem diversos métodos de encaminhamento de hidrogramas em canais com graus de complexidade bastante variáveis.

Para fins do presente documento, serão abordados apenas os métodos de *translação direta* e o *convexo* pela sua simplicidade de aplicação e também, por serem adotados pelo **Manual de drenagem urbana de Denver** em seu manual de projeto e drenagem urbana, que é um dos mais completos e conceituados.

4.7.1. MÉTODO DE TRANSLAÇÃO DIRETA

No método de translação direta o hidrograma é simplesmente deslocado no tempo tendo em conta o tempo de caminhamento ao longo do trecho da bacia em consideração, de modo que a forma do mesmo permanece inalterada.

No cálculo das velocidades de translação é necessário verificar se o correspondente número de Froude é adequado para o tipo de calha do curso d'água ou canal, objeto de estudo.

Na Tabela 4.5 a seguir são indicados os limites recomendados para cálculo das velocidades de translação. A descarga a ser considerada para o cálculo da velocidade deve corresponder à descarga de pico do hidrograma. O cálculo da velocidade pode ser efetuado para as condições de regime normal, considerando a configuração da calha do curso d'água, bem como, respectivamente, declividades e rugosidades.

Tabela 4-5 - Limites recomendados para cálculo da velocidades de translação

Tipo de Canal	Velocidade Máxima(*) (m/s)	N.de Froude Máximo(*)
Calhas Naturais	2,4	0,95
Canais Artificiais:		
a) Gramados	1,8	0,8
b) Em Rip-rap	2,4	0,8
c) Em Concreto	3,6	s/limite

(*) Utilizar o valor que resultar em menor velocidade.

- **Exemplo: Translação direta em canal**

Considere a bacia hidrográfica mostrada na Figura 4.20. O trecho de canal A-B tem um comprimento de 1678m e possui seção trapezoidal revestida com grama. A largura do fundo é 1,5 m, com taludes com inclinação 1:4, declividade do fundo de 0,006 e coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,04.

O trecho B-C é um trecho natural com comprimento de 915 m e configuração que pode ser assimilada à forma trapezoidal com fundo de 6 m de largura, taludes com inclinação de 1:3, declividade de 0,008 e coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,045.

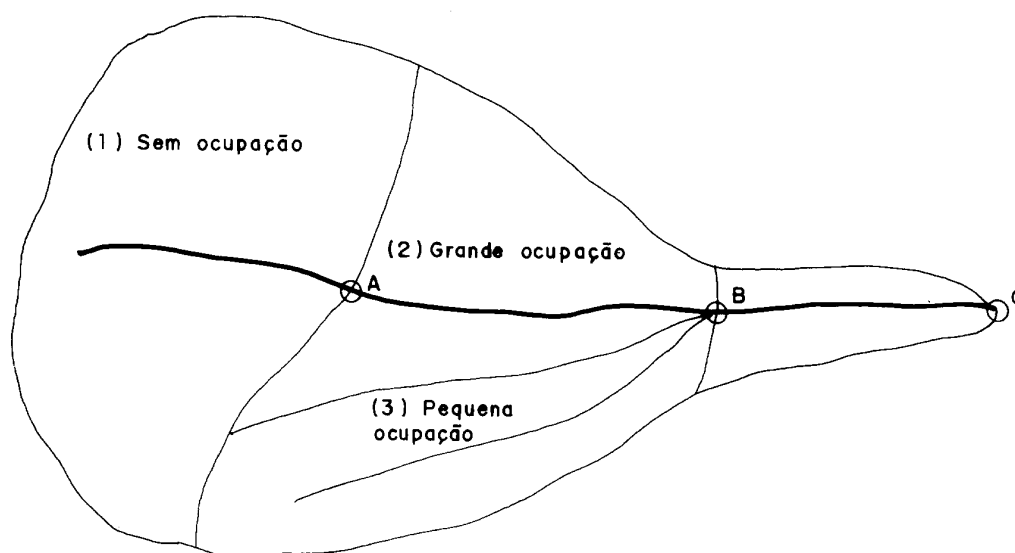


Figura 4.20 - Exemplo de propagação de cheias pelo leito de um curso d'água

Na Tabela 4.6 são dados os hidrogramas relativos às sub-bacias 1,2 e 3 (nos pontos A e B). Admitese que a contribuição relativa à sub-bacia entre B e C é muito pequena e pode ser desprezada por não afetar o resultado final. Utilizando o método de translação direta, determinar os hidrogramas globais relativos aos pontos B e C.

Tabela 4-6 - Hidrogramas relativos às sub-bacias da bacia considerada no exemplo

Tempo (min)	Vazões por bacia (m ³ /s)		
	Bacia 1-A	Bacia 2-B	Bacia 3-B
10	0	0	0
15	0	0,06	0
20	0,06	0,34	0,03
25	0,28	1,36	0,23
30	0,85	3,06	0,57
35	2,55	4,45	1,99
40	3,4	4,79	2,13
45	3,97	4,4	2,27
50	4,26	3,86	2,21
55	4,43	3,43	1,99
60	4,26	3,06	1,71
65	4,11	2,75	1,56
70	3,92	2,44	1,13
75	3,69	1,99	0,79
80	3,26	1,7	0,57
85	2,84	1,42	0,4
90	2,5	1,19	0,23
95	2,21	0,94	0,14
100	1,93	0,68	0,09
105	1,65	0,45	0,03
110	1,36	0,26	0,02
115	1,13	0,14	0
120	0,91	0,11	0
125	0,68	0,06	0
130	0,45	0,03	0
135	0,26	0	0
140	0,11	0	0
145	0,09	0	0
150	0	0	0

Solução:

Passo 1 - Preparar a Tabela 4.7.

Tabela 4-7 - Cálculo pelo método da translação direta

Trecho	Hidrog. no PT. aflu.	PT. eflu	QP (m ³ /s)	V (m/s)	F	L (m)	t=L/60V (min)
A-B	A	B	4,43	1,17	0,54	1678	23,9:adot.25
B-C	B	C	7,71	1,38	0,6	915	11,1:adot.10 :adot.
			trecho:A-B		trecho:B-C		
Tempo (min)	Qafl. (m ³ /s)	Qafl. transl. (m ³ /s)	Qafl. local (m ³ /s)	Qepl. (m ³ /s)	Qafl. transl. (m ³ /s)		
5	0	0	0	0	0		
10	0	0	0	0	0		
15	0	0	0,06	0,06	0		
20	0,06	0	0,37	0,37	0		
25	0,28	0	1,59	1,59	0,06		
30	0,85	0	3,63	3,63	0,37		
35	2,55	0	6,44	6,44	1,59		
40	3,4	0	6,92	6,92	3,63		
45	3,97	0,06	6,67	6,73	6,44		
50	4,26	0,28	6,07	6,35	6,92		
55	4,43	0,85	5,42	6,27	6,73		
60	4,26	2,55	4,77	7,32	6,35		
65	4,11	3,4	4,31	7,71	6,27		
70	3,92	3,97	3,57	7,54	7,32		
75	3,69	4,26	2,78	7,04	7,71		
80	3,26	4,43	2,27	6,7	7,54		
85	2,84	4,26	1,82	6,08	7,04		
90	2,5	4,11	1,42	5,53	6,7		
95	2,21	3,92	1,08	5	6,08		
100	1,93	3,69	0,77	4,46	5,53		
105	1,65	3,26	0,48	3,74	5		
110	1,36	2,84	0,28	3,12	4,46		
115	1,13	2,5	0,14	2,64	3,74		
120	0,91	2,21	0,11	2,32	3,12		
125	0,68	1,93	0,06	1,99	2,64		
130	0,45	1,65	0,03	1,68	2,32		
135	0,26	1,36	0	1,36	1,99		
140	0,11	1,13		1,13	1,68		
145	0,09	0,91		0,91	1,36		
150	0	0,68		0,68	1,13		
155		0,45		0,45	0,91		
160		0,26		0,26	0,68		
165		0,11		0,11	0,45		
170		0,09		0,09	0,26		
175		0		0	0,11		
180					0,09		
185					0		

Passo 2 - Calcular a profundidade normal e respectiva velocidade para o trecho A-B utilizando a descarga de pico do hidrograma (4,43 m³/s). Esse cálculo pode ser feito por processo iterativo diretamente pela fórmula de Manning, transcrita na seguinte forma:

$$y = \left(\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{5}} \frac{\left(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} + b \right)^{0,4}}{(b + m \cdot h)} \dots\dots\dots (4.54)$$

onde:

- Q vazão considerada (m³/s);
- i declividade;
- n coeficiente de rugosidade de Manning;
- m inclinação do talude da seção trapezoidal do canal;
- b largura da base da seção do canal (m);
- h profundidade da lâmina d`água (m).

O cálculo é efetuado atribuindo-se valores para h até que resulte $y = h$.

No presente exemplo tem-se:

$$y = \left(\frac{4,43}{\sqrt{0,006} \cdot 0,040} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot \frac{\left(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + 4^2} + 1,5 \right)^{0,4}}{1,5 + 4 \cdot h}$$

Com poucas iterações chega-se ao valor:

$$y = 0,805 \text{ m.}$$

$$\text{Área} = 1,5 \cdot 0,805 + 4 \cdot (0,805)^2 = 3,8 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 4,43/3,8 = 1,17 \text{ m / s}$$

$$F = \frac{1,17}{\sqrt{3,80 \cdot \frac{9,81}{7,94}}} = 0,54 < 0,8$$

É possível adotar $V = 1,17$ m/s, uma vez que é menor do que o máximo recomendado de 1,8 m/s para canais gramados e que resulta num número de Froude também menor do que 0,80 recomendado como máximo.

Passo 3 - Determinar o tempo de translação utilizando a velocidade calculada no passo anterior.

$$t_{A-B} = \frac{L}{60V} = \frac{1678}{60 \cdot 1,17} = 23,9 \text{ minutos} \dots\dots\dots(4.55)$$

Arredondando para o valor inteiro mais próximo, múltiplo do intervalo unitário de tempo adotado de 5 minutos, resulta $t_{A-B} = 25$ minutos.

Passo 4 - Transcreva as ordenadas do hidrograma relativo ao ponto A na coluna 2 da tabela 4.6 e o mesmo hidrograma na coluna 3 da mesma tabela transladado de 25 minutos.

Passo 5 - Efetue a soma dos hidrogramas locais (isto é bacia 2 em B e bacia 3 em B) registrando o resultado na coluna 4 da tabela.

Passo 6 - Somando o hidrograma da coluna 3 o total dos hidrogramas locais(isto é coluna 4), entrando com os dados na coluna 5.

Passo 7 - Repetir os procedimentos do passo 2 para o trecho B-C utilizando os critérios propostos para canais naturais.

$$y = \left(\frac{7,74}{\sqrt{0,008 \cdot 0,045}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+3^2} + 6)^{0,4}}{(6,0 + 3 \cdot h)}$$

$$y = 0,689 \text{ m}$$

$$\text{Área} = (6,0 \cdot 0,689) + 3 \cdot (0,689)^2 = 5,56 \text{ m}^2$$

$$V = 7,71/5,56 = 1,39 \text{ m/s} < 2,4 \text{ m/s}$$

$$T = (2,3 \cdot 0,689) + 6,0 = 10,13 \text{ m}$$

$$F = \frac{1,39}{\sqrt{5,56 \cdot \frac{9,89}{10,13}}} = 0,6 < 0,95$$

É portanto possível adotar $V = 1,39$ m/s, uma vez que é menor que o valor máximo recomendado que é de 2,4 m/s e o número de Froude é menor que 0,95.

Passo 8 - Repetir o procedimento do passo 3 para o trecho B-C.

$$t_{B-C} = \frac{915}{1,39 \cdot 60} = 11 \text{ minutos}$$

Arredondando para o valor inteiro mais próximo do intervalo unitário de tempo adotado de 5 minutos resulta $t_{B-C} = 10$ minutos.

Passo 9 - Repetir o passo 4 para o trecho B-C.

Passo 10 - Repetir o passo 5 para o trecho B-C.

4.7.2. MÉTODO CONVEXO DE PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS

O método convexo de propagação de hidrograma leva em consideração o efeito de armazenamento na calha, proporcionando como resultado um hidrograma modificado ao fim da translação do canal objeto de interesse.

Da mesma forma conforme abordado no item anterior, é necessário levar em conta limites de velocidade no canal. Os limites recomendados relativos a esse método são indicados na Tabela 4.5, a seguir.

Tabela 4-8 - Limites recomendados para cálculos de velocidades de transição relativos ao método convexo

Tipo de canal	Máxima vazão(*)	Máximo número de Froude(*)
canais naturais	$3/4 Q_p$	0,95
canais artificiais:		
gramados	$3/4 Q_p$	0,80
enrocados	$3/4 Q_p$	0,80
em concreto	$3/4 Q_p$	sem limite

(*) utilizar o valor que resultar menor velocidade.

De acordo com o Soil Conservation Service, a equação básica para o emprego do método convexo é a seguinte:

$$Q_2 = (1 - C) \cdot Q_1 + CI_1 \dots \dots \dots (4.56)$$

onde:

- Q_2 vazão efluente do trecho do canal em consideração no fim do intervalo de tempo unitário (início do próximo intervalo);
- Q_1 vazão efluente do mesmo trecho no início do intervalo de tempo;
- I_1 vazão afluente do trecho no início do intervalo de tempo;
- C coeficiente dado pela seguinte expressão.

$$C = 1 - (1 - C_1)^{\frac{\Delta t}{B}} \dots\dots\dots (4.57)$$

sendo:

$$C_1 = \frac{V}{(V + 0,52)} \dots\dots\dots (4.58)$$

$$K = \frac{L}{(3600 \cdot V)} \dots\dots\dots (4.59)$$

$$B = K \cdot C_1 \dots\dots\dots (4.60)$$

onde:

L comprimento do trecho de canal;

V velocidade de translação (m/s);

Δt intervalo unitário de tempo (h), que deve ser $< 1/5 t_a$;

t_a tempo de ascensão do hidrograma que corresponde ao tempo decorrido entre o início do hidrograma até o pico.

A utilização do método convexo é bastante simples conforme ilustra o exemplo apresentado a seguir:

• Exemplo de Aplicação do Método Convexo de Propagação de Hidrogramas em Canais

Para a mesma bacia e mesmos dados do exemplo anterior, compor os hidrogramas nos pontos B e C utilizando o método convexo de propagação de hidrogramas.

Passo 1 - Determinar a vazão a ser utilizada para cálculo da velocidade de translação "V" para o trecho.

Entrar na Tabela 4.5 e obter os valores de Q_p e $3/4 \cdot Q_p$:

$$Q_p = 4,43 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$3/4 \cdot Q_p = 3,32 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Passo 2 - Utilizando procedimento análogo ao apresentado no exemplo anterior calcular a profundidade normal e correspondente velocidade para a vazão $3/4 \cdot Q_p = 3,32 \text{ m}^3 / \text{s}$.

Utilizando a expressão já apresentada para determinação da profundidade normal:

$$y = \left(\frac{Q_n}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+m^2} + 6)^{0,4}}{(b + m \cdot h)}$$

tem-se:

$$y = \left(\frac{3,32 \cdot 0,04}{\sqrt{0,006}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+4^2+1,5})^{0,4}}{(1,5+4 \cdot h)}$$

Com algumas iterações chega-se ao valor:

$$y = 0,71 \text{ m}$$

$$\text{Área } (A) = 1,5 \cdot 0,71 + 4 \cdot (0,71) = 3,08 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q_p}{A} = \frac{3,32}{3,08} = 1,08 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{\frac{A \cdot g}{T}}} \quad \text{onde, } T \text{ é a largura superficial.}$$

$$T = (2 \cdot 4 \cdot 0,71) + (1,5) = 7,18 \text{ m}$$

$$F = \frac{1,08}{\sqrt{\frac{3,08 \cdot 9,81}{7,18}}} = 0,53$$

Utilizar $V = 1,08 \text{ m/s}$ uma vez que isto resulta num valor de número de Froude menor do que 0.8.

Passo 3 - Calcular "C" utilizando as equações 4.56 a 4.60 e entrar com os resultados na Tabela 4.9 para o trecho A'-B

$$C_1 = \frac{V}{(V + 0,52)} = \frac{1,08}{(1,08 + 0,52)} = 0,68$$

$$K = \frac{L}{(3600 \cdot V)} = \frac{1678}{(3600 \cdot 1,08)} = 0,43$$

$$B = K \cdot C_1 = (0,43 \cdot 0,68) = 0,29$$

$$\Delta t = \frac{5 \text{ min}}{60} = 0,083 \text{ horas}$$

$$C = 1 - (1 - C_1)^{\frac{\Delta t}{B}} = 0,28$$

Passo 4 - Determinar os coeficientes da Equação 4.56 e introduzir os valores obtidos na Tabela 4.9.

$$Q_2 = (1 - 0,28) \cdot Q_1 + (0,28) \cdot I_1 = (0,72) \cdot Q_1 + (0,28) \cdot I_1$$

Passo 5 - Efetuar o encaminhamento do hidrograma relativo à sub-bacia 1 (ponto A) através do trecho A-B utilizando a equação estabelecida no Passo 4:

- 1) Na Tabela 4.9 preencher a coluna relativa às vazões afluentes;
- 2) Partir da vazão zero para $t = 15$, denominando $I = 0$;
- 3) A vazão efluente de partida para $t = 15$ também será zero e portanto $Q_1 = 0$;
- 4) Calcular $Q_2 = (0,72 \cdot 0,0) + (0,28 \cdot 0,06) = 0,02$;
- 5) Entrar com valor "Q" na coluna das vazões efluentes para $t = 20$;
- 6) Calcular Q_2 ; $Q_2 = (0,72 \cdot 0,0) + (0,28 \cdot 0,06) = 0,02$;
- 7) Entra com 0,02 na coluna 3 para $t = 25$;

$$8) \text{ Calcular } Q_2; Q_2 = (0,72 \cdot 0,02) + (0,28 \cdot 0,28) = 0,09;$$

9) Entrar com 0,09 na coluna 3 para $t = 30$;

10) Repetir o procedimento indicado até que todo o hidrograma tenha sido encaminhado.

Passo 6 - Entrar com a soma dos hidrógrafos locais relativos às bacias 1 e 2 como hidrógrafo local relativo ao trecho A-B na coluna 4.

Passo 7 - Somar o hidrograma encaminhado da coluna 3 ao hidrograma afluente local na coluna 4 referente ao trecho A-B e entrar com os valores obtidos na coluna 5, os quais constituem o hidrograma afluente ao trecho B-C.

Passo 8 - Repetir o procedimento do Passo 1 para o trecho B-C.

$$Q_p = 8,35 \text{ m}^3/s$$

$$\frac{3}{4} \cdot Q_p = 6,76 \text{ m}^3/s$$

Passo 9 - Repetir os procedimentos do Passo 2 para o trecho B-C.

$$y = \left(\frac{Q_n}{\sqrt{t}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+m^2})^{0,4}}{(b+m \cdot h)}$$

$$y = \left(\frac{6,27 \cdot 0,045}{\sqrt{0,008}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+3^2} + 6,0)}{(6,0 + 3 \cdot h)}$$

$$y = 0,63 \text{ m}$$

$$A = (6,0 \cdot 0,63) + 3 \cdot (0,63)^2 = 4,97 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{6,67}{4,97} = 1,26 \text{ m/s}$$

$$T = (2 \cdot 3 \cdot 0,63) + 6,0 = 9,78 \text{ m}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{\frac{A \cdot g}{T}}} = \frac{1,26}{\sqrt{\frac{(4,97) \cdot (9,81)}{(9,78)}}}$$

$$F = 0,56 < 0,95$$

Utilizar $V = 1,26 \text{ m/s}$, uma vez que o número de Froude resultante no canal natural é menor que 0,95.

Tabela 4-9 - Cálculo pelo método convexo

Trecho	Hidrog. no PT.		Q_p (m ³ /s)	$3/4 Q_p$ (m ³ /s)	$L1$ (V/V+0,36)	K (L/3600V)	B (KC1)	C (1-(1-G)At/B)	equação D2=(i-c)D1+(c)I	
	aflu.	eflu								
A-B	A	B	4,43	3,32	0,68	0,43	0,29	0,28	D2=(0,72)D1+(0,28)I	
B-C	B	C	8,35	6,27	0,71	0,2	0,192	0,52	D2=(0,48)D1+(0,52)I D2=()D1+()I	
			trecho: A-B			trecho: B-C			trecho:	
Tempo (min)	Qafl. (m ³ /s)	Qafl. transl. (m ³ /s)	Qafl. local (m ³ /s)	Qefl. (m ³ /s)	Qafl. transl. (m ³ /s)	Qafl. local (m ³ /s)	Qefl. (m ³ /s)	Qafl. transl. (m ³ /s)	Qafl. local (m ³ /s)	Qefl. (m ³ /s)
5	0	0	0	0	0		0			
10	0	0	0	0	0		0			
15	0	0	0,06	0,06	0		0			
20	0,06	0,02	0,37	0,37	0,03		0,03			
25	0,28	0,02	1,59	1,61	0,21		0,21			
30	0,85	0,09	3,63	3,72	0,94		0,94			
35	2,55	0,3	6,44	6,74	2,38		2,38			
40	3,4	0,93	6,92	7,85	4,65		4,65			
45	3,97	1,62	6,67	8,29	6,31		6,31			
50	4,26	2,28	6,07	8,35	7,33		7,33			
55	4,43	2,83	5,42	8,25	7,86		7,86			
60	4,26	3,27	4,77	8,04	8,06		8,06			
65	4,11	3,55	4,31	7,86	8,05		8,05			
70	3,92	3,7	3,57	7,27	7,94		7,94			
75	3,69	3,76	2,78	6,54	7,6		7,6			
80	3,26	3,74	2,27	6,01	7,05		7,05			
85	2,84	3,6	1,82	5,42	6,5		6,5			
90	2,5	3,39	1,42	4,81	5,94		5,94			
95	2,21	3,14	1,08	4,22	5,35		5,35			
100	1,93	2,88	0,77	3,65	4,76		4,76			
105	1,65	2,61	0,48	3,09	4,19		4,19			
110	1,36	2,34	0,28	2,62	3,61		3,61			
115	1,13	2,06	0,14	2,2	3,1		3,1			
120	0,91	1,8	0,11	1,91	2,64		2,64			
125	0,68	1,55	0,06	1,61	2,27		2,27			
130	0,45	1,31	0,03	1,33	1,93		1,93			
135	0,26	1,07	0	1,07	1,62		1,62			
140	0,11	0,84		0,84	1,34		1,34			
145	0,09	0,64		0,64	1,08		1,08			
150	0	0,48		0,48	0,84		0,84			
155		0,35		0,35	0,65		0,65			
160		0,25		0,25	0,49		0,49			
165		0,18		0,18	0,37		0,37			
170		0,13		0,13	0,27		0,27			
175		0,09		0,09	0,2		0,2			
180		0,07		0,07	0,14		0,14			
185		0,05		0,05	0,1		0,1			
190		0,03		0,03	0,08		0,08			
195		0,03		0,03	0,05		0,05			
200		0,02		0,02	0,04		0,04			
205		0,01		0,01	0,03		0,03			
210		0,01		0,01	0,03		0,03			
215		0		0	0,01		0,01			
220		0		0	0,01		0,01			
225		0		0	0		0			

Passo 10 - Repetir o Passo 3 para o trecho B-C.

$$C_1 = \frac{V}{(V + 0,52)} = \frac{1,26}{1,78} = 0,71$$

$$K = \frac{L}{(3600 \cdot V)} = \frac{915}{(3600 \cdot 1,26)} = 0,20$$

$$B = K \cdot C = (0,2 \cdot 0,71) = 0,142$$

$$C = 1 - (1 - C_1)^{\frac{\Delta t}{B}} = 1 - (1 - 0,71)^{\frac{0,083}{0,142}} = 0,52$$

Passo 11 - Determinar os coeficientes da Equação 4.56 e introduzir os valores obtidos na Tabela 4.9

$$Q_2 = (1 - 0,52) \cdot Q_1 + (0,52) \cdot I_1 = (0,48) \cdot Q_1 + (0,52) \cdot I_1$$

Passo 12 - Repetir o Passo 5 para o trecho B-C. Utilizar o hidrograma efluente do trecho A-B como afluente ao trecho B-C.

O hidrograma resultante do encaminhamento é o hidrograma desejado no ponto C.

4.7.3. COMPARAÇÃO DOS EXEMPLOS DE ENCAMINHAMENTO DE HIDROGRAMA EM CANAIS.

Examinando as tabelas 4.7 e 4.9 verifica-se que os resultados obtidos para o ponto C são as seguintes:

Tabela 4-10 - Comparação dos resultados de cálculo dos métodos direto e convexo

método	vazão de pico m ³ /s	tempo de ascensão (minutos)	volume 10 ³ m ³
direto	7,71	75	34,69
convexo	8,06	60	34,69

Para os canais e hidrogramas utilizados nos dois exemplos abordados, o método de translação direta forneceu uma vazão de pico no ponto C 5% inferior à do método convexo. O tempo de ascensão do

hidrograma resultante para o método de translação direta revelou-se maior. Os volumes de ascensão dos hidrogramas obtidos pelos dois métodos foram idênticos, o que indica que o princípio da conservação da massa é verificado por ambos. Embora os picos não sejam idênticos, estão dentro do grau de precisão desse tipo de cálculo.

Entretanto, para diferentes hidrogramas e condições dos canais, os dois métodos podem dar resultados relativos diferentes e os picos resultantes podem diferir em mais de 5%.

Os cálculos de encaminhamento de hidrogramas em canais envolve uma considerável capacidade de julgamento por parte do projetista e é extremamente sensível à forma dos hidrogramas, assim como às condições características dos canais. É importante reconhecer que métodos diferentes de encaminhamento de hidrogramas não podem dar resultados idênticos, mesmo que sejam utilizados os mesmos dados de entrada. É importante, contudo, utilizar um único método ao estudar uma dada bacia. Em outras palavras, não se deve utilizar métodos diferentes de trecho em trecho de uma mesma bacia.

5. SISTEMAS DE MACRODRENAGEM

5.1. CANAIS E GALERIAS

5.1.1. VAZÕES DE PROJETO

A Prefeitura do Município de São Paulo tem adotado tradicionalmente como critério de projeto em canalizações de sistemas de macrodrenagem vazões com período de retorno de 25 anos. Para que não haja conflito dos novos projetos com soluções já implantadas, é conveniente que estes novos projetos continuem atendendo à vazão de projeto de 25 anos, considerando todas as folgas necessárias para acomodar eventuais efeitos de ondulações, perdas de carga localizadas e efeitos de curvatura, acrescentando-se a tudo isto o valor de borda livre, segundo os critérios que serão expostos a seguir. Por um critério de segurança, a canalização ou galeria deverá ainda comportar uma vazão com período de retorno de 50 anos sem a folga de borda livre. Nas áreas baixas deve-se verificar eventuais manchas de inundação para uma vazão com período de retorno de 100 anos. Estas manchas deverão ser consideradas como áreas de risco. Sua ocupação, quer por obras públicas ou privadas, deverá ser restrita e de uso compatível com as eventuais possibilidades de inundação. Em projetos novos, onde não haja implicações com soluções já implantadas, convém adotar período de retorno de 50 anos, ou até 100 anos em situações de maior importância.

5.1.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Numa fase de estudos hidrológicos, para fazer uma melhor estimativa dos valores de propagação de onda de enchente, pode-se utilizar um método hidrológico, como por exemplo o de Muskingum-Cunge, apresentado no capítulo anterior, ou similar, partindo de uma geometria de canalização estimada.

A partir dos estudos hidrológicos, que fornecerão hidrogramas ou picos de vazões de projeto ao longo da canalização, pode-se utilizar equações de regime uniforme para a definição de um pré-dimensionamento de seções. Em casos específicos de canalizações de menor importância estes valores poderão ser considerados como definitivos de projeto, desde que se prove que a linha d'água em regime gradualmente variável estará sempre abaixo dos valores calculados em regime uniforme. Esta consideração, no entanto, não isenta que se façam todos os procedimentos de cálculo de perdas localizadas, sobrelevações e borda-livre.

A partir do pré-dimensionamento, deve-se fazer o cálculo da linha d'água em regime permanente. Deve-se tomar, como condição de projeto, as vazões de pico do hidrograma de projeto de cada trecho. Esta

condição de cálculo é conservativa e atende às necessidades de grande parte dos projetos. É possível utilizar técnicas simples de cálculo, como as vistas no capítulo anterior (Direct Step Method e Standard Step Method), porém deve-se ter o cuidado de inserir os cálculos de variações da linha d'água nas singularidades e verificar possibilidades de mudanças de regime. No caso de mudança de regime, mudam as condicionantes de cálculo. Deve-se, portanto, interromper o cálculo, retomando-o para a nova condição. Existem métodos, como o caso particular do modelo hidrodinâmico exemplificado no Capítulo 4, que possibilitam avançar com o cálculo sem interrupções, uma vez que faz todos os cálculos de singularidades, verificações do regime de escoamento e eventuais mudanças no sentido do cálculo automaticamente.

A utilização de uma modelação hidrodinâmica se faz necessária quando se pretenda otimizar um projeto que tenha um porte que justifique tal procedimento, ou de antemão já apresente limitações externas importantes. Como exemplo, pode-se citar o caso de canalizações que cruze regiões baixas, já bastante ocupadas, e que se deseja verificar manchas de inundações potenciais para elevados períodos de retorno, ou nos casos em que se deseja verificar o efeito de amortecimento na propagação de cheias.

5.1.3. DEFINIÇÃO DE FATORES DE ATRITO

Existem inúmeras equações que expressam o fator de resistência ao escoamento, algumas das quais de maior relevância já apresentadas no capítulo referente ao escoamento uniforme. Deste conjunto, a equação melhor aceita, em função do seu embasamento teórico-experimental que faz uso de conceitos clássicos da Mecânica dos Fluidos partindo da equação de distribuição de velocidades. Uma simplificação que representa um recurso bastante interessante é a equação de Manning-Strickler, que não é nada mais que um ajuste numérico da equação derivada da distribuição logarítmica de velocidades (válida para o regime turbulento rugoso), segundo a estrutura da equação de Manning. Por ter uma estrutura monomial torna mais fácil o seu uso. O fato de todas estas equações serem de uso restrito ao regime turbulento rugoso não representa qualquer problema na utilização em projetos de drenagem uma vez que os efeitos da viscosidade não são significativos. Assim sendo, a determinação do fator de atrito de Manning é feito pela seguinte expressão:

$$n = \frac{(K_s^{1/6})}{26} \dots\dots\dots (5.1)$$

onde:

- n fator de atrito de Manning (Sistema Internacional);
- K_s coeficiente de rugosidade absoluta das paredes.

Portanto, a única dificuldade neste tipo de equação é a definição adequada da rugosidade das paredes. Dentro do que é usual em projetos de drenagem urbana, serão considerados os casos de canalizações em concreto, gabiões, enrocamentos, canais escavados em terra com taludes gramados, combinações de todos estes e, finalizando, os canais naturais, sem qualquer tratamento.

Os canais de concreto (com revestimento em todo o seu perímetro molhado), apresentam normalmente um baixo valor de fator de resistência ao escoamento. A literatura especializada indica, para revestimentos lisos bem acabados, valores de n variando entre 0,012 a 0,014 que correspondem a um valor de K_s da ordem de 1 a 2 mm. Estes valores são compatíveis com o tipo de acabamento de revestimento em concreto, desde que atendam a cuidados construtivos rigorosos.

A realidade no entanto mostra que mesmo que se tomem todos os cuidados na fase construtiva, no decorrer da vida útil da canalização ocorrem naturalmente desgastes na superfície do concreto devido à abrasão natural, principalmente no período de cheias. Nestas ocasiões as solicitações hidrodinâmicas são mais intensas e as velocidades são mais elevadas com um conseqüente transporte de grande quantidade de material detrítico pesado, capaz de produzir um efeito de "martelamento" sobre a superfície de concreto. Além destes fatores ocorrem os desgastes naturais do intemperismo, eventuais recalques localizados ou deformações, produzindo desalinhamentos, principalmente nos pontos de juntas. Finalizando, há que se considerar o apreciável incremento da rugosidade decorrente de depósitos localizados de sedimentos, lixo e vegetação nativa ou transportada, que se acumulam ao longo da canalização.

Na fase de projeto é praticamente impossível a avaliação dos efeitos de depósitos localizados e estes devem ser resolvidos a partir de serviços de manutenção adequados já na fase operacional. Porém os efeitos naturais de desgastes devem ser previstos, devendo-se adotar para o fator de atrito valores mais realistas. Uma prática que tem sido recomendada é a de utilizar um fator de atrito de Manning igual a 0,018, que representa uma rugosidade absoluta da ordem de 10 mm, que é um valor bastante razoável, pensando-se numa condição futura. Esta rugosidade seria explicada pela remoção de parte dos agregados miúdos, deixando em exposição os agregados graúdos junto à superfície, bem como outras eventuais perdas já explicadas anteriormente.

Para o caso de canais revestidos com pedra lançada, ou gabiões, pode-se utilizar a proposta de Meyer-Peter Müller que considera $K_s = d_{90}$, onde d_{90} é o diâmetro da distribuição granulométrica acumulada correspondente à frequência de 90%. Há outras variantes que ao final resultam valores muito semelhantes. No caso de revestimentos com enrocamento, desde que bem construídos podem ter o fator de atrito de Manning variando entre valores da ordem de 0,026 ($d_{90} = 0,10$ m) e 0,031 ($d_{90} = 0,30$ m). Já no caso dos gabiões estes valores podem ser reduzidos, uma vez que o material acaba tendo um arranjo melhor, não apresentando tantas protuberâncias como ocorre com as soluções em enrocamento. Assim sendo, canais revestidos com colchões tipo Reno, com material bem selecionado e colocado na

obra com muito cuidado, podem apresentar um fator de atrito da ordem de 0,022, enquanto que, se for revestido com gabiões encheidos com material não selecionados e colocados na obra sem cuidado, o fator de atrito passa a ser da ordem de 0,029. Segundo os fabricantes, pode-se conseguir uma rugosidade de até 0,016 em revestimentos com colchões tipo Reno perfeitamente impermeabilizados com mastique de betume hidráulico aplicado com métodos apropriados para obter uma superfície plana e bastante lisa. Não se recomenda a adoção deste valor extremamente reduzido pelos mesmos motivos já apresentados no que se refere aos acabamentos em concreto. Numa condição futura o acabamento superficial deteriora-se, aumentando o valor do fator de atrito adotado em projeto. Neste caso convém superestimar o valor do fator de atrito, a exemplo do que se aconselha para revestimentos em concreto, prevendo uma deterioração natural da superfície de acabamento.

O fator de atrito para canais escavados em terra depende muito da técnica utilizada na construção, dos cuidados com o acabamento da obra, da sua manutenção e cuidados com a vegetação ribeirinha. De maneira geral, nas obras correntes com um bom cuidado no acabamento, pode-se ter um fator de atrito em torno de 0,030, o que corresponde a uma rugosidade média de 0,22 m. Em canais naturais, desde que em condições razoáveis, sem vegetação obstruindo o canal, depósitos importantes de detritos, irregularidades de seções ou outras anomalias, é razoável que o fator de atrito se situe numa faixa entre 0,030 e 0,035, o que corresponde a uma rugosidade média variando entre 0,22 m e 0,57 m. Estes valores são bastante compatíveis com as rugosidades de forma que se encontram em rios aluvionares com fundo arenoso.

Nos canais escavados em terra com cobertura de grama, a rugosidade depende não só da espécie plantada mas da condição em que é mantida. Existem alguns trabalhos que tratam exclusivamente do assunto, como por exemplo o do Geological Survey Water Supply (apud Wright-Mclaughin -1979), que recomenda para canais revestidos com gramas curtas, de profundidades superiores a 1,0 metro, um fator de atrito de Manning da ordem de 0,030. Para profundidades inferiores a 0,5 metro, deve-se adotar um fator de atrito variando entre 0,035, para gramas com alturas de 5 cm, e 0,040, para gramas com altura entre 10cm e 15 cm. No caso de espécies gramíneas mais alongadas, com comprimento superior a 30 cm, recomenda um fator de atrito da ordem de 0,035 para profundidades superiores a 1,0 metro e da ordem de 0,070 para profundidades inferiores a 0,5 metro. Neste último caso o fator de atrito pode chegar a um valor da ordem de 0,100 para vegetação densa e longa, superior a 60 cm de comprimento.

5.1.4. COMPOSIÇÃO DE RUGOSIDADE

É normal que ocorram soluções de projeto que empreguem diferentes tipos de revestimento ao longo do perímetro molhado, como os casos de paredes laterais em concreto ou gabião e fundo em terra, ou outros tantos tipos de combinações. Em casos como este é necessário fazer algum tipo de ponderação do fator de atrito. Existem alguns métodos difundidos na bibliografia que tratam do assunto, sendo que um dos mais conhecidos, de autoria atribuída a H. Einstein (apud Chow - 1959), é expresso da forma:

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1.5}}{P} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (5.2)$$

onde:

P_i parcelas que compõem o perímetro molhado P , com o correspondente fator de atrito n .

Há casos de soluções que atendem os princípios de estabilidade, conforme será visto mais adiante, que utilizam seções compostas. Estas seções apresentam um leito principal que atende vazões mais frequentes e um leito secundário destinado a vazões excepcionais produzindo um efeito semelhante ao que ocorre em canais aluvionares naturais. Nestas condições normalmente há diferenças marcantes entre os fatores de atrito do leito principal e do secundário.

A equação de Einstein, vista anteriormente sobre a ponderação do fator de atrito de Manning, parte da suposição de que a seção foi dividida em células de igual velocidade, correspondentes aos diferentes fatores de atrito. Esta equação, no entanto, não pode ser aplicada ao caso em questão dada a diferença de magnitude das velocidades no leito principal e secundário. Neste caso deve-se fazer a subdivisão entre os escoamentos do leito principal e do(s) secundário(s), como se fossem canais distintos. A vazão total passa a ser a soma das vazões parciais em cada uma destas parcelas.

É importante observar que ao considerar a velocidade média em toda a seção mista, deve-se fazer a composição dos coeficientes a da equação da energia e b da equação da quantidade de movimento. Uma forma de se fazer esta composição pode ser através das seguintes equações (Chow - 1959):

$$a = \frac{\sum_1^N \left(\frac{a_N \cdot K_N^3}{\Delta A_N^2} \right)}{\left(\sum_1^N K_N \right)^3} \quad b = \frac{\sum_1^N \left(\frac{b_N \cdot K_N^2}{\Delta A_N} \right)}{\left(\sum_1^N K_N \right)^2} \dots\dots\dots (5.3)$$

onde:

K_N condutividade hidráulica parcial referente à parcela de área ΔA_N . A condutividade hidráulica é definida como sendo a razão $Q/i^{0.5}$ e sua expressão é função do tipo de equação de resistência ao escoamento com que se esteja tratando. No caso da equação de Manning é expressa da forma:

$$K = \frac{A \cdot Rh^{2/3}}{n} \dots\dots\dots (5.4)$$

5.1.5. REGIME DE ESCOAMENTO

Os escoamentos supercríticos em canais de drenagem urbana acarretam inconvenientes tais como formação de ondulações produzidas por instabilidades superficiais, níveis elevados de perdas de carga localizadas, necessidade de um cuidado maior quanto à estabilidade do canal, entre outros. Por razões como estas deve-se, sempre que possível, evitar projetos neste regime. Em casos que isto seja inevitável deve-se ter um cuidado especial tanto nas considerações de cálculos hidráulicos, como estruturais e cuidados construtivos. De uma forma geral os canais de concreto são os mais adequados para o atendimento a todas estas restrições.

Um cuidado especial deve ser tomado para que o número de Froude do escoamento não esteja situado dentro de uma faixa variando entre 0,7 e 1,4 , faixa esta correspondente a uma situação de instabilidade de escoamento.

É importante ter bem definidos os pontos de mudança de regime como, por exemplo, degraus ou pontos de formação de ressalto.

5.1.6. BORDA LIVRE

Não há um consenso quanto ao dimensionamento da borda livre de canalizações, mesmo porque, dependendo de cada finalidade pode-se ter critérios mais ou menos restritivos. A título de exemplo, canais de irrigação cujas condições de escoamento são bastante controladas não necessitam dos mesmos níveis de folga que um canal de drenagem ou de navegação. Os critérios encontrados na literatura são apontados a partir de uma experiência prática ou do bom senso. Assim sendo, serão apresentadas a seguir algumas recomendações encontradas e sugere-se que se adote sempre o critério mais restritivo.

De acordo com o U.S. Bureau of Reclamation (apud-Chow-1959), os valores adotados para borda livre em canais, tem variado numa faixa aproximada de 0,3 m a 1,2 m, para canalizações com vazões variando entre 0,5 m³/s a aproximadamente 80 m³/s. Apenas como uma orientação inicial aconselha o uso da seguinte expressão:

$$BL = (a \cdot y)^{0,5} \dots\dots\dots (5.5)$$

onde:

FCTH

Prefeitura do Município de São Paulo

BL valor da borda livre;

y profundidade de escoamento para a vazão de projeto, em metros;

a constante que varia entre 0,4, para valores baixos de vazão de projeto (próximos ao limite inferior de 0,5 m³/s), e 0,8 para valores elevados de vazão de projeto (igual ou superior a 80 m³/s), num limite máximo de 1,2 m.

O Manual de Critérios de Projetos de Drenagem Urbana da cidade de Denver, Colorado, E.U.A. (Wright-Mclaughlin -1979) apresenta, como critério, a seguinte equação :

$$BL = 0,60 + 0,037 \cdot V \cdot y^{1/3} \dots\dots\dots (5.6)$$

onde:

V velocidade média na seção;

y profundidade de escoamento para a vazão de projeto.

No Manual da cidade de Denver a vazão de projeto é considerada como sendo a de período de retorno de 100 anos. Para os casos de canalizações que atendam períodos de retorno menores, recomenda que as obras ribeirinhas se situem a pelo menos 0,30 m acima do nível correspondente à linha d'água para a vazão com período de retorno de 100 anos.

No caso que seja inevitável o projeto da canalização em regime torrencial deve-se acrescentar a esses valores propostos o incremento correspondente às ondulações de superfície. Também nos pontos de mudança de direção, deve ser acrescentado o valor correspondente à sobrelevação do nível de água devido ao efeito de curvatura (ver item 5.2.9).

Em seções fechadas a determinação da borda livre merece especial atenção, uma vez que em caso de afogamento do conduto há uma brusca redução da condutividade hidráulica. Nos casos convencionais de projeto, com vazão de dimensionamento com período de retorno de 25 anos, convém também fazer a verificação de seu comportamento hidráulico para a vazão com período de retorno de 100 anos. Caso nesta última condição o conduto entre em carga, deve-se impor que a linha piezométrica não ultrapasse os níveis mais baixos dos terrenos laterais. A estrutura deve ser dimensionada para suportar todas as solicitações, bem como deve-se tomar todos os cuidados construtivos para atender a esta situação de escoamento em carga.

5.2. SINGULARIDADES

5.2.1. EMBOQUES EM NÍVEL

Os emboques em galerias seguem os mesmos critérios de dimensionamento de bueiros, com a particularidade que devem ser dimensionados para que não entrem em carga em qualquer circunstância. Para que isto ocorra é necessário não só que as dimensões da galeria sejam suficientemente dimensionadas, para que funcione em regime de escoamento com superfície livre, como também que as condições de jusante e montante sejam tais que não permitam o afogamento. A experiência demonstra que existe um valor crítico da altura do nível de montante, entre 1,2 e 1,5 vezes a altura da galeria, acima da qual o emboque deve entrar em carga (Figura 5.1).

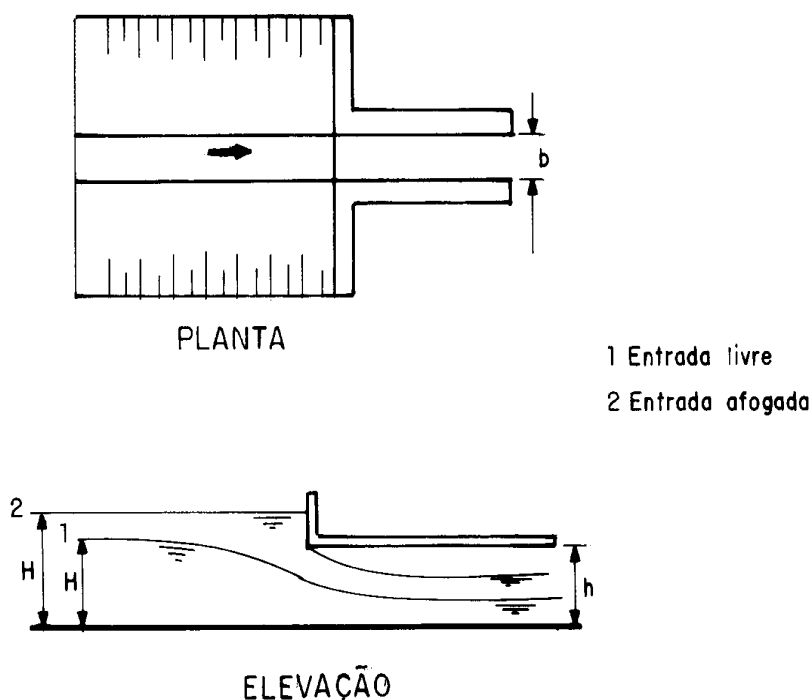


Figura 5.1 - Emboque em galeria

Há situações, como por exemplo as saídas de reservatórios, em que o nível de água a montante ultrapassa o valor limite de afogamento, porém com o escoamento a superfície livre no interior do conduto (Figura 5.1). Nestes casos deve-se dimensionar a entrada da galeria como se fosse um orifício de grandes dimensões, a partir da equação de conservação de energia, escrita da forma:

$$Q = C_o \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots (5.7)$$

onde:

- Q vazão de projeto da galeria;
- C_Q coeficiente de descarga do orifício;
- A área da seção de entrada da galeria;
- H carga no reservatório referida ao piso da galeria.

O coeficiente de descarga neste caso varia entre valores de 0,45 e 0,75 aproximadamente, dependendo da geometria na entrada (Chow - 1959).

Henderson (1966) indica uma equação para seções de galerias quadradas ou retangulares, que se aproxima muito dos valores observados, com desvios da ordem de 2 % :

$$Q = C_Q \cdot b \cdot h_{gal} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - C_Q \cdot h_{gal})} \dots\dots\dots (5.8)$$

onde:

- h_{gal} altura da galeria;
- b largura da galeria;
- C_Q 0,6 para bordos com aresta quadrada, 0,8 para bordos arredondados.

Não ultrapassando o limite para o afogamento na entrada da galeria (Figura 5.1), Henderson (1966) recomenda que se utilize uma equação semelhante, admitindo que o escoamento passe pelo regime crítico na entrada da galeria:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_b \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots (5.9)$$

onde:

- C_b coeficiente de contração lateral que assume o valor unitário quando as bordas são arredondadas com raio de curvatura superior a 10% do valor da largura da boca da galeria, e valor igual a 0,9, quando os bordos têm aresta quadrada.

Em se tratando de aproximação em canal, a perda de carga no emboque irá depender basicamente das condições geométricas de aproximação. O ideal é que a aproximação seja feita na mesma direção do eixo da galeria, com uma transição geométrica gradual para minimizar as perdas de carga. No caso que seja inevitável uma passagem com variação geométrica mais brusca, que envolva mudança de largura de seção ou mesmo uma aproximação em curva, deve-se calcular estes efeitos a partir dos equacionamentos que são apresentados nos ítems a seguir.

5.2.2. EMBOQUES A PARTIR DE VERTEDORES

Há casos em que o início de uma galeria pode ser feito superiormente, com uma ligação aos sistemas de micro-drenagem. Neste caso convém que esta entrada seja feita através de vertedor frontal e/ou lateral ou em forma de tulipa, dependendo do arranjo específico de cada obra. Estes vertedores devem ser dimensionados de forma a ter uma capacidade de descarga igual ou superior à da galeria, evitando assim que se crie um ponto de restrição.

O equacionamento dos vertedores segue basicamente a mesma estrutura da Equação 5.7, com a diferença de que a altura de carga é tomada em relação à crista vertente, como se vê a seguir:

$$Q = C_Q \cdot l \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^3} \dots\dots\dots (5.10)$$

onde:

l comprimento da crista do vertedor.

O coeficiente de vazão C_Q pode variar entre 0,385 para vertedores de soleira espessa a 0,49 para vertedores de soleira normal. A Figura 5.2 mostra um exemplo deste tipo de configuração de emboque.

No caso em que seja necessário fazer a dissipação de energia, deve-se seguir o critério de dimensionamento que é apresentado neste trabalho, mais adiante.

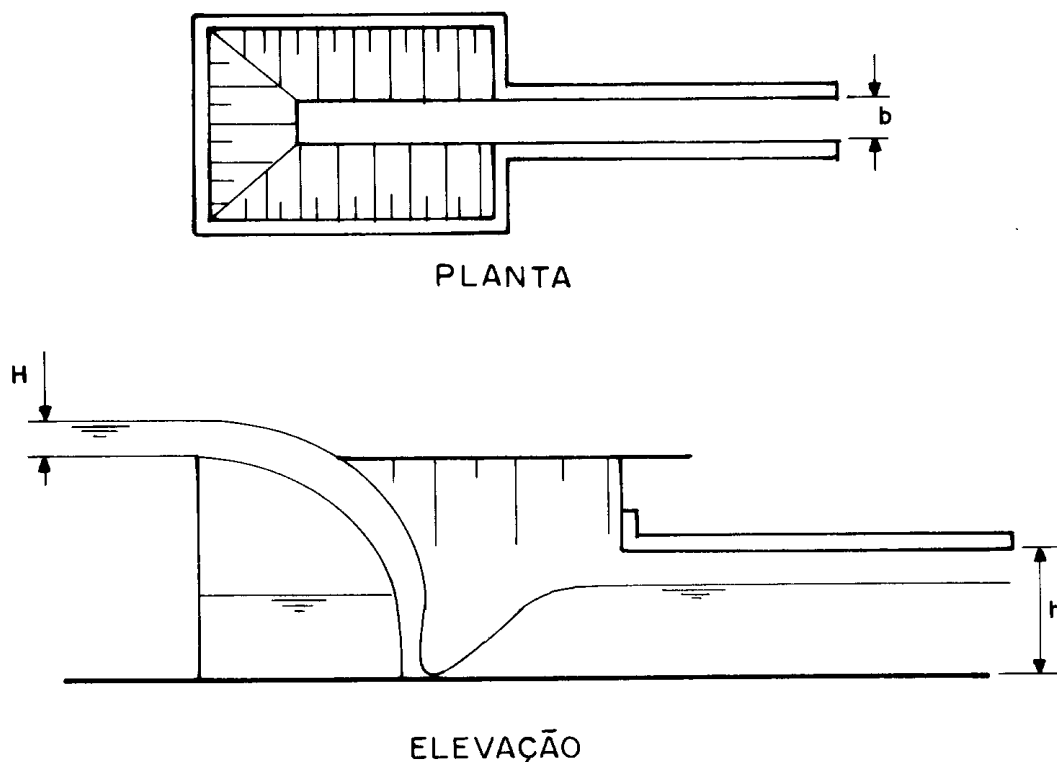


Figura 5.2 - Emboque a partir de vertedores

5.2.3. ALARGAMENTO DE SEÇÃO

A situação mais crítica, em termos de variação da largura de canalização, ocorre quando há um alargamento brusco de seção. A partir dos princípios de conservação de energia e da quantidade de movimento, pode-se conduzir o seu equacionamento. Considerando-se, dentro do esquema da Figura 5.3, que o escoamento é fluvial, resulta a seguinte equação de perda de carga na singularidade (Henderson-1966):

$$\Delta E = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_1 \cdot b_1)^2} \cdot \left[\frac{2 \cdot Fr_1^2 \cdot b_1^3 \cdot (b_2 - b_1)}{b_2^4} + \left(1 - \frac{b_1}{b_2} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (5.11)$$

onde:

ΔE perda de carga entre as seções de montante e de jusante;

$b_1 ; b_2$ larguras das seções de montante e de jusante, respectivamente;

Fr_1 número de Froude do escoamento a montante da singularidade;

y_1 profundidade imediatamente a montante do alargamento.

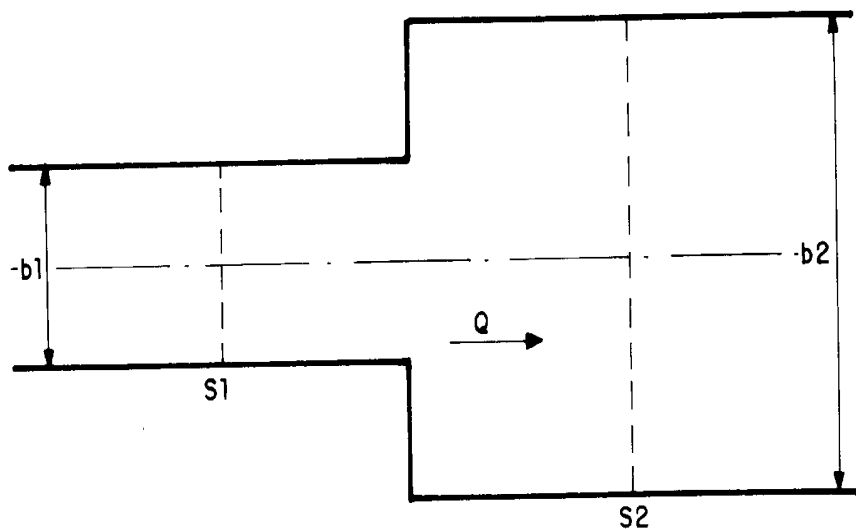


Figura 5.3 - Alargamento Brusco

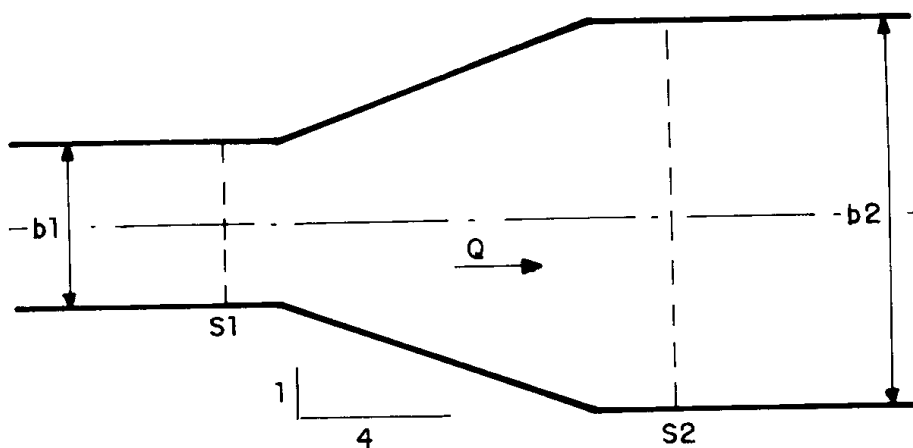


Figura 5.4 - Alargamento gradual

Quando o número de Froude é muito baixo ou a relação de larguras é elevada, a primeira parcela da expressão entre colchetes assume um valor muito baixo, podendo ser desprezada. A equação, então, tende a se aproximar da equação equivalente a condutos forçados, ou seja:

$$\Delta E = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_1 \cdot b_1)^2} \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right)^2 \dots\dots\dots (5.12)$$

Na maior parte dos casos esta equação apresenta resultados conservativos. Nos experimentos de Fórmica (1955), foram encontrados valores de perda de carga ligeiramente inferiores aos desta equação simplificada (da ordem de 10%).

Nos alargamentos graduais as perdas de carga se reduzem a valores da ordem de 0,3 vezes o valor determinado pela Equação 5.12. Segundo Henderson (1966), não há ganhos significativos ao se utilizar razões de expansão superiores a 1:4 (largura:comprimento), sendo este valor recomendado para projetos. Também a forma da transição não assume uma importância relevante, sendo apenas recomendado que se evite formação de arestas nas junções.

As mudanças de seção em regime torrencial, conforme já foi mencionado, apresentam formação de ondas estacionárias superficiais que exigem uma sobrelevação da borda-livre. Este problema requer cuidados maiores nos projetos, principalmente ao tratar-se de galeria. Neste caso, devido à possibilidade de numa eventual formação de resalto ou elevação do nível de água devido às ondulações, a galeria pode entrar em regime de conduto forçado.

5.2.4. ESTREITAMENTO DE SEÇÃO

A exemplo do que ocorre em condutos forçados, as perdas são menores no estreitamento de seção, quando comparadas aos alargamentos. A partir das mesmas considerações feitas no item anterior e seguindo o esquema da Figura 5.5, pode-se chegar a uma expressão semelhante à anterior, considerando as mesmas hipóteses simplificadoras:

$$\Delta E = K_{est} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_2 \cdot b_2)^2} \dots\dots\dots (5.13)$$

onde:

K_{est} coeficiente de perda de carga devido ao estreitamento de seção que depende fundamentalmente da geometria da transição.

Fórmica (1955) determinou experimentalmente valores de K_{est} da ordem de 0,23 para contrações com arestas quadradas e de 0,11 para contrações com estreitamentos com bordos arredondados. Já Yarnell, nos estudos de perdas de carga em pilares de ponte, encontrou valores superiores, da ordem de 0,35 e 0,18, respectivamente para arestas quadradas e bordos arredondados. Com relação aos escoamentos em regime supercrítico, valem as mesmas observações do item anterior.

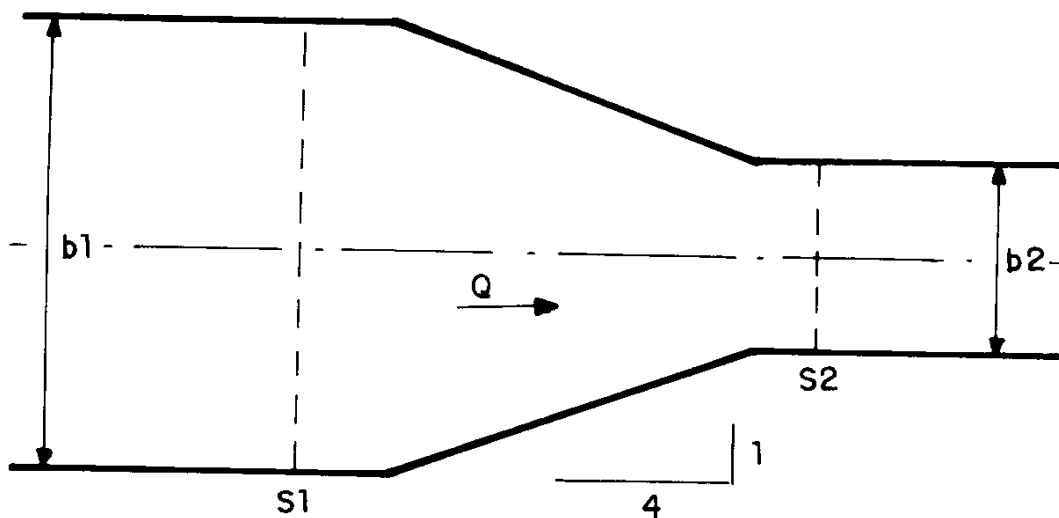


Figura 5.5 - Estreitamento de seção

5.2.5. REBAIXAMENTO DE NÍVEL

É comum nos projetos de drenagem a necessidade de mudança de nível do leito, comumente resolvida com a introdução de degrau. No caso de desníveis pouco acentuados, dentro do regime fluvial tanto a montante como a jusante do degrau, aplicam-se da mesma forma as equações de conservação de energia e da quantidade de movimento para a determinação do nível a montante, resultando em:

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot y_1} = \frac{b \cdot y_2^2}{2} - \frac{b \cdot \Delta z \cdot (2 \cdot y_2 - \Delta z)}{2} + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot y_2} \dots\dots\dots (5.14)$$

$$\Delta E = y_1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (b \cdot y_1)^2} - y_2 - \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (b \cdot y_2)^2} + \Delta z \dots\dots\dots (5.15)$$

onde:

Δz desnível do degrau, conforme a indicação da Figura 5.5.

Nos casos de rampas com variação gradual (1V:4H) pode-se considerar uma redução da perda de carga a um valor da ordem de 0,3 vezes o determinado pela Equação 5.15, a exemplo do que foi feito no item relativo ao alargamento de seção.

Os casos de desníveis acentuados com mudança de regime de escoamento serão analisados adiante, no estudo das estruturas de queda, uma vez que não se trata de uma simples acomodação de nível mas, de maneira geral, há interesse em dissipar a energia cinética.

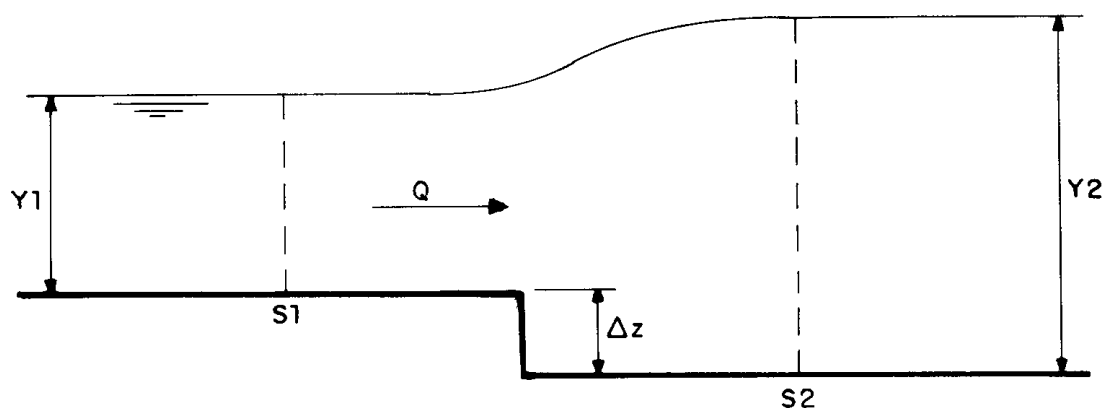


Figura 5.6 - Desnível em degrau

5.2.6. PILARES DE PONTE

O estreitamento localizado produzido por pilares de ponte pode ser comparado a um estreitamento de seção seguido imediatamente por um alargamento. Incluem-se neste caso, além dos efeitos devido ao estreitamento de seção, os efeitos hidrodinâmicos de forma dos pilares.

Uma forma consagrada de cálculo do efeito de pilares de ponte em seções, é a utilização da equação de Yarnell (1934a;1934b), determinada experimentalmente para diversos formatos de pilares:

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + K_f \cdot Fr_3 \cdot (K_f + 5 \cdot Fr_3^2 - 0,6) \cdot \left[\left(1 - \frac{b_2}{b_1} \right) + 15 \cdot \left(1 - \frac{b_2}{b_1} \right)^4 \right] \dots\dots\dots (5.16)$$

onde:

Fr_3 número de Froude na seção de jusante;

K_f coeficiente que considera a forma do pilar apresentada na Tabela 5.1:

Tabela 5-1 - Coeficiente de forma K_f

Forma do Pilar	K_f
Extremidades semi-circulares	0,9
Forma lenticular nas extremidades	0,9
Dois pilares circulares com parede de ligação	0,95
Dois pilares circulares sem ligação	1,05
Extremidades triangulares (90°)	1,05
Pilares retangulares	1,25

Os demais elementos estão representados na Figura 5.7.

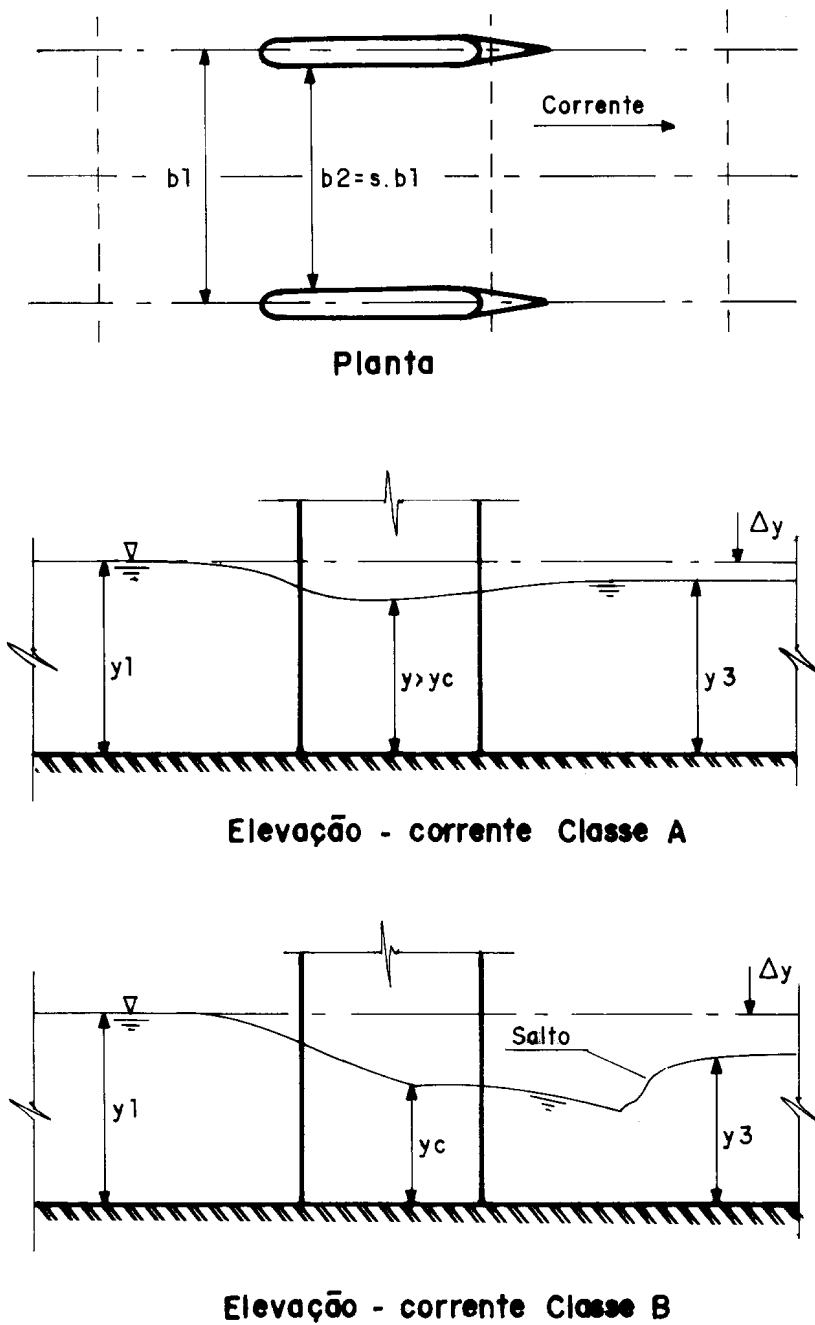


Figura 5.7 - Presença de pilares no escoamento

Nos escoamentos que produzam ressalto, onde o grau de contração de seção é mais elevado, deve-se considerar a perda de carga através da equação:

$$E_1 - E_2 = C_L \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots (5.17)$$

onde:

C_L coeficiente de perda que depende somente da forma do pilar que assume valores iguais a 0,35 para pilares retangulares e 0,18 para pilares com bordos posteriores arredondados. Pode-se admitir numa aproximação que a seção 2 apresente a profundidade conjugada à seção 3 logo após o ressalto.

Com o valor da perda de carga e aplicando a equação da conservação da energia obtém-se a profundidade na seção 1 a montante dos pilares. Esta equação foi desenvolvida para pilares com uma relação comprimento/largura igual a 4/1. Para relações de 7/1 e 13/1 foram obtidos experimentalmente incremento de desníveis ($y_1 - y_2$) da ordem de 5% e 10% respectivamente.

No caso de pilares não alinhados com a direção do escoamento Yarnell verificou que para inclinações de 10° o acréscimo do desnível ($y_1 - y_2$) é pouco significativo. Por outro lado, para inclinações de 20° resultam acréscimos da ordem de 2,3 vezes o valor do desnível obtido com os pilares alinhados. Portanto, sempre que for possível convém que se evite tais situações.

5.2.7. CONFLUÊNCIAS

Para o equacionamento das confluências será considerado inicialmente uma situação do tipo da representada na figura 5.8. Segundo este esquema e nas condições em que:

- 1) O escoamento esteja em regime fluvial;
- 2) O canal principal esteja alinhado, com escoamento paralelo às paredes e distribuição uniforme de velocidades, inclusive no contribuinte;
- 3) É possível desconsiderar as perdas por atrito longitudinais;
- 4) O ângulo de incidência do afluente não exceda 45° .

Os resultados da aplicação direta das equações de conservação da massa, conservação da energia e da quantidade de movimento dão resultados muito próximos aos valores observados experimentalmente (Taylor-1944).

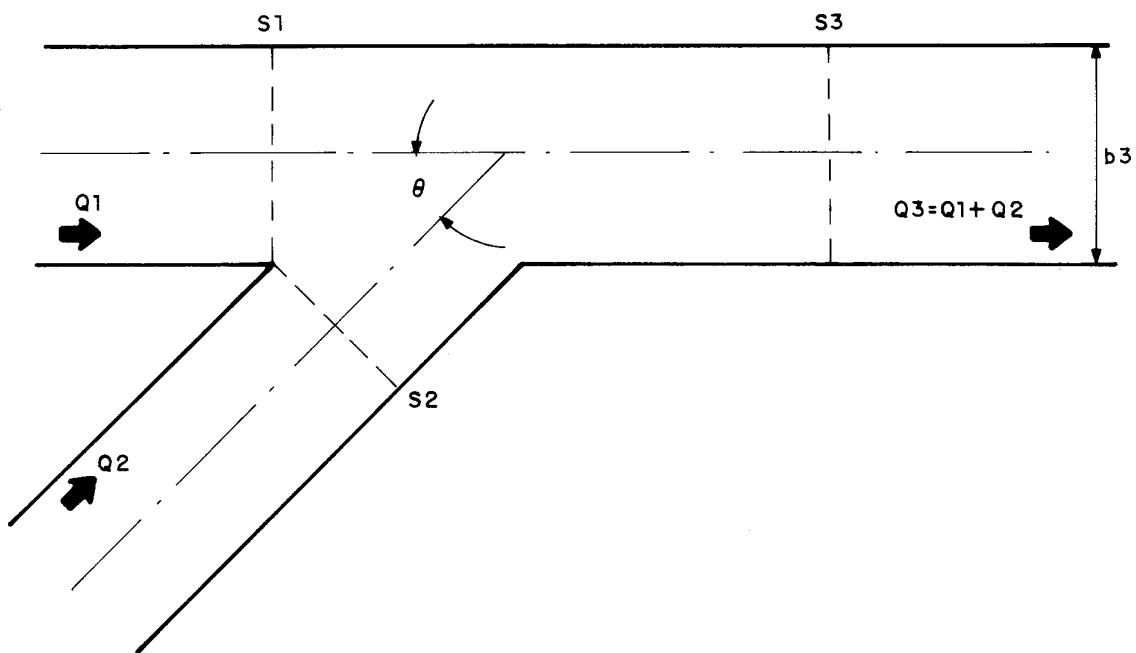


Figura 5.8 - Confluência

Portanto, as profundidades de montante se obtém a partir de:

$$\frac{Q_3^2}{g \cdot A_3} + \frac{m_3 \cdot y_3^2}{2} = \frac{Q_1^2}{g \cdot A_1} + \frac{Q_2^2}{g \cdot A_2} \cdot \cos(q) + \frac{m_1 \cdot y_1^2}{2} \dots\dots\dots (5.18)$$

para seção retangular:

$$m_1 = m_3 = b_3 \dots\dots\dots (5.19)$$

para seção trapezoidal:

$$m_3 = b_3 + Z_3 \frac{2 \cdot y_3}{3}; \quad m_1 = b_3 + Z_1 \frac{2 \cdot y_1}{3} \dots\dots\dots (5.20)$$

onde:

- sub-índice 1 seção de montante do canal principal;
- sub-índice 2 seção de montante do canal secundário;
- sub-índice 3 seção de jusante do canal principal.

Não é recomendável que na região da junção o regime seja supercrítico, pela ocorrência de ondas estacionárias que produzem a elevação do nível de água, principalmente em se tratando de galeria fechada. Caso seja inevitável este tipo de solução é recomendável o estudo em modelo reduzido para a otimização da solução. Para efeito de pré-dimensionamento é recomendável que o ângulo de incidência não supere 12° e que a profundidade de escoamento não exceda 0,80 da profundidade crítica para evitar a formação de ressalto ondulado.

A condição ideal de confluência seria a indicada na Figura 5.9, situação em que as perdas seriam minimizadas ao máximo, com um custo adicional aproximadamente equivalente a um curto prolongamento do canal contribuinte.

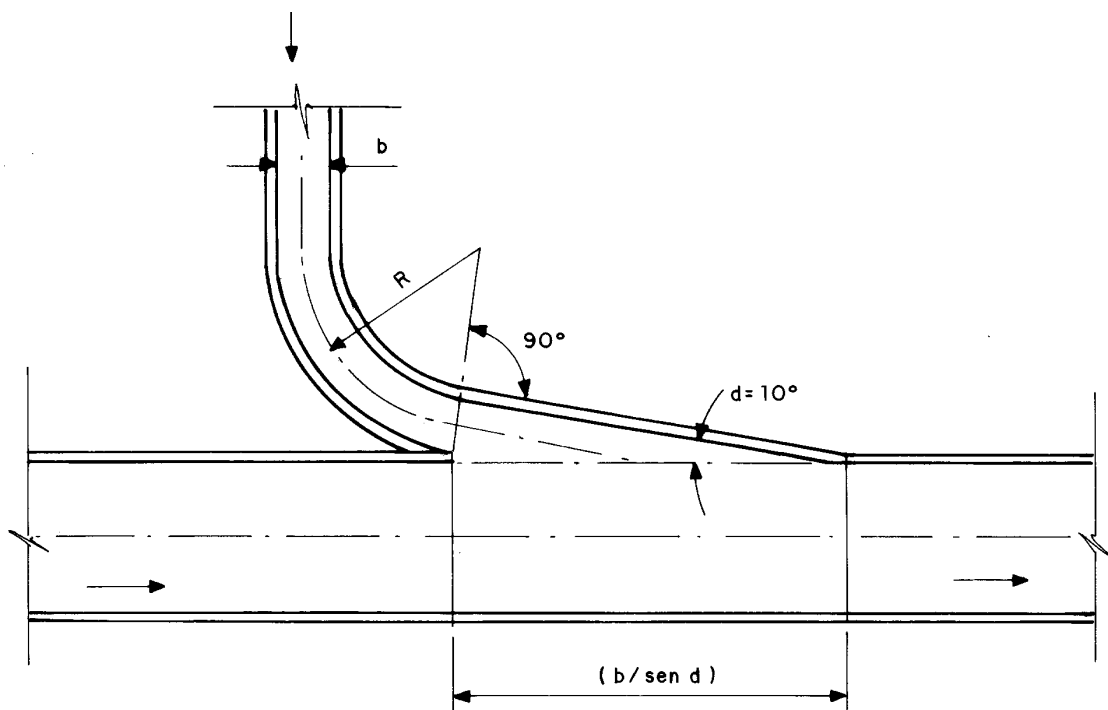


Figura 5.9 - Confluência ideal

5.2.8. BIFURCAÇÕES

Seguindo as mesmas hipóteses apresentadas anteriormente pode-se, de maneira análoga aplicar as mesmas equações para bifurcações em regime fluvial. A diferença fundamental é que os níveis em cada canal, após a bifurcação, dependem de uma condição de jusante conhecida. A incógnita passa a ser o nível a montante da bifurcação. Portanto pode-se aplicar o conjunto de equações de 5.18 a 5.20, seguindo-se o esquema da Figura 5.9. Valem, também, as mesmas recomendações feitas no item anterior.

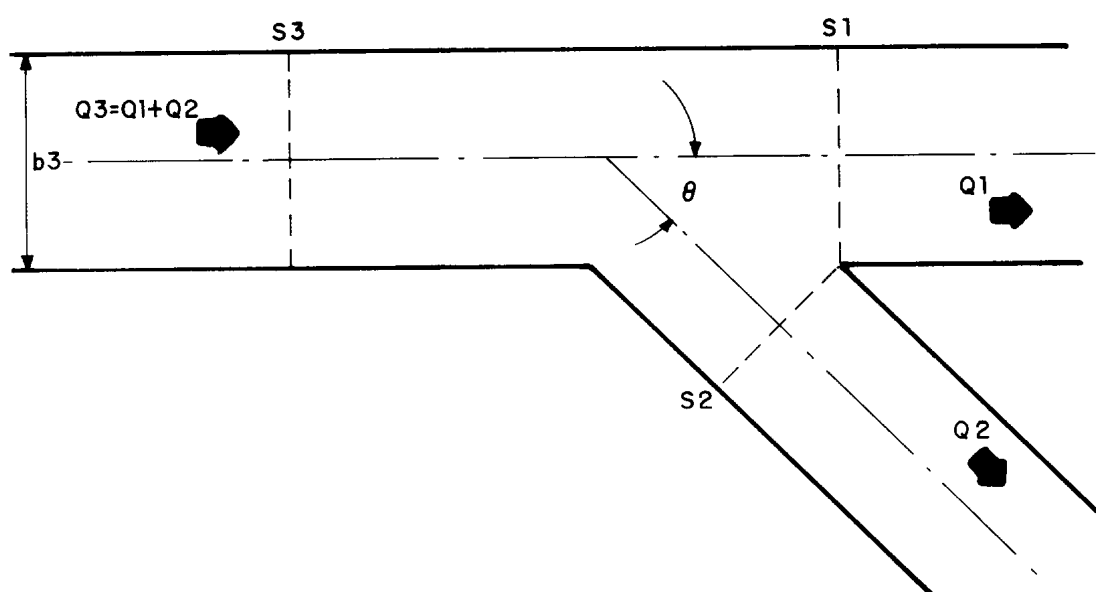


Figura 5.10 - Bifurcação

5.2.9. MUDANÇA DE DIREÇÃO

As perdas de carga em curvas decorrem principalmente da presença de correntes secundárias. A intensidade destas correntes, por sua vez, é dependente de diversas características do escoamento e da geometria da seção de escoamento, tornando assim difícil uma formulação generalizada.

Estudos realizados por Shukry (1950) em escoamentos subcríticos, demonstraram que as correntes secundárias, de maneira geral, decrescem com o número de Reynolds do escoamento (Re), com a

razão entre o raio de curvatura e a largura da seção (r_c/b com r_c tomado até o eixo) e com a razão da profundidade com a largura (h/b) e crescem com o ângulo de inflexão da curva ($q/180^0$). As correntes secundárias passam por um valor mínimo para uma relação r_c/b da ordem de 3 e para seções relativamente largas (h/b elevado).

As perdas de carga em curvas podem ser expressas em termos de:

$$\Delta E = f_c \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots (5.21)$$

onde:

f_c fator de perda de carga devido à curvatura.

Até o momento não se tem nenhum estudo conclusivo para a determinação do fator de perda de carga (f_c) em curvas. Embora qualitativamente as observações feitas por Shukry sejam coerentes com o fenômeno físico, seus experimentos ficaram limitados a situações de Reynolds até um valor da ordem de 75.000, valor este muito inferior ao que normalmente se encontra em projetos de macrodrenagem. Henderson (1966) recomenda o uso da equação proposta por Mockmore expressa por:

$$f_c = 2 \cdot \frac{b}{r_c} \dots\dots\dots (5.22)$$

Embora esta expressão seja bastante simplificada, diante das incertezas na determinação das perdas de carga por outras metodologias, os resultados desta equação são mais conservativos.

O Manual de Drenagem Urbana de Denver (Wright-Mclaughlin - 1969) recomenda que as curvaturas não tenham raio (r_c) inferior a 2 vezes a largura superficial ou um mínimo de 30 metros.

Uma segunda consideração a ser feita a este tipo de singularidade diz respeito à sobrelevação da linha d'água junto à margem externa da curva. Novamente pelas mesmas razões apontadas anteriormente as equações apresentadas a seguir se restringem a escoamentos fluviais. Aplicando-se a segunda lei de Newton no movimento em curva dentro de hipóteses simplificadoras, chega-se à expressão:

$$Q = C \cdot \left(E - \frac{C^2}{2 \cdot g \cdot r_{ext} \cdot r_{in}} \right) \cdot \log \left(\frac{r_{ext}}{r_{in}} \right) \dots\dots\dots (5.23)$$

$$\Delta h = \frac{C^2}{2 \cdot g \cdot r_{ext} \cdot r_{in}} \cdot (r_{ext}^2 - r_{in}^2) \dots\dots\dots (5.24)$$

onde:

- r_{ext} raio externo da curva;
- r_{in} raio interno da curva;
- C constante de circulação do vórtice livre determinada pela Equação 5.23;
- Q vazão de escoamento;
- E energia específica na seção. Com alguma simplificação resulta a seguinte equação:

$$\Delta h = \frac{V^2 \cdot b}{g \cdot r_c} \dots\dots\dots (5.25)$$

O Manual de Drenagem Urbana de Denver (Wright-Mclaughlin - 1969) recomenda que seja adotado a metade do valor encontrado na Equação 5.25.

5.3. ESTRUTURAS DE DISSIPÇÃO DE ENERGIA

5.3.1. DEGRAUS

Estes tipos de estruturas para dissipação de energia estão vinculadas à existência de um ressalto hidráulico a jusante de modo a torná-las mais eficientes. Como a perda de carga total é a soma da ocorrida na estrutura e no ressalto, convém fazer inicialmente algumas considerações a respeito de algumas características deste último.

Conforme já foi visto no capítulo anterior, o ressalto hidráulico é decorrente de uma desaceleração brusca do escoamento supercrítico para o subcrítico. Desde que projetado adequadamente, pode-se tornar um elemento importante para a dissipação de energia. Os elementos de cálculo mais significativos, para o caso de canal retangular sem declividade e com perdas por atrito com as paredes desprezíveis são os seguintes:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (5.26)$$

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_1 \cdot y_2} \dots\dots\dots (5.27)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \dots\dots\dots (5.28)$$

onde:

y_1 profundidade a montante do ressalto;

y_2 profundidade a jusante do ressalto.

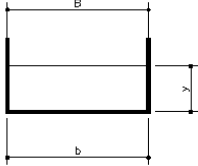
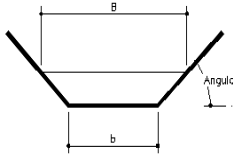
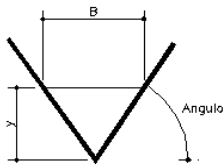
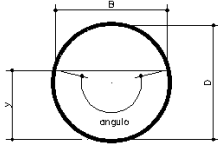
Pode-se dizer que a relação y_2/y_1 e Fr_1 são uma medida da eficiência do ressalto, ou seja, quanto maior for a primeira relação indica que o ressalto é mais forte. O mesmo acontece com o número de Froude, uma vez que este indica o estado do escoamento a montante. O expoente três da Equação 5.27 mostra que a perda de energia aumenta muito rapidamente com o aumento da eficiência do ressalto.

Quando $Fr_1 < 1,7$ a diferença de energia entre os níveis de montante e jusante, dada pela Equação 5.26 é pequena. Desta forma não ocorrem quebras de onda, com a formação de ondas estacionárias. Este tipo de ressalto recebe o nome de "ressalto ondulado" e, como já foi mencionado, a dissipação de energia é pequena.

Para que haja uma dissipação de energia adequada é necessário que o número de Froude a montante esteja compreendido entre 4,5 e 9, tentando evitar sempre valores superiores a 13, pois isto acarretaria problemas de instabilidade da linha d'água a jusante, entre outros inconvenientes.

Pesquisas desenvolvidas por Straub e Silvester em 1965 (apud French, 1986) e posteriormente confirmadas através de ensaios de laboratório, permitem definir relações para outros tipos de seção transversal comuns, em canais de fundo horizontal, conforme Tabela 5.2.

Tabela 5-2 - Profundidades do Ressalto Hidráulico (Drenagem Urbana - ABRH - 1995)

Seção Tipo	Fr_1	y_2/y_1
	$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot A^3}$	$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 = 1 + 2 \cdot F_1^2 \cdot \left(1 - \frac{y_1}{y_2}\right)$
	$\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$	$\left(\frac{k + \frac{y_2}{y_1}}{k + 1}\right) \cdot \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 = 1 + 4 \cdot \left(\frac{k + 2}{2 \cdot k + 2}\right) \cdot F_1^2 \cdot \left(\frac{k + 1}{k + 2}\right) \cdot \left(1 - \left(\frac{k + 1}{k + \frac{y_2}{y_1}}\right) \cdot \frac{y_1}{y_2}\right)$ <p>$k = b / m \cdot y$</p>
	$\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$	$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 = 1 + 2 \cdot F_1^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2\right)$
	$\left(\frac{y_c}{y_1}\right)^{1.93}$	$y_2 = \frac{y_c^2}{y_1} \rightarrow F < 1.7$ $y_2 = \frac{y_c^{1.8}}{y_1^{0.73}} \rightarrow F > 1.7$

O comprimento do ressalto, L_j , pode ser estimado pela relação proposta por Silvester (em French, 1986)

$$\frac{L_j}{y_1} = 9,75 \cdot (Fr_1 - 1)^\Gamma \dots\dots\dots (5.29)$$

onde:

Γ admitido igual a 1,01 para canais retangulares de fundo horizontal, 0,695 para canais triangulares e varia entre 0,83 a 0,90 para canais trapezoidais.

Para resolver a parte relativa à queda, pode-se utilizar o desenho de uma estrutura típica, muito utilizada em projeto de canais, como a indicada na Figura 5.11. Este tipo de estrutura de maneira geral é adotada quando é necessário vencer desníveis com dissipação de energia para evitar problemas de erosão a jusante. Para este tipo de estrutura Moore (1943) desenvolveu estudos experimentais em que verificou que existe uma considerável perda de energia devido à circulação induzida pelo jato no colchão d'água que forma a bacia. A função deste colchão é dissipar o impulso que surge, dada a mudança na direção do escoamento. A equação que o autor encontrou após a conclusão dos estudos é a seguinte:

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{\sqrt{2}}{1,06 + \sqrt{\frac{\Delta Z_0}{y_c} + \frac{3}{2}}} \dots\dots\dots (5.30)$$

Com isto chega-se ao valor da energia específica na seção que pode ser determinada por:

$$\frac{E_1}{y_c} = \frac{y_1}{y_c} + \frac{y_c^2}{2 \cdot y_1^2} \dots\dots\dots (5.31)$$

Estas equações indicam claramente que a perda de energia na base da queda pode ser da ordem 50% ou mais da energia inicial, tomando-se como referência o nível da base da bacia. Se, como na Figura 5.11, existe um ressalto hidráulico a jusante da seção 1 dissipando mais energia, a perda total dentro da estrutura de queda pode ser substancial. Outra observação importante refere-se ao fato de que a razão E_2/y não varia muito com $\Delta Z_0/y_c$, ficando de maneira geral em torno de 2,5, valor este que pode ser tomado como uma base satisfatória para um projeto preliminar.

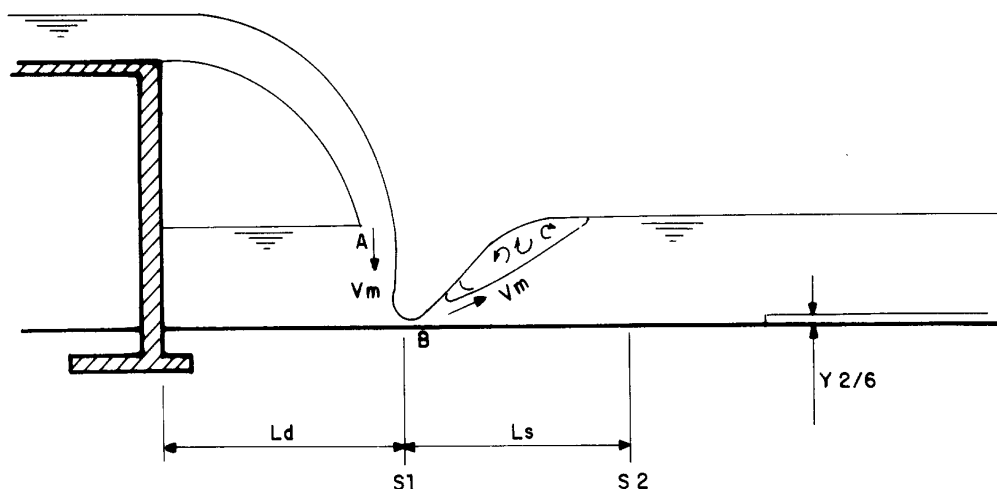


Figura 5.11 - Representação de um degrau associado a um ressalto hidráulico

Com a finalidade de um pré-dimensionamento, Rand (apud Henderson, 1966) agrupou seus resultados a outros feitos por Moore, chegando às seguintes equações exponenciais cujo erro de ajuste dos dados é de 5% ou menos:

$$\frac{y_1}{\Delta Z_0} = 0,54 \cdot \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{1,275} \dots\dots\dots (5.32)$$

$$\frac{y_1}{y_c} = 0,54 \cdot \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,275} \dots\dots\dots (5.33)$$

$$\frac{y_2}{\Delta Z_0} = 1,66 \cdot \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,81} \dots\dots\dots (5.34)$$

$$\frac{L_d}{\Delta Z_0} = 4,30 \cdot \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,09} \dots\dots\dots (5.35)$$

$$L_j = 6,9 \cdot (y_2 - y_1) \dots\dots\dots (5.36)$$

onde:

L_d distância horizontal associada ao comprimento do ressalto;

L_j distância horizontal associada ao jato do ressalto, como mostrado na figura 5.11.

Além disto, a elevação $y_2/6$ no final da estrutura é um procedimento padrão para projetos onde o ressalto se localiza imediatamente após a queda.

5.3.2. RAMPAS DENTADAS

Estas rampas consistem numa transição gradativa entre duas declividades menores com cotas de fundo diferentes. Para tanto, tem sua base revestida em concreto com blocos existentes sobre a face do talude. Este esquema pode ser visto na Figura 5.12.

Os melhores desempenhos ocorrem para vazões específicas de 3,25 m³/s.m a 5,6 m³/s.m que, em se tratando de canais, são valores bastante aceitáveis. Para vazões muito maiores que estas, devem ser feitas algumas modificações no emboque devido à existência de remanso.

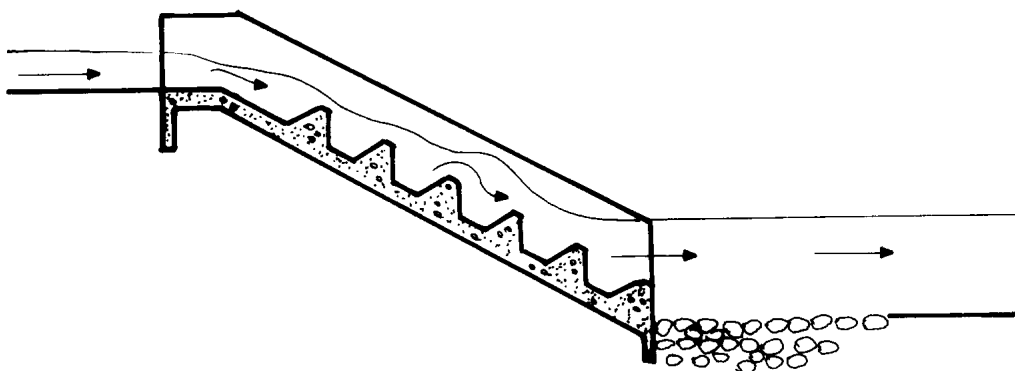


Figura 5.12 - Esquema de uma rampa dentada

O conceito hidráulico dessa solução consiste em colocar repetidas obstruções, que são de uma altura nominal equivalente à profundidade crítica. Além da dissipação de energia proveniente da turbulência devida a estes blocos, outra parcela é dissipada através da rampa pela perda do momento associada à reorientação do escoamento. É recomendável que seja utilizado no mínimo quatro linhas de blocos para que a dissipação de energia seja mais eficiente. Existem várias recomendações para os espaçamentos e tamanho dos blocos, como a ilustração da Figura 5.13 do Manual de Drenagem Urbana de Denver(1988).

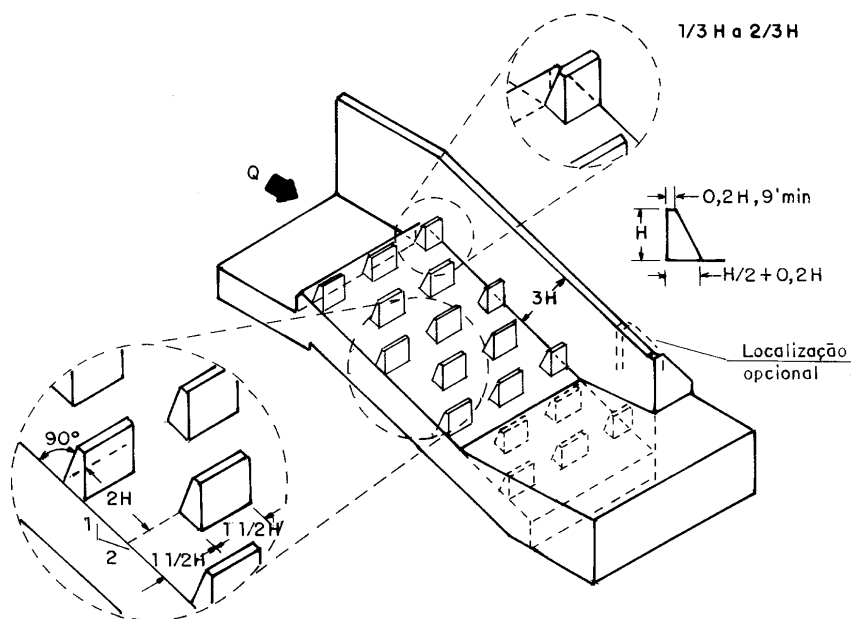


Figura 5.13 - Exemplo de projeto para uma rampa dentada (Manual de Drenagem Urbana de FCTH Denver - 1989) Prefeitura do Município de São Paulo

5.3.3. BLOCO DE IMPACTO

Nas saídas de tubulações que apresentam escoamentos velozes a forma mais eficiente de dissipação de energia é com o uso de bacias de dissipação com enrocamento ou de blocos de impacto. Embora o uso de bacia com enrocamento represente uma possibilidade atraente de solução, em situações de escoamento muito veloz apresenta limitações de dimensionamento. Para estes casos é recomendável o uso dos blocos de impacto. Além da versatilidade, em muitos casos são mais econômicos do que as bacias de enrocamento, proporcionando também uma solução que dispensa maiores cuidados com manutenção.

A padronização dos projetos para este tipo de blocos foi estabelecida pelo USBR, recebendo a denominação de "bacia tipo VI". Este tipo de obra também é conhecida como "dissipador de impacto" ou "bacia de dissipação para saída de condutos". Este tipo de bacia é relativamente pequena, o que produz uma alta eficiência de dissipação de energia.

A estrutura é projetada para operar continuamente sob escoamento. As condições máximas de entrada são velocidade de 15 m/s e número de Froude próximo a 9 (nove). Em drenagem urbana não é comum ter condições que as excedam, o que significa que o uso desta bacia é limitado somente por considerações econômicas e estruturais.

A configuração geral de um projeto é mostrado na Figura 5.14, consistindo basicamente numa caixa de concreto ligada diretamente à saída do conduto. A largura W é determinada de acordo com a Equação 5.37, como uma função do número de Froude. As paredes laterais devem ser altas suficientes para conter eventuais fugas durante as vazões mais elevadas. A saída da tubulação é verticalmente alinhada com uma projeção do bloco e não deve ser mais baixa que o fundo do mesmo. Isto se deve ao fato do bloco ter forma de L e não encostar no fundo. A altura da soleira final deve ser igual à altura da fresta sob o bloco, para permitir a formação do remanso. A transição final alternada (com 45°) é recomendada nos canais de leito natural para reduzir o potencial de erosão a jusante da soleira.

$$\frac{B}{y} = 3,16 \cdot Fr^{0,51} \dots\dots\dots (5.37)$$

onde:

- Fr número de Froude;
- B largura da bacia;
- y profundidade do escoamento, igual à raiz quadrada de sua área.

5.4. ASPECTOS RELATIVOS A ARRANJOS DE OBRAS

5.4.1. DESEMBOQUE EM RIOS

O desemboque final de uma obra de canalização é em geral problemático e exige cuidados especiais. Nos casos de obras em concreto, sejam em canais ou galerias, as velocidades em geral são elevadas e devem ser devidamente adequadas para não causar problemas de erosão da margem oposta do canal ou rio receptor, como também perdas de carga significativas no escoamento principal. Em tais casos é sempre recomendável prever dispositivos que permitam reduzir as velocidades no tramo terminal da canalização.

As medidas que podem ser recomendadas nesse sentido são as seguintes:

- 1) conceber um arranjo das obras de modo que os eixos da obra de desemboque e do canal receptor formem ângulo $\varnothing \leq 45^{\circ}$.
- 2) no tramo terminal da obra de canalização convém que seja inserido um dispositivo de expansão destinado a provocar uma redução de velocidade, de modo a limitá-la a cerca de 2,0 m/s. Cabe lembrar que, se a atenuação das velocidade for muito acentuada, a possibilidade de assoreamento inevitavelmente será maior.

Na figura 5.15 são mostrados arranjos possíveis para as obras de desemboque de uma canalização num rio ou canal de grande porte. No exemplo (a) trata-se de uma obra totalmente em concreto, a qual exige um enrocamento de proteção na interface com o canal principal que deve ser dimensionado em função das velocidades máximas previsíveis. No exemplo (b) o tramo terminal é um canal trapezoidal enrocado, cujo revestimento também deve ser dimensionado em função das velocidades máximas preconizadas no projeto.

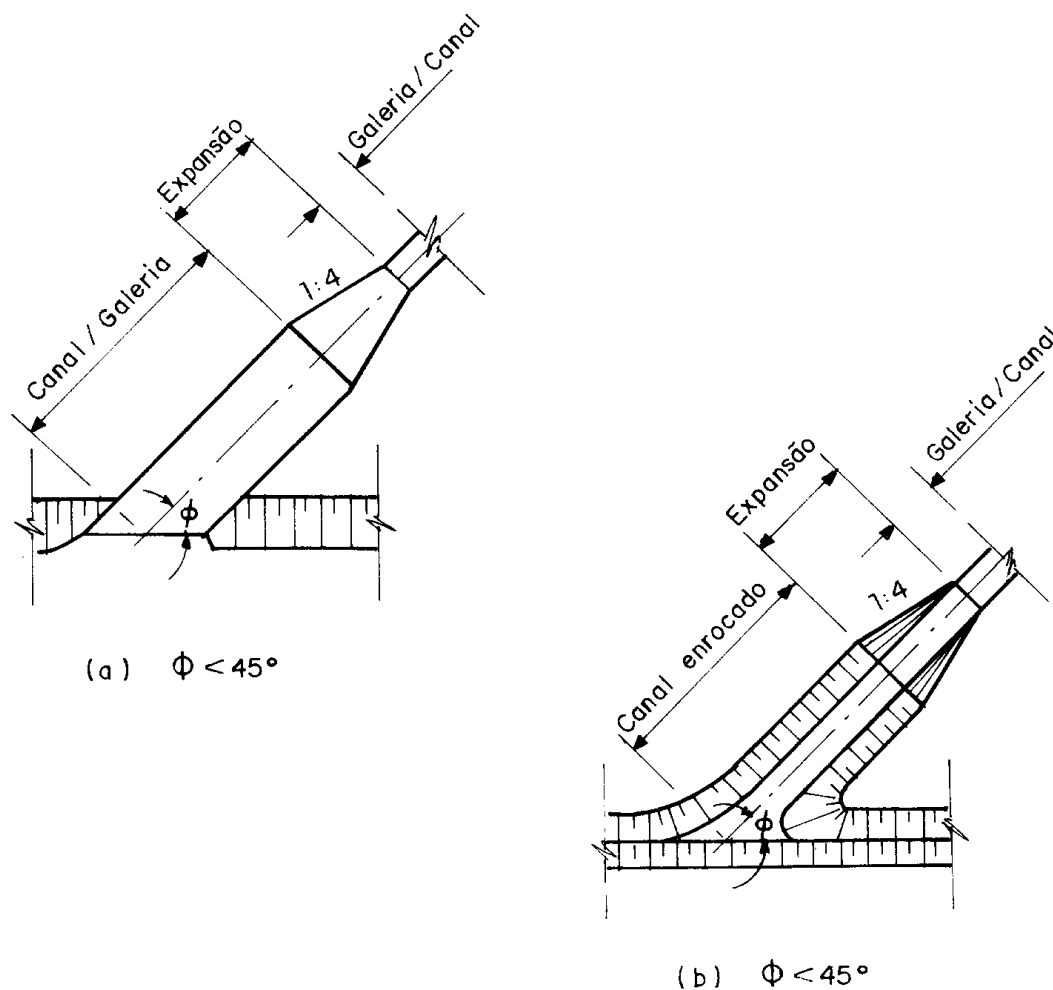


Figura 5.15 - Arranjos de desemboques de uma canalização num rio ou canal

5.4.2. CONFLUÊNCIAS

As confluências de tributários de porte apreciável normalmente são problemáticas em obras de canalização e merecem sempre uma atenção especial. O principal aspecto a ser observado no arranjo das mesmas é o ângulo de incidência com o eixo da obra de canalização. Nos casos em que esse ângulo se aproxima de 90° o fluxo lateral, ao entrar no canal ou galeria principal, exerce um bloqueio do fluxo principal que pode representar uma perda de energia bastante significativa com grande redução de eficiência na veiculação das vazões elevadas. Para evitar tal inconveniente é essencial formular um arranjo de maneira que o fluxo lateral seja orientado com ângulo mínimo de incidência em relação principal.

Muitas vezes as condições locais envolvem dificuldades para se obter um arranjo ideal, especialmente no caso de galerias de células múltiplas. Na Figura 5.16 são apresentados alguns arranjos possíveis de confluências. Estes exemplos são aplicáveis a canais retangulares, a galerias simples ou de células múltiplas. No caso de galerias de células múltiplas recomenda-se prever um trecho em canal aberto, sempre que possível, com a finalidade de permitir uma adequada homogeneização dos dois fluxos. Recomenda-se, como extensão mínima para cada trecho em canal aberto, cerca de quatro vezes a largura do canal na galeria em seu trecho de jusante. No caso de canais trapezoidais as presentes considerações também são válidas.

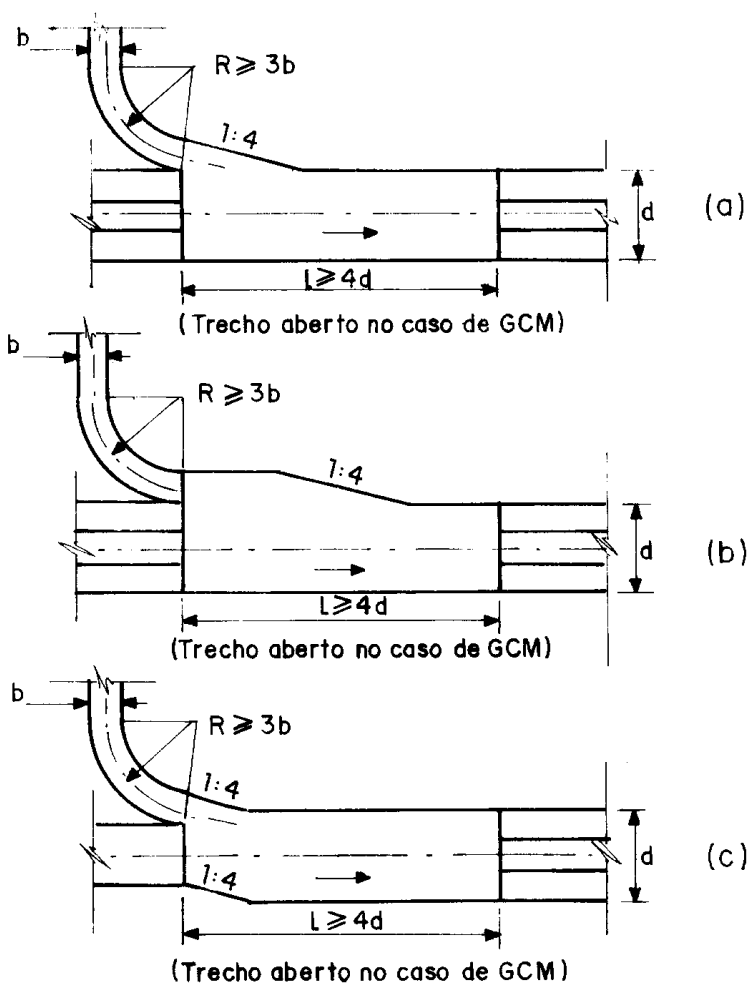


Figura 5.16 - Arranjos possíveis de confluências

Finalizando, cabe enfatizar que nos casos importantes em que as presentes recomendações não possam ser atendidas é conveniente efetuar estudos especiais de laboratório em modelo reduzido.

5.4.3. AFLUENTES INCLINADOS

Uma situação bastante frequente em projetos de drenagem urbana é a existência de afluentes com grande inclinação que atingem um canal ou galeria principal com velocidades bastante elevadas, muitas vezes em regime supercrítico, causando grande perturbação no escoamento do principal, perdas de energia e outros efeitos indesejáveis. Em tais casos é sempre conveniente prever um trecho final para o afluente com declividade mais reduzida, de forma a permitir a redução da energia cinética do escoamento, seja pela formação do ressalto hidráulico nos regimes torrenciais, seja pelo simples aumento de profundidade da lâmina líquida nos regimes fluviais.

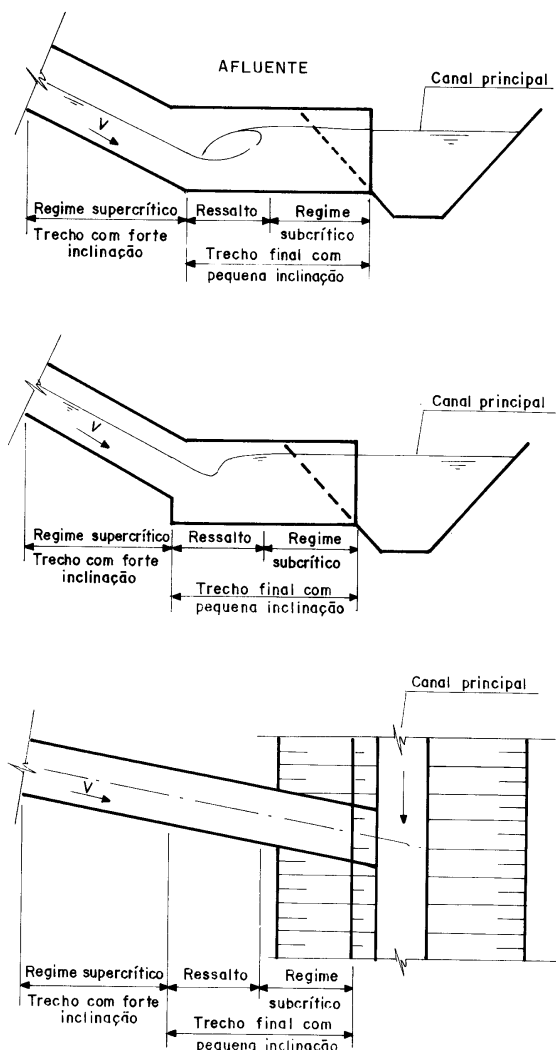


Figura 5.17 - Esquema para a entrada de um afluente inclinado

Em situações em que o espaço disponível para a inclusão do referido tramo terminal com declividade reduzida seja muito curto, poderá ser analisada a possibilidade de se inserir um degrau no ponto de mudança de declividade.

5.4.4. PONTES

As pontes muitas vezes constituem singularidades que criam perdas localizadas nos canais causando sensível perda de eficiência hidráulica. É sempre recomendável que os níveis da parte inferior dos tabuleiros ou das vigas de sustentação estejam acima do nível máximo no canal correspondente a uma cheia de 50 ou 100 anos de período de retorno, com a finalidade de não produzir o seu afogamento. Quando isto não for possível e a área livre inferior for menor que a seção molhada do canal e as condições de operação forçosamente forem com afogamento, é conveniente considerá-la como um bueiro operando em carga com uma configuração tal que as perdas de carga sejam mínimas.

Em situações como esta é conveniente prever um paramento hidrodinâmico na face da viga de montante e que a superfície inferior do tabuleiro seja contínua, conforme mostrado na Figura 5.18. Tal configuração pode representar um considerável incremento da capacidade de descarga em relação a uma ponte de configuração convencional.

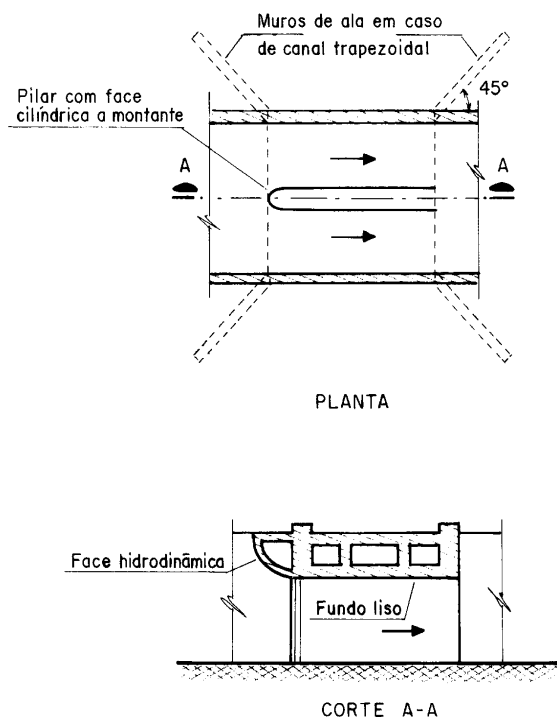


Figura 5.18 - Passagem em pontes

Os pilares devem ser evitados não só para evitar perdas de carga mas também para não favorecerem o acúmulo de detritos que reduzem a seção útil de escoamento. Caso isso não seja possível, é sempre preferível adotar pilares de forma cilíndrica, ou que pelo menos tenham a face de montante com forma hidrodinâmica.

No caso de canais trapezoidais é sempre conveniente prever muros de ala, a montante e a jusante que também contribuem para reduzir as perdas de carga.

5.4.5. TRANSIÇÕES

As transições são utilizadas quando existe a necessidade de mudança de seção, seja em canais como em galerias. Por se tratar de dispositivos que envolvem mudança brusca nas condições de escoamento, é importante que tenham uma configuração adequada para que sejam evitadas sobrelevações dos níveis de água desnecessárias, devido a efeitos já explicados no ítem anterior. A Figura 5.19 mostra exemplos de transições mais frequentemente utilizadas. Os casos (a) e (c) referem-se a canais ou galerias de seção retangular e o caso (b) refere-se a transição de seção retangular para trapezoidal e vice-versa.

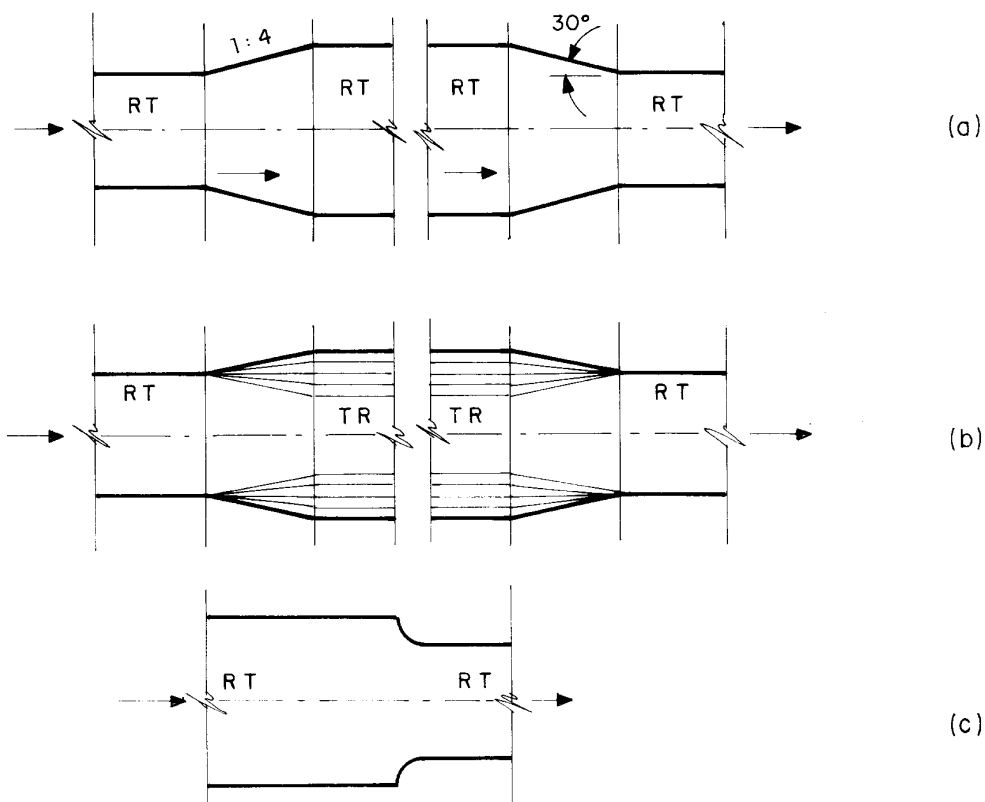


Figura 5.19 - Transições

5.4.6. DEGRAUS

Os degraus verticais são frequentemente utilizados em canais estruturados como elemento de transição de nível e dissipação de energia. Apesar de não existirem limitações hidráulicas para a fixação do desnível, é conveniente que suas dimensões sejam elevadas para evitar problemas de dissipação de energia cujas implicações estruturais, em geral, são problemáticas. A prática tem mostrado que valores de desníveis até a ordem de 1,0 m são adequados e permitem resolver a maioria dos casos.

Um cuidado especial que deve ser tomado com os degraus verticais é a aeração da superfície inferior da lâmina vertente. Nessa região as pressões tendem a ser inferiores à atmosférica, o que provoca impactos intermitentes da lâmina vertente contra o paramento do degrau, com conseqüências danosas para a estrutura. Um exemplo de solução para esse problema é a implantação de chanfros laterais nas paredes com a finalidade de criar um efeito de contração lateral do fluxo, de modo a proporcionar um espaço livre em cada lado entre a lâmina vertente e os muros que permita a entrada de ar (ver Figura 5.20).

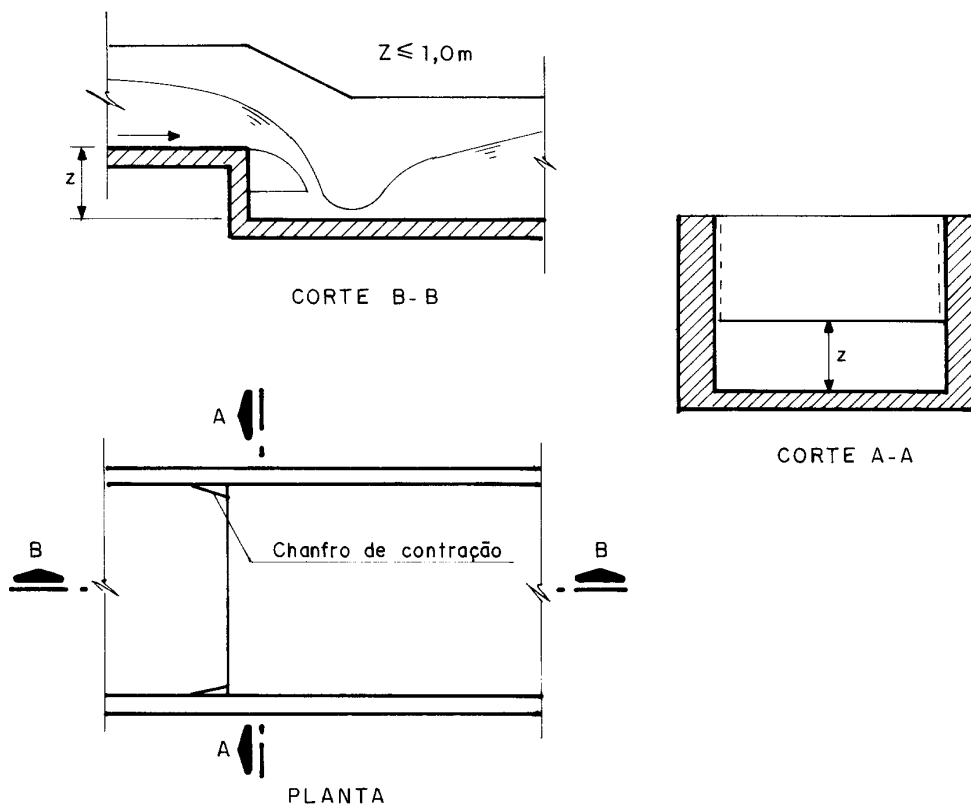


Figura 5.20 - Degrau

5.4.7. INÍCIO DE GALERIA OU CANALIZAÇÃO

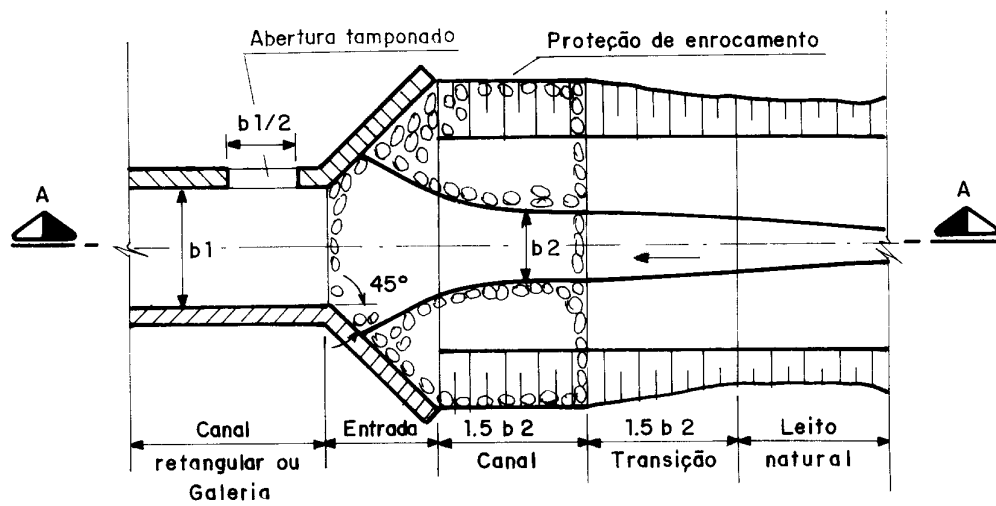
Em geral, no início das obras de canalização em concreto, tanto no caso de canais como de galerias, é importante que seja previsto um tratamento adequado para que a descontinuidade em pontos como estes não sejam causadores de processos erosivos. Esse cuidado deve existir mesmo que o ponto de término da obra seja provisório e esteja planejado o prosseguimento da canalização no trecho de montante.

A boa prática recomenda que o início de uma canalização seja tratada como uma obra de entrada, que proporcione uma adequada transição entre a seção natural do leito do curso d'água a montante para a seção do canal ou galeria, garantindo um regime hidráulico relativamente tranquilo, assim como a proteção das margens contra erosão.

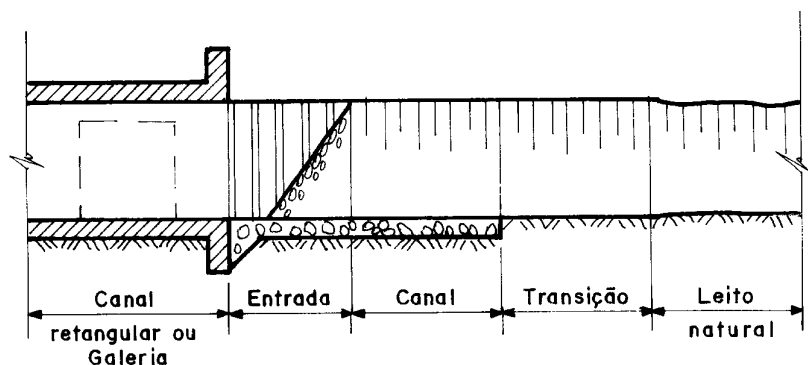
No caso de obras com previsão de prosseguimento futuro, é conveniente prever uma abertura tamponada com alvenaria numa das paredes laterais do canal ou galeria, nas proximidades da seção de entrada. Esta abertura poderá ser utilizada futuramente como elemento de desvio do rio, possibilitando a continuidade da canalização para montante.

O arranjo geral das obras de transição de entrada deve ser concebido de modo a facilitar ou pelo menos não dificultar as obras futuras, no caso em que esteja prevista a continuidade da canalização para montante. Assim, por exemplo, os muros de ala poderiam ser executados em gabião no lugar do concreto armado.

A Figura 5.21 mostra um exemplo típico de arranjo de obra de entrada associada a um canal ou galeria retangular. Neste exemplo observa-se um trecho inicial da transição em seção trapezoidal revestido com enrocamento e um segundo trecho que termina no leito natural que pode simplesmente ser escavado com proteção de vegetação. O dimensionamento da transição deve ser feito atendendo critérios de estabilidade vistos anteriormente no capítulo que trata sobre estabilidade de rios.



PLANTA



CORTE A - A

Figura 5.21 - Exemplo de obra de entrada

5.4.8. POÇO DE QUEDA NA ENTRADA DE BUEIROS OU GALERIAS

É frequente em sistemas de drenagem urbana ocorrer a necessidade de vencer desníveis elevados, em particular no caso de cursos de água situados mais próximos às cabeceiras em que as elevadas declividades podem representar um grande potencial de erosão. Um tipo de obra que pode ser utilizado em tais casos é o poço de queda associado a uma galeria ou bueiro como conduto de descarga de fundo. Em obras de controle de erosão esse conjunto é conhecido no meio técnico como "cachimbo" e

muitas vezes executado com tubos de metal corrugado, conforme mostrado esquematicamente na Figura 5.22.

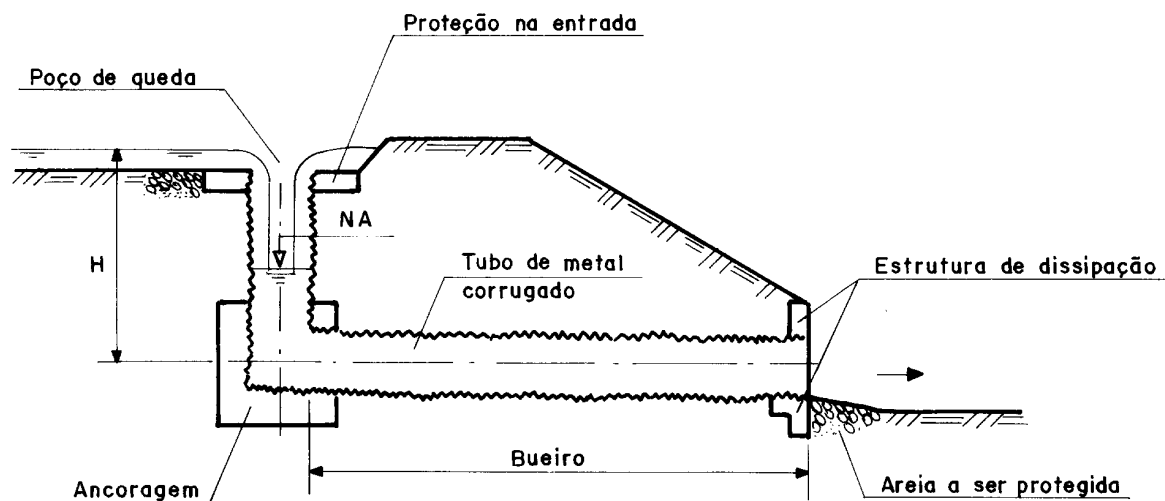


Figura 5.22 - Esquema de um "Caximbo"

Para que o poço de queda possa atuar como elemento de dissipação de energia, é fundamental que a entrada do conduto de jusante, bueiro ou galeria, opere como seção de controle, de modo a garantir uma lâmina d'água no poço com profundidade adequada. O ponto crítico que exige especial cuidado nesse tipo de arranjo é a junção do poço com o conduto de fundo, uma vez que é um local em que podem ocorrer pressões negativas com possibilidade de carreamento de material fino no aterro externo. Portanto a vedação da junção é um aspecto de fundamental importância para garantir a estabilidade do conjunto.

No caso de galerias ou bueiros em concreto pode-se evitar a solicitação de subpressão no teto, na região da junção, fazendo um dimensionamento suficiente para garantir que o escoamento esteja sempre em regime livre. No caso de serem utilizados tubos metálicos, é recomendável que a junção dos mesmos, ou seja do poço com o conduto de descarga, seja executada na forma de um bloco de concreto armado para garantir não só a estanqueidade das juntas, como também para absorver as vibrações inerentes a esse tipo de dispositivo.

Nesse tipo de dispositivo a saída do bueiro ou galeria é também um ponto que merece um cuidado especial, uma vez que é um local em que podem ocorrer problemas de erosão e solapamento da base do trecho. É necessário analisar as condições hidráulicas de funcionamento e prever obras de dissipação de energia, tais como as vistas anteriormente neste capítulo.

5.4.9. RETENÇÃO DE DETRITOS E SEDIMENTOS

Um dos principais problemas de manutenção de sistemas de drenagem urbana é a remoção de detritos acumulados em condutos fechados, sejam eles galerias ou bueiros. Nos casos de galerias multicelulares as dificuldades são ainda maiores, havendo mesmo casos em que se faz necessário efetuar aberturas para limpeza não previstas originariamente no projeto. Para evitar, ou pelo menos reduzir, tais problemas é recomendável prever na entrada desse tipo de conduto dispositivos especiais de retenção.

No caso de detritos flutuantes de grandes dimensões é possível utilizar grades constituídas por uma barreira de perfis metálicos cravados a montante da entrada da galeria a proteger, espaçados de cerca de 0,5 m, prevendo as condições necessárias de acesso para limpeza periódica.

É importante enfatizar que, em casos de se optar por tal solução, é necessário considerar nos cálculos hidráulicos a correspondente perda de carga localizada, a qual dependerá da seção livre de escoamento, ou seja, a seção entre as barras, assim como o efeito de contração lateral entre duas barras contíguas. Como a finalidade da implantação de perfis é a de reter material grosseiro transportado, principalmente os flutuantes, é de se esperar que parte da seção fique obstruída por ocasião das enchentes. Portanto convém sobredimensionar o vão útil para que não haja uma elevação do nível de água a montante. Recomenda-se que seja dado um acréscimo entre 20% e 30% da seção útil. Isto, no entanto, deverá estar associado à execução de um serviço de manutenção e limpeza continuada.

Para a retenção do material sedimentável deve-se utilizar caixas de decantação construídas no fundo do canal, cujo dimensionamento depende da quantidade de material carreado, assim como da velocidade de escoamento no canal a montante. Esse tipo de dispositivo somente pode ser eficiente se for feita a remoção sistemática do material retido. Em caso contrário, a sua existência será inteiramente inócua. Este esquema pode ser visto na Figura 5.23.

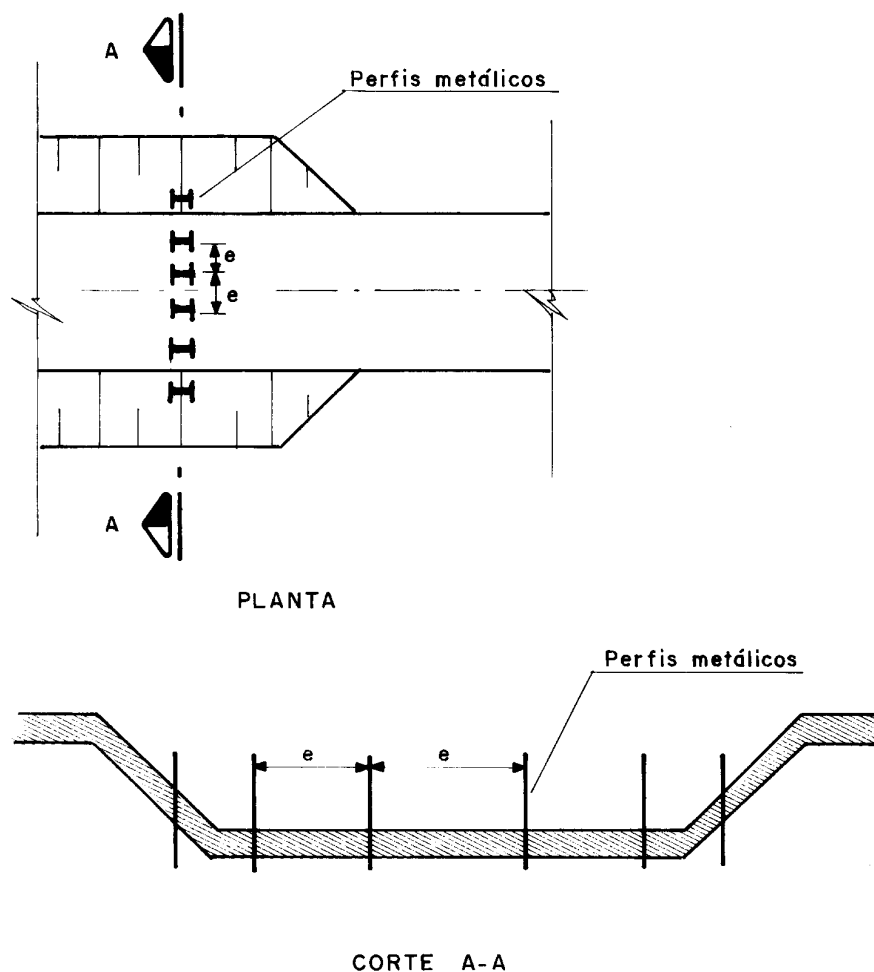


Figura 5.23 - Dispositivo para retenção de detritos

5.4.10. JUNÇÕES ESTRUTURAIS

As junções estruturais de galerias ou canais são pontos num projeto de canalização que merecem um cuidado especial por serem, em certas circunstâncias, extremamente críticos. Nos casos de galerias ou canais projetados para escoamentos velozes, os pontos de junção são locais onde podem ocorrer efeitos de sucção devido à diferença das pressões estática, do lençol freático, e dinâmica, do escoamento na galeria ou canal. Essa diferença de carga pode normalmente ultrapassar valores da ordem de 0,5 m, o que é suficiente para promover um fluxo de sucção no contato das duas estruturas. Este fluxo, por sua vez, pode carrear material fino do solo podendo causar solapamento da base e das

laterais do perímetro de contato. Evita-se este tipo de problema prevendo a instalação de juntas especiais de vedação, conforme encontra-se esquematizado na Figura 5.24.

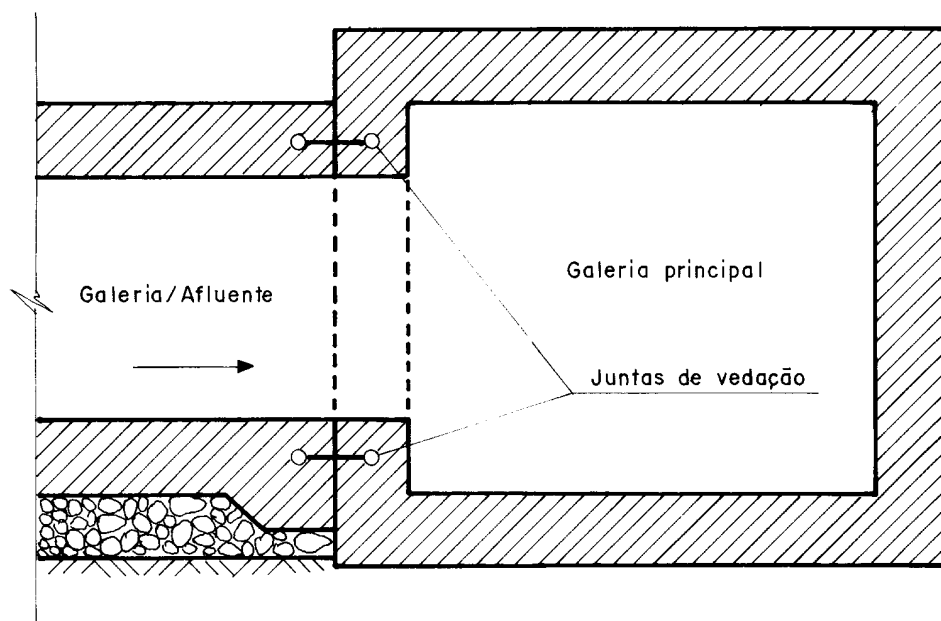


Figura 5.24 - Junção de galerias

5.5. OBRAS DE DETENÇÃO/RETENÇÃO (D/R)

5.5.1. DEFINIÇÃO GERAL

Encerrando o presente capítulo é importante destacar os conceitos relativos às obras de retenção e retenção do escoamento superficial, obras estas que fazem parte do contexto da Macro-Drenagem e que vem assumindo uma importância crescente dentro das conceituações modernas no trato da Drenagem Urbana. Conforme já foi mencionado inicialmente, existem duas abordagens distintas de controle da quantidade e qualidade do escoamento superficial, uma voltada para o esgotamento rápido das águas provenientes do escoamento superficial e outra para o seu armazenamento. Estas duas formas de abordagem não são mutuamente excludentes.

Neste item será feita uma apresentação geral dos conceitos e procedimentos fundamentais para planejamento e projeto de obras de detenção/retenção (D/R). Convém enfatizar que não é possível, nem desejável, estabelecer uma metodologia detalhada neste sentido, face a grande variabilidade de possibilidades de soluções. Entretanto é possível, com base na experiência, identificar os aspectos essenciais relativos ao planejamento e projeto de obras de D/R, e mostrar caminhos possíveis na busca de soluções.

As expressões "obras de detenção" e "obras de retenção" têm os mais variados significados e interpretações, tanto na literatura técnica como também nos termos de uso corrente. No âmbito do presente trabalho, serão adotadas as seguintes definições para obras dessa natureza:

a) Obras de detenção

São obras que permitem o armazenamento de água de escoamento superficial, normalmente secas, projetadas para "deter" temporariamente as águas, durante e imediatamente após um evento. Constituem exemplos de dispositivos de detenção: valas naturais em levantamento transversal atuando como estrutura de controle, depressões naturais ou escavadas, caixas ou reservatórios subsuperficiais, armazenamento em telhado e bacias de infiltração.

b) Obras de retenção

São obras que permitem o armazenamento de águas de escoamento superficial com o objetivo de dar uma destinação destas 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.

c) 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 carreados através do sistema de drenagem. Estes, por sua vez, podem ser parte integrante de um sistema mais amplo, tendo em vista múltiplos propósitos.

5.5.2. PROCEDIMENTOS DE PLANEJAMENTO E PROJETO

O planejamento e projeto de obras de D/R é muito mais do que um simples exercício de hidrologia e de hidráulica. Existem muitos aspectos técnicos que devem ser cuidadosamente considerados além da hidrologia e da hidráulica. Destacam-se:

- 1) 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;
- 2) a 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;
- 3) a seleção das variedades de grama para proteção de taludes que resistam a inundações ocasionais que possam durar várias horas ou mesmo vários dias.

Devem também ser consideradas as condicionantes e as necessidades de natureza não técnica, dentre as quais ressaltam-se:

- 1) 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;
- 2) a análise dos riscos que possam comprometer as condições de segurança e prever os meios de mitigá-los;
- 3) a procura dos caminhos adequados, tendo em vista o financiamento de desapropriações, construção e manutenção das obras.

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

- 1) coleta e análise de dados relativos à bacia de drenagem;
- 2) identificação dos possíveis locais para armazenamento;
- 3) seleção da descarga de projeto;
- 4) configuração preliminar da concepção hidrológica do projeto;
- 5) análise e consolidação de todas as restrições e condicionantes laterais e verticais;
- 6) desenho do projeto hidrológico-hidráulico;

Os passos acima não se aplicam a todas situações, podendo surgir circunstâncias especiais. Os tópicos a seguir abordam cada um dos passos acima indicados em seus aspectos essenciais.

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

Se uma ou mais obras de D/R estiverem sendo consideradas como uma alternativa para solucionar problemas de drenagem numa área urbana, determinados dados referentes à bacia de drenagem deverão ser levantados. Grande parte do esforço a ser dispendido para coleta e análise de dados nesse sentido é praticamente idêntico ao que será necessário no caso de planejamento e projeto de obras voltadas para o enfoque de afastamento rápido das águas.

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.

Conforme já discutido anteriormente nos tópicos referentes à hidrologia, o impacto da urbanização, assim como de outras alterações no uso do solo, têm grande influência no incremento das vazões máximas de escoamento superficial, como também na determinação da qualidade das águas. Obras de D/R que venham a ser projetadas devem ser concebidas visando disciplinar as águas de escoamento superficial para a condição mais crítica de uso do solo o que para os propósitos de quantificação, corresponde à condição de futura ocupação. A condição mais crítica para alguns propósitos relativos à qualidade, como para o caso dos sólidos em suspensão, não corresponde nem à condição atual nem futura de ocupação mas fundamentalmente à fase de desenvolvimento.

Muito embora as obras de D/R sejam usualmente planejadas e projetadas para uma condição crítica futura de uso do solo e de cobertura vegetal, as condições atuais devem ser devidamente avaliadas. A caracterização das condições atuais e futuras, envolvendo cálculos hidrológicos, estimativa de sólidos em suspensão e outras cargas, ajudarão aos tomadores de decisão a melhor compreender o impacto da urbanização e reforçarão a necessidade de recomendação de obras de D/R e outras medidas voltadas para o gerenciamento do escoamento superficial.

As condições atuais de uso e ocupação do solo devem ser analisadas com base nas informações disponíveis, assim como em reconhecimento de campo. As condições de uso futuro devem ser prognosticadas tendo por base planos existentes e projeto de zoneamento oficiais. É muito importante, contudo, considerar que em muitos casos é melhor que se façam prognósticos realistas e de bom senso, do que dispendar grandes esforços e recursos para levantamentos muito acurados.

Os parâmetros a serem determinados devem compreender as condições de uso do solo atuais e futuras, para cada uma das sub-bacias envolvidas, podendo ser mencionados:

- 1) tipos predominantes de solo como, areia, argila, silte, assim como combinações possíveis, grau de suscetibilidade à erosão e outras características relevantes;

- 2) grupo hidrológico dos solos A, B, C e D, conforme definido pelo Soil Conservation Service, tendo por base as informações disponíveis em cada sub-bacia;
- 3) declividade nominal;
- 4) porcentagem de impermeabilização;
- 5) coeficientes de escoamento superficial tendo em vista a aplicação do método racional;
- 6) número de curva (CN) tendo em vista a utilização da metodologia hidrológica do SCS, com base nas características dos solos e respectivos usos;
- 7) tempos de concentração e tempos totais de escoamento necessários para uso do Método Racional, hidrograma unitário, como também para a utilização de modelos hidrológicos.

Dois tipos de informações 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. Se por exemplo tratar-se de uma obra de retenção com fins recreativos ou estéticos será necessário que o nível do lençol freático esteja situado acima do fundo do reservatório a ser criado, a fim de que seja possível 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 poderia ser bastante dificultada, assim como sua operação poderia estar comprometida se o nível do lençol freático local estivesse 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, em princípio, ser atrativas para a implantação de obras de D/R.

A seleção envolve uma série de investigações que devem ser efetuadas de forma muito cautelosa, visando identificar propriedades e respectivos proprietários, assim como possíveis intenções de uso das terras. Tais possibilidades, aliadas a uma tributação sobre uso recreativo e outras necessidades da comunidade local, podem constituir um importante trabalho de base para o sucesso das negociações envolvidas, bem como para o empreendimento visando outros objetivos, além do controle de cheias.

5.5.4. 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 deles. A seguir são mencionados os fatores que devem ser considerados nessa abordagem, aproximadamente na ordem em que devem ser tratados.

Uma primeira consideração relativa a obra de D/R é que ela 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 a inundação 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 que possa conter armazenamento temporário. Uma vez conhecidas as características da área tributária ao local em consideração, é possível efetuar uma estimativa aproximada do volume de escoamento superficial que deve ser desviado ou retido no local de armazenamento. Uma primeira estimativa pode ser feita considerando uma chuva de 100 anos de período de retorno e 24 horas de duração, um coeficiente de escoamento superficial ou um número de curva (CN) representativo da área de drenagem, convertendo em seguida esta precipitação em volume de escoamento superficial.

Obviamente é sempre preferível que uma obra de D/R possa operar exclusivamente por gravidade, tanto em termos de captação das águas a serem armazenadas como de restituição das mesmas para o sistema local de drenagem. Constitui condição necessária para que tal possibilidade exista que se trate de local de armazenamento situado em área com declive relativamente acentuado.

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 transposição, devendo-se prever então obras de captação e desvio 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 limitações principais.

Outros fatores relevantes poderão eventualmente ser considerados, pelo menos ainda no âmbito de uma análise preliminar, dependendo das circunstâncias. Alguns locais potencialmente favoráveis para obras de D/R podem ser aproveitados em condições quase que imediatas. 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.

5.5.5. ESTABELECIMENTO DA DESCARGA DE PROJETO

A condição de projeto de uma obra de D/R em termos de descarga (função da probabilidade de ocorrência) deve ser estabelecida considerando a condição mais severa de ocorrência de cheias em termos de probabilidade e os efeitos em cheias de menor magnitude.

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 resultante para a comunidade residente em sua área de influência pode não ser equitativo em todas as suas partes, podendo ocorrer situações como por exemplo a existência de tributários do trecho de canalização em questão que causem problemas localizados de inundação.

Em tais circunstâncias, para haver um mesmo grau de proteção, inclusive para área que ainda se resente de problemas de inundação, é necessário que em tais tributários sejam também efetuadas obras de mitigação de inundações e que, dependendo das condições locais, poderá ser uma obra de D/R.

A esta altura convém frisar que as obras de D/R, dependendo da forma como sejam projetadas, podem, em determinadas circunstâncias, não só tornarem-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 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 descargas de pequena magnitude.

As consequências indesejáveis da ação do critério de projeto da probabilidade simples, ou seja, um período de retorno específico para obras de D/R, são demonstradas na Figura 5.25. Com este critério, numa tentativa de evitar um incremento nas vazões de pico de cheias resultantes da urbanização (caso 2 na Figura 5.25), 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, conforme referido, os picos de cheias após o desenvolvimento (caso 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 aquele específico 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.

A "casual performance" para uma certa gama de eventos considerados como critério de projeto à probabilidade simples aparenta constituir um desperdício de recursos. Isto significa que uma obra de maior vulto é projetada, construída e operada para controlar explicitamente um evento raro, embora para uma condição hidrológica tipicamente severa. Qualquer efeito de controle que venha a ser exercido sobre outros eventos que não o de projeto poderá ocorrer por mero acaso e não resultado de uma intenção de projeto.

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 5.25. A idéia consiste em impôr que, para todos os eventos de cheias, incluindo-se o mais severo, os picos a jusante do local cogitado para uma obra de D/R não superem para a condição de desenvolvimento futuro os picos que ocorreram nas condições atuais sem a obra de D/R.

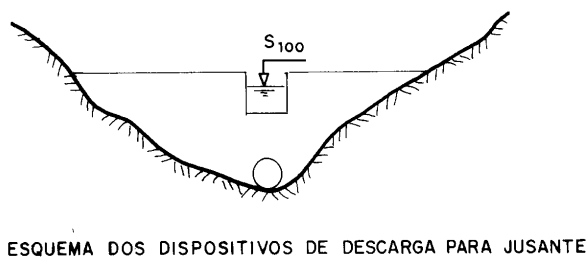
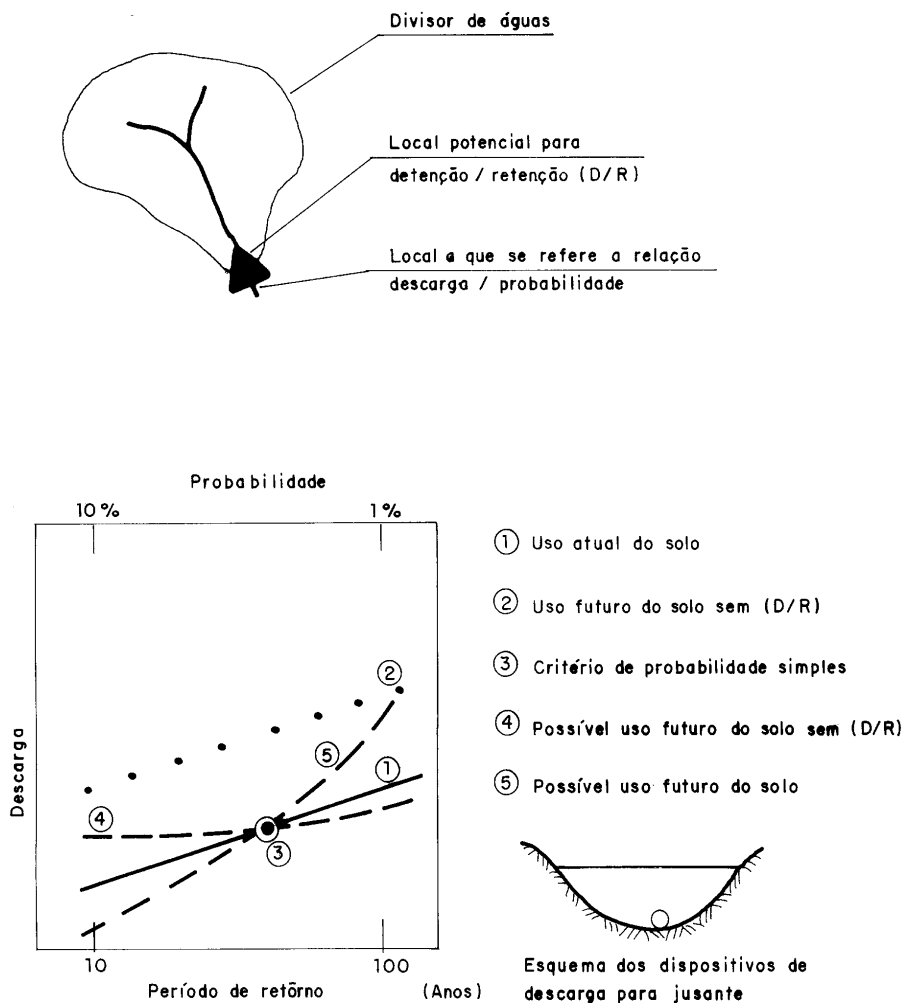


Figura 5.25 - Critério de probabilidade simples para obras de detenção/retenção e seus possíveis efeitos.

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 5.24. 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 5.25. 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, o engenheiro projetista, no intuito de simplificar seu trabalho de análise, pode se ver tentado a 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.

5.5.6. CONFIGURAÇÃO PRELIMINAR DA HIDROLOGIA DE PROJETO

O objetivo deste passo 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. O passo 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 5.26 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 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 compreendem 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. As formas, tanto do hidrograma correspondente à chuva de projeto como do hidrograma efluente são necessários.

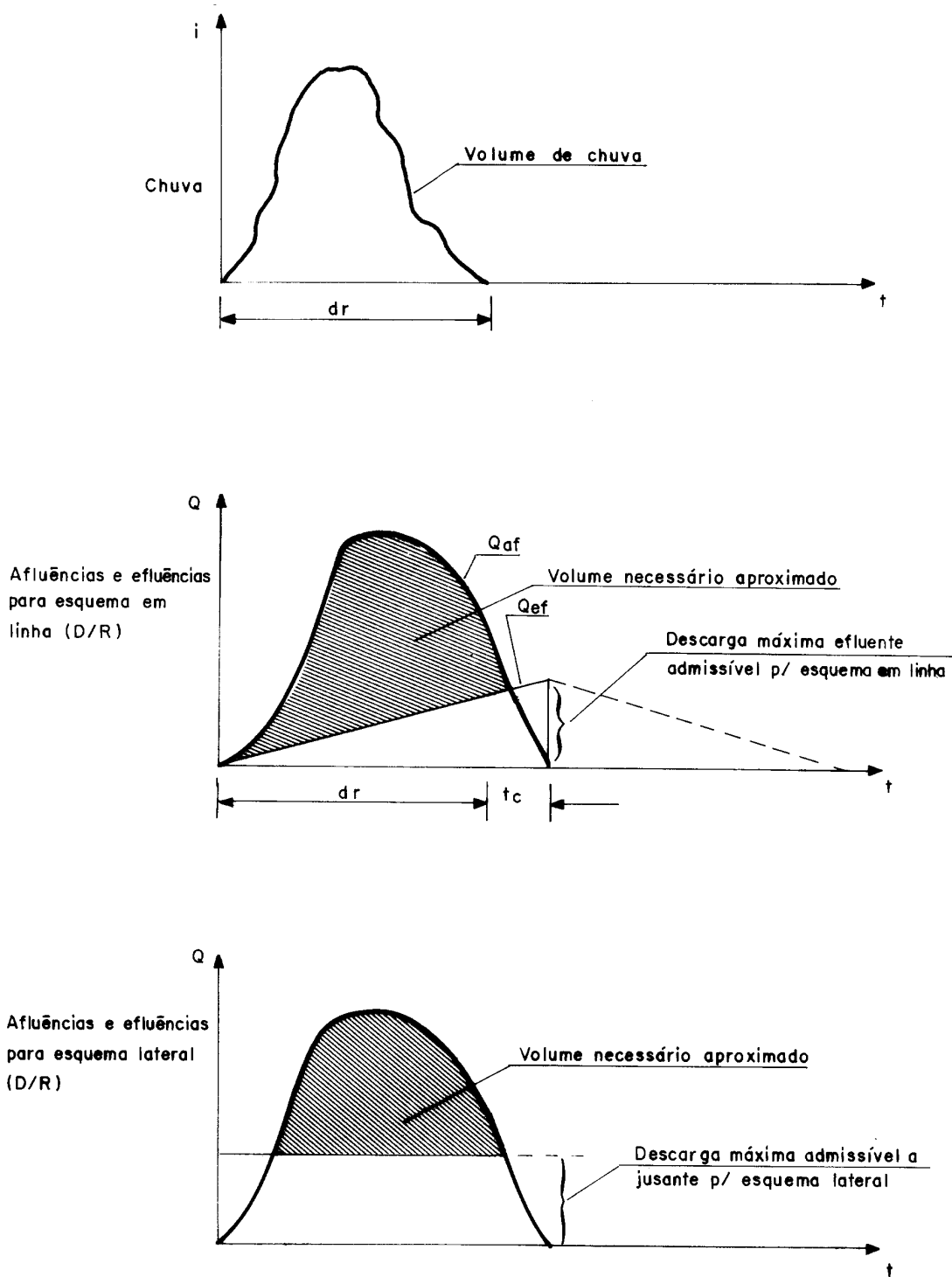


Figura 5.26 - Modelos hidrológicos simplificados de afluições e efluências para obras de retenção/retenção

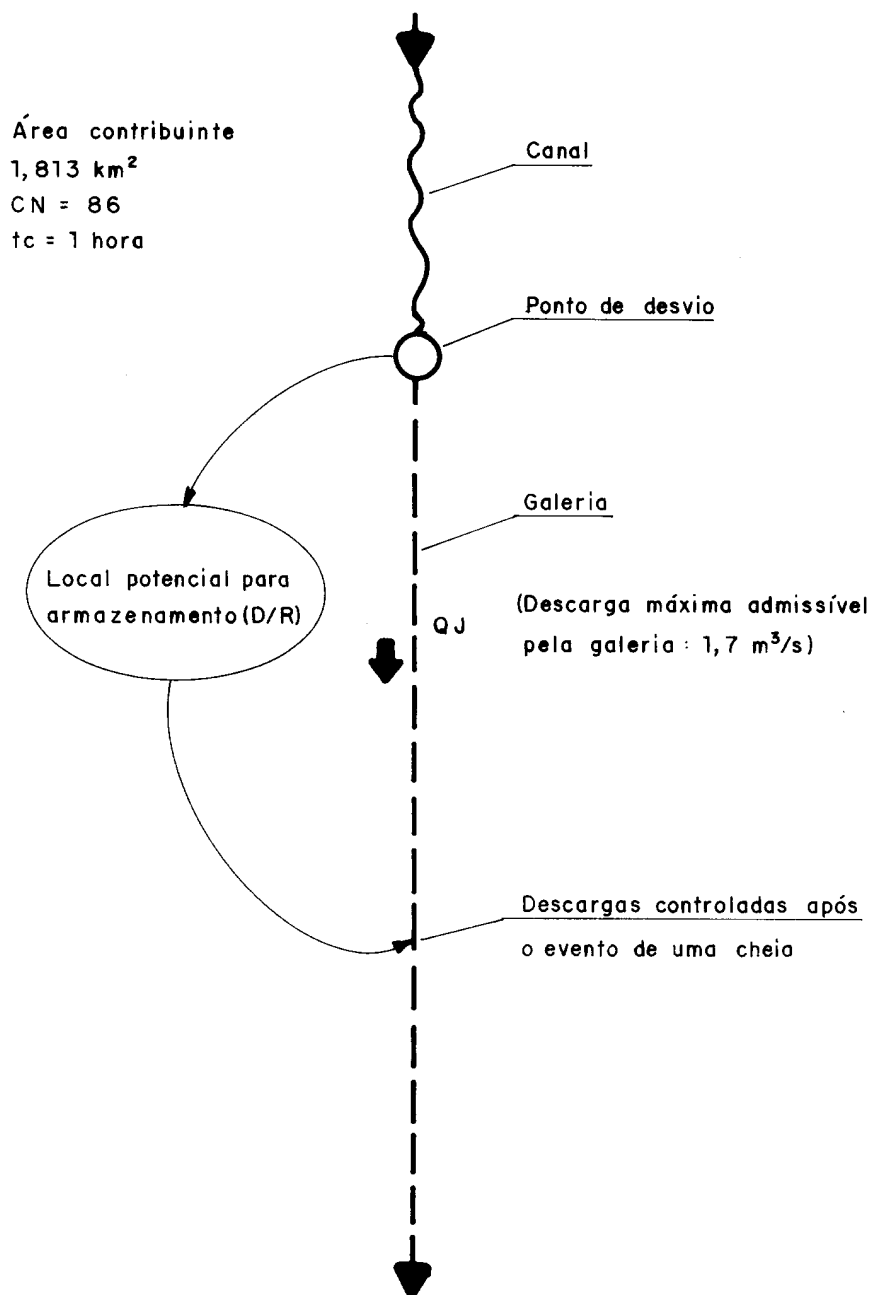


Figura 5.27 - Exemplo de esquema de obra de detenção/retenção lateral.

- **Exemplo**

Como exemplo de aplicação de projeto preliminar, considere-se a situação para uma obra de D/R lateral conforme esquematizado na Figura 5.27.

Considerando que o local do exemplo esteja situado na cidade de São Paulo poderão ser estabelecidas as seguintes chuvas de projeto para as durações indicadas e período de retorno de 100 anos:

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

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.

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 $CN = 86$:

$$D = \frac{\frac{P - 5080}{CN + 50,8}}{\frac{P + 2030}{CN - 203,2}}$$

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

- 2) volume de escoamento superficial (V_D):

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

- 3) volume liberado para jusante (V_j)

$$V_j = Q_j \cdot (d_r + t_c) = 1,7 \cdot (3 + 1) \cdot 3.600 = 24.480 \text{ m}^3$$

4) volume necessário de armazenamento (V_a)

$$V_a = V_D - V_j = 132.000 - 24.480 = 107.520 \text{ m}^3$$

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

Tabela 5-3- Resultados dos cálculos dos volumes de armazenamento

Duração (horas)	P (mm)	D (mm)	V_D (m³)	V_j (m³)	V_a (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 este não necessariamente cresce 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 mais detalhada subsequente.

5.5.7. ABORDAGENS DAS CONDICIONANTES LATERAIS E VERTICAIS

Neste passo deverão ser identificados, com todo cuidado, as principais condicionantes laterais como as 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 a projetos. Em outras palavras, o propósito deste passo 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 proporções de 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 tipicamente residenciais como para instalação de escolas.

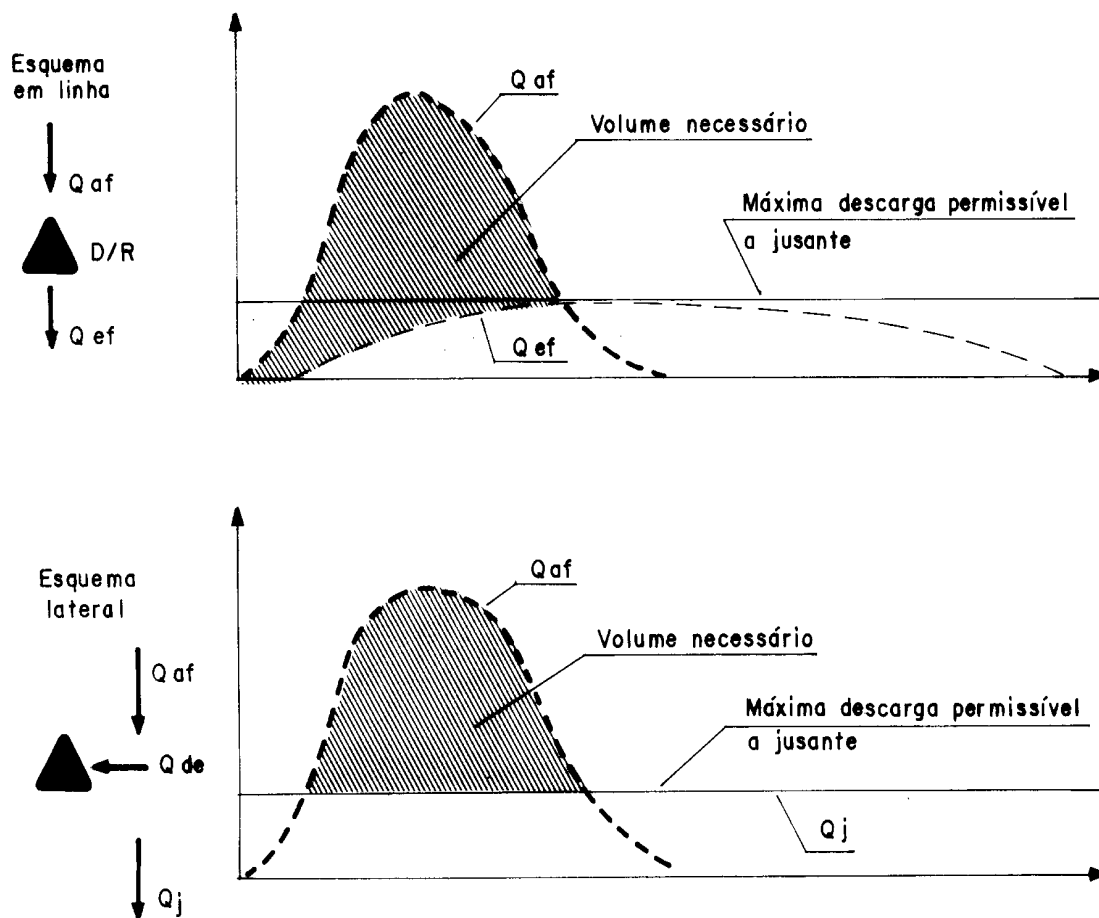
Constituem condicionantes verticais, existentes ou planejadas, grades de áreas antigas cujo sistema de microdrenagem e/ou macrodrenagem dependa do nível d'água máximo no local da obra de D/R cogitada. O nível do lençol freático local também é uma importante condicionante vertical.

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 afluições como das efluências.

5.5.8. FINALIZAÇÃO DO PROJETO

O propósito deste passo é determinar a relação volume da obra de D/R em função da descarga liberada para jusante (esquema em linha ou esquema lateral), que deve satisfazer à 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 do presente passo 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.

No primeiro passo desta etapa de trabalho 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, os quais são abordados em outra parte do presente manual. Para cada período de retorno deve-se identificar as correspondentes descargas máximas permissíveis liberáveis para jusante conforme mostrado na Figura 5.27.



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 5.29 ilustra de forma esquematizada o procedimento para obtenção dos pares de valores: descarga máxima para jusante e correspondente volumes de armazenamento necessários.

Utilizando os pares de pontos, descargas máximas para jusante e correspondentes volumes de armazenamento necessários, deve-se contruir as curvas apresentadas esquematicamente na Figura 5.30 (a e b). Essas curvas consubstanciam graficamente os resultados dos hidrogramas gerados e respectivos encaminhamento pelas obras de D/R, nas quais são plotados os pares de pontos armazenamento-descarga máxima para cada período de retorno considerado. A Figura 5.30 (a) é de caráter genérico mostrando os resultados dos procedimentos indicados em termos conceituais. A Figura 5.30 (b), por outro lado, é mais específica e procura mostrar a relação armazenamento-descarga para duas situações diferentes de liberação de descargas para jusante.

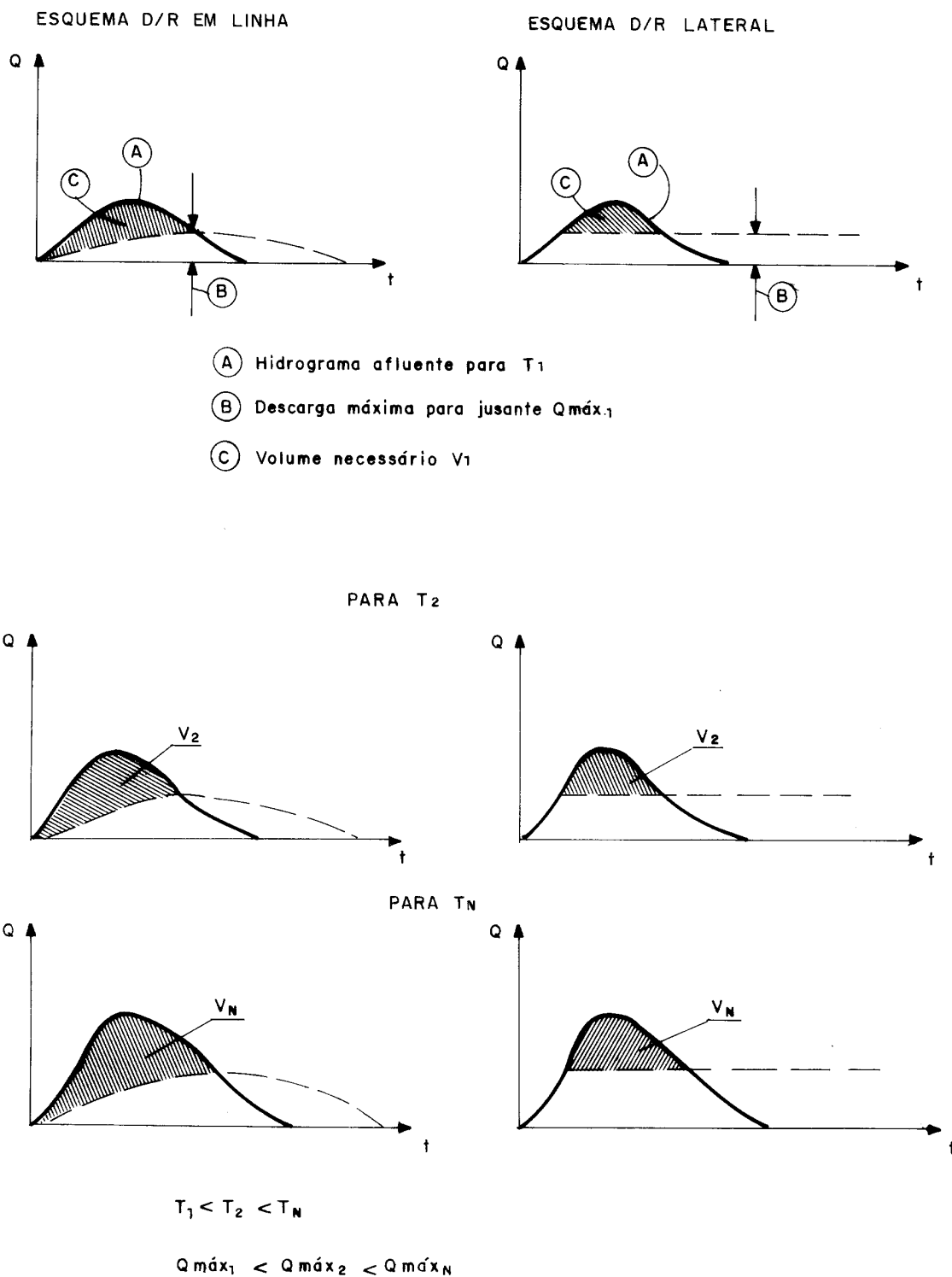


Figura 5.29 - Procedimento para obtenção dos volumes de armazenamento em função das descargas máximas para jusante

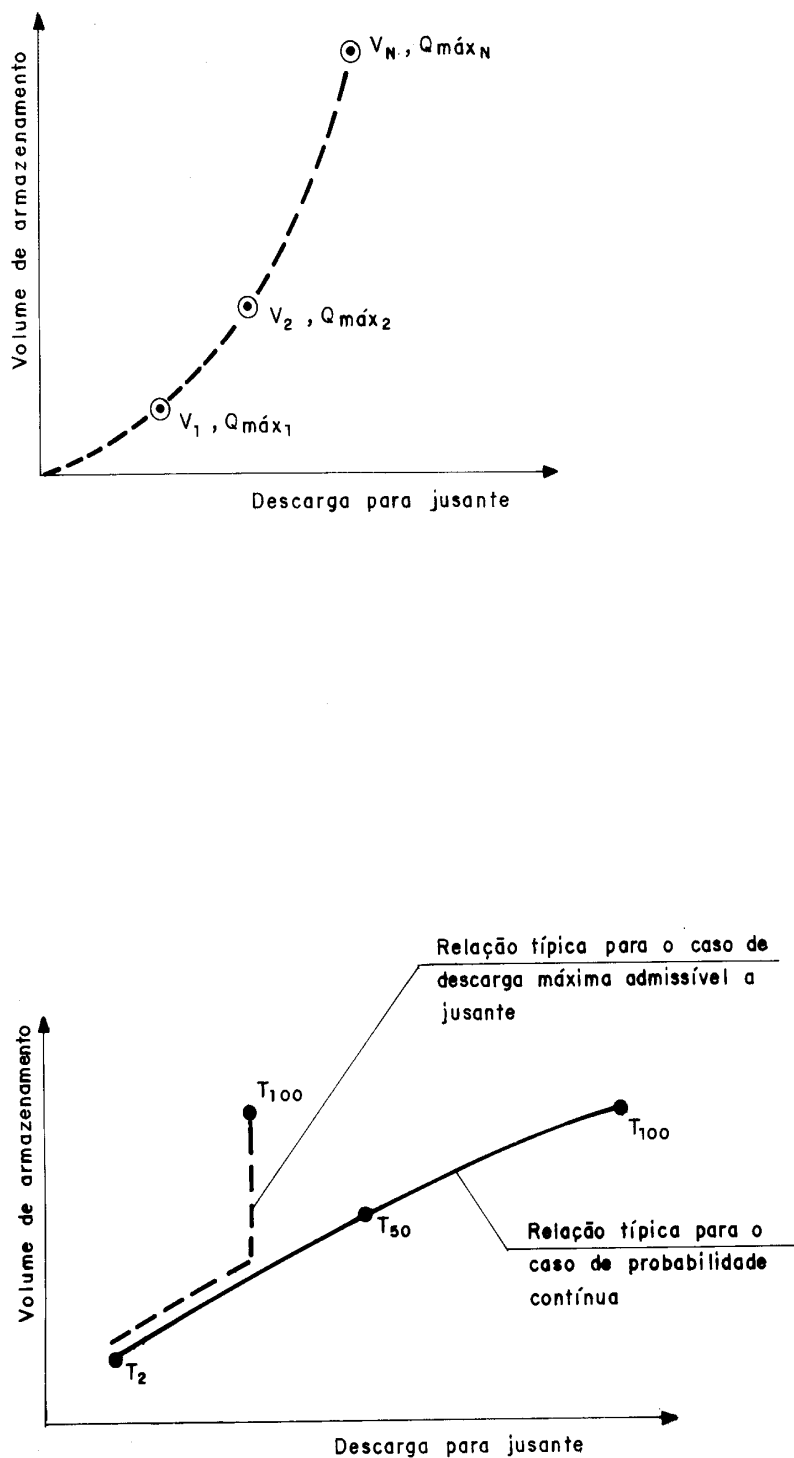


Figura 5.30 - Relação descarga x armazenamento de obras D/R

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 pré-determinada e corresponde ao caso em que o volume de armazenamento será obtido pelo barramento de um fundo de vale natural. A segunda corresponde ao caso em que o volume de armazenamento deverá ser 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 será obtida exclusivamente por meio do adequado dimensionamento de dispositivo de controle para jusante. No segundo caso a referida relação será obtida pelo dimensionamento integrado do volume de armazenamento e do dispositivo de controle de descarga para jusante.

5.5.9. 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 5.31 ilustra esquematicamente como uma nova obra de D/R pode provocar um problema de sincronismo adverso numa bacia. Conforme se observa na Figura 5.31, 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 ele 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 permite um efeito significativo de redução de picos de cheias, tanto para eventos de grandes como de pequenas magnitudes, o que 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 possam não incrementar significativamente os picos de cheias ao longo de uma bacia, elas podem também 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 das mesmas, de modo que umas anulem os benefícios de outras, causando problemas em áreas a jusante.

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.

5.5.10. 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. Elas 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:

- 1) 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;
- 2) dificuldade de acesso para manutenção;
- 3) taludes muito inclinados, criando dificuldades para implantação e manutenção de vegetação;

- 4) dispositivo de controle de vazão de dimensões muito reduzidas que acarretam os problemas de obstrução, resultando em dificuldades de operação e água estagnada após a ocorrência de chuvas;
- 5) problemas de controle de mato e ervas daninhas, particularmente em obras com armazenamento permanente, ou como consequência de falta de manutenção;
- 6) proliferação de mosquitos, ratos e outros vetores de doenças;
- 7) problemas de segurança, particularmente de crianças, devido a profundidades muito grandes e velocidades excessivas;
- 8) 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;
- 9) problema de erosão imediatamente a jusante dos dispositivos de descarga;
- 10) 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;
- 11) reduzido ou nenhum efeito sobre as cheias em outros locais que não aquele em que se situa a obra de D/R.

6. OBRAS DE MICRODRENAGEM

A microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais a nível de loteamento ou de rede primária urbana. Neste capítulo são apresentados os procedimentos convencionais utilizados no projeto de uma rede deste tipo.

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

- 1) subdivisão da área e traçado;
- 2) determinação das vazões que afluem à rede de condutos;
- 3) dimensionamento da rede de condutos.

Portanto, no presente texto serão tratados a terminologia utilizada, os elementos físicos do projeto, as definições e os procedimentos para a determinação da chuva de projeto a partir do Método Racional.

6.1. TERMINOLOGIA

Os principais termos utilizados no dimensionamento de um sistema pluvial são:

a) Galeria

Canalizações públicas usadas para conduzir as águas pluviais provenientes das bocas de lobo e das ligações privadas;

b) Poço de Visita

Dispositivos localizados em pontos convenientes do sistema de galerias para permitirem mudanças de direção, mudança de declividade, mudança de diâmetro e inspeção e limpeza das canalizações;

c) Trecho

Porção da galeria situada entre dois poços de visita;

d) Bocas-de-lobo

Dispositivos localizados em pontos convenientes, nas sarjetas, para captação das águas pluviais;

e) Tubos de ligação

São tubulações destinadas a conduzir as águas pluviais captadas nas bocas-de-lobo para as galerias ou poços de visita;

f) Meios-fios

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;

g) Sarjetas

Faixas de via pública paralelas e vizinhas ao meio-fio. A calha formada é a receptora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas;

h) Sarjetões

Calhas localizadas no cruzamento de vias públicas formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o escoamento das águas sobre as sarjetas;

i) Conduitos forçados

Obras destinadas à condução das águas superficiais coletadas de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal do conduto;

j) Estações de bombeamento

Conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar água de um canal de drenagem quando não mais houver condições de escoamento por gravidade, para um outro canal em nível mais elevado ou receptor final da drenagem em estudo.

6.2. ELEMENTOS FÍSICOS DO PROJETO

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

a) Plantas

- planta de situação e localização dentro do Estado;
- planta geral da Bacia Contribuinte: Escalas 1:5000 ou 1: 10000. No caso de não existir planta plani-altimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;

- planta plani-altimétrica da área de projeto na escala 1:2000 ou 1:1000, com pontos cotados nas esquinas e pontos notáveis.

b) Levantamento topográfico

Nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudanças de direção e mudanças de greides nas vias públicas;

b) Cadastro

De redes de esgotos pluviais ou de outros serviços que possam interferir na área de projeto;

b) Urbanização

Deve-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, comércios, praças, etc);
- porcentagem de ocupação dos lotes;
- ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes a bacia.

e) Dados relativos ao curso de água receptor

As informações são as seguintes:

- indicações sobre o nível de água máxima do rio que irá receber o lançamento final;
- levantamento topográfico do local de descarga final.

6.3. DEFINIÇÃO DO ESQUEMA GERAL DO PROJETO

6.3.1. TRAÇADO DA REDE PLUVIAL

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

- 1) os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente marcadas nas plantas;

- 2) os trechos em que o escoamento se dê apenas nas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;
- 3) as galerias pluviais, sempre que possível, deverão ser lançadas sob os passeios;
- 4) o sistema coletor em uma determinada via poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas-de-lobo de ambos os passeios;
- 5) a solução mais adequada em cada rua é estabelecida economicamente em função da sua largura e condições de pavimentação.

- **Bocas de Lobo**

As bocas-de-lobo devem ser localizadas de maneira a conduzirem adequadamente as vazões superficiais para as galerias. Nos pontos mais baixos do sistema viário deverão ser necessariamente colocadas bocas-de-lobo com visitas a fim de se evitar a criação de zonas mortas com alagamento e águas paradas.

- **Poços de Visita**

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

- **Galerias Circulares**

O diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,30 m. Os diâmetros correntes são: 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 1,00; 1,20; 1,50 m. Alguns dos critérios básicos são os seguintes:

- 1) as galerias pluviais são projetadas para funcionarem a seção plena com vazão de projeto. A velocidade máxima admissível determina-se em função do material a ser empregado na rede. Para tubo de concreto a velocidade máxima admissível é de 5,0 m/s e a velocidade mínima 0,60 m/s;
- 2) o recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,0 m, quando forem empregados tubulações sem estruturas especiais. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;
- 3) nas mudanças de diâmetro os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como indicado na Figura 6.1

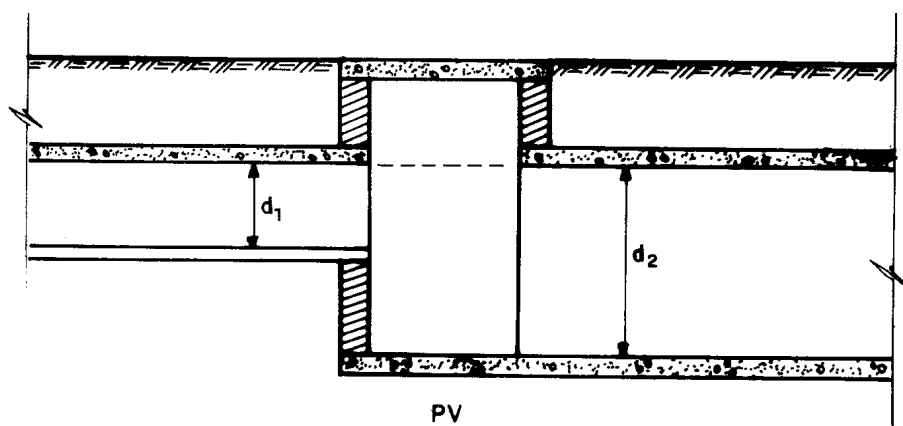


Figura 6.1 - Alinhamento dos condutos

6.3.2. DISPOSIÇÃO DOS COMPONENTES

Traçado preliminar através de critérios usuais de drenagem urbana. Devem ser estudados diversos traçados de 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 se desenvolver simultaneamente ao plano urbanístico das ruas e das quadras pois, caso contrário, ficam impostas ao sistema de drenagem restrições que levam sempre a custos maiores. O sistema de galeria deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando a todas as áreas condições adequadas de drenagem.

• Coletores

Existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: (i) sob a guia(meio-fio), a mais utilizada, (ii) sob o eixo da via pública (Figura 6.2). O recobrimento mínimo deve ser de um metro sobre a geratriz superior do tubo. Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento (recobrimento mínimo de 0,60 m) das bocas-de-lobo.

• Bocas de lobo

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

- 1) 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;
 - 2) serão locadas nos pontos baixos das quadras;
 - 3) recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas-de-lobo caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta;
 - 4) 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;
- 1) não é aconselhável a sua localização junto ao vértice do 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 contrária ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.

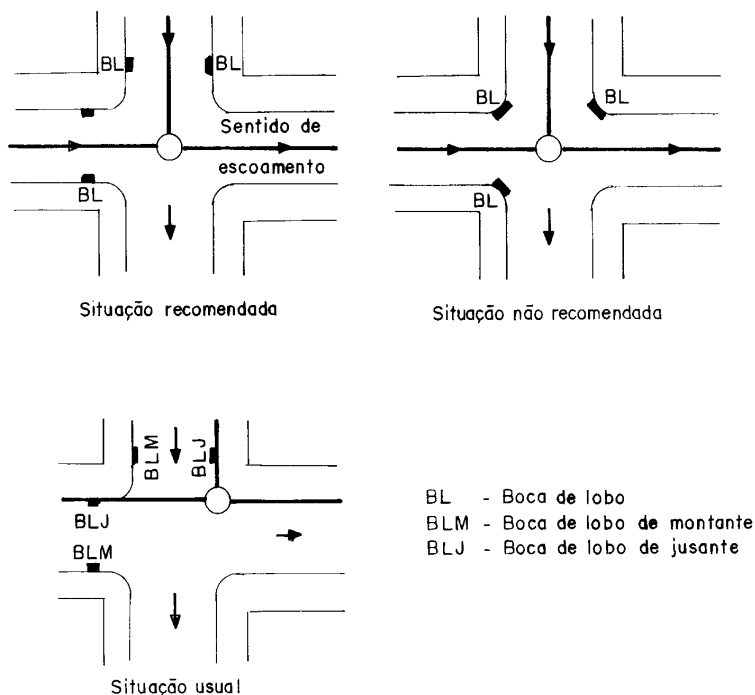


Figura 6.2 - Rede coletora

• **Poços de Visita e de Queda**

O poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possa mantê-las em bom estado de funcionamento. Sua localização é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudanças de diâmetro. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na Tabela 6.1. Quando a diferença de nível do tubo afluente e o efluente for superior a 0,70 m o poço de visita será denominado de queda.

Tabela 6-1 - Espaçamento dos poços de visita em m (DAEE/ CETESB, 1980)

Diâmetro (ou altura do conduto) (m)	Espaçamento (m)
0,30	120
0,50 - 0,90	150
1,00 ou mais	180

• **Caixa de Ligação**

As caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas-de-lobo intermediárias ou para se evitar a chegada em um mesmo poço de visita de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciando-se por não serem visitáveis. Na Figura 6.3, são mostrados exemplos de localização de caixas de ligação

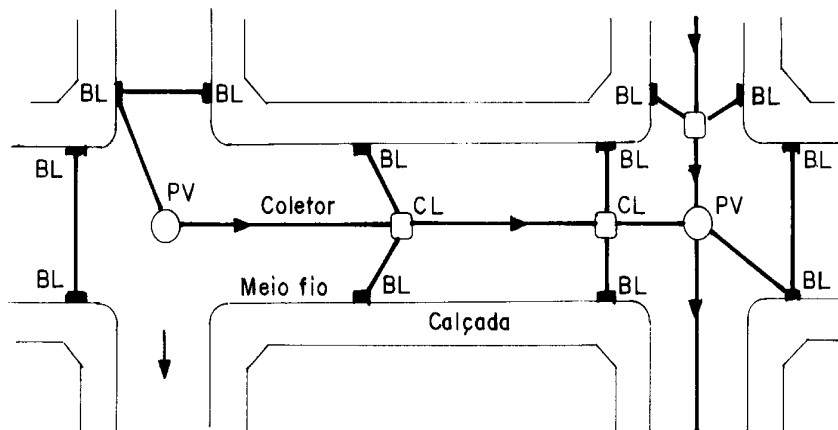


Figura 6.3 - Localização da caixa de ligação

6.4. DETERMINAÇÃO DA VAZÃO: MÉTODO RACIONAL

O Método Racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas (< 2 Km²). Os princípios básicos desta metodologia são:

- 1) a duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que esta condição aconteça pois a duração é inversamente proporcional à intensidade;
- 2) adota-se um coeficiente único de perdas, denominado C , estimado a partir das características da bacia;
- 3) não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões.

Conforme descrito no Capítulo 3, a equação do modelo é a seguinte:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

onde:

- Q vazão em m³/s;
- C coeficiente de escoamento;
- I intensidade em mm/h;
- A área da bacia em km².

6.4.1. INTENSIDADE

Nos capítulos 3 e 4 foram descritos os procedimentos para a estimativa da relação entre intensidade, duração e frequência, ou tempo de retorno, e as curvas para o Estado de São Paulo.

Portanto para se determinar a vazão de projeto deve-se seguir os procedimentos já indicados, utilizando como tempo de duração da precipitação máxima o tempo de concentração.

- **Período de Retorno**

O período de retorno para projetos de macrodrenagem já foi discutido no Capítulo 5. No caso de microdrenagem este varia de dois a dez anos. Para áreas pouco densas e residenciais, utilizam-se dois anos e, para áreas comerciais, onde as perdas podem ser maiores, pode-se escolher até dez anos. (ver Tabela 6.2).

Tabela 6-2 - Períodos de retorno para diferentes ocupações (DAEE/CETESB, 1980)

Tipo de Obra	Tipo de ocupação da área	Período de retorno
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10

6.4.2. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO

O coeficiente de escoamento utilizado no Método Racional depende das seguintes características:

- 1) solo;
- 2) cobertura;
- 3) tipo de ocupação;
- 4) período de retorno;
- 5) intensidade da precipitação.

Na Tabela 3.7, do Capítulo 3 item 3.2.3, foram apresentados alguns valores existentes na literatura para esse coeficiente.

6.5. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

6.5.1. CAPACIDADE DE CONDUÇÃO HIDRÁULICA DE RUAS E SARJETAS

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

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

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

Para a primeira hipótese, admite-se a declividade transversal da rua a 3% (ver Figura 6.4) e a altura da água na sarjeta de 0,15 m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade transversal também de 3% e altura de água na sarjeta de 0,10 m.

Com estes dados a verificação da vazão máxima escoada pode ser calculada utilizando a equação de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot A \cdot i^{1/2}$$

onde:

- Q vazão escoada;
- A área da seção da sarjeta;
- R_h raio hidráulico em m;
- i declividade longitudinal da rua;
- n coeficiente de Manning que, para concreto liso, pode-se adotar o valor de 0,018.

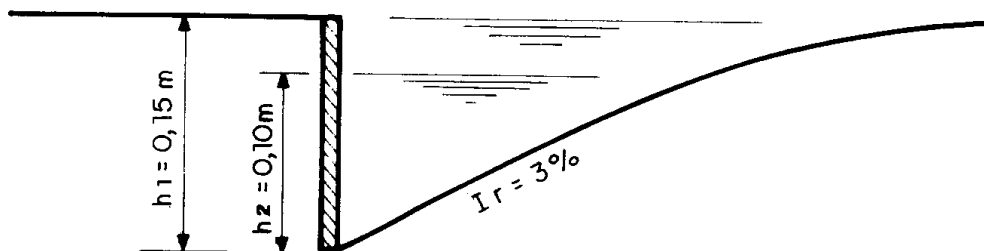


Figura 6.4 - Seção de Escoamento de uma sarjeta

É importante que se atente para o fato de que, quando a vazão calculada no item 6.5 for maior do que a capacidade da sarjeta, é necessário que se utilizem as bocas-de-lobo para retirar o excesso, evitando assim que se causem os transtornos anteriormente mencionados.

No caso das sarjetas, uma vez calculada a capacidade teórica, multiplica-se o seu valor por um fator de redução que leva em conta a possibilidade de obstrução da sarjeta de pequena declividade por sedimentos. Estes fatores podem ser vistos na Tabela 6.4.

Tabela 6-3 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB,1980)

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

6.5.2. BOCAS-DE-LOBO

As bocas-de-lobo são elementos colocados nas sarjetas com a finalidade de captar as águas veiculadas por elas para que, desta forma, não venham a invadir o leito carroçável das ruas causando complicações para o tráfego de veículos e pedestres. Além disto, devem conduzir as águas até as galerias ou tubulações subterrâneas que as levarão até os rios.

Basicamente existem quatro tipos de bocas de lobo (ver Figura 6.5):

- 1) Boca-de-lobo simples;
- 2) Boca-de-lobo com grelha;
- 3) Boca-de-lobo combinada;
- 4) Boca-de-lobo múltipla.

Todos estes tipos podem ainda ser utilizadas com ou sem depressão, no meio da sarjeta ou nos pontos baixos das mesmas.

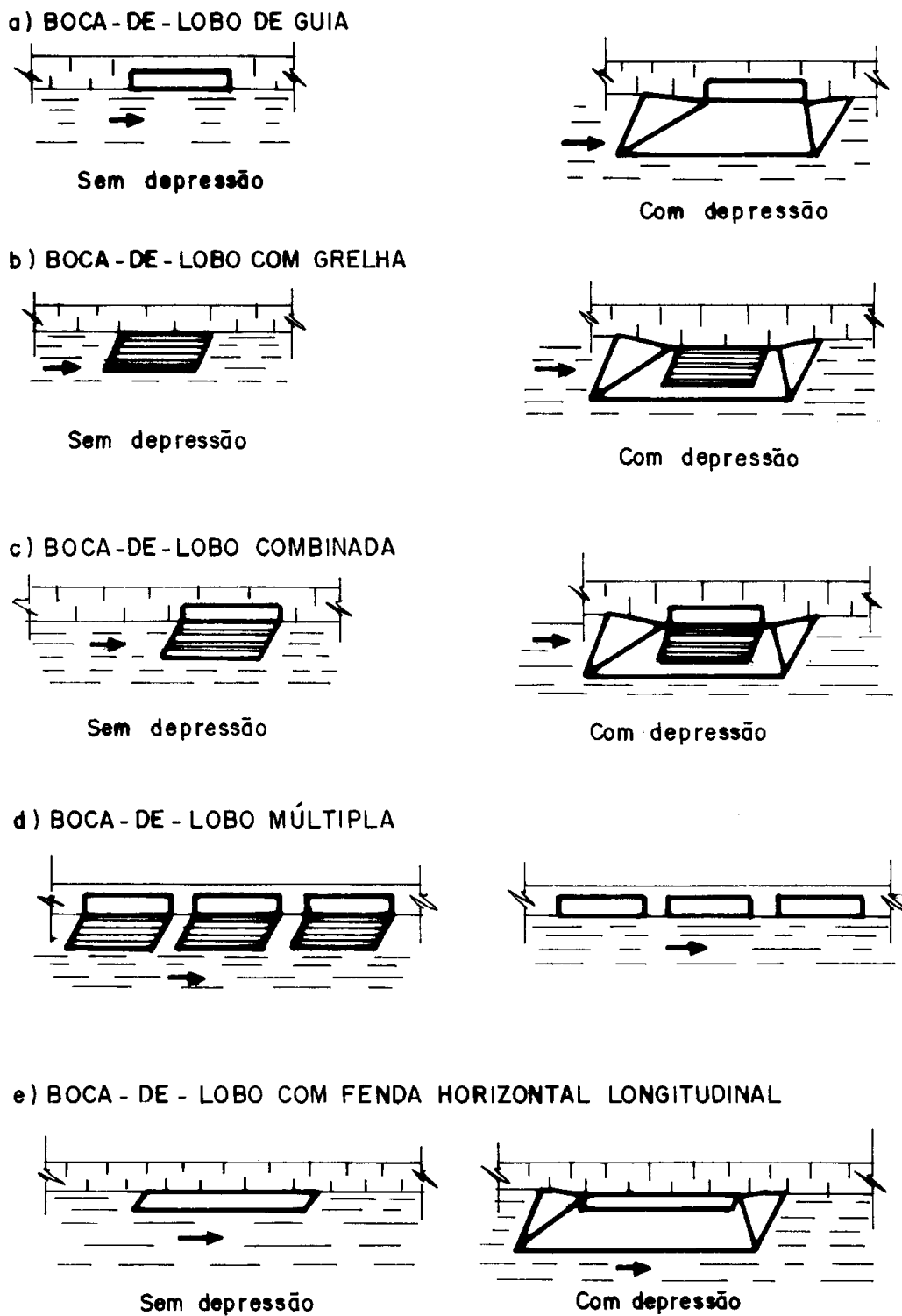


Figura 6.5 - Tipos de bocas de lobo

• Eficiência de uma Boca-de-Lobo

A vazão captada por uma boca de lobo depende, dentre outros fatores, da geometria da sarjeta nas suas proximidades. Os elementos mais significativos numa sarjeta podem ser vistos na Figura 6.6.

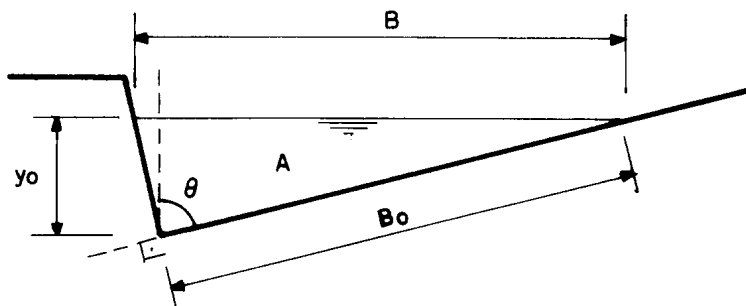


Figura 6.6 - Elementos da seção transversal de uma sarjeta

De acordo com Souza (1986), a eficiência de uma boca-de-lobo, dada pela Equação 6.1, pode ser dada por uma lei que seja função dos parâmetros dados na Equação 6.2.

$$E = \frac{Q}{Q_0} \dots\dots\dots (6.1)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = f \cdot \left(\frac{L}{y_0 \cdot \text{tg}q} \cdot \sqrt{\frac{i}{f}} \right) \dots\dots\dots (6.2)$$

onde:

- Q vazão captada pela boca-de-lobo;
- Q_0 vazão imediatamente a montante da boca;
- L comprimento da boca;
- y_0 profundidade;
- q corresponde ao ângulo da sarjeta;
- i declividade longitudinal da sarjeta;

- f fator de atrito;
- A área;
- B largura superficial do escoamento;
- B_0 largura da sarjeta.

Após o estudo em modelos reduzidos em escalas 1:3 e 1:1 Souza (1986) chegou às seguintes leis para as eficiências de bocas de lobo simples com e sem depressão:

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,247 \cdot \frac{L}{y_0 \cdot tg\alpha} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \dots\dots\dots (6.3)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,336 \cdot \frac{L}{y_0 \cdot tg\alpha} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \dots\dots\dots (6.4)$$

onde o fator de atrito f pode ser calculado a partir da fórmula de Colebrook-White que, neste texto, é apresentada de forma a ser calculado explicitamente, sem precisar de iterações como na forma original. Esta equação foi proposta por Swamee (1995), sendo apresentada a seguir:

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{R} \right)^2 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{e}{3,7D} + \frac{5,74}{R^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{R} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \dots\dots\dots (6.5)$$

onde:

- e rugosidade das paredes da sarjeta ($e = 0,002$ m);
- R número de Reynolds calculado por $R = VD/\nu$;
- V velocidade do escoamento em m/s;
- D diâmetro hidráulico - $D = 4 \cdot R_h = 4 \cdot A/P$;
- A área do escoamento;
- P perímetro molhado;
- ν viscosidade cinemática da água que pode ser aproximada por 10^{-6} m²/s.

Observe-se que as eficiências dada nas Equações 6.3 e 6.4 dependem da vazão na sarjeta próxima a boca-de-lobo. Portanto, se considerarmos este escoamento permanente, é possível se calcular da forma:

$$Q_0 = \frac{y_0^2}{2 \cdot \operatorname{tg}q \cdot \cos^2 q} \cdot \sqrt{\frac{8 \cdot g}{2 \cdot (1 + \operatorname{tg}q) \cdot \cos q}} \cdot \sqrt{y_0} \cdot \sqrt{i/f} \dots\dots\dots (6.6)$$

Caso sejam utilizadas sarjetas com o padrão $\operatorname{tg}q = 12$, a vazão de aproximação será dada por:

$$Q_0 = 36,424 \cdot y_0^{5/2} \cdot \sqrt{i/f} \dots\dots\dots (6.7)$$

Como a capacidade de esgotamento das bocas de lobo é menor que a calculada devido a vários fatores, entre os quais a obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e ao alinhamento real, na Tabela 6.5 são propostos alguns coeficientes para estimar esta redução.

Tabela 6-4 - Fator de redução do escoamento para bocas de lobo (DAEE/ CETESB,1980)

Localização na sarjeta	Tipo de boca-de-lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto intermediário	De Guia	80
	Grelha longitudinal	60
	Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais combinadas	60

• **Espaçamento entre Bocas-de-Lobo**

Em áreas urbanas, o critério que deve nortear o espaçamento entre bocas-de-lobo baseia-se na fixação de uma largura máxima de escoamento na sarjeta que seja compatível com o conforto dos pedestres. A largura superficial do escoamento na sarjeta depende da geometria da sua seção transversal e da vazão. Esta última por sua vez depende da intensidade de chuva adotada no projeto.

A partir destas premissas, e utilizando o esquema da Figura 6.7, pode-se calcular o espaçamento entre duas bocas-de-lobo seguindo o seguinte roteiro:

- 1) calcular a vazão imediatamente a montante da boca $i + 1$ (Q_0);

- 2) calcular a eficiência da boca $i + 1$ ($E = Q/Q_0$);
- 3) determinar o valor da vazão engolida pela boca $i + 1$ ($Q = E \cdot Q_0$);
- 4) Como a vazão proveniente da área A vinda da rua é igual à vazão engolida pela boca $i + 1$, pode-se utilizar o Método Racional para calcular esta área A .

$$A = \frac{1000 \cdot Q}{60 \cdot C \cdot I} \dots\dots\dots (6.8)$$

onde:

- Q vazão em m^3/s ;
- I intensidade dada em mm/min ;
- A área em m^2 .

Como $A = (L_R/2) \cdot \Delta x$, tem-se que o valor de Δx é dado pela equação.

$$\Delta x = \frac{2000 \cdot Q}{60 \cdot C \cdot I \cdot L_R} \dots\dots\dots (6.9)$$

onde:

- Δx distância entre as bocas;
- L_R largura da rua.

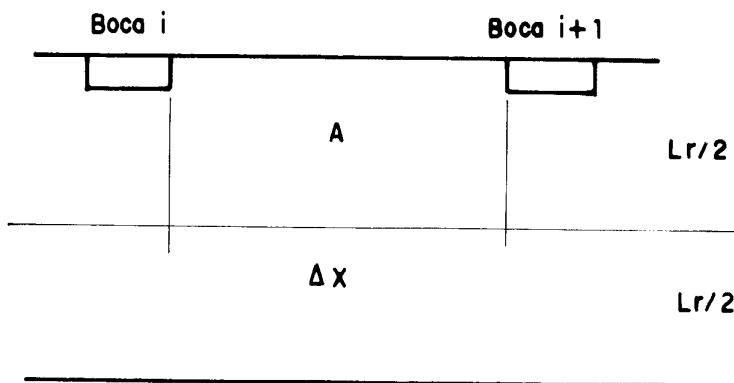


Figura 6.7 - Cálculo do Espaçamento entre bocas-de-lobo

• **Bocas-de-Lobo em Áreas Planas**

Em áreas com pequena declividade, cuidados especiais devem ser tomados para a drenagem da via pública. Recomenda-se, neste caso, manter o topo da rua a um nível constante, enquanto a declividade transversal vai variando de um valor mínimo de aproximadamente 1:60 no ponto médio entre duas bocas de lobo consecutivas até um valor da ordem de 1:30 em frente à boca, de modo que a água convirja para a boca de ambos os lados. A declividade longitudinal formada por este procedimento não deve ser menor que 1:250, uma vez que o espaçamento das bocas pode ser limitado por uma restrição da altura da guia.

A altura mínima da guia em zona urbana é de 0,10 m e o máximo de 0,15 m. Em certas circunstâncias são usadas guias com 0,20 m que causam desconforto aos pedestres e atrapalham os motoristas ao abrirem as portas dos carros. Se a diferença de altura da guia é de d metros, então o espaçamento Δx entre bocas é de:

$$\Delta x = \frac{2 \cdot d}{m} \dots\dots\dots(6.10)$$

onde:

m inclinação longitudinal induzida ($m > 1:250$).

Para bocas-de-lobo com alimentação simétrica(de ambos os lados) e sem depressão na sarjeta a lei de captação pode ser obtida teoricamente a partir do conceito de profundidade crítica e é dada por:

$$Q = 0,544 \cdot \sqrt{g} \cdot L \cdot y_0^{3/2} \dots\dots\dots(6.11)$$

sendo y_0 fixada a partir do critério da máxima largura do escoamento na sarjeta que não cause desconforto ao pedestre e , dado um L (comprimento da boca), calcula-se a vazão Q .

• **Determinação do Comprimento da Boca**

Caso sejam conhecidas a eficiência da boca, a vazão logo a montante da mesma, a rugosidade da sarjeta e o fator de atrito, pode-se a, partir das Equações 6.1 ou 6.2, determinar o comprimento L de boca necessário para engolir esta vazão.

Se as bocas forem de tamanhos padronizados (1 m por exemplo) e o cálculo de L indicar um valor superior a este padrão, deve-se indicar a construção de bocas em série ou contíguas.

6.5.3. GALERIAS

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme como a de Manning, utilizando para o cálculo seção plena, ou seja $R_h = D/4$, e os coeficientes de Manning já abordados no Capítulo 5.

7. EROSÃO URBANA

A drenagem urbana deve ser entendida como parte integrante do planejamento urbano, o que em nosso meio raramente acontece. Como consequência direta desta não integração são comuns ocorrências de processos erosivos superficiais, por vezes intensos e localizados, devidos principalmente às deficiências de microdrenagem, e por vezes não tão intensos porém difusos, que resultam em grandes montantes de aporte sólido aos corpos d'água receptores, decorrentes da presença de grandes áreas de exposição direta aos agentes de erosão.

Os processos de erosão urbana tem características muito diferentes dos correspondentes às bacias rurais, quer no que diz respeito às próprias ações físicas como às dimensões das áreas envolvidas. Do ponto de vista de instabilização da morfologia de cursos d'água, a erosão rural tem um caráter mais extensivo que as erosões urbanas, no entanto com taxas específicas de contribuição significativamente inferiores.

Um segundo aspecto que deve ser entendido é a grande variabilidade temporal do processo de erosão urbana. Numa primeira fase, nos casos mais comuns em que o processo de ocupação envolve grandes movimentos de terra sem maiores cuidados de proteção, ocorrem processos erosivos intensos com grande aporte sólido aos corpos d'água receptores. Com o decorrer do tempo as vias vão sendo gradualmente pavimentadas e os lotes ocupados de sorte que a intensidade de erosão vai decaindo até o momento em que ocorra a consolidação total da bacia. A partir desta situação as contribuições mais significativas decorrem de intervenções localizadas na bacia.

É importante também considerar que durante o processo de ocupação urbana ocorrem transformações em toda a rede de drenagem natural. Isto faz com que haja modificações importantes na capacidade de transporte sólido dos cursos d'água que compõem a rede de drenagem, bem como nas condições que regem o equilíbrio morfológico. Do balanço entre estas alterações diretas na rede de drenagem e o suprimento de sedimentos da bacia é possível definir tendências de alterações morfológicas. Para isto é fundamental o conhecimento adequado de todas as variáveis que regem o fenômeno, o que evidentemente não é uma tarefa simples.

Tendo em vista os fatos apresentados, preparou-se neste capítulo uma descrição geral dos principais processos de transformações de bacias urbanas que juntamente com outras alterações de natureza hidráulica e hidrológica, afetam o equilíbrio de canalizações de sistemas de drenagem. Serão apresentadas também algumas considerações, que são úteis nos projetos de drenagem urbana.

7.1. DEFINIÇÕES GERAIS

Antes de tratar da questão relativa às ações que desencadeiam alterações morfológicas de canalizações em geral, convém apresentar algumas definições básicas que ajudam a compreender melhor os mecanismos que regem o equilíbrio de canais.

7.1.1. VAZÃO LÍQUIDA CARACTERÍSTICA

Nos estudos de estabilidade de rios o ideal é trabalhar-se com séries históricas de vazões. No entanto, é comum nas avaliações mais frequentes trabalhar-se com uma única vazão representativa do hidrograma anual, denominada de **Vazão Modeladora**, que manteria o mesmo padrão geomorfológico do rio caso ocorresse constantemente ao longo do ano.

Não existe um padrão para a descrição da vazão modeladora, porém os critérios mais utilizados para a sua definição são os seguintes:

a) Vazão de seção plena

Do leito principal do rio. Esta definição somente é válida para rios aluvionares;

b) Vazões com período de retorno entre 1,5 e 2 anos

Este critério é equivalente ao anterior nos rios de planície, porém é mais genérico, podendo ser aplicado nos trechos superiores, onde as declividades são mais acentuadas;

c) Vazão dominante

Representa o valor de uma vazão fictícia que se ocorresse constantemente ao longo do ano transportaria a mesma quantidade de sedimentos do hidrograma anual. Sua aplicação, no entanto, exige um nível de informações superior às definições anteriores.

7.1.2. VAZÃO SÓLIDA

Esta é uma grandeza de fundamental importância para os estudos de fluviologia, porém raramente disponível. Quando há algum tipo de informação, de maneira geral esta refere-se ao transporte sólido em suspensão. Em grande parte dos casos esta modalidade é constituída predominantemente por uma parcela denominada de carga de lavagem.

A **carga de lavagem** é definida como a parcela correspondente a frações granulométricas muito finas, comparadas ao material constituinte do leito, proveniente quase que totalmente das contribuições da erosão superficial da bacia. Como a capacidade de transporte sólido, para esta fração granulométrica, é

superior ao suprimento, resultam deposições muito modestas deste material no leito e conseqüentemente sem uma participação ativa nas transformações morfológicas do curso d'água. Para que se entenda melhor esta definição, é interessante recorrer à Figura 7.1, que apresenta um confronto entre a capacidade de transporte sólido e o aporte de material proveniente da bacia de contribuição, ambos como função do diâmetro dos sedimentos.

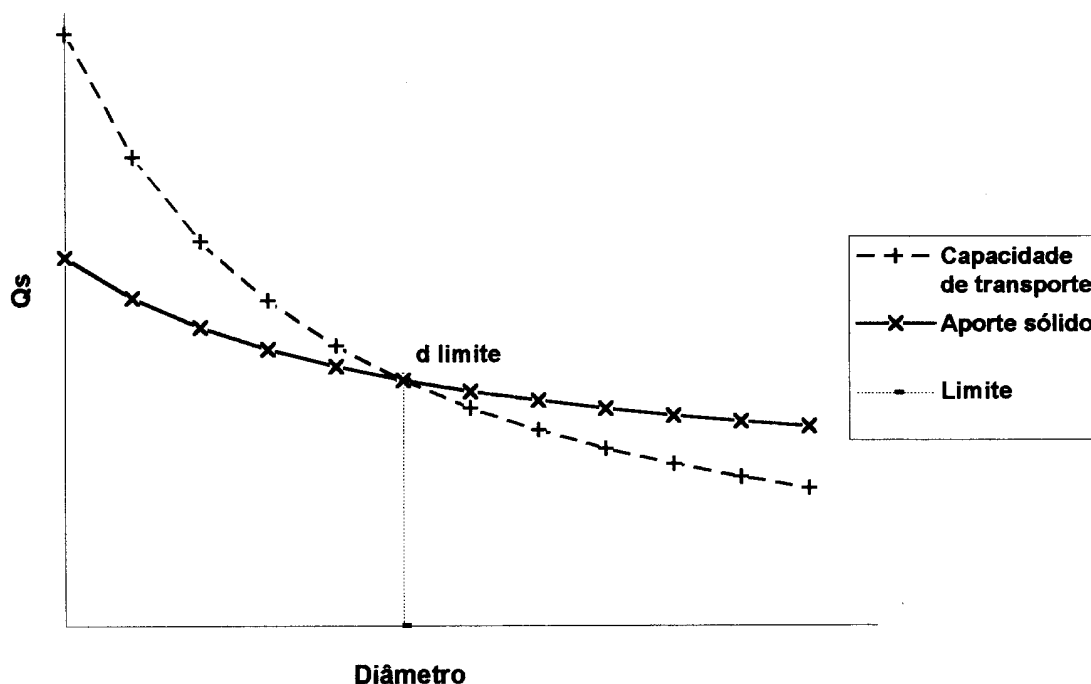


Figura 7.1 - Confronto entre a disponibilidade de sedimentos e a capacidade de transporte sólido

Por este gráfico pode-se ver que existe um valor de diâmetro limite em que a capacidade de transporte sólido se iguala com o aporte de material da bacia, ou seja, uma situação de equilíbrio. Para valores superiores a este limite o transporte sólido estará condicionado à capacidade de transporte do canal, sendo o excedente depositado no leito. Para valores inferiores ao limite o transporte sólido estará condicionado pelo aporte sólido da bacia, uma vez que a capacidade de transporte do canal é superior a este valor. Conforme já foi definido anteriormente a esta última situação denomina-se de transporte da carga de lavagem a qual não participa das transformações morfológicas fluviais.

Materiais que nos trechos superiores dos rios, onde a capacidade de transporte sólido é maior (as declividades são mais acentuadas e é maior a energia de escoamento), são caracterizados como carga de lavagem, passam a ser considerados como carga de material de leito nos trechos inferiores. Por esta

razão a carga de lavagem não pode ser definida pela sua dimensão característica do material transportado.

A parcela da vazão sólida que efetivamente atua nos processos morfológicos é denominada de transporte de material do leito, que pode ocorrer na modalidade de transporte em suspensão ou por arrastamento ou saltação junto ao fundo. Devido à complexidade do fenômeno em si, e conseqüentemente das técnicas de medição e, conforme já foi mencionado anteriormente, a exiguidade de postos fluvio-sedimentométricos, não é raro ter que se fazer avaliações a partir das equações de transporte sólido disponíveis e mais adequadas aos estudos.

7.1.3. RELAÇÃO ENTRE A MORFOLOGIA E A GRANULOMETRIA

Há uma forte correlação entre a forma da seção, a declividade do curso d'água e a granulometria. Nos trechos superiores dos rios, onde a declividade é mais acentuada e o material de leito graúdo as seções são mais largas e rasas. Nestes trechos, a potência hidráulica do escoamento confere uma capacidade de transporte superior ao suprimento da bacia, havendo uma tendência generalizada à erosão.

No trecho intermediário, encontram-se declividades menores, ocorrendo um maior equilíbrio entre a capacidade de transporte sólido e o suprimento. Estes trechos, em geral, são constituídos predominantemente por areias médias.

No trecho inferior, com a redução maior das declividades volta a haver um desequilíbrio, onde o suprimento de material sólido supera a capacidade de transporte. Resulta, portanto, uma tendência ao assoreamento. Este último trecho é constituído, em geral, por materiais finos, na faixa das areias finas a siltes. Nas regiões estuarinas pode ocorrer condições propícias para a floculação e deposição de materiais mais finos, na faixa das argilas.

7.1.4. CANAIS ESTÁVEIS

Do estudo da estabilidade de canais destinados à irrigação surgiu em 1895 a formulação de Kennedy que seria a precursora do que posteriormente se denominaria de **Teoria do Regime**, iniciando-se assim esta escola de natureza empírica. Após esta, surgiram muitas outras dentre as quais destacam-se as de Lane, Lacey, Inglis, Blench, Simons e Richardson, algumas das quais serão discutidas mais adiante.

Esta teoria nasceu da observação de inúmeros canais estáveis de onde se estabeleceram equações para a determinação de parâmetros de dimensionamento. Dentro desta teoria, define-se como Canal Estável ou em Regime quando este não apresenta variações apreciáveis nos padrões geométricos ou de declividade ao longo dos anos, desde que mantidos os regimes de vazões líquidas e sólidas. A partir desta conceituação é que surgiram as equações empíricas.

Maza Alvares (1968) estendeu o conceito do Regime como sendo também uma condição de **Equilíbrio Dinâmico**, uma vez que mesmo mantendo-se estes padrões constantes ao longo dos anos existem os ajustes naturais decorrentes de variações sazonais dentro do ano hidrológico. Este mesmo autor apresenta o conceito de **Equilíbrio Estático** e de **Equilíbrio Morfológico**. O primeiro trata de situações em que o curso d'água encontra-se em terreno muito resistente, não permitindo alterações sensíveis quando submetidos a situações artificiais de alterações significativas de seu regime. O segundo conceito aplica-se a cursos em que apresentam trechos com características bem definidas e identificáveis ao longo de vários anos, sem alterações significativas.

7.1.5. GRAUS DE LIBERDADE

Um determinado rio tem apenas um grau de liberdade quando suas margens e fundo são formados por material resistente, não possibilitando qualquer processo de erosão. Neste caso este rio é governado apenas pelas equações de resistência ao escoamento, como as que foram tratadas nos capítulos 4 e 5 e que constituem uma parte significativa das canalizações de drenagem, ou mais precisamente a "micro e meso-drenagem".

No caso das margens serem resistentes à erosão e o fundo ser constituído por sedimentos facilmente transportáveis, como as areias por exemplo, diz-se que o rio neste caso tem dois graus de liberdade. Para situações como esta o escoamento é definido por uma equação de resistência ao fundo móvel e outra de transporte sólido. Podem enquadrar-se neste grupo as canalizações de drenagem de maior dimensão que apresentam fixação de margens, porém sem revestimento do fundo, como é o caso dos rios Tamandateí, Aricanduva, Cabuçu de Baixo e outros similares.

Finalmente, quando também as margens são constituídas por material facilmente transportável, diz-se que o escoamento possui tres graus de liberdade, havendo a necessidade de mais uma equação para a determinação da largura de equilíbrio. Esta equação apresenta um grau de empirismo maior que as anteriores, e são obtidas, de maneira geral a partir de equações da **Teoria do Regime**. Exemplos de canalizações deste grupo seriam os cursos naturais que sofrem intervenções de alteração de traçado, mudança da seção de escoamento e regularização de taludes, sem no entanto contar com qualquer estrutura de contenção ou proteção de margens. As dimensões das canalizações vão desde pequenos córregos a rios de maior porte. Na cidade de São Paulo tem-se como exemplos os rios Tietê e Pinheiros, em que se há algum tipo de fixação de margem é apenas em pontos localizados.

7.2. EROSÃO SUPERFICIAL

7.2.1. FORMAS DE EROSÃO

A erosão do solo pode ser de natureza eólica ou hídrica. A primeira é produzida pela ação aerodinâmica sobre a superfície sólida, que faz com que as partículas sobre a superfície do solo se desprendam e mantenham-se em suspensão pela ação turbulenta do escoamento e transportada até que haja condições de deposição. A segunda forma, de maior interesse para o tema que se está tratando, é de natureza mais complexa, envolvendo diversas fases, que serão explicadas a seguir, de forma resumida.

A primeira fase da erosão superficial corresponde aos impactos das gotas de chuva. Existe nesta fase um primeiro efeito de desagregação das partículas do solo e um segundo de expulsão deste material do local de origem, expondo-o às ações hidrodinâmicas do escoamento superficial.

Quando as precipitações superam a capacidade de infiltração, se inicia o escoamento superficial, que devido predominantemente às forças trativas do escoamento produzem uma erosão superficial em camadas delgadas em toda a área. A intensidade deste tipo de erosão não é muito acentuada, porém devido a sua abrangência acaba produzindo contribuições sólidas consideráveis. Esta fase é denominada de **erosão laminar**.

A **erosão em sulco** resulta da concentração do escoamento em caminhos preferenciais. Produz-se, então um grande aumento dos esforços cortantes sobre o solo e conseqüentemente da capacidade de transporte, resultando no aprofundamento destes sulcos.

Quando a erosão em sulco não é tratada e se desenvolve, pode atingir grandes proporções com a formação de **ravinas**. Se a erosão produzir aprofundamentos a ponto de atingir o nível do lençol freático, podem ocorrer grandes escorregamentos, principalmente se o material do substrato for arenoso, por efeito de erosões tubulares. A esta fase de erosão comumente denomina-se de **voçoroca**.

Ao contrário da erosão laminar que apresenta baixas taxas de erosão específica, mas tem um caráter mais extensivo, estas últimas formas de erosão (sulcos, ravinas e voçorocas) tem intensidades mais acentuadas mas são localizadas. Em particular, a erosão na fase da voçoroca é a mais agressiva e, de maneira geral, somente se justificam obras para a sua recuperação em áreas urbanas, em virtude dos prejuízos e perigos potenciais que estas podem representar.

De maneira geral as erosões lineares (sulcos, ravinas e voçorocas) em áreas urbanas assumem uma maior relevância e estão estreitamente ligadas a deficiências de microdrenagem, podendo representar uma fonte importante de contribuição sólida. O Município de São Paulo, em particular, não se encontra num meio que apresente propensão a formação de voçorocas porém é comum observar-se erosões na forma de ravinas.

7.2.2. FATORES QUE AFETAM A EROSÃO

A erosão superficial que irá servir de aporte aos cursos d'água é fruto das ações dinâmicas de natureza hídrica ou eólica sobre o solo, das características intrínsecas do solo, da geomorfologia da bacia e sua cobertura. Embora já existam alguns modelos para a determinação da erosão e transporte sólido superficial, são de aplicação extremamente restrita, dada a complexidade do fenômeno e a quantidade de dados de entrada envolvidos e de difícil determinação. Portanto, este tipo de solução ainda está longe de ter um caráter prático e suficientemente preciso para o enfrentamento do problema. Existem, no entanto, alguns indicadores de natureza empírica que tem se prestado para uma primeira avaliação do potencial de erosão de uma bacia. Dentre estes destaca-se a clássica **Fórmula Universal de Perda de Solo**, de Wischmeyer - Smith (1960), desenvolvida para bacias rurais:

$$E = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P \dots\dots\dots (7.1)$$

onde:

- E perda de solo média anual por unidade de área;
- R fator de erosividade para uma precipitação característica da bacia;
- K fator de erodibilidade do solo;
- L, S fatores topográficos do terreno, no caso o comprimento de rampa e a declividade longitudinal;
- C, P fatores relativos ao uso do solo, no caso o tipo de manejo agrícola e a prática conservacionista aplicada.

Este tipo de formulação é bastante didática, pois apresenta de forma explícita os fatores envolvidos na perda de solo. Os dois primeiros fatores, R e K , são devidos à características naturais enquanto os dois últimos, C e P , se devem tão somente à ação antrópica. Os fatores topográficos L e S , apesar de serem também características naturais, podem de alguma forma ser modificados pelo homem.

Sistemas de macrodrenagem urbana podem ter seu equilíbrio morfológico afetado, a medida que valores de perdas de solo estejam fora dos limites normais, quer por erosão da porção urbana da bacia quer por erosão da porção rural da bacia. Exemplo disto se tem, por exemplo, na região oeste do Estado de São Paulo em que as perdas de solo são responsáveis pelo intenso assoreamento dos rios da região, comprometendo obras como travessias, captações de água e, relativamente ao tema aqui tratado, a capacidade de descarga de sistemas de drenagem.

Avaliações destas perdas envolvem complexos estudos específicos, acompanhados de intensas campanhas de medições. O Instituto Agrônomo de Campinas adota para o Estado de São Paulo valores de perda de solo em torno de 0,4 t/ha.ano para regiões de pasto, e uma variação entre 12 e 25 t/ha.ano para diversos tipos de cultura (Bertoni e Lombardi - 1985). Evidentemente estes valores devem

ser tomados apenas como referências, uma vez que inúmeros fatores podem afetar a perda de solo, conforme já foi visto.

Apesar da **Fórmula Universal de Perda de Solo** ter sido desenvolvida para áreas rurais, é interessante verificar que alguns dos fatores desta equação são extremamente afetados nos processos de urbanização. Por exemplo, nas implantações de loteamentos, obras públicas ou privadas de grande porte, de maneira geral ocorrem grandes movimentações de terra, em que se alteram de forma significativa a topografia local (fatores L e S). Normalmente remove-se a camada superficial deixando expostos substratos que em algumas situações podem ter apresentar taxas de erodibilidade diferenciadas (fator K). Dependendo da duração para a completa implantação do projeto, com a recomposição da cobertura do solo (edificações, pavimentações e áreas verdes) e implantação da drenagem, é comum que o empreendimento atravessasse períodos de chuvas em condições precárias (seria algo equivalente a uma condição desfavorável do fator P). Há inúmeros exemplos de processos inadequados de ocupação urbana, que potencializam os fatores erosivos descritos anteriormente, e que, aliados ao fato de haver uma drenagem inadequada, foram causadores de prejuízos de grande monta.

7.2.3. TAXA DE TRANSFERÊNCIA DE SEDIMENTOS

Do material erodido na bacia de contribuição, somente parte atinge a rede de drenagem, ou tem o seu movimento retardado, por barreiras naturais presentes ao longo do percurso ou mesmo pela defasagem de propagação entre as ondas de escoamento líquido e sólido. À relação entre a quantidade que efetivamente atinge a rede de drenagem e quantidade de material efetivamente erodido, denomina-se de taxa de transferência de sedimentos.

A determinação da taxa de transferência de sedimentos é extremamente rara em nosso meio, pois é muito difícil contar com dados simultâneos, em quantidade e consistentes a respeito da perda de solo na bacia e transporte de sedimentos na correspondente calha de rio.

Estudos realizados em algumas regiões dos Estados Unidos (Vanoni - 1977), indicam que para bacias rurais com área de drenagem superiores a 15 km^2 apresentam uma variação da taxa de transferência de sedimentos entre 5 % e 20 %. Já áreas menores, da ordem de 1 km^2 podem apresentar taxas superiores a 50 % podendo atingir valores próximos a 100 %. Estima-se que em áreas urbanas as taxas de transferência sejam mais elevadas comparativamente às áreas rurais, em função do parcelamento da bacia hidrográfica em sub-bacias de pequenas dimensões, com sistemas de drenagem que tornam mais eficiente o transporte do material proveniente da erosão.

7.2.4. PRODUÇÃO DE SEDIMENTOS EM ÁREAS URBANAS

São extremamente exíguos os dados referentes às taxas de produção de sedimentos em áreas urbanas. Este fato se deve não somente à complexidade do fenômeno em si, a exemplo do que ocorre em áreas rurais, mas principalmente à sua grande mutabilidade. Nas regiões mais críticas em termos de produção, o desenvolvimento urbano é muito rápido, com taxas de crescimento superiores às previstas. É comum, também, existirem situações de planejamento urbano precário, ou praticamente inexistente, como agravante do problema. Exemplos de deficiências deste tipo de informação são apontados nos estudos realizados por Dawdy (1967), referente a produção de sedimentos em bacias urbanas. De uma extensa rede sedimentológica operada por organismos governamentais, apenas uns poucos se prestaram aos estudos. Apesar disto, o referido trabalho mostra, a partir de uma análise de dados referentes a pré e pós-urbanização de Northern Virginia, suburbio de Washignton D.C. (E.U.A.), os efeitos da urbanização na produção de sedimentos. Houve uma multiplicação da produção de sedimentos a uma taxa que variou entre 5 e 10 vezes o valor original.

Um outro estudo similar, realizado numa área dos subúrbios de Maryland (E.U.A.) indica o caráter transitório da produção de sedimentos. A taxa máxima de transporte sólido durante os eventos chuvosos mais importantes, na condição mais crítica de urbanização correspondia a cerca de 50 vezes o transporte sólido para as condições originais da bacia. Este máximo ocorreu por volta do ano de 1959 e a partir desta época as taxas declinaram até retomar valores próximos aos naturais, por volta de 1962, conforme se observa na Figura 7.2. Foi estimada uma taxa de contribuição de sedimentos média durante este período (da ordem de 3 anos) de cerca de 467 t/ha. Ainda nestes estudos se apresentam confrontações da produção de sedimentos em áreas urbanas e rurais, transcritas na Tabela 7.1. Pode-se ver facilmente, a disparidade na produção de sedimentos nas áreas urbanas e rurais. Diferenças como estas também serão apresentadas nos exemplos tratados mais adiante.

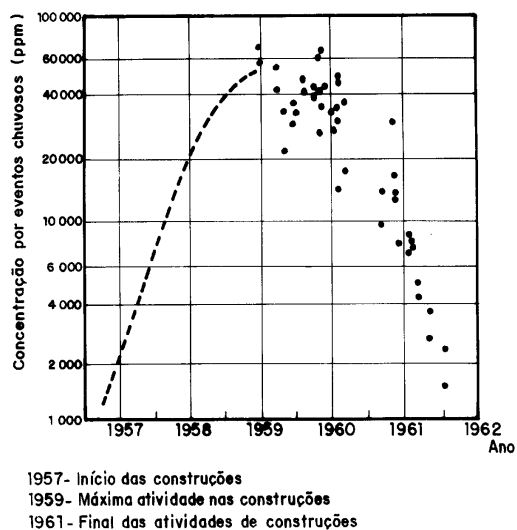


Figura 7.2 - Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (Dawdy - 1967)

Tabela 7-1 - Confrontação de valores de produção de sedimentos em áreas rurais e urbanas (Dawdy - 1967)

Rio e localização	Área (milh²)	Produção (t/milh².ano)	Ocupação
Watts Branch, Rock., Md	3,7	516	rural
Seneca Creek, Daw., Md	101	320	rural
Anacostia River, Col, Md	21,3	470	rural
Gunpowder, Towson, Md	300	808	rural 1914-1943
	300	233	rural 1943-1961
Gunpowder Falls, H., Md	80	913	rural 1933-1943
	80	500	rural 1943-1961
Monocacy River, Fr., Md	817	327	rural
George Cr., Franklin, Md	72,4	207	rural, florestada
Conococheaque Cr., Md	494	217	rural
Helton Branch, Ky	0,85	15	florestada
Oregon Run, Cock., Md	0,236	72000	industrial
Johns Hopkins Univ, Md	0,0025	140000	em construção comercial
Minebank Run, Tow, Md	0,031	80000	lot. residencial
Kensington, Md	0,032	121000	lot. residencial
L.Barcroft, Fairfax, Va.	9,5	25000	residencial
Greenbelt Res., Md.	0,83	5600	urbano/desenvolvimento
Anacostia Riv, Hy., Md	49,4	1200	urbano/desenvolvimento
Anacostia Riv, Riv, Md	72,8	1000	mina superficial
Cane Branch, Som, Ky	0,67	1147	urbano/desenvolvimento
Rock Creek, S. D, W.DC	62,2	1600	urbano/desenvolvimento
Little Falls Br ,Bet,Md	4,1	2320	residencial
Gwynns Falls, Md	0,094	11300	

7.2.5. EROSÃO URBANA NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO PAULO

Se dentro de um panorama internacional as informações sedimentométricas de áreas urbanas são bastante restritas, conforme já foi mencionado, a nível nacional este tipo de informação praticamente inexistente. De maneira geral as informações disponíveis limitam-se a estudos de uns poucos casos isolados. Apesar disto, apresenta-se a seguir os resultados de estudos realizados no início dos anos 90 na Região Metropolitana de São Paulo que mostra o panorama da degradação do solo na época e suas principais implicações.

O Rio Tietê é o principal curso d'água que drena a Região Metropolitana de São Paulo (R.M.S.P.). As intervenções nesta bacia principiaram no começo deste século, com a construção de barragens de geração de energia elétrica para a capital e região. Uma das mais importantes ocorreu na década de 40, com a construção da Usina de Henry Borden, a reforma da barragem de Edgard de Souza, a implantação de estruturas no Rio Pinheiros e sua canalização, apresentadas esquematicamente na

Figura 7.3. Com estas obras o Rio Pinheiros passou a ter seu curso revertido, desviando suas águas e de seus contribuintes, incluindo-se nestes o Rio Tietê, em direção aos Reservatórios Billings e Pedras.

Uma das consequências da implantação deste conjunto de obras foi a transformação natural do Rio Pinheiros numa grande bacia de retenção de sedimentos, a partir do que tornou-se inevitável os serviços regulares de desassoreamento. O fato de existir geração de energia elétrica em quantidade razoável e tão próxima trouxe uma segunda consequência, seguramente de maior envergadura, que foi o de ser um dos condicionantes mais importantes para o desenvolvimento acelerado de toda a R.M.S.P.

Desde a década de 50 esta região vem apresentando altas taxas de crescimento urbano. Esta expansão, por sua vez, vem ocorrendo de forma desordenada, tomando um rumo em direção às áreas das cabeceiras das bacias dos contribuintes, onde as declividades são mais acentuadas e na grande maioria dos casos o terreno é bastante frágil. Todos estes fatores juntos são responsáveis pela elevação dos níveis de erosão da bacia, resultando nas elevadas taxas de assoreamento dos leitos dos rios Tietê e Pinheiros.

Os volumes médios anuais de desassoreamento da década de 70 a 90 foram estimados em 1.200.000 m³ no Rio Tietê e 2.000.000 m³ no Rio Pinheiros, com um custo anual de remoção e disposição do material de desassoreamento da ordem de algumas dezenas de milhões de dólares.

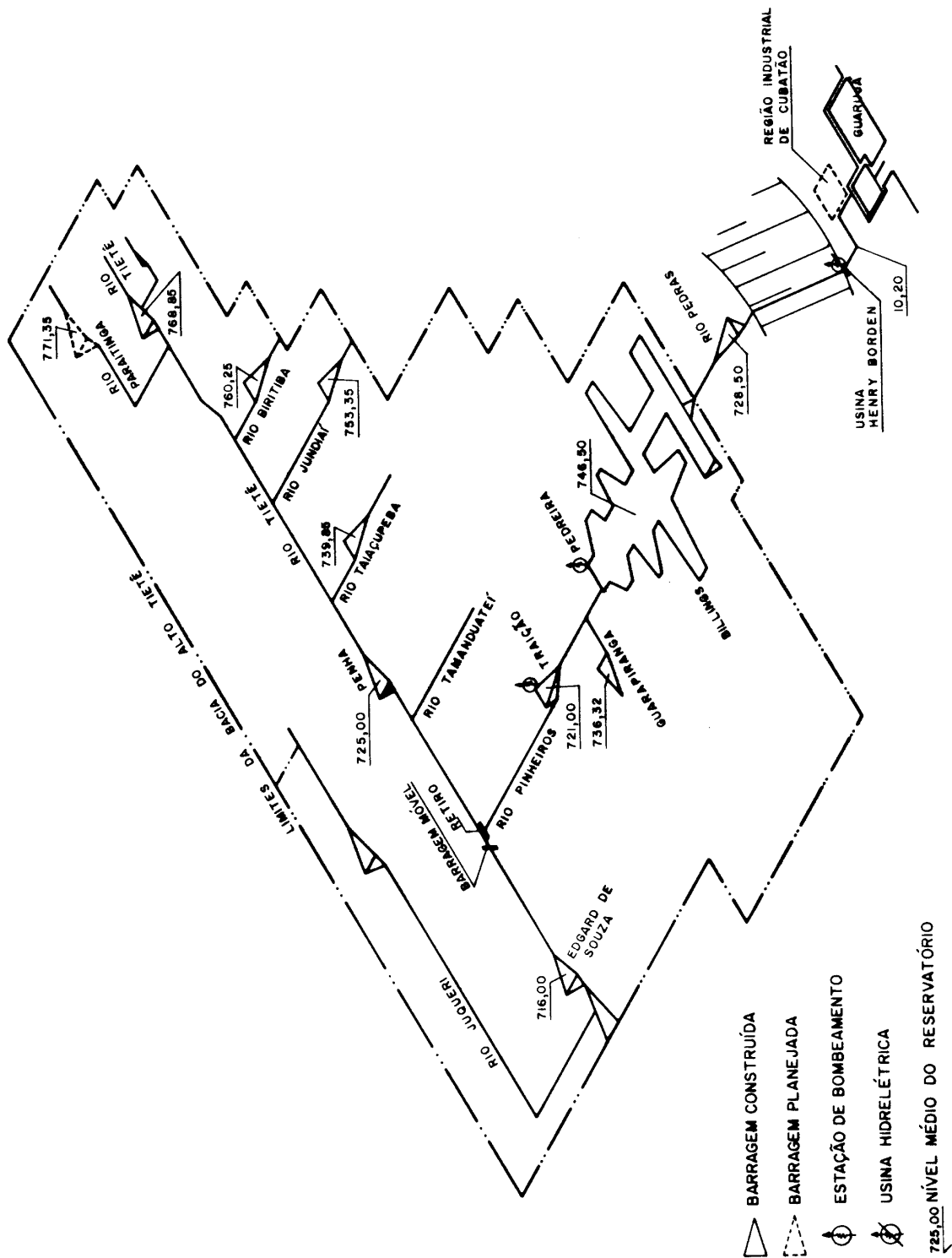


Figura 7.3 - Sistema Alto Tiête

Estudos da dinâmica do transporte sólido na bacia propiciaram um melhor entendimento dos processos envolvidos permitindo elaborar as seguintes conclusões que são resumidas a seguir:

- 1) a parcela de contribuição mais importante provém da região do cinturão de expansão urbana, situada em sua maior parte em terrenos de declividades acentuadas e de grande susceptibilidade à erosão (Nakazawa e Helou - 1993). Estes terrenos são constituídos predominantemente por siltes, sedimentos que naturalmente são transportados em suspensão nos tributários e no Rio Tietê, em forma de carga de lavagem, mas que se depositam no leito do Rio Pinheiros;
- 2) a taxa de contribuição na bacia da R.M.P.S. é da ordem de $10.000 \text{ m}^3/\text{km}^2 \text{ ano}$, sendo que deste total cerca de 17 % é constituída por areia média, e o restante encontra-se na faixa dos siltes (Lloret Ramos, Helou e Brighetti -1993);
- 3) a quase totalidade do aporte sólido, ocorre em poucos eventos, fato este comum a rios da dimensão dos tributários. Estudos efetuados em afluentes (Lloret Ramos e Ikeda - 1993), demonstram que aportes superiores à ordem de 80% ocorrem em 4% do tempo. Este dado é importante, pois como nestes eventos mais importantes o Rio Pinheiros está isolado do Rio Tietê, com o fechamento das comportas de Retiro, significa que a maior contribuição ao assoreamento do primeiro vem de sua própria bacia;
- 4) os sedimentos na faixa dos siltes, que é a parcela normalmente classificada como carga de lavagem, ou seja, transportada na sua quase totalidade em suspensão nos cursos d'água (ver item 7.2.2), é encontrada com larga predominância no leito do Rio Pinheiros, devido às suas características hidrodinâmicas. O Rio Pinheiros tem declividade praticamente nula, e o seu escoamento é determinado pela operação das estações elevatórias;
- 5) os sedimentos que produzem o assoreamento do Rio Tietê, devido à sua maior capacidade de transporte, situa-se na faixa das areias médias, ou seja, da parcela de 17% do total aportado. O restante é transportado para jusante como carga de lavagem.

Do que foi exposto, conclue-se que a forma mais eficaz de minimizar o assoreamento destes dois rios que fazem parte do sistema de macrodrenagem, e cuja manutenção tem papel fundamental no controle de inundações, é o tratamento da bacia urbana. Nakazawa e Helou (1993) fazem algumas recomendações a nível preventivo, como o de adequar as técnicas de urbanização e edificações às características geológico-geotécnicas dos terrenos de assentamento, não somente no que diz respeito à sua concepção, como também aos cuidados na fase de implantação. Aspectos importantes que devem ser observados na fase de implantação dizem respeito a um plano adequado dos movimentos de terra e principalmente à pronta implantação do sistema de microdrenagem e pavimentação das ruas para não dar oportunidade ao início de erosões localizadas de maior intensidade.

Como medidas corretivas, para o caso do Rio Pinheiros, não há outra alternativa que não o de fazer o tratamento da bacia de contribuição. Os resultados neste caso são relativamente lentos pois a redução de grande parte das contribuições depende do processo de consolidação da ocupação da bacia.

No que diz respeito ao assoreamento do Rio Tietê pode-se conseguir resultados importantes com a implantação de caixas de retenção de areia, uma vez que este é o principal material de assoreamento. Desde que estas caixas estejam localizadas mais próximas às cabeceiras, ou seja dos pontos de erosão, e não recebam uma carga de poluição importante, podem eventualmente, a partir de um simples tratamento de lavagem, ser utilizadas com fins comerciais, reduzindo os custos operacionais. Este tipo de solução pode ser integrada às obras de amortecimento de picos de enchente, já discutidas no capítulo referente à macrodrenagem.

7.3. ESTABILIDADE DE CANAIS NATURAIS

7.3.1. EQUAÇÕES DA TEORIA DO REGIME

Conforme já foi mencionado, a **Teoria do Regime** nasceu do estudo de canais de irrigação estáveis, construídos em território indiano em meados do século passado. A primeira contribuição que se tem notícia é a de Kennedy (1895), produto de observações das vazões dominantes (de seção plena) e respectiva geometria, resultando na seguinte equação:

$$V = 1,29 \cdot m \cdot h_m^{0,64} \dots\dots\dots (7.2)$$

onde:

- V velocidade média na seção;
- h_m profundidade média;
- m fator que dependa da natureza do material de fundo, tendo um valor normal para as areias médias igual a unidade e assumindo valores de 1,1 a 1,2 para as areias grossas e 0,8 a 0,9 para as areias finas.

Outras equações se sucederam, mas das que tiveram maior difusão foram as propostas por Lacey (1958) em sua versão final. Estas equações são recomendadas, assim como outras pertencentes à Teoria do Regime, para rios com taxas baixas de transporte de sedimentos, inferior a valores da ordem de 500 ppm para a vazão modeladora. O conjunto das equações de Lacey, escritas no Sistema Internacional é o seguinte:

$$f = 55,7 \cdot d^{0,5} \dots\dots\dots (7.3)$$

$$V = 0,439 \cdot Q^{1/6} \cdot f^{1/3} \dots\dots\dots (7.4)$$

$$B = 4,84 \cdot Q^{1/2} \dots\dots\dots (7.5)$$

$$A = 2,27 \cdot Q^{5/6} \cdot f^{-1/3} \dots\dots\dots (7.6)$$

$$R_h = 0,472 \cdot Q^{1/3} \cdot f^{-1/3} \dots\dots\dots (7.7)$$

$$i = 0,000302 \cdot Q^{-1/6} \cdot f^{5/3} \dots\dots\dots (7.8)$$

onde:

- f fator de sedimentação de Lacey;
- d diâmetro do material do leito (em metro);
- Q vazão modeladora;
- B largura superficial, também tomado como o perímetro molhado;
- A área da seção de escoamento plena;
- R_h raio hidráulico;
- i declividade da linha de energia.

As equações de Lacey admitem a simplificação de que a seção tenha uma largura da ordem de 20 vezes o valor da profundidade e que possa ser considerada retangular. Para as análises que serão feitas neste trabalho é bastante razoável fazer estas considerações, sem que se altere o conteúdo das conclusões.

Existem outras contribuições posteriores que resultam de algumas modificações do método de Lacey, mas que não levam a resultados significativamente diferentes. Dentre estes existem os estudos elaborados por Bray (apud Hey et alli - 1982), de cerca de 70 rios situados em Alberta, Canadá,

apresentando as características em termos da vazão bi-anual e a dimensão dos sedimentos. Os resultados se assemelham aos de Lacey. Para efeito de confrontação com este método, será analisado um segundo conjunto de equações propostas por Blench (1957 - apud Garde-Raju 1985) e outro de Simons e Albertson (1963 - apud Garde-Raju 1985), dentro desta mesma escola:

Blench (1957):

$$V = 7,75 \cdot d^{0,25} \cdot h_m^{0,50} \dots\dots\dots (7.9)$$

$$B = 17,33 \cdot d^{0,25} \cdot Q^{0,50} \dots\dots\dots (7.10)$$

$$A = 0,66 \cdot d^{-0,083} \cdot Q^{0,83} \dots\dots\dots (7.11)$$

$$R_h = 0,0381 \cdot d^{-0,333} \cdot Q^{0,333} \dots\dots\dots (7.12)$$

$$i = 0,077 \cdot d^{0,417} \cdot Q^{-0,167} \dots\dots\dots (7.13)$$

Simons-Albertson (1963):

$$V = 10,8 \cdot R_h \cdot i^{1/3} \dots\dots\dots (7.14)$$

$$B = 4,74 \cdot Q^{0,512} \dots\dots\dots (7.15)$$

$$A = 2,25 \cdot Q^{0,873} \dots\dots\dots (7.16)$$

$$R_h = 0,475 \cdot Q^{0,361} \dots\dots\dots (7.17)$$

$$i = 0,00117 \cdot V^{1,63} \cdot R_h^{-1} \cdot B^{-0,37} \dots\dots\dots (7.18)$$

Admite-se em ambos os casos as mesmas hipóteses mencionadas no método de Lacey, ou seja, o canal é retangular e bastante largo, para que o raio hidráulico confunda-se com a profundidade e a largura seja praticamente igual ao perímetro molhado.

7.3.2. EQUAÇÕES BASEADAS NO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

As equações da **Teoria do Regime** admitem uma taxa de transporte sólido algo inferior a 500 ppm. Quando o transporte sólido é mais significativo é conveniente considerar-se as equações de resistência a fundo móvel e de transporte sólido. Infelizmente existem poucas equações disponíveis para a determinação da terceira variável que é a largura e, ainda assim, são de natureza puramente empírica, com pouca comprovação de resultados.

Neste item foram escolhidas algumas equações, que pela estrutura de formulação são mais convenientes para as análises que se pretende desenvolver. Portanto, foram escolhidas as equações de Engelund-Hansen (1966), Brownlie (1981), e um dos métodos adotados pelo Instituto de Engenharia do México (apud Subsecretaria de Infraestructura Hidráulica - SIH-1981). Este último utiliza-se das equações de Manning, para a resistência ao escoamento líquido, de Meyer-Peter e Müller, para o transporte sólido e a de Gluskov para a definição da largura. A equação de Gluskov foi integrada também às equações de Brownlie.

Engelund-Hansen(1966):

$$V = 10,97 \cdot R_h^{5/4} \cdot i^{9/8} \cdot d^{-3/4} \dots\dots\dots (7.19)$$

$$B = 0,786 \cdot Q^{0,525} \cdot d^{-0,316} \dots\dots\dots (7.20)$$

$$Q_s = 0,10 \cdot P \cdot f_d^{-1} \cdot [(g' s/g) \cdot d^3]^{0,5} \cdot \{R_h \cdot i / [(g' s/g) \cdot d]\}^{2,5} \dots\dots\dots (7.21)$$

onde:

- f_d fator de resistência ao escoamento de Darcy-Weissbach;
- $g' s/g$ peso específico submerso do sedimento ($\cong 1,65$);
- Q_s vazão sólida total.

Destas chega-se às seguintes simplificações:

$$A = 0,0849 \cdot Q^{0,842} \cdot d^{-0,106} \cdot (Q_s/Q)^{-0,286} \dots\dots\dots (7.22)$$

$$R_h = 0,108 \cdot Q^{0,317} \cdot d^{0,210} \cdot (Q_s/Q)^{-0,286} \dots\dots\dots (7.23)$$

$$i = 12,8 \cdot Q^{-0,212} \cdot d^{0,527} \cdot (Q_s/Q)^{0,571} \dots\dots\dots (7.24)$$

Brownlie (1981):

$$(Q_s/Q) = 0,0090 \left\{ (V - V_{cr}) / [(g's/g) \cdot g \cdot d]^{0,5} \right\}^{1,98} \cdot i^{0,66} \cdot (R_h/d)^{-0,33} \dots\dots\dots (7.25)$$

$$V \cdot R_h / (g \cdot d^3)^{0,5} = 4,57 \cdot (R_h/d)^{1,529} \cdot i^{0,389} \dots\dots\dots (7.26)$$

onde:

g valor da aceleração da gravidade.

Estas equações podem ser simplificadas, tendo-se em consideração que de um modo geral $V \gg V_{cr}$. Juntamente com a equação de Gluskov (apud SIH - 1981) tem-se o seguinte conjunto de equações:

$$B = 13,9 \cdot h^{1,43} \quad \text{(Gluskov)} \dots\dots\dots (7.27)$$

$$A = 0,0788 \cdot Q^{0,880} \cdot d^{-0,146} \cdot (Q_s/Q)^{-0,238} \dots\dots\dots (7.28)$$

$$R_h = 0,119 \cdot Q^{0,362} \cdot d^{-0,060} \cdot (Q_s/Q)^{-0,098} \dots\dots\dots (7.29)$$

$$i = 13,8 \cdot Q^{-0,180} \cdot d^{0,531} \cdot (Q_s/Q)^{0,749} \dots\dots\dots (7.30)$$

Instituto de Engenharia do México (I.E.M.): Um dos métodos recomendados por esta instituição, para qualquer situação de transporte sólido, utiliza as equações de Manning, de Meyer-Peter e Müller e de Gluskov, conforme já foi explicado. Portanto, tem-se:

$$V = R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} / n \dots\dots\dots (7.31)$$

$$Q_s = 8 \cdot P \cdot [(g's/g) \cdot d^3]^{0,5} \cdot \left\{ (n'/n) \cdot R_h \cdot i / [(g's/g) \cdot d] \right\}^{1,5} \dots\dots\dots (7.32)$$

A equação de Meyer-Peter e Müller já encontra-se na forma simplificada, a exemplo do que foi feito com a equação de Brownlie, uma vez que para as condições normais de transporte sólido a tensão de cisalhamento é bastante superior à condição crítica de início de movimento. Também nesta equação, n' é o fator de atrito do sedimento determinado por:

$$n' = d^{1/6} / 26 \dots\dots\dots (7.33)$$

Rearranjando estas equações chega-se a:

$$B = 13,9 \cdot h^{1,43} \dots\dots\dots (7.34)$$

$$A = 2,05 \cdot n^{0,765} \cdot Q^{0,765} \cdot d^{0,064} \cdot (Q_s/Q)^{-0,391} \dots\dots\dots (7.35)$$

$$R_h = 0,455 \cdot n^{0,315} \cdot Q^{0,315} \cdot d^{0,026} \cdot (Q_s/Q)^{-0,161} \dots\dots\dots (7.36)$$

$$i = 0,57 \cdot n^{0,051} \cdot Q^{0,051} \cdot d^{-0,162} \cdot (Q_s/Q)^{0,975} \dots\dots\dots (7.37)$$

7.4. SEÇÕES ESTÁVEIS E FATORES QUE AFETAM O SEU EQUILÍBRIO

7.4.1. SEÇÕES MORFOLOGICAMENTE ESTÁVEIS

Existem inúmeras outras equações baseadas na Teoria do Regime ou em equações da capacidade de transporte sólido. Foram selecionadas somente as seis precedentes apenas com a finalidade de proceder a uma análise das grandezas características envolvidas. Convém também ressaltar que as equações da Teoria do Regime foram desenvolvidas para canais com transporte sólido discreto, ao contrário das equações de transporte sólido. Para poder confrontar estas duas famílias de equações deve-se considerar que sejam atendidas as condições da faixa comum de aplicação de todas as equações, ou seja, a concentração limite para as equações da Teoria do Regime, da ordem de 500 ppm.

A título de exercício, portanto, pode-se fazer as comparações destas equações em termos das variações das declividades, profundidades (ou raios hidráulicos), larguras e velocidades médias para as condições de equilíbrio, tomando como variável a vazão modeladora, conforme se apresentam nos gráficos das figuras 7.3 a 7.6. Foi considerado, para efeito de comparação que se trata de leito aluvionar com areia média e no método preconizado pelo I.E.M., considerou-se o coeficiente de Manning constante igual a 0,03. Estes gráficos dão condições, numa primeira aproximação, de verificar se uma determinada seção está dentro de uma faixa que se possa considerar de equilíbrio, ou em caso contrário, qual a variação que se pode esperar. Em outras palavras, caso as grandezas envolvidas estejam fora da faixa apresentada por estas curvas, haverá uma tendência de alterações para que a morfologia recupere o estado de equilíbrio. Evidentemente, nas aplicações de problemas reais é necessário fazer uma

verificação da adequabilidade destas equações, ou da necessidade de utilização de outras, face às características específicas de cada caso.

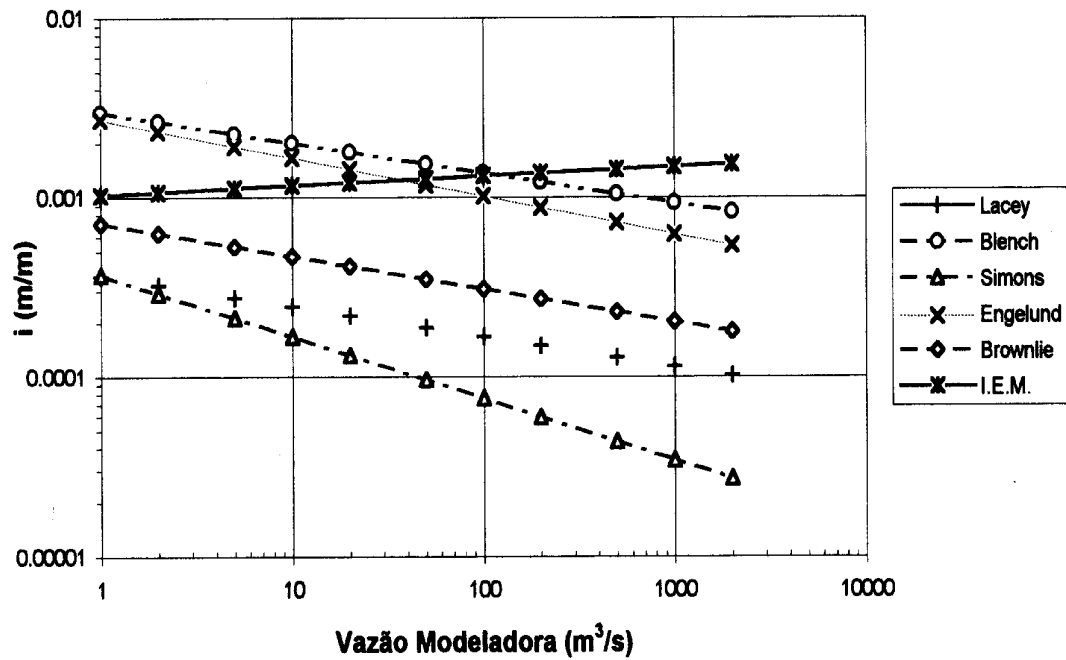


Figura 7.4 - Variação de declividades

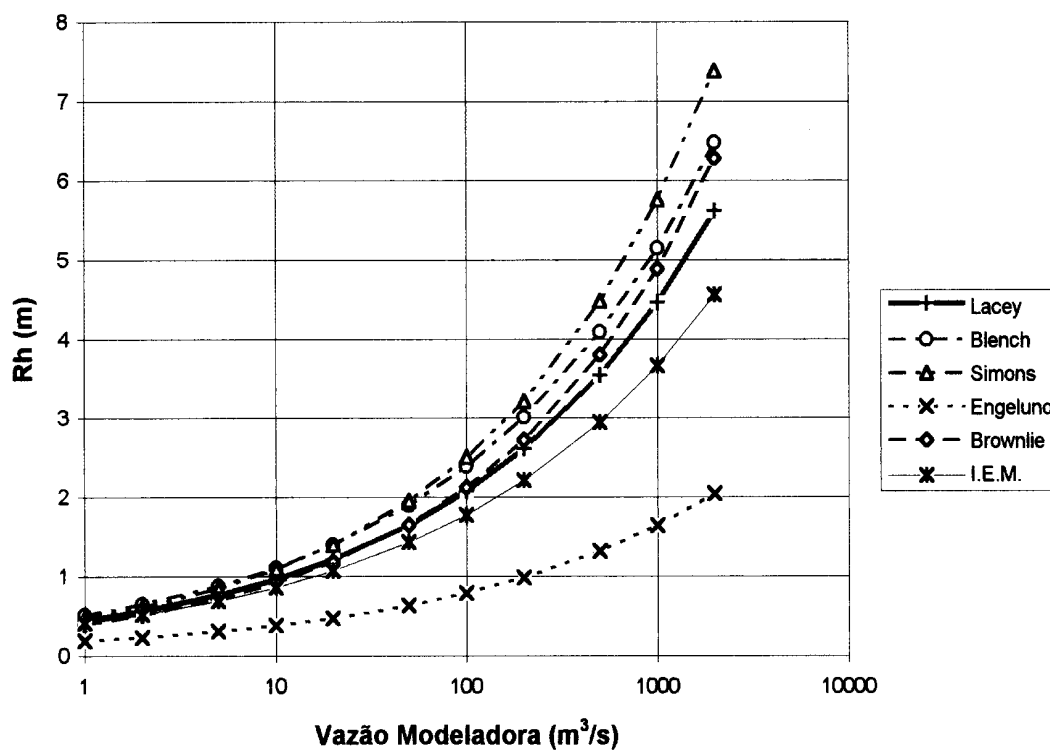


Figura 7.5 - Variação do raio hidráulico

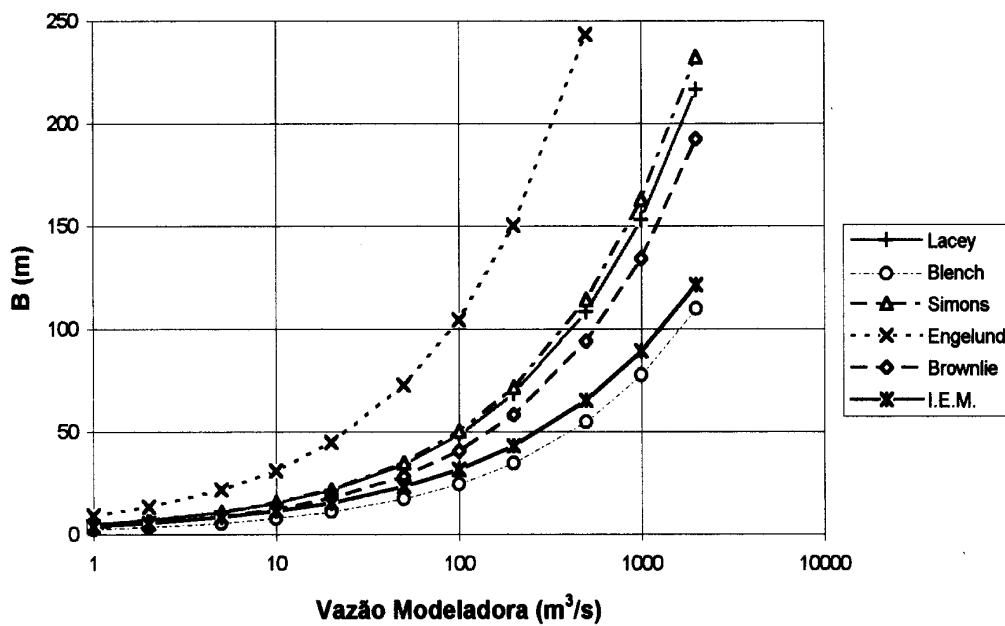


Figura 7.6 - Variação da largura

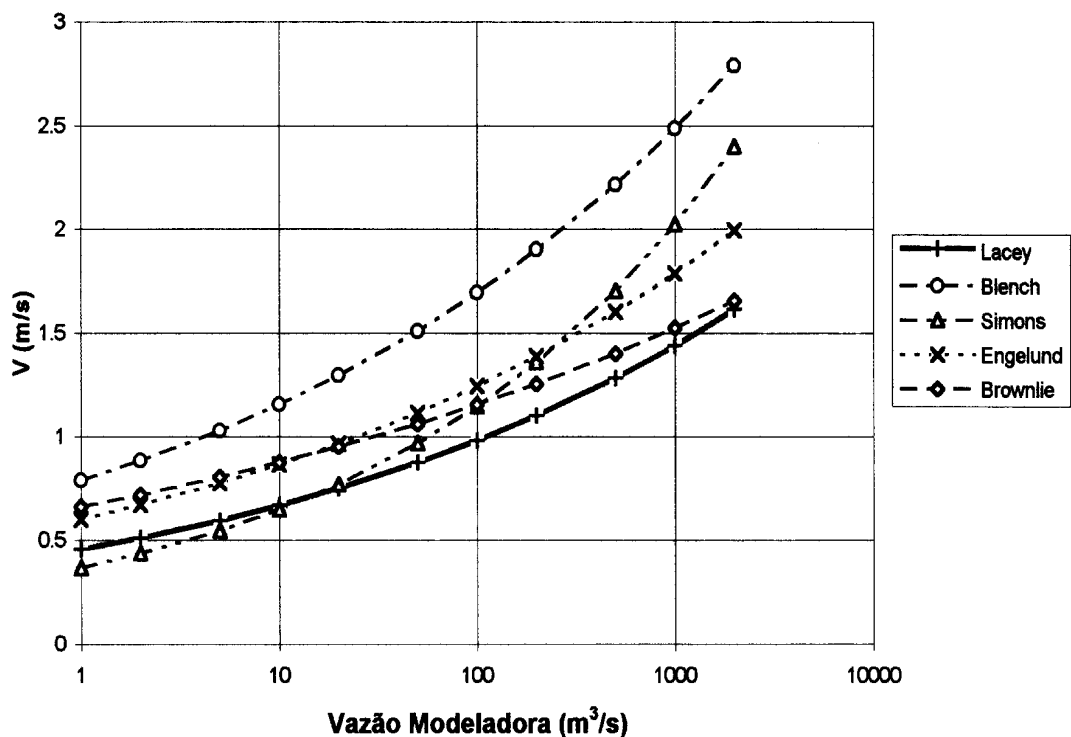


Figura 7.7 - Variação da velocidade

7.4.2. PRINCIPAIS INTERVENÇÕES QUE PODEM AFETAR O EQUILÍBRIO FLUVIAL

As ações antrópicas que afetam o equilíbrio de um rio, podem ser resultado de uma intervenção direta, pontual ou ao longo de um trecho mais extenso, ou por intervenções indiretas, fruto de alterações na bacia. A seguir serão apresentadas as principais possibilidades de ações de instabilização, com correspondentes exemplos de formas de intervenções. Eventuais exemplos não citados poderão ser explicados por algumas das possibilidades apresentadas.

Um tipo de ação muito comum é a que altera a declividade natural de um rio, quer pela retificação do traçado ou pela construção de soleira ou barragens. A primeira aumentando a declividade e a segunda diminuindo-a. Ao alterar-se esta grandeza independente (a declividade), as demais responderão com intensidade correspondente ao estabelecido pelas equações que regem o equilíbrio, conforme será visto mais adiante. Neste caso a razão entre as declividades original (2) e modificada (1) será representada da forma:

$$i_1/i_2 = | i \dots\dots\dots (7.38)$$

em que $|i|$ será inferior à unidade nos casos de aumento de declividade e superior à unidade no caso contrário.

Os diques longitudinais ou a constrição de seções, em passagens de ponte por exemplo, bem como as bifurcações em canais de alívio, ou alargamento de seções para comportar vazões de enchente, introduzem uma alteração da vazão específica modeladora, aumentando-a nos primeiros casos ou reduzindo-a nos últimos. A representação da razão entre as vazões específicas, a exemplo da anterior, será feita da forma:

$$q_1/q_2 = |q| \dots\dots\dots (7.39)$$

Neste caso $|q|$ será inferior à unidade nos casos de constrição de seção e superior à unidade no caso contrário.

As atividades de extração de areia tem o mesmo efeito do que ocorre a jusante de barragens. A retirada ou retenção de areia produz um déficit no transporte sólido natural do rio. Já as ações ocorrentes na bacia quer de desmatamentos, aproveitamentos agrícolas mal conduzidos, movimentos de terra de obras públicas ou de extração mineral, ocupação urbana desordenada, entre outras que poderiam ser citadas, produzem um efeito contrário, dando um acréscimo do aporte sólido em relação do que seria o natural e para o qual o rio está modelado. Como nos casos anteriores, representa-se esta redução, ou acréscimo, do transporte sólido através de:

$$q_{s1}/q_{s2} = |q_s| \dots\dots\dots (7.40)$$

Novamente aqui, $|q_s|$ será inferior à unidade nos casos de redução do transporte sólido e superior à unidade no caso acréscimo de contribuição.

7.4.3. ESTUDO QUALITATIVO DO GRAU DE INSTABILIDADE DE SEÇÕES

Para uma avaliação bastante simplificada das respostas, pode-se fazer uso das equações de transporte sólido, como por exemplo os tres últimos conjuntos de equações apresentadas anteriormente (Engelund-Hansen, Brownlie e do I.E.M.). As equações da Teoria do Regime, embora sejam úteis na avaliação da geometria de equilíbrio, são muito pobres para este tipo de estimativa.

Partindo destas considerações, preparou-se, a título de exemplo, a análise do primeiro caso típico apresentado no ítem anterior. As variáveis independentes do problema são a declividade da linha de

energia (i), a vazão líquida (Q) e a vazão sólida (Q_s - em termos de suprimento e não de capacidade de transporte). Para este caso específico a única mudança que se tem é na declividade. Como hipótese simplificadora admitiu-se invariáveis a granulometria e a largura do canal, em todos os casos analisados, ou seja:

$$| d = | B = 1 \dots\dots\dots (7.41)$$

O fato de admitir a granulometria constante não afeta o resultado das conclusões, pois nos processos de transformações morfológicas de um rio a variação granulométrica não é tão sensível, a menos que haja um significativo processo de encouraçamento do leito. Na hipótese assumida de que largura deva ser constante, admite-se implicitamente que as margens são formadas por materiais consideravelmente mais resistentes que o leito, e portanto estáveis. Por outro lado, a inclusão destas variáveis nas análises implicariam num nível de detalhamento e representação matemática muito elaborados, fugindo aos propósitos deste texto.

As escalas de variação que são apresentadas a seguir, estão acompanhados de gráficos de variação, nas figuras 7.7 a 7.9. Para oferecer uma melhor visualização gráfica representou-se somente as variações de escala $| > 1$, o que representa uma redução da grandeza analisada. Para o caso contrário, basta apenas fazer a inversão do valor encontrado.

Admitindo que a variação da declividade seja representada por um fator $|_i = |$, então resultam os seguintes fatores de conversão segundo cada equação considerada:

Equações de Engelund-Hansen:

$$| Q_s = | C = |^{1,75} \dots\dots\dots (7.42)$$

$$| R_h = |^{-0,500} \dots\dots\dots (7.43)$$

$$| V = |^{-0,500} \dots\dots\dots (7.44)$$

onde:

$| Q_s$ escala de variação da Capacidade de transporte sólido (não do suprimento da bacia);

$| C$ escala de variação da correspondente concentração;

| R_h escala de variação do raio hidráulico;

| V escala de variação da velocidade média na seção.

Equações de Brownlie:

$$| Q_s = | C = |^{1,34} \dots\dots\dots (7.45)$$

$$| R_h = |^{-0,131} \dots\dots\dots (7.46)$$

$$| V = |^{0,131} \dots\dots\dots (7.47)$$

Equações do Instituto de Engenharia do México:

$$| Q_s = | C = |^{0,90} \dots\dots\dots (7.48)$$

$$| R_h = |^{-0,206} \dots\dots\dots (7.49)$$

$$| V = |^{0,206} \dots\dots\dots (7.50)$$

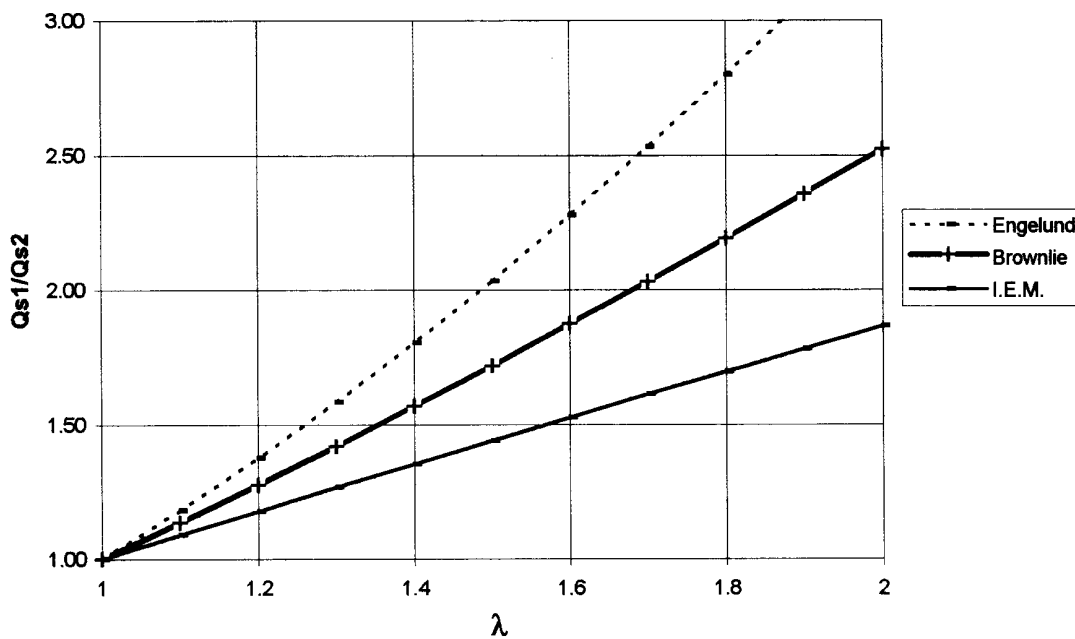


Figura 7.8 - Variação da vazão sólida

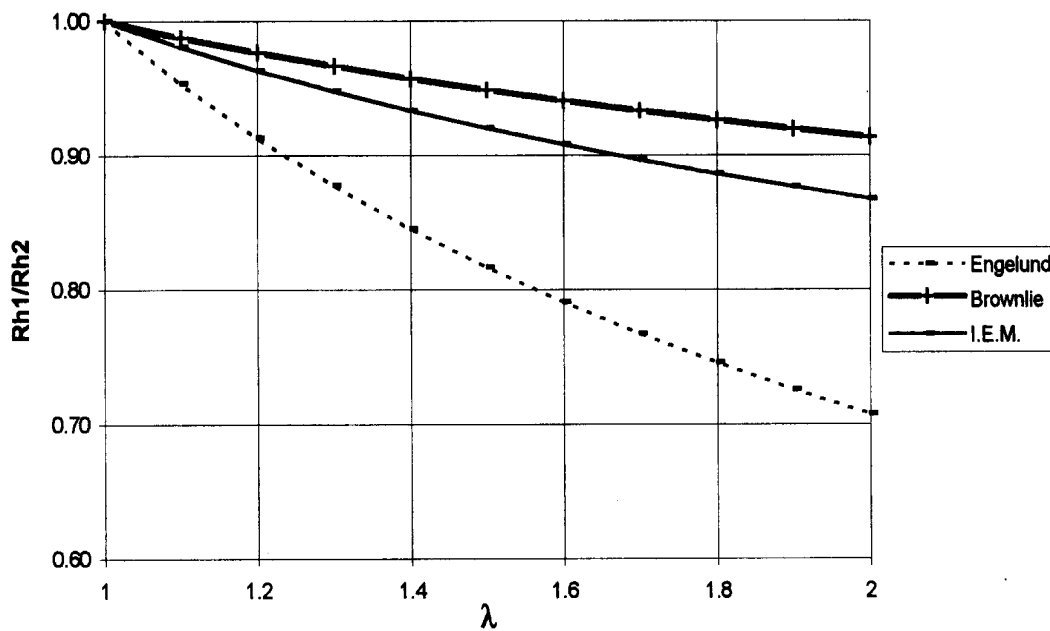


Figura 7.9 - Variação do raio hidráulico

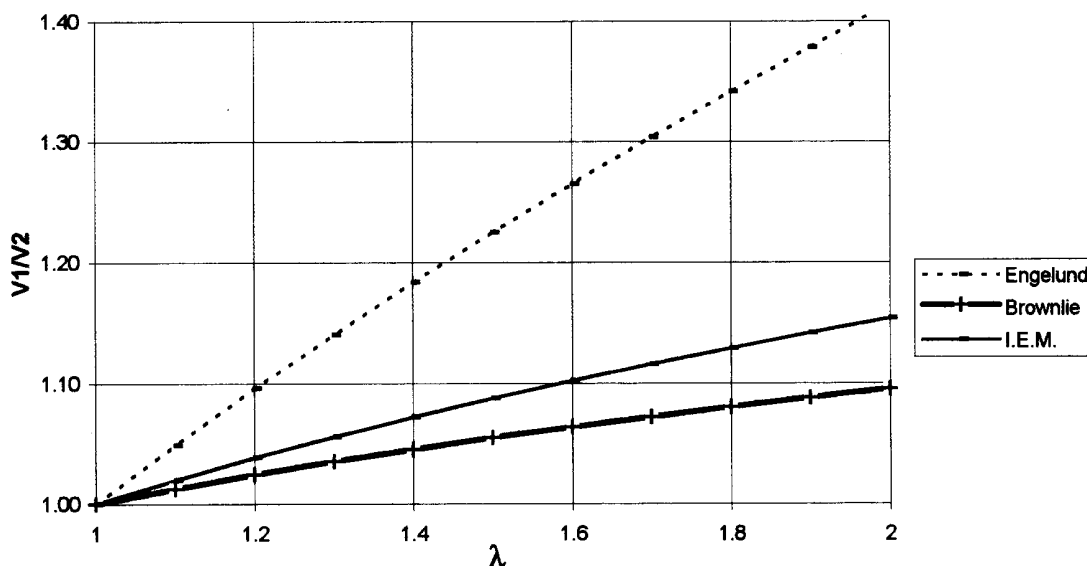


Figura 7.10 - Variação da velocidade

7.4.4. EFEITOS SECUNDÁRIOS E COMPENSAÇÕES NATURAIS

Além destes casos típicos gerais existem efeitos secundários, que podem ser tratados especificamente, se o caso assim o requerer. Como exemplos podem-se citar as captações importantes em pequenos rios, ou o seu caso contrário, que seriam as transposições de bacias. Em ambas situações o regime de escoamento do rio pode ser afetado, dependendo das magnitudes das vazões desviadas.

Também há situações de alteração da ocupação da bacia que podem ter o seu comportamento modificado com o passar do tempo e, nestes casos, deve-se fazer uma avaliação de cenário futuro. Como exemplo, pode-se citar a consolidação de áreas urbanas. Na sua fase inicial, de uma maneira geral, há um acréscimo significativo do aporte sólido, proveniente da erosão do solo exposto dos movimentos de terra, juntamente com um acréscimo da vazão modeladora. Nos estágios mais avançados de ocupação há uma tendência ainda de acréscimo da vazão modeladora, devido ao aumento das áreas impermeabilizadas, porém com um decréscimo do aporte sólido, devido à consolidação das urbanizações. Efeito semelhante pode ocorrer nas áreas rurais em processo de recuperação.

Um outro aspecto que não foi considerado, devido à complexidade de tratamento e, portanto, à necessidade de um número maior de informações dizem respeito ao efeito de encouraçamento de leito, ou seja, a segregação de sedimentos formando uma carapaça de material mais grosseiro na superfície

do leito. Este fenômeno acarreta uma redução dos níveis de erosão. No seu caso oposto, a tendência ao anastomoseamento de rios com processo intenso de sedimentação, produz o alargamento de seção e redução das profundidades. Particularmente no caso do encouraçamento, as previsões de erosão desconsiderando este efeito acabam por dar resultados conservativos.

7.5. DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS E TUBOS NÃO ASSOREÁVEIS

7.5.1. CONDIÇÃO DE INÍCIO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Um critério prático e de uso bastante disseminado para o dimensionamento de canalizações auto-limpantes, consiste na utilização da velocidade crítica para o transporte de sedimentos. Existem alguns métodos, como o de Hjulström (apud ASCE-Vanoni-1977), que relaciona a velocidade crítica com o diâmetro característico do sedimento, cujos valores médios de ajuste da curva original podem ser expressos de forma aproximada pelas seguintes equações:

$$V_c = 0,0473 \cdot d^{-0,565} \quad \text{para } 0,001 < d < 0,1 \dots\dots\dots (7.51)$$

$$V_c = 0,197 \quad \text{para } 0,1 < d < 1,0 \dots\dots\dots (7.52)$$

$$V_c = 0,265 \cdot d^{0,591} \quad \text{para } 1,0 < d < 80 \dots\dots\dots (7.53)$$

onde:

- d diâmetro (mm);
- V_c velocidade crítica (m/s).

O efeito de coesão, embora seja função específica das propriedades geológicas de cada tipo de sedimento (além de outros fatores), pode ser visto a partir da Equação 7.51 para sedimentos finos, em que a velocidade crítica aumenta com a redução do diâmetro. A Equação 7.53 para sedimentos mais grosseiros assemelha-se muito a equação apresentada por Novak e Nalluri (1984), para fundos móveis:

$$V_c = 0,20 \cdot (S - 1)^{0,50} \cdot d^{0,38} \dots\dots\dots (7.54)$$

ou, considerando o peso específico do sedimento relativo ao da água S igual a 2,65, resulta a seguinte expressão:

$$V_c = 0,257 \cdot d^{0,38} \dots\dots\dots (7.55)$$

Portanto, a partir deste critério, se a canalização for dimensionada para velocidade média superior à correspondente condição crítica, então haverá uma tendência à erosão do leito e isto faz com que o canal seja auto-dragável.

Apesar de prático, este critério para ser fisicamente consistente deve estar associado à profundidade de escoamento. A curva de Hjulström, por exemplo, foi elaborada a partir de dados experimentais de escoamentos com profundidades de até 1,0 m, porém não está explicitamente referida à profundidade correspondente. Assim sendo, é mais correta a utilização de critérios que considerem a tensão crítica de início de movimento. Neste caso, destaca-se um método de uso bastante consagrado que é o critério de Shields. Admitindo-se que o peso específico do sedimento seja de $2\,650 \text{ kgf/m}^3$, resultam as seguintes equações:

$$t_c = 0,0157 \quad \text{para } d \leq 0,16 \dots\dots\dots (7.56)$$

$$t_c = 0,0292 \cdot d^{0,36} \quad \text{para } 0,16 < d \leq 0,40 \dots\dots\dots (7.57)$$

$$t_c = 0,0478 \cdot d^{0,90} \quad \text{para } 0,40 < d \leq 0,80 \dots\dots\dots (7.58)$$

$$t_c = 0,0547 \cdot d^{1,29} \quad \text{para } 0,80 < d \leq 6,0 \dots\dots\dots (7.59)$$

$$t_c = 0,0908 \cdot d \quad \text{para } 6,0 < d \dots\dots\dots (7.60)$$

O diâmetro d é expresso em mm e a tensão crítica de início de movimento t_c está em kgf/m^2 . Por razões práticas, os limites de validade destas equações foram aproximados, resultando com isto alguma imprecisão nos extremos, porém perfeitamente negligenciável.

Aqui novamente, se a canalização for dimensionada tendo uma tensão de cisalhamento superior à correspondente condição crítica haverá uma tendência à erosão do leito. Como no critério anterior isto faz com que o canal seja auto-dragável.

7.5.2. ESTUDO DA CONDIÇÃO CRÍTICA EM FUNDO FIXO

As equações vistas anteriormente foram desenvolvidas para canais de fundo móvel. No caso tubos de drenagem e galerias em fundo fixo há um comportamento diferente, quer pelas condições hidráulicas de

escoamento serem substancialmente distintas, como pelo próprio grau de vinculação dos sedimentos neste tipo de piso.

Estudos realizados por Novak e Nalluri (1984), demonstram que as condições de início de movimento são significativamente inferiores às encontradas para fundo móvel, como as apresentadas nas equações 7.51 e 7.54. Seus experimentos foram efetuados em tubos lisos de PVC, perspex circulares e canal de vidro retangular. Os sedimentos ensaiados eram constituídos por areias e seixos naturais, com granulometria variando entre 0,6 mm e 50 mm, e materiais sintéticos com dimensões dentro desta mesma ordem de grandeza.

Como resultado final chegaram à seguinte equação em termos da velocidade crítica:

$$V_c = 0,48 \cdot (S - 1)^{0,50} \cdot d^{0,16} \quad \text{para canais circulares (7.61)}$$

$$V_c = 0,89 \cdot (S - 1)^{0,50} \cdot d^{0,24} \quad \text{para canais retangulares (7.62)}$$

Considerando o caso de sedimentos naturais em que a densidade S é igual a 2,65, resultam:

$$V_c = 0,617 \cdot d^{0,16} \quad \text{para canais circulares (7.63)}$$

$$V_c = 1,143 \cdot d^{0,24} \quad \text{para canais retangulares (7.64)}$$

o diâmetro d em todas as equações está em m.

Em termos da tensão de cisalhamento foi proposta uma equação geral do tipo:

$$t_c = K \cdot (S - 1) \cdot d^{0,40} \quad \text{..... (7.65)}$$

onde:

K constante de ajuste, determinada para canais circulares e retangulares.

Adimtindo-se o valor de S igual a 2,65, tem-se as seguintes equações:

$$t_c = 0,277 \cdot d^{0,40} \quad (\text{Kgf/m}^2) \quad \text{para canais circulares (7.66)}$$

$$t_c = 0,347 \cdot d^{0,40} \quad (\text{Kgf/m}^2) \quad \text{para canais retangulares} \dots\dots\dots (7.67)$$

7.5.3. PRESENÇA DE MATERIAIS COESIVOS

Conforme já foi visto, a presença de material coesivo aumenta significativamente a velocidade ou a tensão de cisalhamento críticas para o início de transporte sólido. Experimentos realizados por Nalluri et alli (1989), apresentam alguns resultados interessantes a respeito. Estes experimentos foram realizados com "Iaponita", um material sintético constituído por SiO₂ (59,5% em peso), MgO (27,3%), LiO (0,8%), Na₂O (3,8%) e H₂O intersticial (8,1%), em condutos circulares de PVC de 150 mm e 300 mm. Esta argila, preparada em forma de gel, numa concentração de 24 g/l foi misturada em diferentes proporções à areia com diâmetro médio de 0,36 mm.

Nos experimentos os autores verificaram um acréscimo substancial da tensão crítica de início de movimento com o aumento da proporção do material argiloso, atingindo um ponto de máximo para voltar a decrescer novamente, como pode ser visto na Tabela 7.2 a seguir. Evidentemente, trata-se do estudo de um caso particular e sabe-se que o comportamento dos materiais coesivos depende de características próprias de cada argila. Porém há um mérito didático importante neste trabalho de apontar o quanto a composição do material coesivo pode afetar as características de início de transporte sólido, ressaltando o cuidado que se deve ter no dimensionamento de canalizações quanto a estes aspectos.

Tabela 7-2 - Efeito da presença de material coesivo na condição crítica de início de movimento.

Proporção de argila (%)	Densidade do depósito (kgf/m ³)	Tensão crítica t_c (kgf/m ²)
0	1618	0,0296
20	1907	0,184 a 0,257
25	1848	0,438 a 0,664
30	1814	0,628 a 0,689
35	1797	0,792 a 0,944
40	1781	1,076 a 1,101
60	1345	0,566 a 0,568

8. ASPECTOS GERAIS DA QUALIDADE DA ÁGUA

A poluição de corpos d'água associada aos processos de urbanização é bastante conhecida e, de maneira geral, as formas que mais despertam a atenção, e portanto são alvo de uma maior vigilância, são as decorrentes de lançamentos de esgotos domésticos não tratados e efluentes industriais. Mais recentemente, no entanto, vem crescendo a preocupação com relação às formas de poluição associadas ao escoamento superficial em áreas impermeáveis, áreas em fase de consolidação, depósitos de lixo ou de resíduos industriais, entre outros.

A poluição gerada pelo escoamento superficial é dita de origem difusa, uma vez que provém de atividades que depositam poluentes de forma esparsa sobre a área de contribuição da bacia hidrográfica. As principais características do que se entende por poluição difusa são que o lançamento é intermitente, relacionado à precipitação, e os poluentes provém de extensas áreas, sendo praticamente impossível localizar as origens exatas do mesmo. Por estas características, o controle da poluição deve incluir ações sobre as áreas geradoras. Devido também à grande variabilidade da carga poluidora, torna-se difícil o estabelecimento de padrões de qualidade.

Os problemas decorrentes da poluição difusa são de natureza qualitativa e quantitativa. Em termos qualitativos tem-se como exemplo o lançamento de substâncias tóxicas lançadas, diretamente ou produzidas pelo sinergismo de reações de vários elementos lançados, com resultados por vezes imprevisíveis. Em termos quantitativos tem-se como exemplo a erosão urbana, em que as altas taxas de transporte sólido geradas são responsáveis pelo aumento da turbidez, alterações morfológicas, assoreamento de lagos naturais e reservatórios, entre outros problemas que poderiam ser citados. Neste capítulo serão vistos estes dois enfoques, dando destaque ao fato de que as avaliações de problemas causados por cargas difusas, bem como a definição de medidas mitigadoras, apesar de toda a complexidade já citada, encontram melhores resultados quando o gerenciamento e o controle da poluição difusa são incorporados já na implantação de novos loteamentos ou distrito industrial. Portanto este é também um aspecto que deve fazer parte integrante do planejamento urbano.

8.1. PRINCIPAIS FONTES GERADORAS DE CARGA DIFUSA

A identificação das fontes geradoras do material carregado pelo escoamento superficial que constitui a chamada carga difusa é extremamente importante para que se possa avaliar corretamente seu potencial poluidor, os impactos gerados e também quais são as medidas de controle adequadas. As principais fontes geradoras de cargas difusas são: deposição atmosférica, desgaste da pavimentação, veículos, restos de vegetação, lixo e poeira, restos e dejetos de animais, derramamentos e erosão (USEPA, 1977).

Os poluentes do ar depositam-se sobre telhados, ruas e demais superfícies da área urbana, resultando na chamada *deposição seca* e depois transportados pelo escoamento superficial. Podem ainda ser trazidos pela própria chuva, no que se denomina de deposição úmida. Neste último caso gases e partículas presentes na atmosfera dissolvem-se ou são arrastadas pelas águas e trazidos ao solo. A noção de pureza da água da chuva é incorreta e, ao contrário, a chuva é um dos meios mais eficientes de remoção de poluentes atmosféricos, uma vez que apenas partículas com diâmetro superior a 10 µm sofrem deposição seca.

Os poluentes que estão presentes com maior frequência são enxofre, metais, pesticidas, compostos orgânicos, fungos, pólen, solo, nutrientes, asfalto, cinzas e compostos químicos como óxidos, nitritos e nitratos, cloretos, fluoretos e silicatos. (Novotny e Chesters, 1981). A indústria e os veículos são as principais fontes de poluição do ar. De uma maneira geral, a indústria é responsável pela emissão de material particulado e óxido de enxofre e os veículos pela emissão de óxidos de nitrogênio, monóxido de carbono e hidrocarbonetos voláteis. As quantidades podem ser bastante significativas, sendo que em grandes cidades os depósitos variam entre 7 t/km².mês e 30 t/km².mês.

Um dos problemas de maior relevância associado à poluição atmosférica vem a ser a *chuva ácida*, ou seja a redução do pH da água de chuva, que traz, como consequência, danos a ecossistemas aquáticos. No centro da cidade de Cubatão, por exemplo, já foram observados valores de pH variando entre 3,7 e 4,7, quando o valor mínimo esperado para a água pura com gás carbônico dissolvido ao nível de saturação é de 5.6.

O sistema viário representa um importante depósito de fornecimento de material poluente à malha hídrica. Resíduos de desgaste da pavimentação, resíduos deixados por veículos, restos de vegetação, dejetos de animais, lixo e partículas de solo acumulam-se junto às guias e sarjetas. Existem levantamentos indicando que cerca de 80% destes depósitos encontram-se a até 15 cm da guia e 95% a uma distância de 1 metro (Novotny e Chesters - 1981).

Os desgastes do pavimento podem ser intensificados em função de condições meteorológicas adversas (chuvas), derrames de combustíveis ou lubrificantes e do estado de conservação. A presença de lixo, vegetação e sedimentos, de maneira geral está associada à densidade de ocupação da área, do movimento de pedestres e veículos, do nível dos serviços de conservação e limpeza e principalmente, da educação da população. Já os veículos que circulam nas ruas contribuem com derrames de combustíveis, lubrificantes, partículas decorrentes do desgaste de pneus, freios, ferrugem, tintas, além de outros lançamentos. Embora representem uma contribuição relativamente modesta (da ordem de 5% em peso do total de poluentes), estes são os mais tóxicos e potencialmente prejudiciais à vida aquática, conforme pode-se ver na Tabela 8.1.

Tabela 8-1 - Poluentes derivados dos veículos automotores

Poluente	Fonte
Asbesto	embreagem, freio
Cobre	mancais, freio, equipamentos elétricos
Cromo	galvanizados, anéis, freio
Chumbo	óleo lubrificante, mancais
Níquel	freio
Zinco	óleo do motor, pneus
Fósforo	aditivos para o óleo lubrificante
Graxas e hidrocarbonetos	combustível, óleo lubrificante, fluidos
Borracha	pneus

Fonte: Novotny e Chesters, 1981

Os poluentes tóxicos presentes na poluição difusa podem ser divididos nos grupos: metais pesados, pesticidas organoclorados e bifenilas policloradas (PCB's) (Marsalek, 1986). Os metais pesados, como cádmio, cobre, cromo, chumbo, mercúrio, níquel, zinco e ainda arsênio, cobalto e selênio, são os que aparecem com maior frequência. As principais fontes são os veículos, conforme já foi mencionado anteriormente, mas estão também presentes nas tintas, materiais galvanizados, tubulações metálicas e outros. Os PCB's eram utilizados extensivamente em transformadores elétricos e no isolamento de condensadores. Apesar de banidos, ainda são encontrados resíduos no ambiente devido à sua alta persistência. Pesticidas organoclorados são utilizados no controle de insetos e pragas em parques e jardins. Aparecem usualmente em pequenas quantidades mas são tóxicos, persistentes e acumulam na cadeia alimentar. Outros tóxicos não mencionados estão também presentes, em menor frequência, e têm sua origem em processos industriais e em combustões.

Uma última forma de poluição difusa a ser enumerada é a decorrente da erosão dos solos urbanos. O excesso de sedimentos é, talvez, a mais visível forma de poluição gerada de forma difusa. Além de produzir alterações morfológicas, afetam de forma importante os ecossistemas aquáticos, decorrentes do aumento de turbidez e conseqüente diminuição da transparência da água. Outro fator de importância diz respeito à fração mais fina dos sedimentos, os siltes e as argilas que por processos de adsorção acabam sendo transportadores de outros poluentes como metais, amônia, fertilizantes, pesticidas, PCB's e outros tóxicos. Os aspectos quantitativos, que são de fundamental importância para a eficiência dos Sistemas de Drenagem, serão analisados separadamente mais adiante.

8.2. IMPACTOS SOBRE A QUALIDADE DA ÁGUA DO CORPO RECEPTOR

Efeitos típicos da urbanização incluem a modificação dos canais de macro-drenagem, alterações das margens e da vegetação ribeirinha, aumento das taxas de erosão e assoreamentos e variações nos hidrogramas com o aumento de volumes e picos de vazão. O escoamento superficial também traz consigo poluentes, conforme já foi mencionado. Todos estes efeitos, assim como outros não citados,

mas igualmente conhecidos, produzem impactos negativos diversos, de incidência a curto e longo prazo. Por esta razão já começam a surgir novos conceitos de drenagem que procuram compatibilizar as soluções com as condições naturais do meio ambiente, minimizando os seus impactos. Existe hoje, em algumas cidades, a visão de que a preservação da várzea natural, sem grandes alterações da morfologia dos cursos d'água e da vegetação ribeirinha, representa uma forma de controle de enchentes e também da qualidade da água, por ser mantida a capacidade assimilativa natural do ecossistema. Preservam-se assim o "habitat" natural das espécies e, ao mesmo tempo, a capacidade de amortecimento dos picos de cheias.

A magnitude do impacto causado pelo lançamento da drenagem urbana depende de fatores como o estado do corpo d'água antes do lançamento, sua capacidade assimilativa, e ainda da quantidade e distribuição das chuvas, uso do solo na bacia, tipo e quantidade de poluente arrastado. Os problemas então gerados podem ser agrupados em seis grandes categorias: alterações estéticas, depósitos de sedimentos, depleção da concentração de oxigênio dissolvido, contaminação por organismos patogênicos, eutrofização e danos devidos à presença de tóxicos.

a) Alterações estéticas

O aumento da concentração de sedimentos em suspensão, bem como o lançamento de outros resíduos, afetam a transparência da água, com o aumento da turbidez, alteram sua cor e a aparência geral do corpo d'água. O lançamento de poluentes pode produzir odores devidos à decomposição de matéria orgânica ou presença de hidrocarbonetos. Podem também, produzir espumas e camadas finas de óleo, trazer lixo flutuante, ou provocar outras alterações que tornem o corpo receptor pouco atraente, ou mesmo repugnante, dependendo da magnitude do impacto.

b) Depósitos de sedimentos

A excessiva carga de sedimentos ao corpo d'água receptor produz importantes alterações morfológicas, dentre as quais sua gradual colmatação e consequente redução da capacidade de descarga líquida. Afetam com isto os "habitats" aquáticos, principalmente o bentônico, diminuindo e alterando a população dos organismos que vivem junto ao leito. Um outro efeito importante diz respeito à facilidade de adsorção de poluentes pelos sedimentos mais finos (< 100 µm de diâmetro). Os vegetais que eventualmente venham a entrar em contato com estes sedimentos podem incorporar estes poluentes, fazendo com que estes adentrem na cadeia alimentar.

c) Depleção da concentração de oxigênio dissolvido

O problema clássico da poluição por matéria orgânica é o consumo do oxigênio dissolvido na água pelos organismos que processam sua decomposição. Como consequência direta, os baixos níveis de oxigênio resultantes prejudicam os peixes e outros organismos aquáticos sensíveis. Contribuem para isto a matéria orgânica e compostos sujeitos à oxidação presentes na água. Outra fonte de depleção de oxigênio é a ressuspensão de sedimentos no ponto do lançamento. A matéria orgânica

presente junto ao sedimento, bem como outros compostos, ao serem retirados das camadas anóxicas, são rapidamente expostos à biodegradação.

d) Contaminação por organismos patogênicos

A presença de matéria fecal nas águas de drenagem urbana ocorre devido a ligações clandestinas, vazamento de fossas sépticas ou dejetos de animais. A presença de coliformes fecais (indicador de contaminação com matéria fecal) no corpo receptor prejudicará o seu uso para recreação, abastecimento humano, pesca e irrigação. As contaminações deste tipo representam um impacto de curto prazo, visto que o decaimento da população dessas bactérias ocorre de forma relativamente rápida. Porém há a possibilidade de parte desta população ser adsorvida no sedimento, com uma redução da taxa de mortalidade junto ao lodo do fundo. Neste ambiente as bactérias encontram os nutrientes necessários para a garantia da sobrevivência.

e) Eutrofização

O afluxo de nutrientes como nitrogênio e fósforo ao corpo receptor das águas de drenagem urbana provoca a fertilização do ecossistema aquático, aumentando a população de algas e vegetais aquáticos superiores, num processo denominado eutrofização. Este processo manifesta-se pela diminuição dos teores de oxigênio dissolvido na água, condições anóxicas junto ao fundo do corpo d'água, episódios de mortandade de peixes e alterações estéticas, resultando em profundas alterações no balanço ecológico do corpo receptor. É um problema associado principalmente a lagos e estuários devido aos respectivos altos tempos de residência, sendo um impacto de longo prazo, tanto no que se refere ao tempo necessário para que comece a afetar o ecossistema, como no tempo necessário para sua correção. O fósforo é o nutriente predominante no escoamento urbano por estar presente nos detergentes, em aditivos para o óleo lubrificante, além dos fertilizantes para jardins.

f) Danos devido à presença de tóxicos

A presença de metais pesados, pesticidas e outros tóxicos no escoamento superficial urbano é prejudicial ao ecossistema aquático e prejudica o uso do corpo receptor para o abastecimento humano, irrigação e recreação. O impacto causado pela presença dos tóxicos pode ser avaliado pelos índices de mortalidade provocados após o lançamento; os efeitos de longo prazo são mais difíceis de serem avaliados e usualmente levam a danos fisiológicos que alteram o crescimento e as taxas de reprodução, tornando as populações mais susceptíveis a doenças e desgastes (Wanielista e Yousef, 1993). Vários poluentes tóxicos como PCB's, metais pesados e pesticidas sofrem a chamada bio-acumulação ou ampliação biológica, fenômeno que leva ao aumento da concentração da substância tóxica no tecido dos organismos nos níveis mais elevados da cadeia alimentar; a ingestão desses organismos pelo homem pode causar graves danos à saúde. Muitos tóxicos acumulam-se no sedimento, o que pode tornar a sua permanência no ecossistema bastante longa; a toxicidade depende de vários fatores como, por exemplo, a forma química na qual se encontra o

elemento tóxico. Por exemplo, o íon cobre é muito mais tóxico do que o cobre que se encontra preso a moléculas orgânicas. A toxicidade depende ainda de complexas interações dos tóxicos com outras características das águas superficiais como dureza, alcalinidade, pH e concentração de oxigênio dissolvido.

8.3. AVALIAÇÃO DAS CARGAS POLUIDORAS

A poluição por cargas difusas se origina no ciclo hidrológico, com o arraste dos poluentes pelas precipitações e posterior transporte pelo escoamento superficial e, por esta razão, é um fenômeno de natureza aleatória como o próprio evento hidrológico que lhe dá origem. As concentrações de poluentes variam ao longo do evento, da mesma maneira que as vazões, gerando, via de regra, uma curva de conformação semelhante ao hidrograma correspondente, como se vê na Figura 8.1

Devido ao citado caráter aleatório e a outros fatores físicos, é difícil calcular ou prever a distribuição temporal das concentrações de poluentes. Em grande parte dos estudos de poluição por cargas difusas o objetivo principal é a avaliação do impacto do lançamento da drenagem urbana sobre o corpo receptor, medido através das concentrações dos poluentes, em geral ao final do evento, uma vez que a resposta do ecossistema ao problema se dá de forma razoavelmente lenta. Isto implica em que raramente é necessário conhecer a distribuição temporal das concentrações ao longo do evento, bastando ter conhecimento da carga total de poluentes lançada no corpo receptor. No caso de ser necessário prever esta distribuição há que se fazer estudos detalhados com levantamento extensivo de dados durante períodos chuvosos específicos para a bacia em questão.

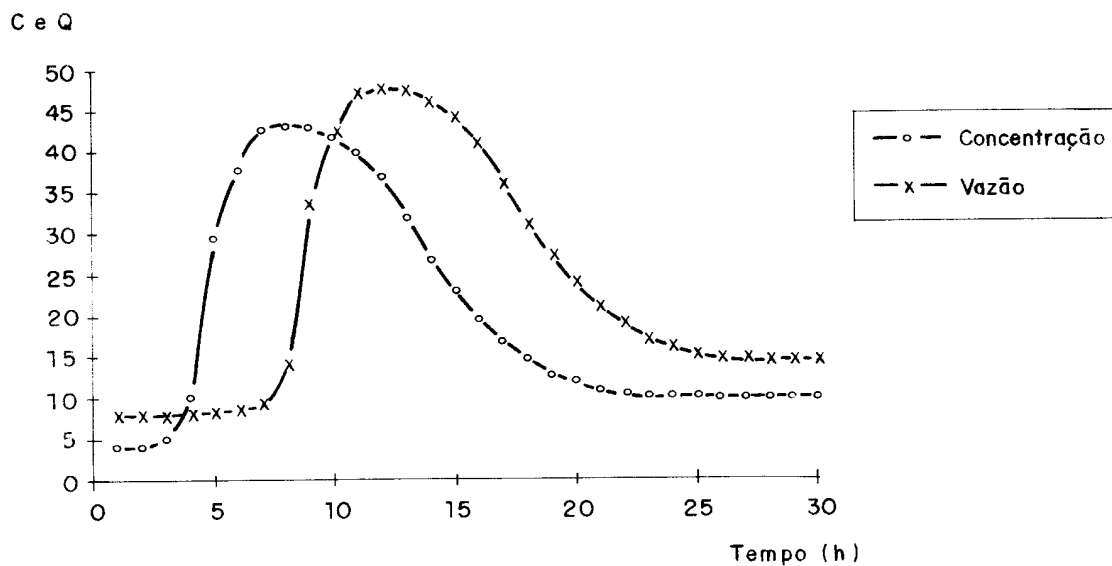


Figura 8.1 - Hidrograma e variação de concentração de poluentes

Um dos fenômenos discutidos quando se trata de prever a curva de distribuição de concentrações é a ocorrência da chamada **lavagem inicial ou carga de lavagem** (em inglês, “wash load”). A explicação mais comum é a de que se trata da remoção inicial do material acumulado no período entre chuvas. Isto faria com que o pico das concentrações anteceda ao pico das vazões. Estes resultados, no entanto, não são consistentes, havendo inúmeras observações que não registram tal ocorrência. A carga de lavagem é mais notada nas bacias de pequeno porte.

A verificação local da ocorrência da carga de lavagem torna-se importante nos casos em que se pretenda reter o escoamento superficial urbano em bacias de retenção para o controle da carga poluidora. Com tal ocorrência cerca de 80% da carga poluidora estará contida nos 20% iniciais do volume total líquido. Na ausência de dados é mais seguro admitir-se a não ocorrência e dimensionar o sistema de retenção para concentrações aproximadamente constantes ao longo de todo o evento.

As curvas de variação de concentração de poluentes no tempo exibem grandes diferenças entre eventos de precipitação e, portanto, o **fator de Concentração Média do Evento** tem sido preferido para indicar a carga poluidora total que será lançada no corpo receptor. A Concentração Média no Evento é dada por:

$$CME = L/R \dots\dots\dots (8.1)$$

onde:

CME concentração média no evento de um dado poluente, em mg/l;

L carga (massa total) do poluente no evento, em mg;

R volume total escoado no evento, em litros.

A carga total do poluente produzida durante um evento pode ser obtida através da coleta de diversas amostras ao longo do tempo de duração do escoamento, juntamente com o levantamento do hidrograma. Assim:

$$L = \sum Q_i \cdot C_i \dots\dots\dots (8.2)$$

$$R = \sum Q_i \dots\dots\dots (8.3)$$

onde:

Q_i ordenadas do hidrograma em l/s;

C_i concentrações correspondentes em mg/l.

O estabelecimento da Concentração Média do Evento, como parâmetro indicador do potencial poluidor de cada evento de precipitação traz algumas vantagens como (Novotny, 1992):

- 1) para um mesmo local, as CME's exibem distribuição log-normal; podem ser associadas probabilidades e frequências de ocorrência;
- 2) é um parâmetro conciso, representando um conjunto de dados muito variável;
- 3) a comparação entre diferentes eventos e locais é mais fácil de ser feita.

A Tabela 8.2 mostra um exemplo de valores de medianas e coeficientes de variação para 10 poluentes comumente encontrados no escoamento superficial (Urbonas e Stahre, 1993):

Tabela 8-2 - Valores Característicos da Concentração Média do Evento

Poluente	Coefficiente de variação	CME Mediana
Sólidos Totais, mg/l	1 a 2	100
DBO5,20 , mg/l	0,5 a 1	9
DQO, mg/l	0,5 a 1	65
Fósforo total, mg/l	0,5 a 1	0,33
Fósforo solúvel, mg/l	0,5 a 1	0,12
Nitrogênio Kjeldahl, mg/l	0,5 a 1	1,50
NO2+3 - N, mg/l	0,5 a 1	0,68
Cobre, µg/l	0,5 a 1	34
Chumbo, µg/l	0,5 a 1	144
Zinco, µg/l	0,5 a 1	160

Nestes levantamentos (NURP) não se detectaram diferenças estatisticamente significativas entre os valores da CME de áreas residenciais e comerciais, provavelmente porque as diferenças introduzidas devido à variabilidade dos diferentes eventos de precipitação superam as diferenças entre as cargas produzidas por diferentes usos do solo. Os valores obtidos para áreas residenciais, comerciais e mistas, é mostrado na Tabela 8.3. Este mesmo estudo verificou ainda não haver correlação entre os valores de Concentração Média do Evento e os volumes de escoamento superficial.

Tabela 8-3 - Valores CME de acordo com o uso do solo

Poluente	Residencial		Misto		Comercial	
	Mediana	CV	Mediana	CV	Mediana	CV
Sólidos em Suspensão, mg/l	101	0,96	67	1,10	69	0,85
DBO5,20 , mg/l	10	0,41	7,8	0,52	9,3	0,31
DQO, mg/l	73	0,55	65	0,58	57	0,39
Fósforo total, mg/l	0,383	0,69	0,263	0,75	0,201	0,67
Fósforo solúvel, mg/l	0,143	0,46	0,056	0,75	0,080	0,71
Nitrogênio Kjeldahl, mg/l	1,9	0,73	1,29	0,50	1,18	0,43
NO2+3 - N, mg/l	0,736	0,83	0,558	0,67	0,572	0,48
Cobre, µg/l	0,033	0,99	0,027	1,30	0,029	0,81
Chumbo, µg/l	0,144	0,75	0,114	1,40	0,104	0,68
Zinco, µg/l	0,135	0,84	0,154	0,78	0,226	1,10

Estes valores servem apenas como uma base preliminar durante fases de planejamento, porém vê-se claramente a necessidade da coleta local de dados para que seja possível um diagnóstico mais realista a respeito dos problemas de poluição e tomadas decisões sobre medidas de controle.

Para cálculos mais expeditos da CME, em locais sem dados, pode-se também utilizar os resultados apresentados na Tabela 8.4 (Wanielista e Yousef, 1993). Verifica-se, nestes valores, a influência do

volume de tráfego sobre a quantidade de poluentes gerados. Influenciam também estes valores o tipo de pavimento e o estado de conservação.

Tabela 8-4 - Valores médios de acumulação de poluentes nas ruas

Poluente	Cargas (kg/km de sarjeta. dia)	
	ruas	vias expressas
DBO5,20	0,85	0,9
DQO	5	10
Fosfato	0,06	0,08
Nitrato	0,015	0,015
Nitrogênio total	0,150	0,2
Cromo	0,015	0,067
Cobre	0,007	0,015
Ferro	1,36	7,62
Manganês	0,026	0,0134
Níquel	0,002	0,038
Chumbo	0,093	0,178
Zinco	0,023	0,070

A remoção de poluentes depende do volume total escoado ou da chuva excedente. Não tem sentido considerar uma determinada chuva de projeto porque, no caso de poluição por cargas difusas, o que interessa é o escoamento superficial produzido. Dependendo das condições de umidade antecedente, um mesmo total precipitado produzirá diferentes volumes de escoamento. Além disso, a variável de interesse é o volume total escoado. Assim, uma chuva excedente de 25 mm/h, durante uma hora, removerá a mesma quantidade de poluentes do que uma chuva excedente de 50 mm/h durante meia hora. Apresenta-se na Tabela 8.5 a duração e intensidade da chuva excedente suficientes para remover 90% do material particulado depositado sobre as superfícies impermeáveis. A quantidade de poluentes disponível para ser arrastada por essa chuva depende do tempo anterior de acumulação.

Tabela 8-5 - Duração e intensidade de chuva excedente

Duração (min)	Intensidade (mm/h)
300	2,5
90	8,4
60	12,7
30	25

A Tabela 8.6 lista os dados apresentados no trabalho de Sartor et al. (1974) sobre o acúmulo de poluição nas ruas:

Tabela 8-6 - Quantidade de poluentes na superfície das ruas

Poluente	Valor Característico (kg/m de guia)
Sólidos Totais	400
DBO5,20	3,8
DQO	27
Sólidos Voláteis	28
Fosfato	0,31
Nitrato	0,03
Nitrogênio Kjeldahl	0,62
Zinco	0,19
Cobre	0,06
Chumbo	0,16
Níquel	0,014
Mercúrio	0,02
Cromo	0,03
Dieldrin	$7 \cdot 10^{-6}$
PCB	$310 \cdot 10^{-6}$
Coliformes totais*	$62 \cdot 10^9$
Coliformes fecais*	$3,5 \cdot 10^9$

Fonte: Sartor et al., 1974

*: número de organismos observados por Km

Os valores de concentração de poluentes apresentados neste item são oriundos de diversos trabalhos de pesquisa baseados em dados coletados em cidades com diferentes tipos de ocupação, clima, volume de tráfego, densidade populacional e conscientização da população quanto à limpeza de ruas e áreas públicas. Somente devem ser utilizados como indicativos das cargas poluidoras geradas.

8.4. MÉTODOS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS

O controle da poluição difusa deve ser feito através de ações sobre a bacia hidrográfica, de modo a se ter redução das cargas poluidoras antes do lançamento da drenagem no corpo receptor. Este tipo de controle é alcançado pela adoção de um conjunto de medidas capazes de reduzir o potencial poluidor das águas de drenagem, chamadas de **medidas ótimas para gerenciamento** das cargas difusas (do inglês, “Best Management Practices”, ou BMP).

A maior parte dessas medidas prevê também a redução do volume total escoado, o que já é previsto pelo controle de enchentes. Algumas baseiam-se em práticas como educação da população e cuidados gerais com a limpeza da cidade, enquanto que outras baseiam-se em estruturas de controle, para que se ganhe na eficiência e minimizem-se os custos, visto que não há uma medida que por si só resolva todo o problema, conforme mostrado adiante.

8.4.1. MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS

Medidas não estruturais são aquelas relativas a programas de prevenção e controle da emissão dos poluentes. As medidas preventivas são as mais eficientes na relação benefício/custo (Urban Drainage and Flood Control District, 1992), diminuindo a quantidade de poluentes depositados sobre as superfícies urbanas ou diminuindo a probabilidade de poluentes entrarem em contato com o escoamento superficial. São medidas de planejamento urbano, ordenando a ocupação da área, espaços livres, etc. Além disso, tais medidas incluem alertas à população sobre a disposição de resíduos tóxicos, como restos de tinta, solventes, pesticidas, ou mesmo dejetos de animais. Incluem também programas de prevenção e controle de erosão nos locais em construção, varrição de ruas, disposição adequada de lixo e controle de pontos potencialmente poluidores, como por exemplo os postos de combustível. Como se vê, são na maioria medidas que requerem a participação da população e, para isso, é necessário haver programas de esclarecimento e conscientização do público em geral. São também medidas gerais de limpeza das cidades, pois é claro que cidades mais sujas produzem mais cargas poluidoras do que cidades limpas.

Em resumo, as medidas não estruturais têm por objetivo prevenir ou reduzir a presença de poluentes nas águas de drenagem urbana, isto é melhorar a qualidade do corpo receptor, ser economicamente eficiente, ser consistente com os objetivos do controle de qualidade da água do corpo receptor, ser aplicável à toda área da bacia, ser aceitável pela população e ser consistente com as medidas estruturais propostas ou implantadas.

A experiência com a aplicação de tais medidas e a avaliação da eficiência conseguida na remoção de poluentes é ainda limitada, mesmo no contexto internacional (Urbonas e Stahre, 1993). São poucos os

locais que já adotaram medidas similares e têm dados coletados em quantidades suficientes. As medidas recomendadas têm como base a pressuposição de que alguma melhoria da qualidade da água do corpo receptor vai ser alcançada. Além disso, qualquer remoção adicional que diminua o custo das medidas estruturais é bem-vinda, principalmente em áreas urbanas já consolidadas.

As medidas não estruturais de controle de poluição por cargas difusas mais utilizadas são as seguintes:

a) Controle do uso do solo urbano

Medidas de controle do uso do solo devem incluir a garantia de espaços livres, redução da área impermeável e distribuição coerente das diferentes densidades de ocupação;

b) Regulamentação para áreas em construção

A licença para obras de construção civil deve incluir a obrigatoriedade de medidas de controle da produção de sedimentos, diminuindo a erosão no local;

c) Áreas verdes

Áreas verdes reduzem vazões e volumes de escoamento superficial, carga de sedimentos e também a carga de alguns poluentes como bactérias, metais e nutrientes que interagem com o sedimento. Deve ser incentivada a manutenção de áreas verdes já existentes, a criação de novas áreas e a recuperação de áreas degradadas;

d) Controle de ligações clandestinas

Devem ser feitas campanhas para a detecção de ligações clandestinas de esgotos na rede de drenagem, de modo a corrigir o problema. É necessário também investigar possíveis despejos de substâncias tóxicas e derivados de petróleo;

e) Varrição de ruas

Não há indicação de grandes benefícios advindos da varrição de ruas porque esta atividade coleta apenas o material grosseiro, com pouco efeito sobre os sedimentos finos e outros poluentes. A frequência de varrição teria que ser muito alta e o custo desta medida seria muito maior do que o benefício alcançado. É importante que se mantenha a varrição com uma frequência que pode ser relativamente baixa, apenas para o recolhimento do material mais grosseiro. A única época do ano quando a varrição pode apresentar um benefício maior é o outono, para a coleta das folhas que caem das árvores, naquelas cidades onde isto possa ser um problema;

f) Controle da coleta e disposição final do lixo

A adequada coleta e disposição final do lixo produzido nas zonas urbanas é extremamente importante sob o ponto de vista de saúde pública. O mesmo pode-se dizer sob o ponto de vista do controle da poluição. As atividades relacionadas à coleta e disposição final do lixo urbano devem ser

fiscalizadas para que não haja lixo derrubado nas ruas, pessoas jogando o lixo em locais inadequados devido à ausência da coleta, etc. As consequências de uma disposição inadequada é o comprometimento da qualidade da água do corpo receptor, não somente devido à carga poluidora recebida pelo escoamento superficial, como o subterrâneo;

g) Educação da população

A meta a ser alcançada pela educação da população é a de esclarecê-la sobre os problemas relativos às cargas poluidoras e conscientizá-la para que auxilie na tarefa de prevenir o uso e/ou a disposição final inadequada de poluentes. É necessário mostrar os problemas causados pelo lixo jogado nas ruas, dejetos de animais, despejos nas sarjetas de produtos tóxicos, como restos de tintas, solventes, óleo lubrificante, produtos para manutenção de piscinas, pesticidas e venenos. A campanha educacional deve ser acompanhada por um programa que mostre qual é a disposição final adequada para produtos tóxicos e fornecer meios à população para que isso ocorra. Usualmente programas de coleta seletiva de lixo ou separação do lixo podem englobar formas especiais de coleta de material tóxico;

8.4.2. MEDIDAS ESTRUTURAIS

Medidas estruturais são aquelas construídas para reduzir o volume e/ou remover os poluentes do escoamento. São medidas estruturais a construção de bacias de detenção, colocação de pavimento poroso, uso de áreas ou canais cobertos de vegetação para infiltração, obras de retenção de sedimentos nos locais em construção e criação de banhados.

A escolha das medidas mais apropriadas deve levar em consideração se a área está em processo de urbanização ou se já está urbanizada. No primeiro caso, a possibilidade de implantação de medidas não estruturais como zoneamento urbano é mais fácil, enquanto que em zonas já urbanizadas é praticamente impossível. Algumas medidas estruturais, como a criação de bacias de detenção, são também mais simples de serem adotadas na fase de planejamento, pela possibilidade de se deixar espaço livre para tal. Em áreas já urbanizadas, nas quais é complicada a implantação de medidas que requeiram o uso de áreas já ocupadas, medidas não estruturais, como as relativas à melhoria dos serviços de limpeza, são fundamentais para a diminuição da carga poluidora.

A gestão da qualidade da água do escoamento urbano será mais eficiente quanto mais cedo se iniciar a implantação das medidas de controle. Além disso, medidas estruturais e não estruturais são complementares no que se refere ao controle desejado. Devem também ser levadas em conta as características hidrológicas, topográficas e pedológicas da bacia para a escolha das medidas a serem adotadas e, no caso de não haver experiência local, pode sempre ser selecionada uma área piloto para testes de eficiência das ações pretendidas.

Os principais objetivos a serem alcançados com a implantação de medidas estruturais para controle e redução da poluição por cargas difusas em zonas urbanas são a remoção eficiente dos poluentes presentes no escoamento superficial, a minimização dos impactos do lançamento da drenagem urbana no corpo receptor, o estabelecimento de uma relação custo/benefício aceitável, a seleção de alternativas que apresentem necessidades futuras de operação e manutenção viáveis a longo prazo e, sempre que possível, a associação a soluções com usos múltiplos, como áreas de recreação, parques e recursos paisagísticos.

A seleção das medidas estruturais a serem adotadas deve levar em conta a eficiência na remoção dos poluentes. A Tabela 8.7 mostra a eficiência das medidas estruturais aqui consideradas. A combinação com medidas não-estruturais pode elevar estes índices de eficiência.

Tabela 8-7 - Eficiência das medidas estruturais

Alternativa de controle	Porcentagem de remoção				
	Sólido em suspensão	Fósforo Total	Nitrogênio Total	Zinco	Bactéria
Minimização de áreas conectadas	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Faixas gramadas	10-20	0-10	0-10	0-10	n.d.
Valetas gramadas	20-40	0-15	0-15	0-20	n.d.
Bacias de detenção secas	50-70	10-20	10-20	30-60	50-90
Bacias de detenção alagadas	60-95	0-80	0-80	0-70	n.d.
Alagadiços	40	9-60	9-60	60	n.d.
Pavimento poroso	80-95	65	65	99	n.d.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District, 1995

n.d. : não disponível

Outros fatores a serem considerados na seleção das medidas a serem adotadas são: tamanho da bacia de contribuição, topografia local, permeabilidade do solo, vulnerabilidade do lençol subterrâneo e tipo de ocupação da bacia.

Os principais mecanismos de remoção de poluentes que atuam nas medidas estruturais aqui consideradas são (Urban Drainage Flood and Control District, 1992) **a sedimentação, a filtração, a infiltração e a remoção biológica**. Parte do material particulado que se encontra em suspensão na água sedimenta-se facilmente; bacias de detenção que armazenam o escoamento por períodos maiores de tempo removem quantidades maiores de sedimentos e também de poluentes que nele estão adsorvidos. Podem ser usados, por exemplo, filtros de areia em conjunto com algumas medidas estruturais, e haverá a remoção de partículas que ficam ali retidas. A infiltração de parte do escoamento superficial no solo remove parte dos poluentes. O material em suspensão é retido por filtração, enquanto que o material dissolvido pode ser adsorvido no solo. Finalmente há o mecanismo próprio de plantas e micro-organismos que usam nutrientes como o fósforo e o nitrogênio, além de alguns metais,

para o seu crescimento. O ecossistema dos alagadiços, por exemplo, aproveita parte desses nutrientes e metais que estão presentes nas águas de drenagem.

São descritas, a seguir, as principais medidas estruturais (Urbonas e Stahre, 1993, Urban Drainage and Flood Control District, 1992):

a) Minimização da área diretamente conectada

Consiste em dirigir o escoamento gerado em superfícies impermeáveis como telhados, por exemplo, para áreas gramadas e jardins. Uma extensão desse conceito leva o escoamento de áreas como estacionamentos, calçadas e ruas, também para superfícies permeáveis como valetas revestidas de grama ou faixas cobertas por vegetação. Esta prática reduz o volume de escoamento superficial e aumenta a oportunidade de infiltração, retendo sólidos em suspensão e outros poluentes. Em contrapartida, devem ser levado em consideração os custos de manutenção de áreas plantadas, bem como os cuidados com solapamento de fundações ou áreas sujeitas a cargas;

b) Faixas gramadas ou plantadas

Essas faixas são projetadas para receber o escoamento superficial de áreas impermeáveis e aumentarem a oportunidade de infiltração antes que o escoamento atinja a rede de drenagem (Figura 8.2). Removem parte dos sedimentos e têm apenas um aproveitamento marginal no que se refere aos outros poluentes. Ajudam no aspecto paisagístico do local e podem ser úteis também em regiões ribeirinhas. A sua utilização depende da topografia local, das condições de infiltração e a remoção de poluentes dependerá do comprimento percorrido pelo escoamento até a rede de drenagem. São próprias para regiões não muito secas, quando seria necessária a irrigação. Necessitam de manutenção, que pode ser feita como a manutenção geral das áreas verdes do local;

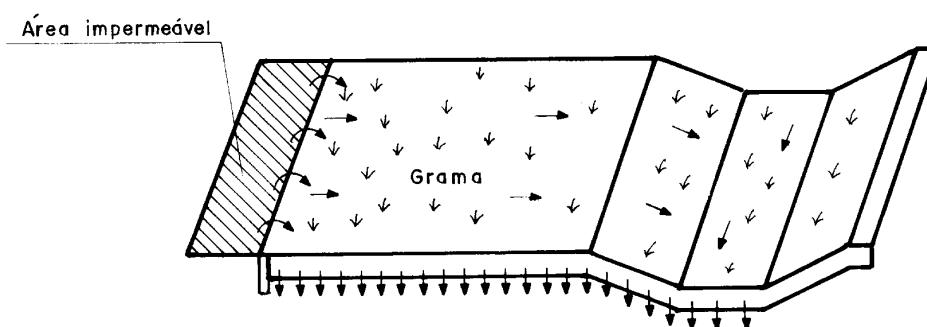


Figura 8.2 - Faixas Gramadas (fonte: Urban Drainage and Flood District, 1992)

c) Valetas gramadas

Valetas gramadas podem ser utilizadas para coletar o escoamento superficial urbano ao longo de ruas e estradas, por exemplo, substituindo as guias e sarjetas (Figura 8.3). Podem ser parte do plano de minimizar as áreas diretamente conectadas. São projetadas para permitir o escoamento a baixas velocidades e pequenas lâminas, de forma a diminuir as vazões para lançamento no corpo receptor e aumentar a oportunidade de infiltração. Não são muito eficientes na remoção de poluentes para eventos de chuva mais intensa mas podem eliminar o escoamento superficial proveniente de chuvas mais fracas. A manutenção dessas valetas é essencial e deve ser feita com frequência, elevando os custos;

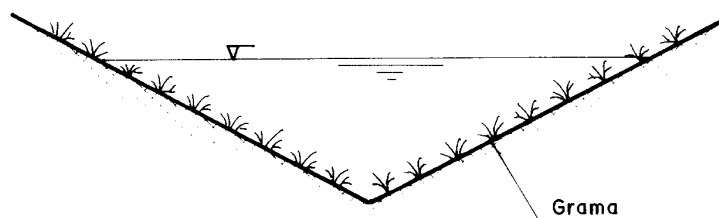


Figura 8.3 - Valetas Gramadas (fonte: Urban Drainage and Flood District, 1992)

d) Pavimento poroso

A substituição da tradicional pavimentação asfáltica ou de concreto por blocos porosos pode ser utilizada em áreas externas de zonas comerciais, edifícios e áreas de estacionamento. É uma forma de diminuir a área diretamente conectada à rede de drenagem (Figura 8.4). É um tipo de pavimentação mais caro, pois necessita de um quadriculado de concreto para que se mantenha no lugar mas que pode ser utilizado até em ruas de zonas residenciais de baixo tráfego. São blocos de concreto perfurados assentados sobre brita e areia e com os vazios preenchidos com areia ou plantação de grama, esta última tendo a desvantagem da manutenção. Além de permitir a infiltração, retém o material particulado grosso;

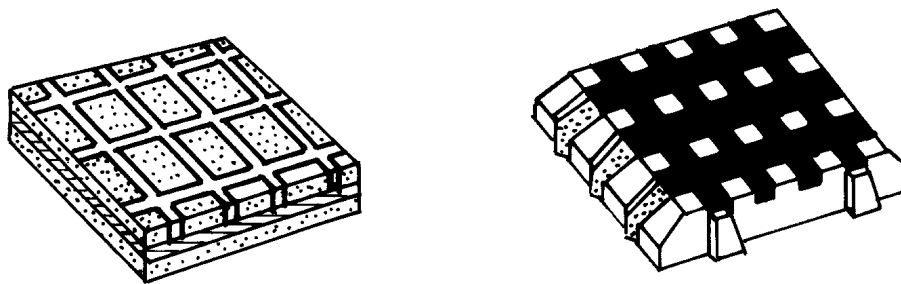


Figura 8.4 - Pavimentos porosos (fonte: Urban Drainage and Flood District, 1992)

e) Bacias de retenção secas

A idéia é que a bacia armazene o escoamento superficial e vá liberando aos poucos, através de pequeno orifício de saída, as vazões para jusante (Figura 8.5). Sugere-se um tempo de residência ao redor de 40 horas para que se aumente a eficiência de remoção de poluentes. Normalmente a área requerida para essas bacias é da ordem de 0,5 a 2,0 % da área de contribuição (Urban Drainage and Flood Control District, 1992). A eficiência de remoção é boa para sedimentos e metais e razoável para nutrientes. Entre os eventos chuvosos, a bacia deve permanecer seca e, portanto, no caso de bacias superficiais, a área ocupada pode ser utilizada para recreação, por exemplo. É essencial que este tipo de estrutura receba tratamento paisagístico de forma a se integrar com a ocupação do local. A manutenção deve manter a área livre, com bom aspecto estético e proteger sua integridade estrutural;

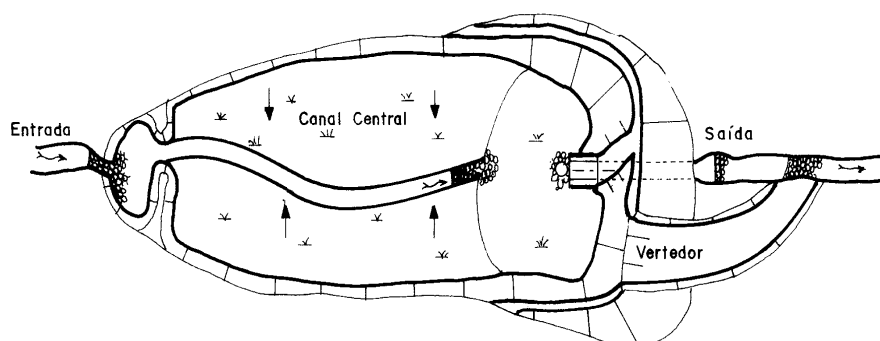


Figura 8.5 - Bacias de retenção secas (fonte: Urban Drainage and Flood District, 1992)

f) Bacias de retenção alagadas

As bacias de retenção alagadas permanecem com a parte inferior inundada constantemente (Figura 8.6). Quando chove o escoamento superficial é retido no espaço deixado como volume de espera. A vazão que entra mistura-se com a água ali armazenada e aos poucos o excesso vai sendo descarregado como nas bacias de retenção secas. Como o sedimento fica depositado na parte inferior da bacia, que não é drenada, e as taxas de remoção de poluentes neste tipo de bacia são maiores, o tempo de residência recomendado é de 12 horas. Estas bacias melhoram a qualidade da água do escoamento superficial que é drenado de zonas residenciais, comerciais, áreas de estacionamento e até de algumas áreas industriais. Este tipo de solução apresenta algumas vantagens, como taxas de remoção de poluentes de moderadas a altas, devido ao uso dos nutrientes e metais pelo ecossistema aquático permanente existente na lagoa. Como vantagens adicionais têm-se a criação de um “habitat” para a vida aquática, de um local de recreação e de um novo recurso paisagístico. É necessário que haja uma pequena vazão de base capaz de sustentar a parte inferior da bacia sempre com água. Caso isso não aconteça haverá um processo de concentração de sais devido à evaporação e, na ocorrência de eventos chuvosos a qualidade da vazão de saída poderá ser pior do que a vazão de entrada. A lagoa permanente não pode ser muito rasa para que não haja penetração de luz até o fundo e portanto não ocorra o crescimento da vegetação aquática enraizada ali. Não pode também ser muito profunda, de forma a prevenir que a parte inferior fique sem oxigênio dissolvido, devendo ser rasa o suficiente para que possa ser misturada pelo vento. Uma desvantagem é a possibilidade do aparecimento de mosquitos e a dificuldade de retirada do acúmulo de sedimentos quando isto for necessário;

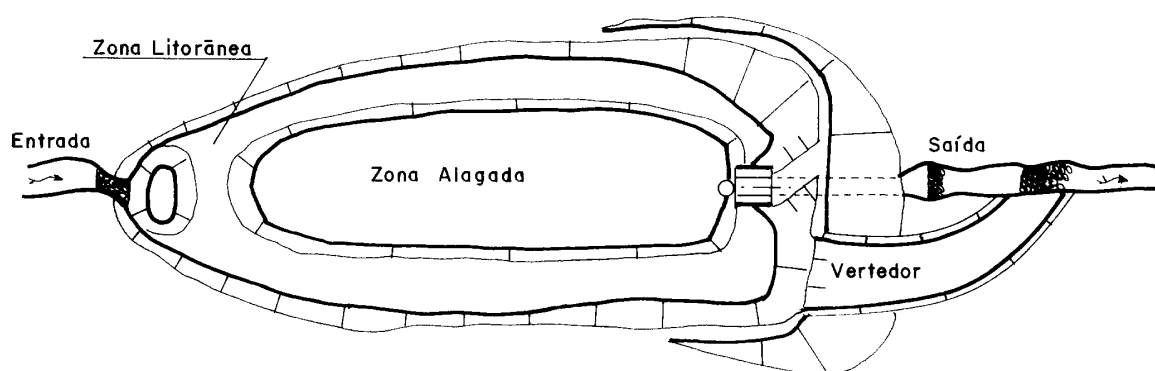


Figura 8.6 - Bacias de retenção alagadas (Urban Drainage and Flood District, 1992)

g) Alagadiços

Pequenos alagadiços podem ser criados como forma de reter sedimentos e poluentes do escoamento superficial (Figura 8.7). Assim como as bacias de retenção alagadas, é necessário que haja um pequeno escoamento de base para manter uma lâmina d'água sempre no fundo. São eficientes para remover compostos de fósforo e nitrogênio, compostos orgânicos, alguns metais e sedimentos. Na área permanentemente alagada crescem vegetais típicos, dando origem a locais que formam excelentes "habitats" para aves e outros animais. É necessário dispor-se de área suficiente e o solo deve ser adequado para a formação do alagado. A declividade do terreno deve ser próxima de zero de modo que o escoamento superficial, ao chegar, não se infiltre, mas escoe lentamente entre a vegetação e sobre a lâmina d'água existente. É um tratamento efetivo do escoamento superficial mas requer manutenção, uma vez que periodicamente deve haver a retirada de parte da vegetação e dos sedimentos acumulados para manter as zonas de movimento da água. Deve ser mantida uma profundidade média da água ao redor de 15 cm;

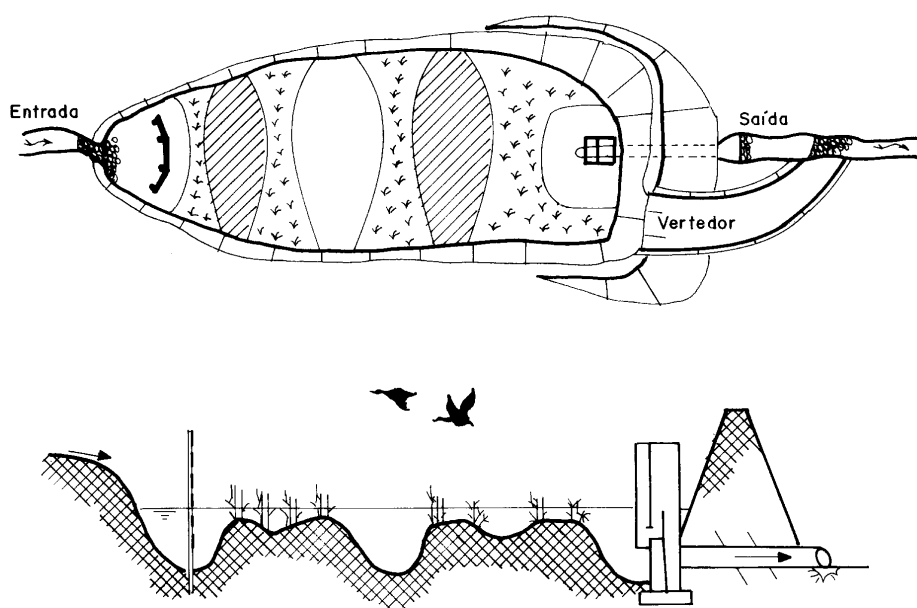


Figura 8.7 - Alagadiços (fonte: Urban Drainage and Flood District, 1992)

h) Dimensionamento hidrológico das medidas estruturais

A seleção das vazões de dimensionamento das estruturas de controle para redução dos problemas de poluição obedece a conceitos diferentes daqueles utilizados com fins de contenção de enchentes. Com o objetivo de reduzir quantidade de água, o dimensionamento baseia-se em eventos raros e que geram grandes volumes de escoamento. Para melhorar a qualidade da água é necessário controlar pequenos e freqüentes eventos, que correspondem à maioria dos episódios chuvosos, lançando com freqüência cargas poluidoras nos corpos receptores. Um evento raro e de grande intensidade, com período de retorno igual a 50 anos, por exemplo, causa danos tão significativos aos “habitats” naturais pelos grandes volumes de escoamento, que os possíveis danos advindos das cargas difusas são insignificantes.

A experiência norte-americana mostra que, se forem captados e tratados os primeiros 15 mm de escoamento superficial em todos os eventos, estará sendo tratado entre 80% e 90% do volume total escoado no ano (ASCE, 1992). A seleção da vazão de dimensionamento deve, então, levar em conta o regime de precipitação local, as características climáticas e a permeabilidade do solo, por exemplo, dependendo do tipo de medida selecionada.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARMY, G et al. *Water quality management planning for urban runoff*. USEPA (EPA Report 440/9-75-004). Office of Planning Standards, Washington, D.C., Dezembro, 1974.

ASCE. *Design and Construction of Urban StormWater System*. Manual of Practice nº 77. American Society of Civil Engineers, New York, 1992.

BENNETT, E.R.; LINSTEDT, K.D. *Pollutional characteristics of stormwater runoff*. Colorado Water Resources Institute Completion Report nº 84, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, Setembro, 1978, 204p.

BLENCH, T. *Regime Behavior of Canals and Rivers*, Butherworths Scientific Publications, London, 1957.

BROWNLIE, W.R. *Prediction of Flow Depth and Sediment Discharge in Open Channels*, Report No. KH-R-43a, W.M. Keck Laboratory, Caltec, EUA, Nov. 1981.

DAEE/CETESB. *Drenagem Urbana* 2a ed., São Paulo, 1980.

DAEE/CETESB. “*Drenagem Urbana: Manual de Projeto*”, 3a ed., São Paulo, CETESB, 477 p., 1986.

D.A.E.E. - (LLORET RAMOS, CARLOS). *Erosão Superficial e Assoreamento em Corpos D'água*, Curso de Formação e Especialização, P.E.R.H., (DAEE/EPUSP/FCTH), 1992.

DORNIGIAN A.S.; CRAWFORD N. H. *Modeling non-point pollution from the land surface*. USEPA (Report EPA-600/3-76-083). Office of Research and Development. Environmental Research Laboratory, Athens, Georgia, Julho, 1976.

ELLIS, J.B. Pollutional aspects of urban runoff. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C. et al., eds.. NATO ASI series vol. 10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 1-38, 1986.

- ENGELUND, F. e HANSEN, E..** *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*, Teknisk Forlag, Denmark, 1967.
- FERRARA, R.A..** Toxic pollutants: impact and fate in receiving waters. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C.et al.,eds.. NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 423-462, 1986.
- GRAF, W.H..***Hydraulics of Sediment Transport*, Editora McGraw-Hill, EUA, 1971.
- GARDE, R.J. e RANGA RAJU, K.G..** *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*. Reprinted, Wiley e Astern Ltd., N. Delhi, 1987.
- HEANEY., N.S.J..** *Stormwater Management Model: Level I - Comparative evaluation of storage-treatment and other management practices*. USEPA (EPA Report 600/2-77-083), Cincinnati, Outubro, 1976.
- HEC.** *STORM - Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model: generalized computer program 723-S8-L7520*. US Army Corps of Engineers, Davis, 1977.
- HEY,R.D., BATHURST, J.C., THORNE,C.R..** *Gravel Bed Rivers*, John Wiley & Sons, U.K., 1985.
- HUBER, W.C..** Modeling urban runoff quality: state-of-the-art. In: *Urban Runoff Quality - Impact and Quality - Impact and Quality Enhancement Technology*. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 34-48, 1986.
- HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E..** *Storm Water Management Model- Version 4. User's manual*. USEPA (EPA report 600/3-88-001a). Athens, GA, 1988.
- HVITVED-JACOBSEN, T..** Conventional pollutant impacts on receiving waters. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C., Marsalek, J., Desbordes, M., eds.. NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 345-378, 1986.
- JOHANSON, R.C., IMHOFF, J.C.;DAVIS, H.H..** *User's manual for Hydrological Simulation Program Fortran - HSPF*. User's manual for release 8.0. USEPA (EPA Report 600/8-84-066), Athens, GA,1984.

- JONES, J.E.**. Urban runoff impacts on receiving waters. In: *Urban Runoff Quality - Impact and Quality Enhancement Technology*. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 192-216, 1986.
- LAGER, J.A.**. *Urban stormwater management and technology: update and user's guide*. USEPA (EPA Report 600/8-77-014). Office of Research and Development. Washington, D.C., Maio, 1977.
- MAZA ALVARES, J. A.**. *Socavacion en Cauces Naturales*, Publicacion 177, Instituto de Ingenieria, UNAM, 1968.
- MAZA ALVARES, J. A. e CRUICKSNHANK,V.C.**. *Estabilidad de Cauces Arenosos*, Publicacion 305, Instituto de Ingenieria, UNAM, 1968.
- 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.
- MANCINI, J.L.; PLUMMER, A.H.**. Urban runoff and water quality criteria. In: *Urban Runoff Quality - Impact and Quality Enhancement Technology*. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 133-149, 1986.
- MARSALEK, J.**. Toxic contaminants in urban runoff: a case study. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C. et al., eds.. NATO ASI series vol. 10, Springer Verlag, Berlin, pp.39-37, 1986.
- MARTINS, R.H.O. et al.**. Carga poluidora difusa gerada na Região Metropolitana de São Paulo. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos 9, *Anais*. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, vol. 2, pp. 27-36, 1991.
- MCELROY, A.D.**. *Loading functions for assessment of water pollution from non-point sources*. USEPA (EPA Report 600/2-76-151). Office of Research and Development. Washington, D.C., Maio, 1976.
- MOREIRA-NORDEMANN, L.M. et al.**. Análise química preliminar das águas de chuva de Cubatão- Impactos Ambientais. In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 5. *Anais* Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Blumenau, vol.3, pp.339-350, 1983.
- NIX,S.J.**. Applying urban runoff models. *Water Enviroment & Technology*, vol.3, nº 6, pp.47-49, Junho, 1991.

NIX, S.J.. *Urban Stormwater Modelling and Simulation*. Lewis Publisher, Boca Raton, 212 p, 1994.

NOVOTNY, V.. Urban diffuse pollution: sources and abatement. *Water Environment & Technology*, vol.3 nº 12, pp .60-65, Dezembro, 1991.

NOVOTNY, V.. Unit pollutant loads: their fit in abatement strategies. *Water Environment & Technology*, vol.4, nº 1, pp. 40-43, Janeiro, 1992.

NOVOTNY, V.; CHESTERS, G.. *Handbook of Non-point Pollution: Sources and Management*. Van Nostrand-Reinhold, New York, 555 p, 1981.

OCCIPINTI, A. G. & SANTOS, P.M. dos. *Relação entre precipitações máximas “de um dia” e de “24 horas” na cidade de São Paulo*. São Paulo, In: Simpósio de Redes Hidrológicas, 1º, Belo Horizonte, 1966.

OCCIPINTI, A. G. & SANTOS, P.M. dos. *Análise das máximas intensidades de chuva na cidade de São Paulo*. São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 41 p.,1965.

OSBORNE, L.L., HERRICKS, E.E.. Habitat and water quality considerations in receiving waters. In: *Design of Urban Runoff Quality Controls*. Roesner, L.A. et al., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 29-47, 1989.

ROESNER, L.A. et al.. *Storm Water Management Model - Version 4. User's manual addendum I, EXTRAN*. USEPA (EPA Report 600/3-88-001b). Cincinnati, Agosto, 1988.

SANDERS III, W.M.. Non-point source modeling for section 208 planning. In: Non-point source pollution control seminar. *Best management practices*. USEPA (EPA report 905/9-76-005), Office of the Great Lakes Coordination, Chicago, pp. 231-250, Novembro, 1976.

SARTOR, J.D.; BOYD, G.B.; AGARDY, F.J.. Water pollution aspects of Street Surface Contaminants. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, Washington, vol.46, nº 3, pp. 458-467, Março, 1974.

SHEN, H.W.. *River Mechanics*, Ed. H.W.Shen, Fort Collins, Colorado, 1971.

S. I. H.. *Manual de Diseño de Obras Fluviales para la Proteccion contra Inundaciones*, Consultores S.A., México, México, 1981.

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.

URBONAS, B.; STAHR, P. *Stormwater - Best Management Practices and Detention for Water*

Quality Drainage and CSO Management. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 449 p., 1993.

VANONI, V.A. *Sediment Engineering,* ASCE, New York, 1977.

WANIELISTA, M. P.; YOUSEF, Y.A. *Stormwater Management.* New York: John Wiley. 579 p, 1993.

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",* 1978, São Paulo, CETESB., 477 p.