



4

MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

Manejo de Águas Pluviais Urbanas

Coordenador Antônio Marozzi Righetto

Rede Cooperativa de Pesquisas

"Desenvolvimento de sistemas de manejo das águas pluviais urbanas, tais como técnicas de retenção, detenção e reúso, considerando a qualidade da água e a redução dos impactos da poluição nos corpos d'água."

Instituições Participantes

EPUSP, UFMG, UFPE, UFRN, UFRGS



Apresentação

Esta publicação é um dos produtos da Rede de Pesquisas sobre "Desenvolvimento de sistemas de manejo das águas pluviais urbanas, tais como técnicas de retenção, detenção e reúso, considerando a qualidade da água e a redução dos impactos da poluição nos corpos d'água" do Programa de Pesquisas em Saneamento Básico – PROSAB - Edital 05, coordenado pelo Prof. Antônio Marozzi Righetto da Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

O PROSAB visa ao desenvolvimento e aperfeiçoamento de tecnologias nas áreas de águas de abastecimento, águas residuárias (esgoto), resíduos sólidos (lixo e biossólidos), manejo de águas pluviais urbanas, uso racional de água e energia, que sejam de fácil aplicabilidade, baixo custo de implantação, operação e manutenção, bem como visem à recuperação ambiental dos corpos d'água e à melhoria das condições de vida da população, especialmente as menos favorecidas e que mais necessitam de ações nessas áreas.

Até o final de 2008 foram lançados cinco editais do PROSAB, financiados pela FINEP, pelo CNPq e pela CAIXA, contando com diferentes fontes de recursos, como BID, Tesouro Nacional, Fundo Nacional de Recursos Hídricos (CT-HIDRO) e recursos próprios da Caixa. A gestão financeira compartilhada do PROSAB viabiliza a atuação integrada e eficiente de seus órgãos financiadores que analisam as solicitações de financiamento em conjunto e tornam disponíveis recursos simultaneamente para as diferentes ações do programa (pesquisas, bolsas e divulgação), evitando a sobreposição de verbas e tornando mais eficiente a aplicação dos recursos de cada agência.

Tecnicamente, o PROSAB é gerido por um grupo coordenador interinstitucional, constituído por representantes da FINEP, do CNPq, da CAIXA, das universidades, da associação de classe e das companhias de saneamento. Suas principais funções são: definir os temas prioritários a cada edital; analisar as propostas, emitindo parecer para orientar a decisão da FINEP e

do CNPq; indicar consultores *ad hoc* para avaliação dos projetos; e acompanhar e avaliar permanentemente o programa.

O Programa funciona no formato de redes cooperativas de pesquisa formadas a partir de temas prioritários lançados a cada Chamada Pública. As redes integram os pesquisadores das diversas instituições, homogeneizam a informação entre seus integrantes e possibilitam a capacitação permanente de instituições emergentes. No âmbito de cada rede, os projetos das diversas instituições têm interfaces e enquadram-se em uma proposta global de estudos, garantindo a geração de resultados de pesquisa efetivos e prontamente aplicáveis no cenário nacional. A atuação em rede permite, ainda, a padronização de metodologias de análises, a constante difusão e circulação de informações entre as instituições, o estímulo ao desenvolvimento de parcerias e a maximização dos resultados.

As redes de pesquisas são acompanhadas e permanentemente avaliadas por consultores, pelas agências financiadoras e pelo Grupo Coordenador, através de reuniões periódicas, visitas técnicas e o Seminário de Avaliação Final.

Os resultados obtidos pelo PROSAB estão disponíveis através de manuais, livros, artigos publicados em revistas especializadas e trabalhos apresentados em encontros técnicos, teses de doutorado e dissertações de mestrado publicadas. Além disso, várias unidades de saneamento foram construídas nestes últimos anos por todo o país e, em maior ou menor grau, utilizaram informações geradas pelos projetos de pesquisa do PROSAB.

A divulgação do PROSAB tem sido feita através de artigos em revistas da área, da participação em mesas-redondas, de trabalhos selecionados para apresentação em eventos, bem como pela publicação de porta-fólios e folders e a elaboração de maquetes eletrônicas contendo informações sobre os projetos de cada edital. Todo esse material está disponível para consulta e cópia no portal do Programa (www.finep.gov.br/prosab/index.html).

Grupo Coordenador do PROSAB:

período do Edital 5

Jurandyr Povinelli EESC

Cícero O. de Andrade Neto UFRN

Deíza Lara Pinto CNPq

Marcos Helano Montenegro MCidades

Sandra Helena Bondarovsky CAIXA

Jeanine Claper CAIXA

Luis Carlos Cassis CAIXA

Anna Virgínia Machado ABES

Ana Maria Barbosa Silva FINEP

Célia Maria Poppe de Figueiredo FINEP

O edital 5 do PROSAB foi financiado pela FINEP, CNPq e CAIXA com as seguintes fontes de recursos: Fundo Setorial de Recursos Hídricos e Recursos Ordinários do Tesouro Nacional do Fundo Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e Caixa Econômica Federal.

Copyright © 2009 ABES RJ

1ª Edição tiragem: 1000 exemplares

Coordenador

Antônio Marozzi Righetto

Revisão

Zeppelini Editorial

Impressão

J. Sholna

Manejo de Águas Pluviais Urbanas/ Antônio Marozzi Righetto (co-ordenador). Rio de Janeiro: ABES, 2009

396p.: il

Projeto PROSAB

ISBN: 978-85-7022-162-9

1. Drenagem urbana 2. manejo 3. Qualidade e quantidade 4. Experimentação 5. Modelagem; I. Righetto , Antônio Marozzi

Manejo de Águas Pluviais Urbanas

Antônio Marozzi Righetto

coordenador

Editora ABES



Natal, RN 2009

Coordenadores de Projeto

Antonio Marozzi Righetto UFRN

Jaime J. da S. P. Cabral UFPE

Nilo de Oliveira Nascimento UFMG

Monica Ferreira do Amaral Porto EPUSP

David Motta Marques UFRGS

Consultores

Carlos E. M. Tucci UFRGS

Paulo Canedo Magalhães UFRJ

Flávio Mascarenhas UFRJ

Autores

Antônio Marozzi Righetto UFRN
Cícero Onofre de Andrade Neto UFRN
Leonete Cristina de Araújo Ferreira UFRN
Lúcio Flávio Ferreira Moreira UFRN
Luis Pereira de Brito UFRN
Raniere Rodrigues Melo de Lima UFRN
Thaise Emmanuele Andrade de Sales UFRN
Victor Moisés de Araújo Medeiros UFRN
Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral UFPE
Antônio Celso Dantas Antonino UFPE
Guilherme da Rocha Peplau UFPE
Andréa Lira Cartaxo UFPE
Flavio Borba Mascarenhas UFRJ
Marco Aurélio Holanda de Castro UFC
Marcelo G Miguez UFRJ
Bráulio Fernando Lucena Borba Filho UFPE
Alessandro de Araújo Bezerra UFC
Laércio Leal dos Santos UFPE
Monica Ferreira do Amaral Porto USP
José Rodolfo Scarati Martins USP
Liliane Frosini Armelin USP
David Motta Marques IPH-UFRGS
André Luiz Lopes da Silveira IPH-UFRGS
Ane Lurdes de Oliveira Jaworowski IPH-UFRGS
Gino Gehling IPH-UFRGS
Nilo de Oliveira Nascimento EHR-UFMG
Márcio Benedito Baptista EHR-UFMG
Marcos von Sperling DESA-UFMG
Sueli Mingoti ICEX-UFMG
Martin Seidl CERVEE Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
Eduardo Guimarães UNIMONTES
Paulo Vieira DESA
André Henrique Silva Prefeitura de Belo Horizonte
Luciano Vieira Prefeitura de Belo Horizonte
Naila Moura ICEX-UFMG
Roseane Faleiro ICEX-UFMG

Colaboradores

Jislene Trindade de Medeiros UFRN
Eduardo Coriolano de Paiva UFRN
Érica Kalline Mendonça Pereira UFRN
Marcos José Vieira de Melo UFPE
Sylvana Melo dos Santos UFPE
Paulo Frassinete de Araújo Filho UFPE
Suzana Maria Gico Lima Montenegro UFPE
Antônio Valdo de Alencar EMLURB
Vladimir Caramori Borges de Souza UFAL
Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves UFAL
Giancarlo Lins Cavalcanti UFPE
André Fonseca Ferreira CNPq
Maxwell Rodrigo Lima Tavares CNPq
Renata Maria Caminha Mendes de Oliveira Carvalho UFPE
Mariane Ravello USP
Maria Lúcia Borba USP
Simony Yaginuma USP
Bruno Costa USP
Thiago Villas Bôas Zanon USP
Frederico Lage Filho USP
Luis Fernando Orsini USP
Léo Héller UFMG
Cristiane Valéria de Oliveira UFMG
Heloisa Costa UFMG
Geraldo Costa UFMG
Olívia Vasconcelos UFMG
Martin Seidl UFMG
André Henrique Silva UFMG
Luciano Vieira Prefeitura de Belo Horizonte
Janise Bruno UFMG
Tarcísio Nunes UFMG
Julian Eleutério UFMG
Vitor Lages do Vale UFMG
Vitor Queiroz UFMG
Fernanda Maria Pelotti UFMG
Mariana Welter UFMG

Sumário

1 Manejo de Águas Pluviais Urbanas

- 1.1 Introdução
 - 1.2 Práticas de manejo
 - 1.3 Controle na fonte
 - 1.4 A água pluvial como recurso hídrico
 - 1.5 Urbanização e drenagem
 - 1.6 Sustentabilidade do sistema de drenagem no ambiente urbano
 - 1.7 Integração da limpeza pública com a manutenção do sistema de drenagem
 - 1.8 Sistema de alerta, de prevenção e acionamento da defesa civil
 - 1.9 Aspectos legais e regulatórios da drenagem urbana
 - 1.10 A investigação científica e tecnológica
- Referências bibliográficas

2 Monitoramento em Drenagem Urbana

- 2.1 Conceitos básicos
 - 2.2 Objetivos do monitoramento
 - 2.3 Normas, procedimentos de monitoramento e legislação
 - 2.4 Monitoramento hidrometeorológico e fluviométrico
 - 2.5 Monitoramento da qualidade da água
- Referências bibliográficas

3 Modelos Computacionais para Drenagem Urbana

- 3.1 Introdução
- 3.2 Modelos mais usados
- 3.3 Modelo SWMM (Storm Water Management Model)
- 3.4 Exemplo de aplicação do SWMM no Bairro do Espinheiro
- 3.5 Aplicação do swmm na Bacia do Reginaldo
- 3.6 Integração com ferramentas de CAD e geoprocessamento
- 3.7 Modelo de células - Modcel
- 3.8 Comentários finais
Agradecimentos
Referências bibliográficas

4 Técnicas Compensatórias em Águas Pluviais

- 4.1 Introdução
- 4.2 Tipologia das técnicas compensatórias
- 4.3 Escolha e concepção de técnicas compensatórias
- 4.4 Dimensionamento de técnicas compensatórias
- 4.5 Exemplos de dimensionamento de técnicas compensatórias
- 4.6 Aspectos regulamentares e legais
Referências bibliográficas

5 Resíduos Sólidos na Drenagem Pluvial Urbana

- 5.1 Introdução
- 5.2 Classificação dos resíduos sólidos
- 5.3 Origem dos resíduos sólidos na drenagem
- 5.4 Fontes dos resíduos sólidos em bacias urbanas
- 5.5 Formas de transporte de resíduos em bacias urbanas
- 5.6 Protocolo de Avaliação Rápida de Lixo (*Rapid Trash Assessment Protocol - RTAP*)
- 5.7 Equipamentos retentores de resíduos sólidos
Referências bibliográficas

6 Estudo Quali-Quantitativo e de Manejo de Águas Pluviais em Área de Drenagem Piloto na Cidade de Natal-RN

- 6.1 Introdução
- 6.2 As bacias piloto Mirassol e Cidade Jardim
- 6.3 Monitoramento quali-quantitativo

6.4 Observações de variáveis quali-quantitativas

6.5 Modelagem quali-quantitativa

6.6 Análise crítica

Referências bibliográficas

7 Microrreservatório de Detenção em Logradouro Público

7.1 Características do local

7.2 Local da construção do microrreservatório

7.3 Simulação computacional com o programa SWMM

7.4 Dimensões do microrreservatório de detenção

7.5 Execução do microrreservatório

7.6 Dificuldades de manutenção

7.7 Monitoramento hidrológico

7.8 Infiltração no local

7.9 Análise de alguns eventos de chuva
e volumes acumulados

7.10 Comentários finais

Referências bibliográficas

8 Estudos de Caso em Avaliação Quali-Quantitativa dos Resíduos Sólidos na Drenagem Urbana

8.1 Introdução

8.2 Resíduos sólidos na drenagem urbana: aspectos conceituais

8.3 Quantificação direta

8.4 Retenção do material sólido na drenagem

8.5 Quantificação indireta

8.6 Conclusões

8.7 Armadilha experimental para retenção de resíduos sólidos

Referências bibliográficas

9 Qualidade da Água em Reservatórios de Contenção de Cheias Urbanas

9.1 Introdução

9.2 Caracterização da área de estudo

9.3 Monitoramento da bacia hidrográfica

9.4 Soluções para a recuperação da estrutura hidráulica
e qualidade da água

9.5 Conclusão

Referências bibliográficas

10 Avaliação de Fluxo de Poluentes em Tempo Seco e Durante Eventos de Chuva em uma Microbacia Urbanizada no Município de Belo Horizonte

- 10.1 Introdução
- 10.2 Área de estudo
- 10.3 Resultados e discussão
- 10.4 Conclusões e recomendações
- Referências bibliográficas

11 Experimentos com Trincheira de Infiltração e Vala de Detenção

- 11.1 Introdução
- 11.2 Descrição dos experimentos com trincheiras de infiltração e vala de detenção
- 11.3 Resultados preliminares
- 11.4 Conclusões
- Referências bibliográficas

12 Avaliação da Percepção Pública do Risco de Enchentes e de Medidas de Controle de Inundações em Áreas Urbanas

- 12.1 Introdução
- 12.2 Breve descrição dos estudos de caso
- 12.3 Aspectos metodológicos
- 12.4 Resultados e discussões
- 12.5 Conclusões
- Referências bibliográficas

1 Manejo de Águas Pluviais Urbanas

Righetto, A.M.; Moreira, L.F.F.; Sales, T.E.A.

1.1 Introdução

A dinâmica das cidades depende de uma série de fatores e necessidades de diversas magnitudes e abrangências, cujas ações e esforços por parte do Poder Público e da própria sociedade permitem que a qualidade de vida se torne cada vez melhor, buscando-se sempre reduzir os riscos de ocorrência de eventos indesejáveis e severas repercussões às múltiplas atividades que acontecem no espaço urbano. Muitos desses fatores e necessidades são pronto e praticamente atendidos pela urgência de serem adequados à vida cotidiana da comunidade. Outros, por serem ocasionais, são parcialmente considerados e, portanto, podem resultar em grandes transtornos quando fenômenos a eles associados aparecem em magnitudes que ultrapassam ao permitido pelas condições reinantes do espaço urbano.

O saneamento básico delimita um conjunto importante de sistemas físicos presentes na cidade e está intimamente associado com a "saúde" da mesma. Os indicadores referentes ao saneamento básico por si só mostram o estágio de desenvolvimento da localidade e vislumbram a qualidade de vida reinante de seus habitantes. Os sistemas principais do saneamento básico são: o de água para abastecimento, incluindo-se os aspectos de qualidade e a quantidade; o esgotamento sanitário, formado pelas de redes coletoras, estações de tratamento e destinação final dos efluentes; a infraestrutura de drenagem das águas pluviais, constituída de áreas de infiltração e de retenção e de elementos estruturais de acumulação e de transporte; e o sistema de coleta, trans-

porte e destinação dos resíduos sólidos. Cada um desses sistemas tem peculiaridade própria e deve ser tratado dentro de tecnologias atualizadas compatíveis com o grau de desenvolvimento do município. Independentemente do estágio socioeconômico, o zelo e cuidados pela boa funcionalidade desses sistemas indicam o estágio cultural, organizacional e de desenvolvimento de seus habitantes.

Historicamente, as cidades se desenvolveram próximas aos cursos de água, com a preservação das calhas principal e secundária dos rios, não por consciência ambiental, mas pelas dificuldades operacionais e construtivas de retificação de rios existentes na época. Com o desenvolvimento urbano e tecnológico, o crescimento das cidades impôs um sistema de malha viária que, aos poucos, exerceu pressão e viabilidade econômica de investimentos que promovessem o saneamento das áreas ribeirinhas e a execução de obras de retificação de canais, pavimentos, pontes e, conseqüentemente, da ocupação parcial ou total da calha secundária de trechos dos cursos de água ou de áreas de alagamentos naturais.

A ocupação territorial urbana, sem o devido planejamento integrado das diversas infraestruturas necessárias ao desenvolvimento harmônico da cidade, desencadeou o surgimento de problemas de drenagem por ocasião dos eventos hidrológicos de alta intensidade. Inicialmente, as áreas mais afetadas se localizavam próximas aos cursos de água, em locais de ocupação da calha secundária e nos trechos de jusante em relação à utilização das áreas ribeirinhas. Com a expansão territorial, sem uma legislação e uma fiscalização que garantissem o disciplinamento adequado do uso e ocupação do solo, os problemas de alagamentos e inundações foram se intensificando e se distribuindo ao longo das linhas naturais de escoamento dos deflúvios superficiais em função da planialtimetria da cidade e do grau de impermeabilização da área de drenagem. As Figuras 1.1a e 1.1b ilustram dois exemplos típicos de enchentes urbanas de grande magnitude que ocorreram nas cidades brasileiras de São Paulo e de Natal.



Figura 1.1

(A) Enchente ocorrida em um bairro da cidade de São Paulo, São Paulo
(B) Enchente ocorrida em um bairro de Natal, Rio Grande do Norte.

As obras de macrodrenagem, constituídas da execução de projetos de canais – retificação da calha principal, obras de aterros das áreas alagadiças e obras secundárias como bueiros, galerias, bocas-de-lobo –, tornaram-se ações de destaque dos governantes municipais da segunda metade do século XX, com repercussão política significativa e geradora de anseios de desenvolvimento da cidade, particularmente com relação à expansão do acesso viário e ocupação de terras até então inaproveitáveis. A conscientização de integração ambiental do espaço urbano começou a ser sentida a partir dos graves problemas gerados pelo desenvolvimento urbano caótico, em que as obras de infraestrutura voltadas ao saneamento básico somente se realizavam depois de consolidados os graves problemas à saúde pública e à segurança das habitações, patrimônios e vidas humanas.

Diante dos graves problemas ambientais entrelaçados com o desenvolvimento socioeconômico municipal, a consciência ambiental de se realizar a gestão das águas urbanas de forma integrada avançou nos discursos políticos e técnicos nacionais na entrada do novo milênio, com a introdução e absorção de novos paradigmas relacionados às águas urbanas e particularmente o de manejo das águas pluviais urbanas.

Os primeiros conceitos introduzidos em projetos e planos de drenagem urbana diferenciam as ações estruturais e não estruturais para resolver problemas de enchentes municipais.

Objetivamente, as medidas estruturais relacionam-se às obras de captação, armazenamento e transporte das águas pluviais dentro de limites estabelecidos pela quantificação dos riscos e pelo conhecimento prévio das ondas de cheia, ajustadas às condições locais por meio de estruturas de contenção. Tais medidas incluem: obras de captação, como bueiros e bocas-de-lobo; obras de transporte, como galerias e canais; obras de detenção, como as bacias de detenção, reservatórios de acumulação de águas pluviais etc.

As medidas não estruturais são ações de outra natureza; são medidas que alcançam objetivos excelentes quanto à redução dos problemas de drenagem urbana, porém exigem esforços de conscientização popular, legislação apropriada, fiscalização do uso e de ocupação dos espaços urbanos, manutenção regular dos elementos estruturais, dos pátios, jardins, pavimentos etc. Em suma, são ações que integram a gestão das águas pluviais nas sub-bacias que compõem o território urbano de uma cidade, enfocando não somente o problema específico das enchentes, mas, sobretudo, o uso racional do espaço urbano, de forma a se otimizar o bem-estar, a qualidade de vida, a estética e as múltiplas possíveis atividades de utilização do meio ambiente urbano.

Na conceituação atual de manejo de águas pluviais urbanas, o controle e a minimização dos efeitos adversos das enchentes urbanas não se limitam ao princípio dominan-

te no meio técnico tradicional, como o de se propiciar o afastamento e o escoamento das águas pluviais dos pontos críticos, mas da agregação de um conjunto de ações e soluções de caráter estrutural e não estrutural, envolvendo execuções de grandes e pequenas obras e de planejamento e gestão de ocupação do espaço urbano, com legislações e fiscalizações eficientes quanto à geração dos deflúvios superficiais advinda do uso e da ocupação do solo.

Pela Lei Federal nº 11.445/2007, entende-se que o manejo das águas pluviais urbanas corresponde ao conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, do transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, do tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas associadas às ações de planejamento e de gestão da ocupação do espaço territorial urbano.

Amplia-se, portanto, o escopo de trabalho e de ações relacionadas com a drenagem urbana, integrando-a na prática aos problemas ambientais e sanitários das águas urbanas, em que as vazões e volumes de inundações continuam sendo as grandezas físicas principais da hidrologia de superfície urbana, mas em estreita interação com a qualidade das águas, poluição difusa, transporte e retenção de resíduos sólidos e utilização das águas pluviais urbanas como recurso hídrico utilizável e de grande significância ao urbanismo e estética da cidade.

1.2 Práticas de Manejo

O manejo das águas pluviais urbanas se inicia pelo levantamento e conhecimento do estado atual de uma sub-bacia hidrográfica urbana. Qual é ou era o sistema natural de drenagem da área e quais interferências ocorreram ao longo do tempo com relação ao uso e ocupação do solo? Como as edificações e pavimentações foram executadas e que cuidados existem ou existiram com relação à geração de deflúvios superficiais durante as ocorrências de chuvas intensas?

A segunda etapa se volta ao diagnóstico da infraestrutura de drenagem existente, do espaço construído e planejado, de diretrizes estabelecidas pelo Poder Público e da eficácia quanto ao cumprimento das leis e normas associadas à ocupação do solo e aos impactos ambientais relacionados ao saneamento básico da cidade.

Duas vertentes de trabalho dão continuidade às atividades voltadas ao manejo das águas pluviais urbanas. A primeira trata da infraestrutura, dos elementos hidráulicos estruturais, das práticas de contenção e transporte das águas pluviais, tanto nas fontes geradoras de deflúvios superficiais, como lotes, praças e parques, quanto no sistema viário, dos sistemas de micro e macrodrenagem, dos sistemas de transposição,

do carreamento e deposição de sedimentos e resíduos sólidos etc. A segunda trata dos dispositivos legais e de administração da infraestrutura de drenagem, envolvendo a operacionalidade do sistema, a manutenção, a fiscalização e medidas de remediação em tempo real, em função de anomalias inevitáveis naturais ou geradas em função da dinâmica de ocupação do espaço urbano.

Relativo ao aspecto de qualidade das águas pluviais, o manejo deve ser realizado quanto à utilização das águas pluviais como recursos hídricos e seu aproveitamento no abastecimento de água, na recarga de aquífero, em jardinagem, na limpeza pública etc. A separação das primeiras águas superficiais geradas pelas chuvas, em áreas urbanas, é um mecanismo promissor quanto à real utilização das águas de chuvas captadas pelas bacias hidrográficas urbanas.

As vazões de cheia produzidas na bacia hidrográfica ou localmente no espaço urbano podem ser bastante alteradas em função de um manejo eficiente do controle dos deflúvios em suas fontes geradoras e de pequenas estruturas de controle em determinados pontos da bacia, particularmente próximos às vias públicas e fundos de vale.

O controle da geração de deflúvios em lotes e condomínios habitacionais pode ser eficientemente realizado por meio de um paisagismo que integre adequadamente as áreas impermeabilizadas com as áreas verdes. Cisternas e microrreservatórios de infiltração são componentes hidráulicos eficazes para reduzir os efluentes pluviais de áreas urbanizadas, e estes podem ser amplamente implementados mediante incentivos do Poder Público com relação a abatimentos no Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU), em função da redução da contribuição de deflúvios e, conseqüentemente, da atenuação das cheias no sistema de macrodrenagem. Evidentemente, de nada vale essas implementações se não houver mecanismos sistemáticos de divulgação, de fiscalização e de manutenção continuada.

Sabe-se que as vias públicas são grandes geradoras de deflúvios decorrentes da elevada impermeabilização do terreno e de descompensações de declividades, ora elevadas, ora inexistentes. Nos baixios, formam-se alagamentos inconvenientes ao trânsito de veículo e pedestre, e a inadequação de topografia local, muitas vezes de fácil solução, é ignorada pelo órgão público responsável. A introdução de trincheiras de infiltração no calçamento e um possível sistema de recalque resolveriam de imediato um problema local, gerador de insatisfação aos moradores locais e transeuntes. É um exemplo típico de ausência da prática de manejo das águas pluviais urbanas.

Quanto à infraestrutura de drenagem existente, torna-se imprescindível a avaliação continuada da capacidade do sistema frente ao avanço de ocupação do espaço urbano, ao uso e ocupação do solo, às impermeabilizações de terrenos, à inexistência

de medidas compensatórias etc. Dependendo da magnitude e complexidade da bacia de drenagem e do avanço insatisfatório de regulamentações e fiscalizações, é preciso adequar a infraestrutura de drenagem existente com a introdução de elementos hidráulicos que permitam minimizar os efeitos danosos das enchentes, procurando-se ampliar os períodos de retornos a partir dos quais o sistema se torna inadequado, pondo em risco as áreas circunvizinhas desprotegidas contra alagamentos.

A introdução de reservatórios de detenção tem sido uma solução de grande sucesso na região metropolitana de São Paulo e em muitas cidades de médio e de grande porte. Canholi (2005) apresenta uma relação extensa de bacias de detenção, com detalhes da problemática e das soluções encontradas.

O transporte de sedimentos em sistemas de drenagem é um indicador significativo da contaminação das águas pluviais, pois revela a capacidade erosiva e de transporte dos deflúvios superficiais e a incorporação de contaminantes depositados nas superfícies dos terrenos e vias públicas. Nos baixios, as canalizações de drenagem podem se tornar rapidamente obstruídas, podendo comprometer seriamente a capacidade de drenagem da área. Em regiões litorâneas, as baixas declividades sempre reinantes obrigam a se dimensionar galerias de grandes dimensões. No entanto, não ocorrendo a manutenção e a limpeza frequente dessas galerias, a obstrução por depósitos de sedimentos pode, dramaticamente, ocasionar grandes alagamentos pela incapacidade de veiculação das águas pelas galerias e pela falsa confiabilidade de funcionamento do sistema.

Estudos e pesquisas em hidrologia urbana são essenciais para o conhecimento em maior profundidade dos problemas de águas urbanas. Além do levantamento de parâmetros, observações de eventos hidrológicos e pesquisas com caráter de inovação buscam novas abordagens e novos questionamentos que possibilitem prosseguir na evolução do entendimento do espaço urbano, com aplicações de novas tecnologias e conceituações atualizadas face à evolução tecnológica e às complexidades sempre crescentes do uso e ocupação no ambiente urbano. Um sistema de monitoramento hidrológico automático devidamente protegido é um desafio ainda ausente na imensa maioria das cidades brasileiras com problemas de drenagem.

Pelas facilidades sempre crescentes de uso de sistemas de geoprocessamento, não se concebe, atualmente, uma cidade de porte médio ou grande que não possua um cadastro informatizado atualizado de todo o espaço urbano, integrando os sistemas: viário, de abastecimento de água, de esgotamento sanitário, de drenagem urbana, da distribuição de eletricidade, da logística de coleta dos resíduos sólidos etc. A evolução tecnológica e a qualidade de vida da cidade são fortemente sentidas a partir de uma base de dados confiável e suficientemente abrangente. Com essa base de dados, as discussões e as formulações dos problemas da cidade são muito mais claramente evi-

denciadas, e as soluções a serem desenvolvidas passam facilmente pela compreensão dos técnicos, dos políticos e da população em geral.

A modelagem hidrológica e da gestão das várias infraestruturas do ambiente urbano é instrumento imprescindível para a gestão das águas urbanas e para o manejo das águas pluviais urbanas, por ocasião dos eventos hidrológicos intensos. Esse instrumento oferece as reais possibilidades de se avaliar as vazões de cheia, os níveis e áreas de inundação, as tomadas emergenciais de decisão e, principalmente, de medidas a serem executadas para suplantar problemas localizados, ou do sistema integrado de forma eficiente, tanto no aspecto técnico quanto econômico. Uma prática fundamental para o planejamento de ocupação de novas áreas urbanas é a realização de simulações hidrológicas da área pré-ocupacional, a fim de estabelecer valores de deflúvios que servirão para a regulamentação da execução de ações voltadas à drenagem da área, a fim de harmonizar o desenvolvimento espacial com a infraestrutura existente.

Além do problema de asseio, de saúde pública e de educação ambiental, a limpeza pública e a presença de resíduos sólidos espalhados na área de drenagem estão diretamente relacionadas com o funcionamento dos sistemas de micro e de macrodrenagem. A prática de manejo das águas pluviais urbanas deve ser integrada com os serviços de limpeza pública e do sistema de drenagem. A concentração de resíduos sólidos em bocas-de-lobo quase sempre resulta na formação de alagamentos em regiões densamente ocupadas, como centros comerciais e pontos localizados da cidade com atrativos para a concentração de número expressivo de pessoas. O espalhamento difuso de resíduos sólidos em superfícies urbanas resulta no carreamento pelos deflúvios, com alta possibilidade de serem criados pontos de estrangulamento que impedem o escoamento das águas pluviais. Outro importantíssimo trabalho dos serviços municipais é o da remoção do assoreamento nos sistemas de drenagem por sedimentos, pelo lixo urbano, pelo entulho ou por qualquer outro tipo de depósito como galhos de árvore etc.

Cidades cortadas por cursos de água, os quais são sujeitos a grandes variações de vazões em tempos relativamente curtos, tornam-se extremamente vulneráveis aos trágicos eventos de inundação, com prejuízos enormes à economia das propriedades ribeirinhas e, sobretudo, de alto risco de perdas de vidas humanas. Nessas situações, a implementação de um sistema de prevenção e de alerta, a organização e o acionamento de uma instituição de defesa civil tornam-se obrigatórios e imprescindíveis como garantia à vida cidadã da localidade. A existência de áreas ocupadas de alto risco de inundação é da competência do Poder Público municipal e, portanto, é de sua responsabilidade oferecer condições de vida a todas as pessoas estabelecidas em locais aprovados ou permitidos pela administração municipal. O avanço das leis democráticas

deve oferecer o suporte e a proteção necessários a todos os cidadãos, principalmente no que se refere a moradias e estabelecimentos de trabalho.

Infelizmente, no atual estágio de desenvolvimento do Brasil, o contingente populacional que vive em condições abaixo do limite tolerável de pobreza é alto e o déficit habitacional continua sendo uma das principais fragilidades que contribui para o baixo índice de desenvolvimento social do país. Por esse fato, a ocupação de áreas de risco pela população de baixa renda é preocupante, já que muitas áreas inundáveis urbanas são repentinamente sujeitas à favelização e, assim, suscetíveis aos trágicos eventos de deslizamentos de encosta, soterramentos e inundações, quando estas se localizam na calha secundária de cursos de água ou em áreas de inundação em fundos de vales, lagoas, ou mesmo às margens de córregos que drenam água de extensas bacias de drenagem. É uma situação de difícil solução, já que se configura como incompetência do Poder Público em assegurar a proteção de vida à população que vive dentro do espaço urbano e que, em princípio, deveria receber as garantias mínimas previstas pelo artigo 5º da Constituição Brasileira.

Os prejuízos causados pelas inundações em áreas com economia relativamente forte podem ser minimizados por meio de um sistema particular de seguro contra enchentes, mantido pelos próprios interessados, em parceria com o Poder Público municipal. Em função da frequência com que ocorrem as inundações e as informações sobre os prejuízos associados a elas, é possível estabelecer um sistema de seguro sustentado, baseado em índices de risco, cujo prêmio a ser pago pelos segurados possibilitaria a manutenção do sistema de seguro, e também quando o capital acumulado possibilitasse o investimento em benfeitorias que permitisse incentivar o Poder Público a acelerar as melhorias de manejo das águas pluviais da bacia de drenagem e, assim, reduzir os riscos de inundação (RIGHETTO; MEDIONDO; RIGHETTO, 2007).

A complexidade envolvida no manejo eficiente da bacia urbana e, em particular, da drenagem demanda estudos e avaliações continuados, com a compreensão de que a dinâmica da cidade envolve múltiplos sistemas e atores, e as questões são sempre atuais, exigindo, portanto, conceitos e tecnologias novos e ampla discussão nas mais variadas esferas que compõem as forças sociais da cidade. A base de análise deve evidente e necessariamente ser a de um Plano Diretor da Cidade no qual se integra o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU).

O PDDU é uma peça fundamental para a gestão das águas pluviais urbanas. Tem como meta o planejamento da distribuição dos deflúvios superficiais no espaço urbano em função da ocupação e da evolução da infraestrutura de drenagem, com vistas a minimizar ou mesmo eliminar prejuízos econômicos e ambientais.

O desenvolvimento do Plano Diretor é realizado segundo duas estratégias básicas: o estabelecimento de legislação, regulamentação e medidas não estruturais para o espaço urbano ocupado e não ocupado; e o plano de controle de impactos na drenagem das áreas ocupadas (TUCCI; ORSINI, 2005). Acrescenta-se ao Plano, o manual de drenagem urbana, que tem a finalidade de orientar urbanistas e projetistas quanto às questões relacionadas com o uso e ocupação do espaço urbano e às medidas estruturais e não estruturais necessárias para harmonizar tal desenvolvimento com o sistema de drenagem da área ou bacia urbana.

Os aspectos gerais do manejo de águas pluviais, delineados nesta introdução, podem e devem ser detalhadamente discriminados quanto às particularidades relacionadas com a prática efetiva da gestão das águas pluviais das bacias de drenagem urbanas. Assim, a seguir, apresentam-se alguns desses detalhes, com realce aos que estão presentemente mais incentivados e praticados em nosso meio.

1.3 Controle na Fonte

A ocupação urbana causa modificação no padrão de escoamento dos deflúvios superficiais na bacia, ou seja, à medida que áreas com superfícies naturais vão sendo impermeabilizadas, os processos de infiltração e retenção da água na bacia vão se reduzindo, causando aumento significativo dos deflúvios superficiais nas áreas situadas a jusante. Além disso, a água escoada superficialmente entra em contato com diversos tipos de poluentes, comprometendo a sua qualidade. Quando lançada no corpo d'água receptor, pode contaminar rios, lagos ou aquíferos subterrâneos. Por outro lado, a poluição difusa tem sido um dos grandes problemas sanitários nas áreas urbanas, uma vez que está relacionada com a ocorrência de epidemias e doenças de veiculação hídrica.

As fontes de poluição difusa são, por sua vez, resultado das atividades humanas desenvolvidas no processo de ocupação e uso do solo na bacia urbana. Os impactos oriundos da degradação da qualidade da água no meio urbano abrangem aspectos sociais, econômicos e ambientais, podendo ser citados os seguintes:

- mortalidade de peixes e da vida aquática;
- problemas relacionados com a proliferação de doenças de veiculação hídrica;
- degradação da qualidade da água, tornando-a imprópria para consumo;
- degradação do ecossistema e do habitat;
- custos financeiros relacionados com ações de limpeza e remoção de poluentes;
- prejuízos sociais relacionados com a inadequação de áreas de lazer.

A ocupação urbana aumenta significativamente a velocidade do escoamento superficial, crescendo o potencial erosivo do solo, com reflexo no transporte de sedimentos e o consequente assoreamento de rios e lagos. A redução do volume útil nesses corpos de água diminui a capacidade de retenção, aumentando o risco de inundações.

A Tabela 1.1 apresenta os principais tipos de poluentes urbanos, suas fontes e impactos produzidos.

Tabela 1.1 > Principais tipos de poluentes urbanos, suas fontes e impactos produzidos.

POLUENTES	ORIGEM	IMPACTOS
Nitrogênio e fósforo	Sistemas sépticos inadequados; desmatamento; fertilizantes.	Reduz o OD (oxigênio dissolvido); crescimento de algas; degradação da água de consumo.
Sedimentos	Obras de construção; áreas desmatadas; processos erosivos.	Aumento da turbidez; redução do OD; degradação da vida aquática.
Organismos patogênicos	Lançamentos de efluentes domésticos; sistemas sépticos inadequados.	Riscos à saúde humana pelo consumo; inviabilidade do uso recreacional.
Metais pesados: chumbo, cádmio, zinco, mercúrio, alumínio, entre outros.	Processos industriais; resíduos de óleo do motor; mineração; queima de combustíveis.	Toxicidade da água e do sedimento; acumulação na atividade biológica e na cadeia alimentar.
Pesticidas; produtos sintéticos.	Herbicidas, fungicidas, inseticidas; processos industriais; lavagem de solos contaminados.	Toxicidade da água e do sedimento; acumulação na atividade biológica e na cadeia alimentar.

1.3.1 Sistemas não convencionais de controle na fonte

O manejo da água pluvial no meio urbano deve proporcionar qualidade de vida aos cidadãos, reduzindo a um nível aceitável os riscos de inundação oriundos da impermeabilização do solo. Ao mesmo tempo, o uso sustentável da água envolve a elaboração de políticas de uso e ocupação do solo, com cenários de desenvolvimento e planejamento estratégico de médio e longo prazo. Nesse contexto, a concepção de sistemas destinados a reduzir os efeitos da urbanização na quantidade e qualidade da água escoada tem como objetivo aumentar o armazenamento, reduzindo o lançamento de deflúvios e da carga de poluição difusa. Nas últimas décadas, a crescente necessidade de enfrentar os problemas da água pluvial no meio urbano fez surgir o conceito de sistemas não convencionais de controle na fonte, com ênfase no manejo sustentável da água de drenagem. Esses sistemas compreendem medidas que estabelecem soluções práticas para o problema dos deflúvios urbanos, com a implantação de sistemas de controle próximo do local de geração do deflúvio, e ainda envolvem medidas estruturais e não estruturais. As medidas não estruturais envolvem ações operacionais

e educacionais, além de medidas de controle. Integram um conjunto de ações locais específicas, visando promover a retenção e infiltração do escoamento, com o controle dos impactos da urbanização na drenagem.

O objetivo dos sistemas de controle na fonte é preservar as condições hidrológicas da bacia pré-urbanizada, reduzindo os impactos para um nível aceitável. Assim, o estabelecimento de um sistema de controle não convencional reflete as condições físicas do local, procurando observar os seguintes aspectos:

- disponibilidade de espaço físico para implantação dos dispositivos, aspecto importante especialmente no caso de áreas densamente urbanizadas;
- definição dos dispositivos mais adequados em função dos tipos de poluentes presentes no escoamento, com a verificação continuada da eficiência de funcionamento;
- o comportamento do lençol freático na estação chuvosa – informação importante no caso de sistemas de infiltração; tem influência direta na capacidade de armazenamento;
- levantamento do perfil litológico do local; solos com alta capacidade de percolação são necessários ao funcionamento de sistemas de infiltração da água no solo;
- análise dos custos de implantação e manutenção da estrutura; considerar a disponibilidade de material no local, facilidade de manutenção, eficiência de remoção de poluentes; disponibilidade e treinamento de pessoal técnico.

Observa-se, assim, que a adoção de um determinado dispositivo de controle do escoamento exige o estabelecimento de critérios de ordem prática. A sua implantação tem o objetivo de absorver os impactos negativos de uso e ocupação do solo na bacia. Assim, a solução adotada deve atender às necessidades locais, considerando os prós e contras das tecnologias disponíveis.

Tipos de sistemas de controle não convencionais

Um sistema não convencional de controle é usado como solução frente ao aumento do escoamento e da carga de poluição difusa, possibilitando melhorar as condições de drenagem e de qualidade da água com a melhor relação custo-benefício possível. Os sistemas não convencionais usados no manejo da água em áreas urbanizadas são classificados em dois tipos: sistemas não estruturais ou de controle do escoamento na fonte e sistemas estruturais com eventual tratamento da água contaminada.

Os sistemas não estruturais utilizam meios naturais para reduzir a geração do escoamento e a carga poluidora; não contempla obras civis, mas envolve ações de cunho social para modificar padrões de comportamento da população, tais como meios legais, sanções econômicas e programas educacionais; são denominados sistemas de controle na fonte, pois atuam no local ou próximo das fontes de escoamento, estabelecendo critérios de controle do uso e ocupação do solo nessas áreas.

Os sistemas estruturais, por sua vez, englobam obras de engenharia destinadas à retenção temporária do escoamento, podendo-se promover o tratamento da água. Esses sistemas permitem o controle quali-quantitativo da vazão gerada na bacia, seja pelo armazenamento temporário do volume escoado, seja pela redução da carga poluidora.

Em anos recentes, vem aumentando a importância das medidas preventivas de caráter não estrutural, tanto pela eficiência em solucionar o problema na fonte como pela pulverização dos custos com obras de drenagem, evitando a necessidade de implantação de obras mais caras no futuro.

As medidas não estruturais englobam um conjunto de regras de controle do uso e de ocupação do solo. O PDDU estabelece regras que visam o controle e a prevenção, combinando medidas não estruturais e estruturais nos cenários de ocupação atual e futura. As medidas compensatórias de controle do escoamento na fonte englobam quatro tipos de ações:

- planejamento, projeto e implantação de estruturas de retenção e armazenamento;
- manutenção adequada das superfícies permeáveis e impermeáveis;
- educação e treinamento como forma de conscientizar a população para os problemas ambientais, e sua relação com a água;
- regulamentação, vigilância e mecanismos de sanções.

As medidas não estruturais de controle do escoamento na fonte podem ser agrupadas em categorias, conforme mostra a Tabela 1.2.

Tabela 1.2 > Categorias de medidas não estruturais.

PRINCIPAIS CATEGORIAS	MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS
Educação pública	Educação pública e disseminação do conhecimento
Planejamento e manejo da água	Equipe técnica capacitada Superfícies com vegetação Áreas impermeáveis desconectadas Telhados verdes Urbanização de pequeno impacto
Uso de materiais e produtos químicos	Uso de produtos alternativos não poluentes Práticas de manuseio e de armazenamento adequadas
Manutenção dos dispositivos de infiltração nas vias	Varrição das ruas Coleta de resíduos sólidos Limpeza dos sistemas de filtração Manutenção das vias e dos dispositivos Manutenção dos canais e cursos d'água
Controle de conexão ilegal de esgoto	Medidas de prevenção contra a conexão ilegal Fiscalização: detecção, retirada e multa Controle do sistema de coleta de esgoto e de tanques sépticos
Reúso da água pluvial	Jardinagem e lavagem de veículos Sistema predial Fontes e lagos

Participação da comunidade

O envolvimento da comunidade é ponto chave no estabelecimento do Plano de Controle da Drenagem. Merece destaque o estímulo à participação e o envolvimento da comunidade na tomada de decisões e na manutenção do sistema. Programas educativos na forma de mesas-redondas, debates, campanhas etc., ajudam a aumentar o nível de conscientização, estimulando o envolvimento nas questões ambientais e modificando padrões de conduta não sustentáveis de uso da água. A realização de campanhas com a distribuição de material informativo sempre traz resultados positivos, como na Figura 1.2.



FONTE: WWW.OWDNA.ORG

Figura 1.2 Participação da comunidade na limpeza de canal.

Equipe técnica capacitada

Nas áreas em processo de urbanização, é fundamental que a concepção da rede de drenagem seja feita levando em conta critérios de engenharia, buscando tanto quanto possível preservar as condições naturais na bacia. Esses critérios são norteados pela redução das áreas impermeáveis, pelo uso de dispositivos de infiltração e de áreas de conservação. Nesse sentido, o Plano Diretor instituiu diretrizes que norteiam o arranjo e a distribuição dos lotes, além de estabelecerem o uso de dispositivo de retenção e infiltração na fonte.

Redução do efeito das áreas impermeáveis

O impacto gerado pelo escoamento superficial na drenagem aumenta com a área impermeabilizada. Em razão disso, o uso de dispositivo de retenção no lote incrementa o armazenamento na bacia, amortece o pico do hidrograma e reduz o volume escoado para a rede de drenagem. Em áreas comuns, podem ser adotadas soluções como pavimentos permeáveis (estacionamentos) ou valas de infiltração nas áreas adjacentes às vias.

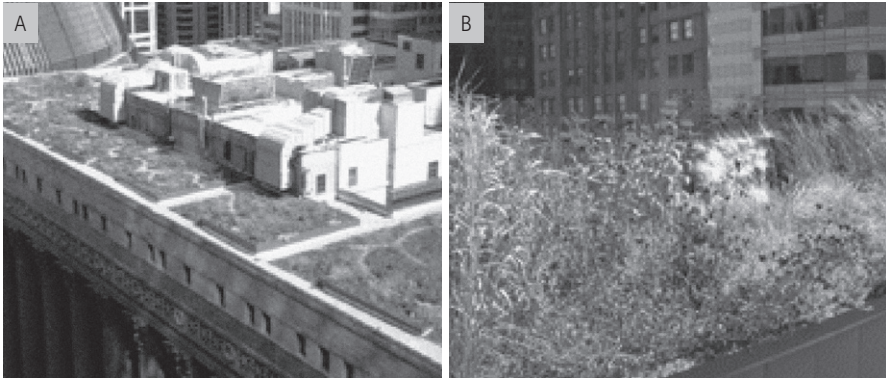
Telhado verde

Conhecido como jardim em edifícios, é um dispositivo de controle do escoamento na fonte que ajuda a mitigar o impacto da urbanização, especialmente em áreas com nível de adensamento elevado. Esse dispositivo é muito eficiente na redução do escoamento, pelo aumento de área verde e pela evapotranspiração. Além disso, aporta valor comercial ao empreendimento e cria condições de vida natural, sendo considerado uma opção economicamente excelente quando comparado aos sistemas estruturais de grande porte.

No entanto, envolve o uso de coberturas planas em edificações com reforço estrutural. A laje, recoberta com uma manta impermeabilizante, recebe uma camada de solo de textura leve, uma rede de contenção e um sistema de drenagem. São usadas espécies de plantas resistentes à alta temperatura, à baixa umidade do solo e a curtos períodos de inundação durante os eventos. Vale citar o uso desse tipo de solução no prédio da Prefeitura de Chicago, Estados Unidos, onde foi desenvolvido um projeto piloto com o objetivo de demonstrar as potencialidades e incentivar o uso. O telhado verde é especialmente eficiente na retenção de chuvas intensas e de curta duração, podendo reter até 70% da chuva durante a estação seca (Figura 1.3).

Urbanização de pequeno impacto

A concepção urbanística das áreas em processo de impermeabilização do solo requer análise cuidadosa, feita por corpo técnico que utilize critérios e normas que permitam minimizar os impactos da urbanização na drenagem pluvial. Nesse sentido, deve ser prevista, conforme a necessidade, a instalação de sistemas de controle na fonte, distri-



FONTES: WWW.INHABITAT.COM; WWW.GREENROOFS.COM

Figura 1.3 Ilustração de utilização de telhado verde.

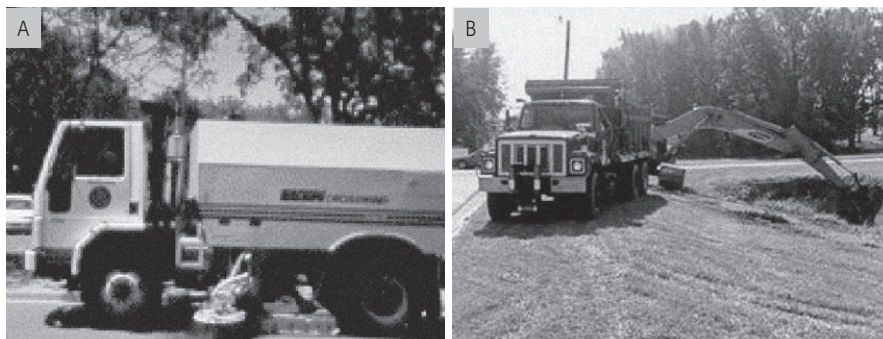
buídos na bacia, com redução das áreas impermeáveis. A implantação de dispositivos de retenção e infiltração de pequeno porte elimina a necessidade de uma estrutura central de grande porte. O uso de sistemas de biorretenção em parques, áreas de lazer e jardins, e também de cisternas, pavimentos permeáveis e telhados verdes propicia redução do volume escoado e filtragem da carga poluidora.

Manuseio e armazenamento de produtos tóxicos

O uso e o armazenamento adequados de substâncias tóxicas constituem importante medida de controle na fonte. Postos de combustíveis, por exemplo, devem ser fiscalizados no sentido de evitar o contato de substâncias tóxicas com a água, armazenando adequadamente os produtos em reservatórios, sejam eles superficiais ou subterrâneos. Além disso, devem ser limitados os deflúvios de lavagem de carros lançados na rede de drenagem.

Limpeza e manutenção da rede de drenagem

Englobam a limpeza das vias e da rede de drenagem existente. A limpeza de ruas e de estacionamentos é uma das principais formas de redução da carga de resíduos sólidos e de sedimentos nos deflúvios. A varrição das ruas é considerada uma medida fundamental, reduzindo a carga de sólidos em suspensão e de lavagem transferida para o corpo receptor. Trabalhos recentes demonstram que equipamentos de varrição modernos são eficientes na remoção das partículas finas que retêm uma parcela importante da carga poluidora. Outro aspecto importante é a frequência de varrição, que pode ser quinzenal. A rede de galerias existentes, por sua vez, está sujeita à obstrução pela entrada de resíduos durante a chuva. Os sedimentos e a matéria orgânica ficam retidos nos trechos de pequena declividade e tendem a se acumular, reduzindo a área de fluxo. A retirada desse material pode ser feita mediante processo de lavagem a vácuo, com a desagregação



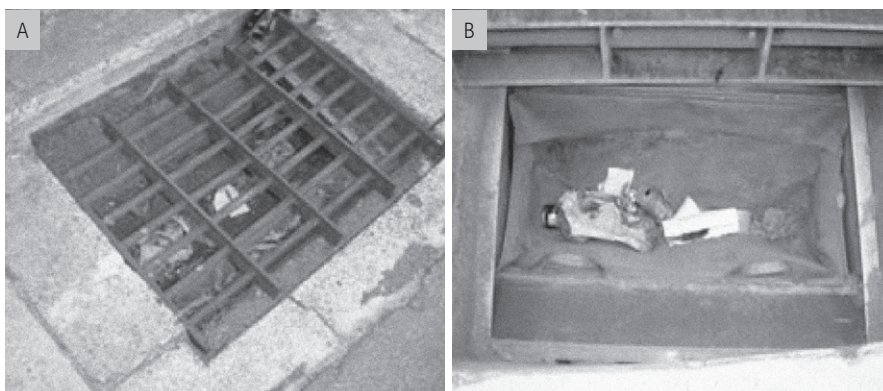
FONTE: WWW.DANVILLE-VA.GOV

Figura 1.4 Ilustração de utilização de telhado verde.

gação do material consolidado. A manutenção periódica dos canais abertos envolve a desobstrução e a limpeza da calha nos pontos críticos, como mostra a Figura 1.4.

Limpeza das estruturas de retenção de resíduos sólidos

A concepção da rede de microdrenagem deve prever o uso de dispositivos de retenção de resíduos sólidos e de sedimentos, evitando, assim, a sua transferência para o interior da rede. Em geral, esses dispositivos se localizam na entrada das bocas-de-lobo, situados abaixo da cota inferior do tubo de entrada. O material sólido retido no interior da boca-de-lobo pode ser recolhido manualmente com a retirada da grelha (Figura 1.5). A retenção dos resíduos e do sedimento impede a transferência desses materiais para o corpo receptor situado a jusante; recomenda-se a limpeza dessas estruturas pelo menos duas vezes no ano.



FONTE: WWW.BIOCLEANENVIRONMENTAL.NET

Figura 1.5 Retenção e limpeza de resíduos sólidos.

Manutenção do revestimento nas vias

O revestimento nas vias urbanas está sujeito à ação abrasiva dos pneus e das cargas dinâmicas dos veículos. Em locais de tráfego mais intenso, falhas nos serviços de manutenção da via propiciam o aparecimento de trincas que, com o tempo, vão, progressivamente, deteriorando a qualidade do pavimento. Dessa forma, os materiais que compõem a base ficam sujeitos à ação erosiva da chuva e do escoamento, sendo levados pelo fluxo, com a transferência de matérias sólidas e carga de poluentes ao corpo receptor. As ações de manutenção das vias contribuem para preservar os corpos d'água, protegendo-os da degradação.

Conservação da rede de drenagem e dos corpos d'água

O funcionamento adequado do sistema de drenagem exige uma série de ações de manutenção periódicas no corpo receptor. Elas envolvem a retirada de material sólido mediante dragagem, a conservação de áreas verdes, a manutenção dos dispositivos de infiltração, a troca de elementos filtrantes etc.; constitui um cronograma de ações de manutenção preventiva e de reparo das estruturas. A manutenção do sistema de macrodrenagem (canais e cursos d'água naturais) inclui a identificação periódica de potenciais fontes de poluição pontual e difusa, bem como de lançamentos ilegais, com a limpeza e remoção de resíduos sólidos na calha fluvial. Com relação aos canais de drenagem, uma manutenção eficiente deve incluir possíveis modificações do projeto original, com o objetivo de melhor atender às especificidades locais e a sua incorporação na paisagem urbana.

Risco de contaminação da água pluvial

Numa bacia urbana, determinadas atividades geram potenciais riscos de contaminação da água graças às substâncias usadas nos processos. Esses casos exigem a devida atenção no que se refere ao uso desses produtos, prevendo ações específicas de controle. A legislação deve prever, por exemplo, a necessidade de evitar o lançamento desses resíduos na rede de drenagem ou diretamente no solo. Além disso, esses estabelecimentos devem prever estruturas de armazenamento desses produtos, com o objetivo de evitar o contato direto com a água da chuva. Algumas atividades com risco de contaminação podem ser citadas:

- usinas de reciclagem de produtos;
- serviços de abastecimento de veículos – troca de óleo e lavagem;
- serviços ou atividades que geram e armazenam substâncias tóxicas;
- hospitais;

Conexão ilegal com a rede de drenagem

Um dos principais fatores de degradação da qualidade da água nos corpos d'água urbanos está relacionado com o lançamento de efluentes de origem doméstica na rede de drenagem (Figura 1.6). Os deflúvios lançados na rede de drenagem podem ser classificados em três tipos, de acordo com os efeitos produzidos: substâncias tóxicas e patogênicas; substâncias degradadoras da vida aquática; e água limpa. Dentre estes, os mais importantes são as substâncias tóxicas e patogênicas, onde as fontes mais prováveis desses poluentes são os efluentes residenciais e industriais. Assim, a principal fonte de conexão ilegal tem origem na rede sanitária residencial.



FONTE: WWW.MOYOLAANGLING.COM

Figura 1.6 Efluente de origem doméstica na rede de drenagem.

Conexão ilegal: prevenção, identificação e remoção

Essas medidas têm o objetivo de fiscalizar e remover as conexões ilegais existentes responsáveis pelo lançamento de efluentes poluidores na rede de drenagem. Em geral, essas conexões têm origem em fossas sépticas, sistemas de lavagem, entre outros. As medidas preventivas envolvem o estabelecimento de normas de controle, fiscalização periódica, sanções e multas, educação e conscientização da população. As ações

de controle são implementadas com o objetivo de identificar e remover as conexões ilegais com a rede de drenagem. Alguns indicadores da presença de conexão ilegal incluem o fluxo sem a ocorrência de chuva, além da existência de coliformes fecais na água.

Utilização da água pluvial

Nos últimos anos, tem havido um avanço na tecnologia de uso da água pluvial em residências. A água da chuva é transferida por um sistema de calhas e tubulações até um reservatório, podendo ser usada para diversos fins, como jardinagem, esgotamento sanitário, lavagem de veículos etc. Na região semi-árida, a água armazenada em cisternas é submetida a um tratamento primário e usada na dessedentação de pessoas e de animais. Nessas instalações, as primeiras chuvas, contaminadas com poeira, folhas ou resíduos de pássaros, devem ser descartadas. Uma tela instalada na entrada do reservatório permite separar a matéria sólida presente na água. Assim, o reúso pode ocorrer em nível individual dentro do lote, em nível municipal ou mesmo regional. Em nível municipal, a água da

chuva pode ser retida em lagos, usada na irrigação de jardins e parques, ou mesmo usada como reserva de proteção contra incêndio. A retenção da água da chuva em bacias de detenção na área urbana propicia, em alguns casos, a recarga do aquífero subterrâneo. Em algumas cidades, a recarga do aquífero proporciona, em longo prazo, melhoria na qualidade da água, reduzindo a concentração de poluentes presentes na água.

1.3.2 Medidas estruturais de manejo da água pluvial

Os sistemas estruturais compõem uma variedade de estruturas, cuja finalidade é a de deter e/ou transportar os deflúvios gerados na bacia e também de propiciar a infiltração localizada. Essas obras têm a finalidade de reduzir os impactos provocados pela urbanização no hidrograma resultante.

As bacias de detenção, por exemplo, atuam amortecendo a vazão máxima, reduzindo os impactos a jusante, uma vez que elas funcionam como estruturas de regulação.

Em alguns países, os sistemas estruturais são usados no tratamento da água escoada, propiciando a remoção de poluentes presentes na água. Em alguns casos, o dispositivo de tratamento da água está localizado na entrada da rede de drenagem; em outros, no ponto de lançamento no corpo receptor. Os sistemas estruturais podem ser classificados em função das categorias funcionais, como mostra a Tabela 1.3.

Tabela 1.3 > Categorias de medidas estruturais.

CATEGORIA	TIPO
Detenção do escoamento	Bacia de retenção ou de atenuação de cheia Bacia de retenção com infiltração
Área inundável	Terreno adaptado a alagamento
Vegetação	
Dispositivos de infiltração	Vala de infiltração Bacia de infiltração Pavimento poroso
Filtros orgânicos e de areia	Filtro superficial de areia Filtro subterrâneo
Tecnologias alternativas	

Sistemas de retenção do escoamento

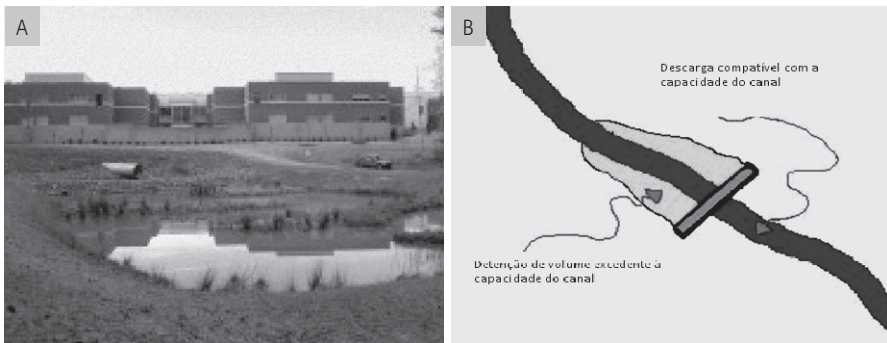
Nas bacias urbanas, os sistemas de retenção utilizam reservatórios com lâmina d'água permanente, podendo ser combinados com um dispositivo de tratamento da água. Os sistemas de tratamento são necessários nos casos de utilização da água. Os sistemas de retenção do escoamento podem ser divididos da seguinte forma:

- as bacias de detenção capturam o volume escoado por certo período de tempo para depois lançá-lo, gradualmente, na rede de drenagem a jusante;
- as bacias de retenção retêm o volume escoado, mantendo assim uma lâmina d'água permanente ou com redução por infiltração.

Bacias de detenção

Projetadas para reter parte do volume escoado na bacia a montante, permitem amortecer a vazão máxima escoada em decorrência da chuva na bacia. O objetivo é impedir a inundação de áreas situadas a jusante. Esses sistemas são concebidos para funcionar "em série" com a rede de drenagem, esvaziando-se completamente entre eventos. Devido ao tempo de detenção curto desses sistemas, eles não são eficientes na remoção de matéria sólida ou substâncias poluentes; são estruturas de amortecimento da vazão máxima lançada no corpo receptor, atenuando os efeitos da inundação e protegendo a rede de drenagem a jusante (Figura 1.7).

Normalmente, são projetados para esvaziar completamente em menos de 24 horas. A detenção do escoamento reduz o potencial erosivo na bacia e atua como prevenção dos impactos sobre a vida aquática no corpo receptor.



FONTES: SKAGIT.MEAS.NCSU.EDU; WATER.ME.VCCS.EDU

Figura 1.7

Bacia de detenção.

Estrutura de retenção na saída

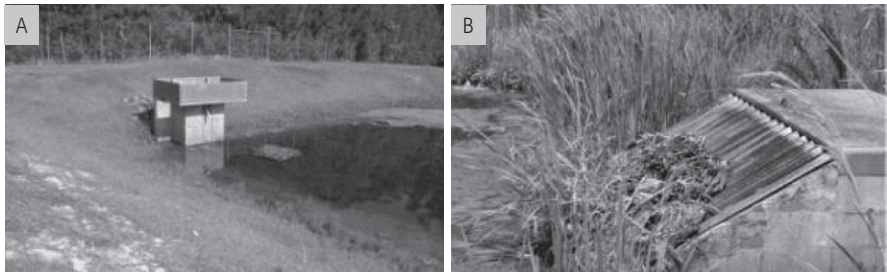
As bacias de detenção podem dispor de uma estrutura de retenção localizada na saída. Esse dispositivo hidráulico permite a liberação gradual do volume retido, em geral associado a um evento de pequena magnitude, com frequência anual. Essa estrutura retém o volume por até 48 horas após o evento. Normalmente, o controle da vazão é feito através de um orifício, com retenção por um tempo suficiente para o depósito de matéria sólida e de poluentes. Projetada para o esvaziamento completo, esses sis-

temas podem funcionar em dois níveis: cota superior, associada a eventos de grande magnitude, e cota inferior, associada a eventos frequentes. Na concepção hidráulica do sistema, pode ser contemplada a instalação de caixas de passagem, uma próxima da entrada e outra na saída do reservatório.

Essas bacias podem ser usadas nos períodos secos como áreas de recreação, tais como campos de futebol, parques, estádios etc.

As estruturas de retenção na saída são opções interessantes nos casos da estrutura já estar implantada, pois permitem controlar o hidrograma e a qualidade da água, conforme a Figura 1.8.

As bacias de detenção apresentam algumas limitações: não são indicadas para áreas de drenagem menores que 5 ha (hectares) e requerem manutenção contínua, devido à possibilidade de obstrução da estrutura de saída por matéria sólida.



FONTE: [HTTP://H2O.ENR.STATE.NC.US](http://h2o.enr.state.nc.us)

Figura 1.8 Estrutura de retenção na saída.

Bacias de retenção

Esses sistemas são concebidos para armazenar o volume gerado na bacia, possibilitando também a melhoria da qualidade da água (Figura 1.9). No lago, cotas acima do nível permanente permitem a renovação da água entre eventos. Normalmente, esses sistemas dispõem de alta capacidade de retenção, bem maior do que o volume permanente no lago. Isso explica a alta eficiência no tratamento da água, além de proporcionar valorização paisagística e servir de habitat natural para a vida terrestre e aquática. Permitem também, graças ao seu volume, o depósito dos sólidos em suspensão e a dissolução de poluentes por decomposição, melhorando a qualidade da água numa ampla faixa de substâncias. Ademais, o volume do reservatório atua no controle do aumento dos deflúvios associado ao aumento da área impermeabilizada na bacia. Quanto ao aspecto construtivo, a implantação desse sistema requer o uso de área suficientemente grande e relativamente plana; o espelho d'água permanente no lago depende de fatores hidrogeológicos, no que se refere à posição do lençol freático.

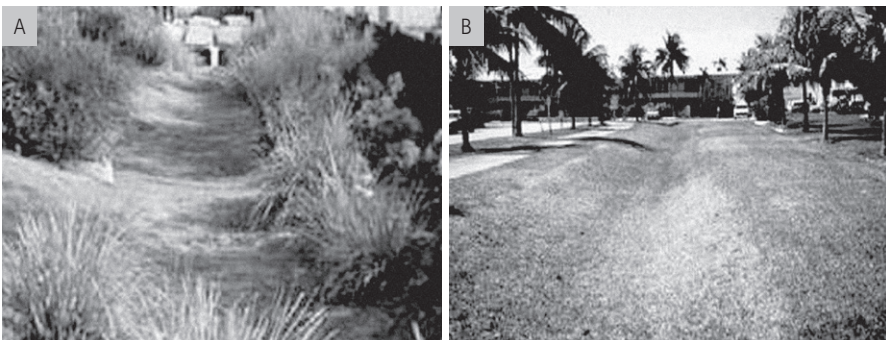


FONTES: WWW.CLEANWATERHONOLULU.COM; WWW.OSEH.UMICH.EDU

Figura 1.9 Bacias de retenção.

Canais verdes

O sistema de drenagem pode se servir de superfícies permeáveis para promover a infiltração da água no solo, reduzindo o impacto do escoamento a jusante. O escoamento na forma de lâmina sobre as superfícies vegetadas possibilita a remoção de alguns tipos de poluentes. Nesse caso, a vegetação atua como uma espécie de filtro biológico. Esses canais podem funcionar secos ou com lâmina d'água. Nesses sistemas (Figura 1.10), o escoamento pode ser retido temporariamente em pequenas estruturas de represa-mento dispostas em série. Superfícies vegetadas são indicadas para fundos de lotes em áreas residenciais ou no acostamento de vias, em substituição às soluções tradicionais de drenagem. Áreas gramadas permitem fácil manutenção e limpeza, podendo ser usadas como opção em áreas urbanizadas com o objetivo de aumentar a área permeável. Nos casos em que o nível freático chega próximo da superfície, o canal com vegetação pode funcionar com lâmina d'água na maior parte do ano. No entanto, esses sistemas



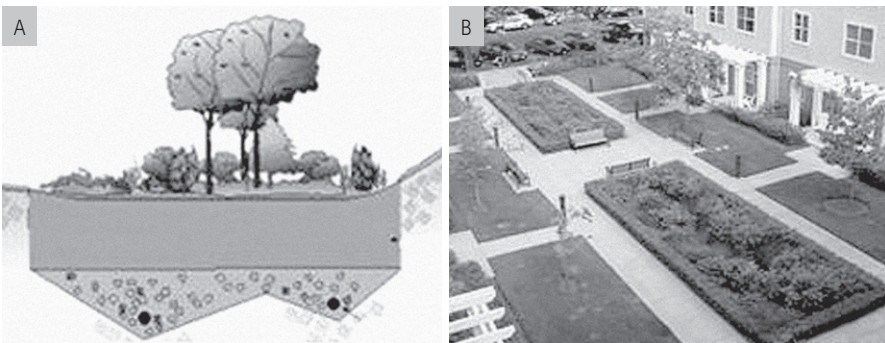
FORNTE: WWW.LANDCARERESEARCH.CO.NZ

Figura 1.10 Canais verdes.

normalmente exigem solos bem drenados e disponibilidade de área para implantação, podendo apresentar processos erosivos nos casos de tormentas de alta magnitude.

Sistemas de biorretenção

Esses sistemas, conforme a Figura 1.11, podem compor a paisagem natural da região; podem também ser implantados com plantas de diferentes espécies e tamanhos. Em geral, localizam-se em baixios ou depressões, para onde converge o escoamento gerado na bacia. Reproduzem o ecossistema natural onde a atividade biológica atua promovendo a filtragem da água. Neles, o deflúvio, resultado das chuvas intensas, gera o empossamento da superfície e a infiltração da água no solo. Os poluentes são removidos da água mediante adsorção, filtração e decomposição da matéria orgânica. As plantas são componentes fundamentais nesse sistema, responsáveis pela retirada da água e dos poluentes; têm ainda a vantagem de integrar a paisagem natural, sendo recomendáveis em áreas com alto índice de impermeabilização, como estacionamentos. Vulneráveis à colmatagem do solo por depósito de sedimentos, podem se tornar ambiente favorável à proliferação de mosquitos e vetores, em caso de falta de limpeza e manutenção.



FONTE: 155.247.107.222/TVSSI/IMAGES

Figura 1.11 Sistema de Biorretenção.

Sistemas de infiltração

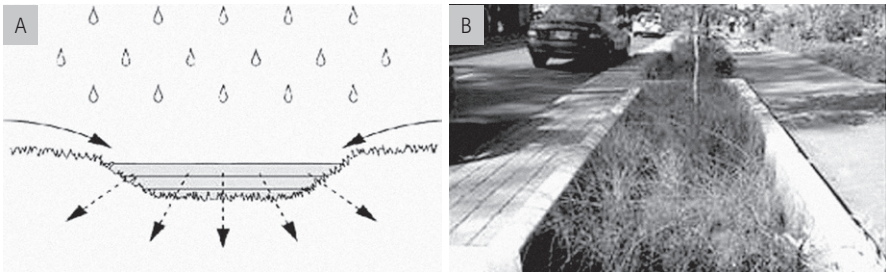
Os sistemas de infiltração têm a finalidade de reter o escoamento gerado na bacia com a infiltração no próprio local, reduzindo, assim, o impacto do escoamento excedente e da carga de poluentes lançados no corpo receptor, os quais estão associados ao aumento da impermeabilização do solo.

Normalmente, são projetados para funcionar durante várias horas ou mesmo dias; podem ser importantes na recarga do aquífero, proporcionando a remoção de poluentes orgânicos à medida que a água se infiltra nas camadas do solo. No entanto, avaliações

de vulnerabilidade devem ser realizadas nos casos em que a água subterrânea local é usada como fonte de abastecimento. Além disso, sua eficiência está diretamente associada à capacidade de infiltração e percolação de todo o perfil do solo no local.

Bacias de infiltração

Esses sistemas são tipicamente *off-line*, em geral associados a um dispositivo de filtração do deflúvio situado na entrada da estrutura (Figura 1.12). A filtração na entrada tem o objetivo de remover os sedimentos presentes no deflúvio. Semelhantes às bacias de retenção secas, são sistemas eficientes em remover os sólidos coloidais presentes na água. A água tratada pode ser usada na recarga do aquífero ou no escoamento de base em áreas próximas de rios. Revestidas com vegetação, podem ter maior eficiência na remoção de poluentes. Seu uso permite absorver os impactos da urbanização, aumentando as condições de armazenamento e de infiltração da água na bacia, reduzindo os efeitos dos deflúvios no corpo receptor.



FORNTE: WWW.LANDCARERESEARCH.CO.NZ

Figura 1.12 Bacia de infiltração.

Vala de infiltração

Esse dispositivo consiste numa vala escavada no solo (profundidade entre 1,0 e 3,5 m) e revestida internamente com uma manta geotêxtil, de acordo com a Figura 1.13. Preenchida com brita, a vala cria um reservatório subterrâneo em condições de reter o deflúvio. A água armazenada vai se infiltrando no solo através do fundo e das paredes. Nela, a eficiência de captação é aumentada quando se instala uma depressão na sarjeta da via pública. Recomenda-se a instalação de dispositivo de filtração (caixa de areia) a montante da estrutura destinada a reter sedimentos e resíduos presentes no deflúvio. É indicada para projetos com área de contribuição a montante menor que 4 ha. No dimensionamento desse sistema, a chuva de projeto é de frequência anual suficiente para reter os deflúvios mais frequentes. A entrada de sólidos finos na estrutura compromete o seu funcionamento. Nesse sentido, o dispositivo de filtração na entrada é necessário para melhorar o desempenho e aumentar a vida útil da vala de infiltração.

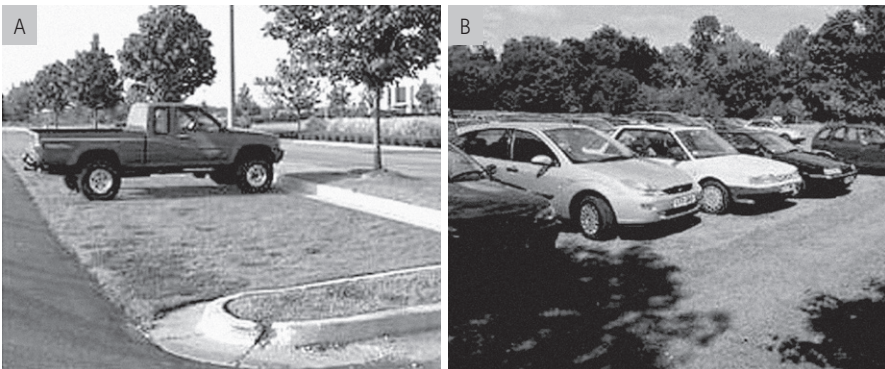


FONTES: WWW.THCAHILL.COM; WWW.ENVIRONMENT-AGENCY.GOV.UK

Figura 1.13 Vala de infiltração.

Pavimento permeável

A superfície de um pavimento permeável (Figura 1.14) vem facilitar a infiltração do deflúvio na camada inferior do pavimento, que funciona como uma espécie de reservatório. Na sua implantação, podem ser usados blocos de concreto pré-moldados de diferentes formatos. Nesse sistema, os blocos são assentados numa camada de areia e os espaços vazios preenchidos com material granular ou grama. Em geral, são projetados para suportar cargas dinâmicas de veículos leves em áreas de estacionamentos. Constitui uma boa alternativa não convencional para redução do efeito da impermeabilização sobre a drenagem, atuando como um reservatório. No entanto, o pavimento permeável exige manutenção periódica para a retirada do sedimento fino retido na superfície (espaços entre os blocos), que dificulta ou prejudica a infiltração. A limpeza e a retirada desse material podem ser feitas por jateamento ou varredura a vácuo.



FORTE: WWW.BREN.UCSB.EDU

Figura 1.14 Pavimento permeável.

1.4 A Água Pluvial como Recurso Hídrico

Os deflúvios superficiais decorrentes de chuvas intensas sobre áreas urbanas de drenagem podem representar fontes alternativas de água para consumo, desde que sejam direcionadas a reservatórios e, dependendo de sua utilização, recebam algum tipo de tratamento. Volumes expressivos de água podem ser acumulados em reservatórios e utilizados tanto no período de estiagem quanto durante o próprio período chuvoso, neste caso, como alternativa de uso em relação à oferecida pela rede pública.

Aproveitamento da água pluvial

Como salientadas pela Agência Nacional de Águas (ANA, 2005), fontes alternativas de água são todas aquelas que não estão sob concessão de órgãos públicos ou que não sofrem cobrança pelo seu uso. Outras denominações encontradas na literatura que se referem a este tema são: "fontes alternativas de abastecimento", "substituição de fontes" e "águas não convencionais".

A adoção de medidas que visam à diminuição de consumo e a busca por fontes alternativas de água têm se tornando uma prática cada vez mais necessária sob o ponto de vista da disponibilidade hídrica e da sustentabilidade ambiental. O aproveitamento de água pluvial apresenta-se, neste contexto, como uma alternativa socioambiental responsável e possível economicamente, no sentido de suprir demandas menos exigentes, caracterizadas por usos não potáveis, desde que atendidos os requisitos pertinentes.

Os sistemas para aproveitamento de água de chuva podem ser definidos, segundo Peters (2006), como aqueles que captam a água da superfície, encaminhando-a para algum tipo de tratamento quando necessário, reservação e posterior uso.

Sonda *et al* (*apud* MAY, 2004) enfatizam que em regiões semi-áridas, como o nordeste brasileiro, em que o regime de chuva é irregular com total precipitado inferior às necessidades da região, torna-se obrigatório o armazenamento de água para suprir, principalmente, as demandas potáveis. Assim, a utilização de água de chuva é um recurso popular muito difundido. Nas regiões mais úmidas, a utilização da água de chuva armazenada em cisternas e microrreservatórios é um atrativo quanto à obtenção de água de boa qualidade e, também, para reduzir custos de utilização de água da rede pública.

Nas edificações residenciais, empresariais, públicas e em indústrias, o aproveitamento de águas pluviais vem sendo praticado para fins não potáveis, tais como rega de jardins e áreas verdes, lavagem de pisos, passeios e fachadas, ornamentação paisagística, descarga de vasos sanitários etc.

Estudos realizados na Alemanha e nos Estados Unidos confirmam a tendência mundial para a adoção dessa prática. Segundo estimativas feitas em 1999 pelo International Environmental Technology Centre (IETC), das Nações Unidas, em 2010, as populações desses dois países farão uso de 45 e 42%, respectivamente, de água de chuva em substituição à água potável de abastecimento público (TOMAZ, 2003).

Em países como a China, onde a escassez de água já causa sérios problemas para boa parte da população, o aproveitamento de águas pluviais é realizado por meio de grandes reservatórios, atendendo às necessidades de consumo de 15 milhões de pessoas (MAIA NETO, 2008).

No Brasil, em estados como São Paulo, Rio de Janeiro, Espírito Santo e Paraná, a retenção de água da chuva já é uma realidade e sua regulamentação foi criada no intuito de amenizar os impactos das constantes enchentes nas capitais desses estados. Em geral, as leis permitem três destinos para a água coletada: utilizá-la para fins não potáveis, liberá-la no lençol freático ou injetá-la nas galerias da rede pública, pelo menos uma hora após o término da chuva.

Qualidade da água pluvial

Componentes presentes na água de chuva variam de acordo com a localização geográfica, condições meteorológicas, presença ou não de vegetação e, também, com a presença de carga poluidora (ANA; FIESP; SINDUSCON-SP, 2005). Um dos fatores que pode inviabilizar o aproveitamento das águas pluviais, portanto, é o potencial risco sanitário envolvido.

Pesquisas demonstram que a água de chuva, quando escoada pela superfície de captação, carrega consigo poluentes (substâncias tóxicas e bactérias), cuja ingestão ou contato com a pele e mucosas pode causar doenças, que vão desde simples irritações cutâneas a severas infecções intestinais.

Neste contexto, considerando que as primeiras águas pluviais são de baixa qualidade, o manejo da água de chuva, para ser considerado bem-sucedido, deve ser feito de modo criterioso, eliminando-se essa primeira fração e priorizando o monitoramento e tratamento, quando for o caso, da água a ser efetivamente aproveitada.

Embora não exista regulamentação específica para os padrões de qualidade de águas de chuva, diversos países já desenvolveram seus guias e recomendações para o reuso urbano, conforme se observa na Tabela 1.4.

Tabela 1.4 > Parâmetro de qualidade de água para uso não-potável das águas pluviais.

PARÂMETRO	EPA *	AUSTRÁLIA	SUL DA AUSTRÁLIA	ALEMANHA	JAPÃO	BRASIL
pH	-	-	-	6 – 9	6 – 9	6 – 8
BDO5 (mg/L)	5 – 30	<10 – 20	< 20	20	10	-
SST (mg/L)	5 – 30	<10 – 20	< 10	30	-	-
Turbidez (NTU)	2 – 5	-	2 – 5	1 – 2	5	2 – 5
Coli. total (UFC/100 mL)	2,2 – 23	< 1	< 10	500	10	Ausência
Coli. termotolerantes	ND – 75	< 10 – 30	-	100	10	Ausência
Cloro livre CL2	-	0,5 – 2,0	-	-	-	0,5 – 3,0

* US ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY
 FONTE: ADAPTADO DE WHO (1992)

1.5 Urbanização e Drenagem

O termo urbanização, designando "a ação sobre a urbi", ou ainda, "o processo de transformar em cidade", como enfatizam Tucci e Bertoni (2003), representa uma das mais significativas manifestações da atividade humana.

Nas palavras de Limonad (1996), urbanização é uma forma de estruturação do território, onde a importância dos lugares varia historicamente em função dos condicionantes e processos sociais, econômicos, políticos e, por vezes, culturais que tomam corpo. Para esse autor, rede urbana é a expressão cristalizada de diferentes estruturas do espaço em diferentes tempos históricos.

Partindo dessa compreensão, encarar o planejamento urbano como um processo sociopolítico clivado pelo conflito, pela representação de interesses, faz parte dos desafios para a sustentabilidade do ambiente urbano.

Segundo Feres (2003), uma condição prévia para o sucesso técnico da crise urbana pode ser a existência de condições político-administrativas que inter-relacionem dinamicamente a sociedade, o Estado e a gestão urbana - o município tem um papel chave nesta trama de relações. Apesar do posicionamento estruturalista, essa abordagem abre uma brecha esperançosa pela qual é possível avançar em busca de melhorias na qualidade da vida urbana, mediante modelos e mecanismos adequados para a administração e gestão urbana das cidades. As Figuras 1.15 e 1.16 ilustram a mudança significativa da paisagem urbana associada à implantação de uma bacia de retenção em um bairro da cidade de Belo Horizonte.



Figura 1.15 Bacia de retenção em bairro de Belo Horizonte sem melhorias.



Figura 1.16 Bacia de retenção em bairro de Belo Horizonte após a urbanização.

A ocupação do espaço urbano e a geração de deflúvios

A ocupação do espaço urbano, sem considerar suas limitações, tem causado efeitos diretos sobre os recursos hídricos no meio ambiente antrópico.

O desmatamento, a substituição da cobertura vegetal natural, a instalação de redes de drenagem artificial, a ocupação das áreas de inundação, a impermeabilização das superfícies, a redução dos tempos de concentração e o aumento dos deflúvios superficiais, vistos sob um enfoque "imediatista" da ocupação do solo, refletem-se diretamente sobre o processo hidrológico urbano, com alterações drásticas de funcionamento dos sistemas de drenagem urbanos (Figura 1.17).

O imediatismo das ações do homem sobre o meio ambiente se traduz em irracionalidade, que se constitui em verdadeiro traço de comportamento inerente ao próprio sistema

socioeconômico, no sentido da maximização da rentabilidade da propriedade.

As respostas advindas dessas intervenções sobre os processos naturais – desempenhados pela cobertura vegetal (interceptação, transpiração, infiltração, percolação etc.) – constituem-se num dos fatores mais importantes que afetam a produção de água na bacia hidrográfica.

A expansão das áreas urbanas, caracterizada principalmente pela impermeabilização da bacia, provoca a diminuição da capacidade de infiltração e, conseqüentemente, o aumento do escoamento superficial, fator de grande influência no incremento de inundações no meio urbano.

A expressão “produção de água”, segundo Lima (1996), relaciona-se à descarga total da bacia durante um determinado período. Desta maneira, a produção de água de uma bacia inclui o deflúvio (volume de água que passa pela secção transversal de um canal ou superfície por unidade de tempo) e também a variação do armazenamento na bacia, inclusive a recarga do subsolo e aquífero.



FONTE: ADAPTADO DE TUCCI, 2008.

Figura 1.17 Impactos da urbanização.

O deflúvio reflete a integração de vários fatores hidrológicos em uma bacia hidrográfica, incluindo características topográficas, clima, solo, geologia e usos e ocupação do solo. O escoamento superficial nos cursos de água é usualmente subdividido em escoamento direto (Q_d) e escoamento de base (Q_b).

O escoamento direto (Q_d) corresponde ao deflúvio que é gerado pela bacia durante e imediatamente após a ocorrência de uma chuva. O escoamento de base (Q_b) é a contribuição que deriva das águas subterrâneas do subsolo e aquíferos existentes na bacia hidrográfica. Em cursos perenes, o escoamento de base, Q_b , é garantido pelas águas subterrâneas, enquanto que o escoamento direto, Q_d , é de caráter intermitente, ocorrendo apenas como resposta da bacia aos eventos chuvosos. O hidrograma resultante, $Q(t)$, pode ser expresso por:

$$Q = Q_d + Q_b$$

Essa separação em dois componentes é consagrada como um artifício simplificado de análise, uma vez que os mecanismos são interdependentes e complexos.

O estudo da quantificação do escoamento direto (Q_d) é essencial em hidrologia urbana, uma vez que representa a resposta de uma bacia à ocorrência das chuvas com repercussões no estado de acumulação de águas na superfície dos terrenos. Em microbacias, um dos fatores que influem sobre essa resposta é justamente o fator relativo ao uso do solo. Como exemplo, em uma bacia urbana de 1 km², com coeficiente de Runoff médio igual a 0,10, ocorrendo novas impermeabilizações em 30% da área de drenagem, o deflúvio superficial passa a ser 3,55 vezes maior, o que pode resultar em sérios problemas de alagamentos e inundações em pontos críticos da bacia de drenagem.

Avaliação da compatibilidade da ocupação urbana com os sistemas de micro e macrodrenagem

De uma maneira geral, as águas decorrentes da chuva são lançadas em cursos d'água naturais, no oceano, em lagos ou, no caso de solos bastante permeáveis, sobre o terreno por onde infiltram no subsolo. Por outro lado, os caminhos percorridos pelos deflúvios sobre uma superfície podem ser topograficamente bem ou mal definidos.

Após a implantação ou expansão de uma cidade, o percurso sinuoso e desconhecido das enxurradas passa a ser determinado pelo traçado das ruas, podendo o fluxo ser avaliado tanto quantitativo quanto qualitativamente, de maneira bem diferente de seu comportamento original.

As enxurradas originadas pela precipitação direta sobre as vias públicas desembocam nos sistemas de microdrenagem por meio das captações em bueiros situados nas sarjetas. Essas enxurradas formam os escoamentos nas tubulações interligadas à rede de galerias de águas pluviais, por meio da qual atingem os fundos de vale, onde o escoamento é topograficamente melhor definido, mesmo que não haja canalização ou retificação do curso d'água.

A microdrenagem é constituída pelo sistema de condutos pluviais ou canais em nível de loteamento ou de rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender à drenagem de precipitações com risco moderado. Já os escoamentos que ocorrem nos fundos de vale por meio dos cursos de água naturais ou de canais de maiores dimensões integram o chamado sistema de macrodrenagem. Nesse sistema, realiza-se a drenagem de áreas de pelo menos 2 km² ou 200 ha, embora tais valores não devam ser tomados como absolutos, porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações (TUCCI, 2003).

A observância da funcionalidade e da capacidade de transporte dos deflúvios superficiais nas galerias do sistema de microdrenagem e nos canais do sistema de macrodrenagem é um imperativo no planejamento urbano, na instalação de condomínios, loteamentos e áreas industriais, sob pena de causar alagamentos e prejuízos às regiões de jusante.

A avaliação quantitativa do escoamento direto em sub-bacias e em pequenas áreas de ocupação deve ser realizada comparando-se as vazões de cheia no cenário de pré-ocupação e no cenário com a ocupação, com o objetivo de se analisar alternativas para a absorção ou acomodação das alterações dessas vazões pelos sistemas de drenagem. A avaliação da vazão de pico feita por meio do uso do método racional, ou seja, para áreas inferiores a 2 km², é realizada com a equação:

$$Q=0,278C_iA$$

sendo, Q a vazão em m³/s, i a intensidade de chuva em mm/h e A a área da bacia em km². O coeficiente de deflúvio é estimado pela relação:

$$C=C_p+(C_i-C_p)E_i$$

em que, C_p é o coeficiente de deflúvio da área permeável da bacia; C_i é o coeficiente da área impermeável; e $E_i = A_i/A$, a fração de área impermeável da bacia. Na falta de melhores informações, em geral, adotam-se $C_i = 0,95$ e a seguinte expressão para C_p , baseada na equação do Soil Conservation Service (SCS), dos Estados Unidos, (TUCCI, 2001):

$$C_p=[P-0,25/P+0,85] / P$$

sendo, P a precipitação total do evento em mm e S o armazenamento de água na superfície, cujo valor é obtido por sua relação com o número de curva, CN , da equação do SCS, isto é:

$$S=(25400/CN)-254$$

O valor de CN é estimado com base no tipo de solo e da ocupação da superfície, como ilustra a Tabela 1.5.

Tabela 1.5 > Valores de CN estimados com base no tipo de solo e ocupação da superfície.

OCUPAÇÃO DO SOLO	TIPO DE SOLO			
	A	B	C	D
Solo cultivado				
Sem técnicas de conservação	72	81	88	91
Com técnicas de conservação	62	71	78	81
Pastagem				
Condição precária	68	79	86	89
Condição adequada	39	61	74	80
Área florestada				
Pouca cobertura	45	66	77	83
Grande cobertura	25	55	70	77
Parques e jardins				
75% área gramada	39	61	74	80
50 a 75% área gramada	49	69	79	84
Áreas comerciais (85% de área impermeável)				
	89	92	94	95
Áreas industriais (72% de área impermeável)				
	81	88	91	93
Áreas residenciais				
65% de área impermeável	77	85	90	92
30% de área impermeável	61	75	83	87
Áreas impermeáveis				
	98	98	98	98
Pavimento com pedrisco				
	76	85	89	91
Pavimento com drenagem				
	98	98	98	98

CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE SOLO: GRUPO A – SOLOS ARENOSOS PROFUNDOS COM BAIXO TEOR DE ARGILA; GRUPO B – SOLOS ARENOSOS RASOS COM BAIXO TEOR DE ARGILA; GRUPO C – SOLOS BARRENTOS COM TEOR DE ARGILA ENTRE 20 E 30%; GRUPO D – SOLOS ARGILOSOS.

No caso de nova ocupação de área urbana, um critério pertinente quanto às consequências sobre o sistema de drenagem é a avaliação do volume de água pluvial adicional esperado, decorrente da impermeabilização e da ocupação do solo. Para isso, estimam-se os volumes correspondentes à condição de pré-urbanização (V_{pu}) e à condição da nova ocupação (V_{no}). A diferença ($V_{no} - V_{pu}$) é o volume que precisaria ser retido por meio de controle na fonte e/ou de reservatórios de detenção, de modo a manter as condições de pré-urbanização de funcionamento do sistema de drenagem. Para essa avaliação quantitativa, pode ser aplicado o equacionamento apresentado abaixo, em que: i é a intensidade de chuva; T , o período de retorno; t_c , o tempo de concentração; a , b , m e n , parâmetros da equação de chuva intensa de uma localidade; C , o coeficiente de deflúvio, composto do coeficiente de deflúvio da área permeável, C_p , e da área impermeável, C_i ; e i é o fator relativo à essas duas áreas. O coeficientes de deflúvio C_{no} e C_{pu} referem-se aos coeficientes de deflúvio da área nova ocupada e em condição de pré-urbanização.

$$V_{no} = 0,278C_{no}.i.60.t$$

$$V_{pu} = 0,278C_{pu}.i.60.t$$

$$i = aT^m / (t_{c, no} + b)^n$$

$$C = C_p + (C_i - C_p)E_i$$

$$\Delta V = [0,276aT^m / (t + b)^n] \cdot (C_{no} - C_{pu})60t$$

O volume máximo, $V_{máx}$, que deve ser armazenado, é determinado com a duração da chuva, t^* , obtida pelas condições $d\Delta V/dt=0$ e $n>1$, resultando em:

$$t^* = b/n - 1$$

$$\Delta V_{max} = [0,276aT^m / ((b/n - 1) + b)^n] \cdot (C_{no} - C_{pu})60(b/n - 1)$$

Integração dos planos diretores da cidade e da drenagem urbana

A ordenação do espaço urbano se faz por meio da aplicação eficaz das legislações federal, estadual e municipal. Dentre as leis, salienta-se: a Constituição Federal, que define a obrigatoriedade e competências do trato da questão urbana; o Estatuto da Cidade, que veio reforçar o planejamento e gestão deste espaço; e o Plano Diretor Urbano, que é um conjunto de procedimentos, regulamentações e leis que ordenam localmente os espaços urbanos no Brasil.

A gestão das águas pluviais dentro do espaço urbano está na jurisdição municipal, mas reconhece-se que a grande maioria dos municípios brasileiros não possui capacidade técnica para abordar e resolver esse tipo de problema, sendo os impactos resultantes das ações sobre o município, em geral, exportados para jusante, dentro da bacia hidrográfica. Para introduzir e consolidar medidas sustentáveis na cidade, é necessário desenvolver o PDDU (TUCCI, 2008).

Espécie do gênero Plano Diretor, o Plano de Drenagem Urbana deve ser planejado de forma integrada com os outros melhoramentos urbanos (rede de água, esgoto, iluminação pública, pavimentação etc.).

Quando bem projetado, o sistema de drenagem urbana proporciona benefícios indiretos importantes como: redução do custo de construção e de manutenção de vias; melhoria do tráfego de veículos durante as chuvas; benefícios à saúde e à segurança pública; recuperação de terras inaproveitadas; menor custo de implantação de núcleos habitacionais; rebaixamento do lençol freático e saneamento das baixadas.

Conforme realça Tucci (2008), o Plano se baseia em diretrizes, das quais se destacam as seguintes: os novos desenvolvimentos não podem aumentar a vazão máxima de jusante; o planejamento e o controle dos impactos existentes devem ser elaborados considerando a bacia como um todo; o horizonte de planejamento deve ser integrado ao Plano Diretor da Cidade; e o controle dos efluentes deve ser avaliado de forma integrada com o esgotamento sanitário e os resíduos sólidos.

O Plano Diretor deve ser desenvolvido prevendo-se medidas não estruturais (principalmente quanto à legislação) para os novos desenvolvimentos (loteamentos e lotes) e medidas estruturais por sub-bacia urbana da cidade. Neste último caso, são previstas as medidas para se evitar os impactos já existentes na bacia para um horizonte de desenvolvimento econômico e risco de projeto. Geralmente, tem sido adotada a combinação de retenção (ou retenção) com a ampliação da capacidade de escoamento nos sistemas de micro e macrodrenagem, de forma a minimizar os custos e a complexidade operacional dos sistemas.

A principal medida não estrutural é a legislação para controle dos futuros desenvolvimentos. Essa legislação pode ser incorporada ao Plano Diretor Urbano ou aos decretos municipais específicos.

1.6 Sustentabilidade do Sistema de Drenagem no Ambiente Urbano

Nas últimas décadas, a expansão das regiões metropolitanas no Brasil tem feito surgir um novo paradigma no que se refere ao planejamento urbano, envolvendo o manejo da água pluvial e sua interface com o saneamento. Tradicionalmente, o sistema de drenagem era concebido visando à rápida transferência dos fluxos dos locais de inundação para pontos de menor cota, o que pode, em muitos casos, apenas transferir o problema para jusante.

Historicamente, não havia no Brasil, até meados da década de 1950, o desenvolvimento de uma cultura própria na engenharia que permitisse fazer frente aos problemas ligados à urbanização. Além disso, não havia, no país, estudos que permitissem o desenvolvimento de uma hidrologia urbana capaz de adaptar conceitos e técnicas voltadas para a realidade regional. Assim, prevaleceu a adoção de métodos importados sem a devida validação local.

Nesse contexto, a rápida expansão das regiões metropolitanas e o conseqüente aumento da impermeabilização do solo nos países da América Latina acirraram as desigualdades sociais e a sua relação com o uso da água. A ocupação das áreas de risco de inundação e o aumento dos coeficientes de deflúvio nas bacias urbanas, como resultado da ocupação, potencializaram o problema. Verificou-se, paralelamente ao aumento na frequência de inundações e com o surgimento de novas áreas alagadas, um aumento nas demandas por infraestrutura urbana nos diferentes setores. Do outro lado, a fragilidade institucional dos órgãos gestores do meio ambiente e dos recursos hídricos do país, nas diversas esferas, tem sido confrontada com a necessidade de encarar os paradigmas do desenvolvimento sustentável nas cidades.

A demanda por desenvolvimento urbano sustentável tem produzido impacto relevante na concepção dos sistemas de drenagem nos últimos anos. Nas últimas décadas, os projetos de sistemas de saneamento têm, paulatinamente, buscado soluções inovadoras de engenharia, muito embora exista um longo caminho a ser perseguido na busca de um ambiente urbano mais saudável.

Os principais objetivos de um sistema urbano sustentável estão associados com um ambiente natural saudável e livre de agentes poluidores, com a melhoria das condições de saúde, além da economia de recursos humanos e financeiros utilizados na manutenção do sistema.

Desenvolvimento sustentável, de acordo com a Comissão de Brundtland, é aquilo que permite satisfazer as necessidades da geração atual sem comprometer a capacidade das gerações futuras de satisfazer as suas necessidades. Esse conceito tem sido usado como base nas políticas ambientais de alguns países desenvolvidos.

Monitoramento da funcionalidade dos sistemas de micro e macrodrenagem

O monitoramento da funcionalidade do sistema de drenagem se insere como uma ação preventiva visando ao controle da infraestrutura de drenagem implantada frente ao risco de ocorrência de inundações. O ambiente urbano é dinâmico tanto no enquadramento espacial quanto temporal. A ocupação de novas áreas e o seu adensamento ocorrem simultaneamente com o aumento do volume de escoamento superficial e redução do tempo de resposta. Não é raro observar situações em que a rede de microdrenagem, implantada há alguns anos, já não dispõe de capacidade hidráulica suficiente para escoar os atuais deflúvios oriundos da urbanização. Situações como essa exigem a busca de soluções não convencionais, que propiciem o aumento da capacidade de armazenamento da bacia, com a implantação de estruturas de retenção e infiltração. Um ponto importante está na ação de controle da ocupação e no poder de fiscalização dos órgãos públicos. Em bacias urbanas com alto grau de ocupação, a instalação de estruturas de retenção em nível do lote, tais como cisternas, aumenta a capacidade de armazenamento da bacia, pois reduz o volume dos deflúvios lançados diretamente no sistema de drenagem, provocando a sua sobrecarga a jusante. A adoção de medidas de controle como essa tende a produzir impactos sociais importantes, pois reparte com a própria comunidade as responsabilidades e os custos, tornando-a participante das ações.

As cidades brasileiras apresentam condições específicas diferenciadas de drenagem das águas pluviais. Assim a solução dos problemas de drenagem deve considerar as peculiaridades locais, suas potencialidades e limitações.

A cidade de Natal, por exemplo, dispõe de uma rede de bacias de retenção usadas no armazenamento dos deflúvios e transposição entre bacias, utilizando sistemas de recalque. Esse sistema tem-se mostrado eficiente do ponto de vista da drenagem, apesar de problemas associados à manutenção dos sistemas de recalque. Em alguns casos, observa-se que a vazão de bombeamento já não é suficiente para reduzir o risco de transbordamento dos reservatórios. Tal situação implica na necessidade de medidas de controle, com a implantação de sistemas não convencionais de armazenamento, que podem ser individuais (cisternas) ou de maior porte (valas de infiltração e microrreservatórios), distribuídas espacialmente na área da bacia.

No que se referem aos aspectos sanitários, as ações preventivas de controle da poluição no sistema de drenagem têm impacto importante na qualidade ambiental. No entanto, a situação de precariedade dos serviços de fiscalização sanitária e o ambiente social de desigualdade e de pobreza fazem com que as medidas necessárias de controle não sejam concretizadas na sua plenitude. O resultado disso é a contaminação dos corpos d'água situados nos exutórios das bacias de retenção. Na maioria dos casos, a fonte de contaminação é o lançamento indevido de esgoto doméstico na rede de drenagem. As consequências sanitárias são desastrosas para o ambiente urbano, com a proliferação de insetos e vetores, transformando esses sistemas em focos de doenças de veiculação hídrica.

Geoprocessamento, modelagem hidrológica e uso do solo urbano

O geoprocessamento é uma ferramenta tecnológica de grande utilidade no planejamento urbano e utiliza informações provenientes de imagens de satélite, fotografias aéreas, mapas ou bancos de dados. Ele tem sido usado em diversos setores ligados ao meio ambiente, em ações de planejamento ou controle, além de envolver a coleta e a manipulação de informações espaciais e utilizar bancos de dados georreferenciados. O uso do geoprocessamento possibilita a manipulação de dados espaciais de maneira rápida e eficiente, aumentando a eficácia na análise dos problemas e na tomada de decisões. É um instrumento importante no planejamento das ações na área ambiental, seja no meio rural ou urbano.

Dentre os vários sistemas que integram o geoprocessamento, o Sistema de Informações Geográficas (SIG) é o que reúne maior capacidade de processamento e análise de informações espaciais. Assim, o SIG cumpre um papel importante no processo de revisão dos planos gerais de urbanismo, definindo zonas adequadas em função do uso do solo. O uso de Sistemas de Informação, como IDRISI, ARCVIEW, AUTOCAD MAP, entre outros, permite a sistematização de dados espaciais na forma de mapas temáticos. Neles, as informações são organizadas por setores, permitindo a rápida e contínua atualização dos dados. Essas informações têm caráter multissetorial e são importantes

nos diferentes níveis de planejamento, inclusive na elaboração do PDDU, no qual o SIG pode ser alimentado com diversas informações úteis nos estudos em hidrologia urbana. Essas informações são organizadas na forma de mapas temáticos: topografia, pedologia, uso e ocupação do solo, rede de drenagem existente, rede de esgotamento sanitário, rede de abastecimento de água, malha viária, cadastramento dos lotes etc. Dentre os meios disponíveis no levantamento espacial, cabe destacar a fotografia aérea como recurso técnico eficaz no levantamento espacial da realidade urbana e de apoio na legislação sobre o uso e ocupação do solo.

A modelagem hidrológica integra os procedimentos metodológicos de quantificação do escoamento na bacia a partir da precipitação máxima, associada a uma probabilidade de ocorrência. Assim, modelos matemáticos do tipo chuva-vazão simulam os processos de escoamento na bacia, podendo ser usados em projeto de estruturas, na estimativa do nível de enchente ou na avaliação do impacto da urbanização sobre a drenagem. A modelagem hidrológica, portanto, dialoga com o SIG na estimativa do nível de cheia, uma vez que utiliza dados espaciais da bacia no cálculo da vazão de cheia. Assim, uma vez determinado o nível de enchente, os resultados da modelagem realimentam o SIG, o que possibilita a determinação da área inundada em planta a partir do mapa topográfico em SIG.

1.7 Integração da Limpeza Pública com a Manutenção do Sistema de Drenagem

Os serviços de limpeza urbana e os sistemas de drenagem são, talvez, os dois componentes do saneamento ambiental que mais se inter-relacionam, uma vez que os resíduos sólidos gerados pela população estão diretamente suscetíveis a obstruir e/ou danificar os sistemas de microdrenagem, bem como a poluir o meio ambiente dos rios urbanos.

A gestão da limpeza urbana e dos resíduos sólidos está prevista na Constituição Federal (tal como a infraestrutura de microdrenagem, anteriormente mencionado) como responsabilidade dos municípios e consiste basicamente: nos serviços de varrição de logradouros públicos; limpeza de dispositivos de drenagem de águas pluviais; limpeza de córregos, bem como coleta, transporte, destinação e tratamento dos resíduos sólidos gerados nas zonas urbanas.

O que frequentemente se observa, no entanto, é que nem sempre a limpeza urbana é uma atividade prioritária na alocação dos recursos municipais. Em geral, esses serviços limitam-se a coleta regular, transporte e descarga final dos resíduos sólidos em

locais ligeiramente afastados do centro urbano, sendo disponibilizados, muitas vezes, em grandes terrenos a céu aberto, em valas sem qualquer cuidado ou próximo às encostas, culminando para que, cedo ou tarde, este material entre em contato com mananciais superficiais e subterrâneos, vindo a contaminá-los.

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), de 2000, 63,6% dos municípios utilizam lixões como destino final dos seus resíduos sólidos, concorrendo com apenas 32,2% que fazem uso de aterros adequados (13,8% aterros sanitários e 18,4% aterros controlados). Nesta pesquisa, há que se considerar, ainda, que 5% dos municípios entrevistados não informaram para onde vão seus resíduos.

Numa velocidade exponencial de geração, proporcional ao crescimento populacional, verifica-se que os resíduos sólidos urbanos passam a constituir um problema de grande relevância sanitária, pois, quando não coletados e tratados adequadamente, provocam efeitos diretos e indiretos na saúde, além da degradação ambiental.

Vulnerabilidade dos sistemas de drenagem com relação ao carreamento de resíduos sólidos

A precariedade nos sistemas de limpeza pública também se reflete em prejuízo para o sistema de escoamento superficial. Os principais efeitos dos resíduos sólidos sobre os sistemas de drenagem estão relacionados à obstrução das suas estruturas, ao aumento da frequência de alagamentos e inundações e à degradação ambiental dos sistemas hídricos por resíduos que apresentam alto tempo de vida no ambiente.

Dentre os principais resíduos observados na drenagem urbana que se tem informação, o plástico e o papel são os que predominam. No entanto, essa caracterização depende essencialmente da eficiência dos sistemas de coleta e de limpeza, do tipo de ocupação da bacia (residencial, comercial e industrial) e das características socioculturais da população.

Já quanto à fração dos resíduos, poucos são os estudos referenciados. Em geral, as estatísticas se concentram apenas no total coletado pelos serviços públicos. Reconhecendo as dificuldades em mensurar esses resíduos no conjunto da bacia hidrográfica, as minúcias dos valores sugeridos, por outro lado, podem produzir indicadores capazes de nortear estratégias na gestão e no gerenciamento do lixo. Um estudo realizado por Armitage e Rooseboom (2000), mostrando a relação entre o número médio de dias de varrição (nmd) pelo número médio de chuvas significativas (nmc), observou, por exemplo, que, quando a razão mencionada é 1, a eficiência de varrição é de apenas 50%.

Importância do acionamento de mecanismos geradores da educação ambiental e investimentos do Poder Público

A sociedade deve exigir do Poder Público investimentos na recuperação e na manutenção dos sistemas de drenagem e, dos órgãos competentes, a fiscalização (Tribunal de Contas, agências reguladoras, por exemplo) e o controle da aplicação desses recursos, essenciais para o seu funcionamento eficiente.

No entanto, é preciso também que a população assuma responsabilidades. Daí a importância em se desenvolver programas de educação ambiental para mudar os hábitos das pessoas, fazendo com que o lixo tenha destino seletivo por meio de acondicionamento e entrega adequada.

A inclusão das águas pluviais na dinâmica participativa dos moradores

No Brasil, a participação da sociedade no planejamento, no acompanhamento e na verificação das ações da gestão pública na execução de suas políticas tem sido uma realidade cada vez mais constante. Trata-se da observância do exercício pleno de um dispositivo resultante dos princípios da democracia, ou seja, o controle social.

É fundamental que a sociedade se organize em órgãos colegiados deliberativos (Conselhos Municipais) e some esforços, produza, troque e consolide informações, objetivando o desenvolvimento e aperfeiçoamento dos projetos e obras públicas, bem como das suas ferramentas de fiscalização e controle.

O envolvimento social na gestão pública também pode ser visto, por sua excelência, como um instrumento gerador da educação ambiental, uma vez que essa perspectiva estimula o amadurecimento da consciência a essas questões.

Nesse contexto, o processo de participação social na gestão das águas pluviais se constitui em um poderoso e eficaz mecanismo regulador das ações que visam ao saneamento ambiental das cidades. Gontijo Júnior (2007) propõe que esse envolvimento deva-se iniciar desde as premissas técnicas do dimensionamento de um sistema de drenagem (tempo de retorno, coeficiente de escoamento superficial, área da bacia de drenagem, tempo de concentração, método de cálculo), a serem submetidas à aprovação social, e não consideradas como questões estritamente técnicas.

1.8 Sistemas de Alerta, de Prevenção e Acionamento da Defesa Civil

O sistema de alerta contra inundações em uma bacia hidrográfica tem a finalidade de antecipar o conhecimento das magnitudes das cheias, provocadas por precipitações pluviais sobre a bacia, em particular nos locais em que as inundações podem provocar danos.

O monitoramento hidrológico é formado por um conjunto de estações pluviométricas, cobrindo a área de drenagem de estações fluviométricas em vários pontos da rede fluvial, cujas informações são enviadas por telemetria a uma central de monitoramento. Dependendo dos riscos envolvidos, incluem-se no sistema o radar meteorológico, imagens de satélite, informações pessoais via rádio etc. Imprescindível é que o sistema de alerta esteja integrado e monitorado por meio de modelagem hidráulico-hidrológica a fim de se realizar simulações de cenários e de reduzir incertezas de curto prazo que possam pôr em dúvida as previsões e, conseqüentemente, as tomadas de decisão.

Três importantes sistemas de alerta voltados a regiões vulneráveis a grandes impactos quando ocorrem inundações são: da Região Metropolitana de São Paulo, denominado Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo (SAISP) e operado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH); do Rio Doce, denominado Sistema de Meteorologia e Recursos Hídricos de Minas Gerais (SIMGE), sob a responsabilidade do Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM); e do rio Itajaí, denominado Centro de Operações do Sistema de Alerta (CEOPS), coordenado pela Fundação Universidade Regional de Blumenau (FURB).

O sistema SAISP

O monitoramento hidrológico é feito pela rede telemétrica de hidrologia do Departamento de Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) e pelo radar meteorológico de São Paulo, de acordo com a Figura 1.18 (DAEE/FAPESP). Por sua vez, o SAISP é operado pela FCTH, que gera boletins a cada cinco minutos sobre as chuvas (na altitude de 3 km) e suas conseqüências na cidade de São Paulo. Esse sistema gera mapas de

chuvas observadas na área de cobertura do radar de Ponte Nova, registros de postos das redes telemétricas do Alto Tietê, Cubatão e Piracicaba, além de mapas com previsões de inundações na cidade de São Paulo.

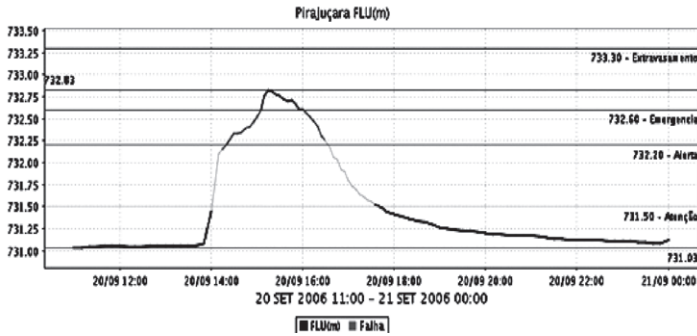
A Figura 1.19 ilustra a previsão de um hidrograma de cheia na seção de Pirajuçara, em São Paulo, com indicações dos níveis considerados como de atenção, alerta, emergência e extravasamento. Nesse evento, o nível d'água (NA) ultrapassou o nível de emergência, exigindo providências de controle das inundações.



FONTES: WWW.THCAHILL.COM; WWW.ENVIRONMENT-AGENCY.GOV.UK

Figura 1.18

Radare meteorológico de São Paulo, localizado na Barragem Ponte Nova, nas nascentes do rio Tietê (FCTH, 2008).



FONTES: WWW.THCAHILL.COM; WWW.ENVIRONMENT-AGENCY.GOV.UK

Figura 1.19 Ilustração de previsão de cheia para um local de São Paulo (FCTH, 2008).

Na Figura 1.19, a ordenada corresponde ao nível de água do rio Pirajuçara em metros acima do nível do mar, mostrando os principais níveis de alerta.

O sistema SIMGE

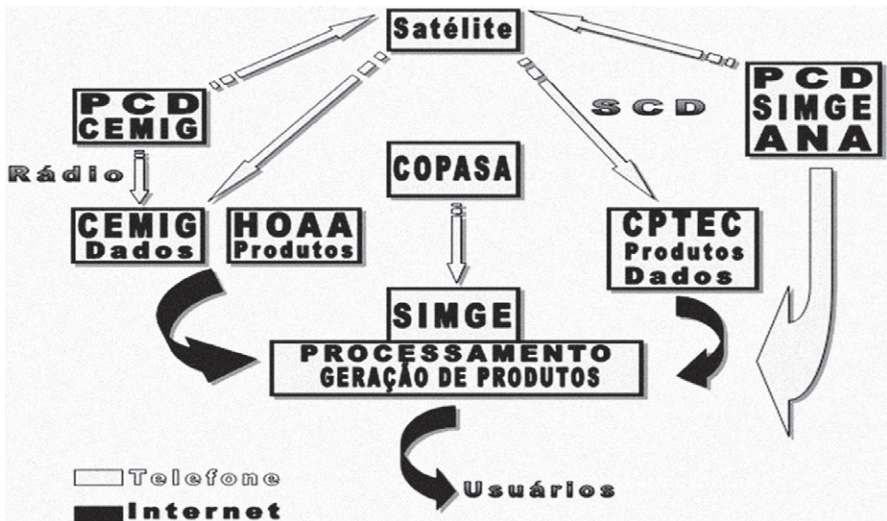
O SIMGE está voltado para a vigilância e previsão quantitativa do tempo, do clima e do comportamento hídrico, com detalhamento na escala regional, fornecendo produtos personalizados às atividades de preservação ambiental, socioeconômica e de defesa da população, com ênfase nos fenômenos adversos, como enchentes, estiagens e temporais severos. O mapa apresentado na Figura 1.20 mostra a bacia do rio Doce, as redes de monitoramento e as cidades cobertas pelo sistema de alerta.



Figura 1.20 Bacia do Rio Doce, Minas Gerais.

O SIMGE utiliza dados telemétricos de várias fontes: de sua rede, da ANA, da Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), da Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA), do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) e de dados e informações geradas pelo Centro de Previsão de Tempo e de Estudos Climáticos/Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (CPTEC/INPE), além de produtos de satélite da National Oceanic Atmospheric Administration (NOAA), dos Estados Unidos. São utilizados vários tipos de telemetria para transmissão dos dados: satélite, telefonia e internet. A Figura 1.21 ilustra a composição de todo o sistema de informação.

Na programação do SIMGE, propõe-se a operação contínua com auxílio de modelagem hidrológica, previsões de planícies de inundação e o uso, em tempo real, de informações pluviométricas e fluviométricas. Associado ao SIMGE, via internet, instituições voltadas à Defesa Civil recebem as informações ou os boletins de ocorrência ou da situação de todos os locais com vulnerabilidade a enchentes. As principais informações emitidas pelo SIMGE são: previsão do tempo, temporais, chuvas diárias, mapas climáticos, alertas de enchentes e base de dados hidrológicos e climatológicos.



FONTES: WWW.THCAHILL.COM; WWW.ENVIRONMENT-AGENCY.GOV.UK

Figura 1.21 Sistema de informações utilizados no SIMGE (2007).

O sistema CEOPS

O CEOPS da Bacia Hidrográfica do Rio Itajaí-Açu desenvolve atividades voltadas à previsão do tempo, ao monitoramento dos níveis do rio e à previsão hidrológica, tais como níveis de inundação e elaboração de laudos técnicos. O monitoramento do rio



Figura 1.23 Inundação em rua central de Blumenau.

Apesar dos esforços de mobilização da defesa civil e dos investimentos e controle das cheias, as inundações ainda castigam a cidade de Blumenau, e a organização das estratégias de controle flutua em função da magnitude das cheias ocorridas no passado recente.

A cada período pós-enchente, tem-se maior aprofundamento na discussão de alternativas de defesa e prevenção. O que permanece inalterada, entretanto, é a disposição das comunidades em tão somente usufruir de medidas de defesa contra enchentes, sem dispor a arcar com qualquer tipo de ônus (CEOPS, 2008).

O Plano de Ações contra as enchentes de Blumenau fundamenta-se na utilização máxima dos serviços dos órgãos públicos municipais, estaduais e federais, de voluntários e de entidades, sob a coordenação da Diretoria de Defesa Civil. Para desenvolver as suas ações, a Defesa Civil de Blumenau dividiu a cidade em sete Áreas de Defesa Civil (ARDEC'S), e estas, em 34 Abrigos de Defesa Civil e o Centro de Operações de Defesa Civil. Os locais para instalação dos abrigos para flagelados foram reconhecidos e selecionados, observando-se a cota de segurança de 17 m, as instalações disponíveis e os dados colhidos nas enchentes de 1983 e 1984.

O plano de enchente em Blumenau está dividido em etapas e descrições de atividades, promovendo a sua efetividade e melhor compreensão.

Na primeira etapa, é esclarecida a sua finalidade, sua situação em relação a Blumenau e sua fundamentação na ótima utilização dos serviços públicos. Ainda nesta primeira

etapa, está o desenvolvimento do plano em que se descreve a organização espacial da cidade, com a criação de Áreas de Defesa Civil, Abrigos e Centro de Operações de Defesa Civil.

Na segunda etapa, estão descritas as atribuições pertinentes aos diversos integrantes do Grupo de Atividades Coordenadas (GRAC), que tem em sua estrutura órgãos federais, estaduais e municipais, além de representantes de Organizações Não Governamentais e nas fases de prevenção e preparação, resposta e reconstrução.

Na terceira parte, é descrita a estrutura dos 34 Abrigos, com: sua designação; localização; limites do abrigo; área de abrangência; ruas atingidas até a cota de 16 m; responsável pelas instalações do Abrigo; coordenação do Abrigo; pessoal; logística, que envolve alimentação, água, alojamento, depósito de móveis e utensílios e combustíveis; segurança; transportes; saúde; sepultamento; comunicações; energia elétrica e prescrições diversas. Na quarta etapa, está a relação das entidades e pessoas integrantes do GRAC, com os telefones de contato.

Plano de recuperação das áreas atingidas

Apesar do efeito de abatimento moral das enchentes sobre a população, é de grande importância a realização, em paralelo, de atividades de recuperação das áreas inundadas, tais como a retirada de desabrigados, instalação e funcionamento de equipamentos visando ao esgotamento das águas de áreas alagadas, limpeza da área, desinfecção e recuperação da infraestrutura dos locais atingidos, recuperação de moradias e estabelecimentos comerciais em afinidade com dispositivos financeiros e de financiamentos etc.

No Plano de recuperação da cidade de Blumenau, as ações de reconstrução têm por finalidade restabelecer, em sua plenitude, os serviços públicos essenciais, a economia da área afetada, o moral social e o bem-estar da população afetada.

Viabilidade de implantação de sistema de seguro

Nas áreas sujeitas a inundações relativamente frequentes, onde as perdas de bens podem ser significativas, principalmente em áreas comerciais e industriais, a implantação de um fundo de seguro torna-se viável a partir de informações de prejuízos causados pelas enchentes em eventos ocorridos no passado; de um trabalho de gestão em que se incorpore a simulação e a conscientização das pessoas atingidas, quanto à avaliação hidrológica aos riscos de inundação; de um possível sistema econômico de poupança que permita se implantar um modelo de seguro, baseado em riscos e em prejuízos; da disposição dos interessados em investirem nesse sistema a partir da fixação de valores de prêmios a serem pagos mensalmente, em função da cobertura de seguro de cada estabelecimento.

Righetto, Mediondo e Righetto (2007) apresentam um estudo de caso para a bacia experimental urbana da cidade de São Carlos, São Paulo, no qual a percepção da disponibilidade do prêmio a pagar está evidentemente relacionada com as perdas causadas pelo impacto das enchentes. Uma função de perdas por enchente pode ser obtida pela análise de eventos com diferentes períodos de retorno, seja com base em inventários regionais de vazões de cheia, seja por simulação hidrológica de eventos extremos, em que se obtêm as áreas de inundação e a avaliação dos prejuízos dos estabelecimentos atingidos. Assim, gera-se uma sequência anual de eventos extremos e cada um associado a um período de retorno; e para cada ano, com o período de retorno gerado, avaliar-se-ia a ocorrência de enchente e, em caso afirmativo, o prejuízo, a indenização e as mudanças de capital acumulado do fundo. As simulações mostraram, no caso de São Carlos, que, para ser paga integralmente a indenização, o prêmio deveria ficar um pouco acima do valor calculado por otimização. Abaixo desse valor, o fundo poderia se deteriorar, por causa do endividamento, e acima desse valor, o fundo poderia acumular muito capital; o capital do fundo é calculado em função do prêmio e das indenizações; o capital acumulado do fundo é o valor do ano anterior acrescido do juro anual, mais o prêmio recolhido no ano, e subtraído o valor total das indenizações ocorridas também no ano.

O modelo testado quanto à sensibilidade mostrou que é preciso avaliar diversas estratégias de funcionamento do fundo até se encontrar aquela que mantenha o capital do fundo em valores razoáveis, tanto em termos de acumulação de capital quanto à de endividamento. Ressalta-se que a metodologia utilizada permite integrar modelos de seguro com sistemas de alerta em bacias e oferecer elementos de auxílio para tomadores de decisão. As simulações de cenários podem considerar alternativas de modificações do uso e ocupação do solo e de variação das taxas históricas como forma de distinguir efeitos de impermeabilização futuros na obtenção do reajuste ou da otimização dos prêmios do fundo de seguro.

Ocupação ilegal de áreas de risco

Calhas secundárias de cursos de água e áreas pertencentes a lagoas e reservatórios, que são inundadas nas cheias mais severas, estão sempre sujeitas a ocupações ilegais, principalmente como moradia de favelados. Áreas que ficam acima de cotas de inundação, referentes a períodos de retorno superiores a cinco anos, são áreas atrativas para a ocupação ilegal. Dependendo da população desabrigada, essas áreas são rapidamente invadidas e ocupadas por favelados, caso a administração e o Poder Público deixem de atuar no devido tempo. Uma vez instaladas as favelas, socialmente considera-se que houve convivência do Poder Público, e as consequências trágicas advindas de enchentes severas não podem mais ser ignoradas pela sociedade, e as responsabilidades certamente recaem, pelo menos parcialmente, à administração municipal.

Dentro das atribuições da gestão das águas urbanas, o manejo das águas pluviais deve contemplar os serviços de sinalizações referentes a essas áreas de risco, uma vez que o esclarecimento público é um dever fundamental das autoridades gestoras da drenagem urbana. Não se podem ignorar as ocupações ilegais nem tampouco deixar de alertar a população e as autoridades competentes quanto aos riscos de inundação das áreas destinadas aos fluxos dos cursos de água e à acumulação temporária de águas de chuva.

Estratégias de uso temporário das áreas sujeitas a inundações devem ser incorporadas na gestão de manejo das águas pluviais urbanas, por meio do uso de simulações hidrológicas, do controle de inundações e do planejamento do espaço urbano. É um mecanismo eficiente para promover a utilização de áreas sujeitas a inundação, mas que, na maioria do tempo, ficam expostas para utilização e proveito da comunidade local. Parques esportivos e áreas recreativas podem ser desenvolvidos com profundas modificações da paisagem em benefício da população e, principalmente, dando o destino adequado de utilização temporária, com sinalizações evidenciadas de que são espaços ocupados pelas águas durante os períodos chuvosos intensos.

Áreas alagadas e riscos à saúde pública

O alagamento de áreas urbanas, ao inundar galerias e dispositivos locais de esgotamento sanitário e depósitos de matérias orgânicas e tóxicas, causa imenso impacto e sérios riscos à saúde das pessoas que habitam a área, pois as doenças de veiculação hídrica podem se manifestar pela rápida contaminação das águas e pelo contato direto das pessoas nesse ambiente degradado.

As doenças associadas à ocorrência de inundações mais comumente relatadas são as seguintes: leptospirose, febre tifoide, hepatite A, salmoneloses, amebíase, giardíase e verminoses. São doenças causadas por uma variedade de bactérias, vírus, protozoários e parasitas. Atualmente, a porcentagem de óbitos por consequência da leptospirose, que é causada pelo contato com a urina de ratos, ocorre em 15 a 20% dos casos.

As águas facilitam o contato dos seres humanos com os agentes infecciosos e causadores destas doenças. A transmissão ocorre pelo contato do líquido com a mucosa oral ou com o aparelho digestivo, ao se ingerir a água ou alimentos contaminados, propositalmente ou não; ocorre também pela pele, no caso da leptospirose. Por causar insuficiência renal, inflamação no coração e no fígado, esta doença representa, sem dúvida, a de maior gravidade. É indicada a vacina de penicilina benzatina aplicada no músculo; ela é recomendada porque a bactéria causadora da leptospirose é muito sensível a ela (SILVA, 2008).

As doenças têm sintomas diferentes: as causadas pelas bactérias (salmonelose e shigelose) e protozoários (giardíase ou amebíase) são caracterizadas por diarreia, febre

e, eventualmente, vômitos, mal-estar geral e cansaço físico, além da desidratação; na hepatite A, observa-se anorexia, fezes claras, urina escura, olhos amarelados e intestino preso; já a leptospirose é caracterizada por olhos amarelados, febre alta e insuficiência renal, além de dores musculares intensas, principalmente na "barriga" das pernas (SILVA, 2008).

1.9 Aspectos Legais e Regulatórios da Drenagem Urbana

O desenvolvimento urbano sustentável exige a implementação de ações de gerenciamento que integrem soluções sustentáveis e a participação ativa da comunidade na tomada de decisões. É possível que as dificuldades no avanço da problemática urbana no Brasil estejam vinculadas ao quadro político-institucional vigente nas últimas décadas. Historicamente, a sociedade brasileira não desfrutou de um ambiente político que incentivasse a promoção dos direitos individuais e valorizasse a participação cidadã nos processos de tomada de decisão. De um modo geral, as ações de controle do escoamento no meio urbano incluem medidas restritivas, que encontram resistência de parte da população, fazendo com que a classe política não se interesse em torná-las realidade. Na esfera municipal, observa-se a falta de ordenamento legal visando ao controle da qualidade da água dos mananciais urbanos, mesmo sabendo que boa parte dos problemas de contaminação desses mananciais se deve à baixa cobertura da rede coletora de esgoto e às ligações clandestinas à rede de drenagem.

Dessa forma, o desenvolvimento urbano sustentável deve estabelecer uma política de controle do escoamento na bacia, com fiscalização eficiente e apoio institucional que permita a implementação de uma política ambiental.

Investimentos públicos em drenagem urbana

O quadro geral do setor de saneamento no Brasil demonstra uma séria deterioração na qualidade dos serviços. Falta uma política adequada ao setor e a necessidade de altos investimentos. Verifica-se a necessidade de mudança na concepção de projeto e de planejamento atualmente adotada pela maioria dos técnicos e dos tomadores de decisão que atuam na drenagem urbana.

Os investimentos públicos em drenagem urbana, de um modo geral, têm valorizado intervenções estruturais, ou seja, predomina a obra em detrimento de ações de planejamento e prevenção. Esse tipo de solução não é adotado nos países desenvolvidos desde a década de 1970. Essas soluções são consequências das pressões da população por alguma obra que solucione os problemas locais de inundação. No entanto, obras de canalização, apesar do alto custo, demonstram baixa eficácia na capacidade de controle de cheia. A densificação do espaço urbano, uma vez estabelecido, impede a adoção de me-

didadas eficazes. Atualmente, o Governo Federal tem empreendido esforços no sentido de viabilizar o financiamento de projetos de drenagem urbana sustentável no Brasil. Nesse sentido, foi lançado um programa de apoio à implantação e à ampliação de sistemas de drenagem urbana com o objetivo de viabilizar intervenções estruturais destes sistemas, por meio da execução de rede coletora e da construção de bacias de retenção de cheias. Além disso, contempla um programa de apoio à elaboração de projetos de intervenções não estruturais voltados ao controle de cheias e melhoria das condições sanitárias dos municípios, como transferência das populações sujeitas a inundações, recuperação de várzeas e controle do impacto de enchentes urbanas. Este programa é gerido pelo Ministério das Cidades e operado com recursos do Orçamento Geral da União.

Manual de Drenagem Urbana

O Manual de Drenagem Urbana é um instrumento que orienta a implementação da infraestrutura de drenagem, fornecendo diretrizes básicas que devem ser usadas na elaboração dos projetos. Normalmente, é um documento elaborado por uma equipe técnica de alto nível, apresentando conceitos e elementos técnicos para a adoção de critérios uniformes nos projetos de drenagem urbana. Apresenta metodologias de cálculo que devem ser adotadas na obtenção da chuva de projeto, na propagação do hidrograma de cheia e no dimensionamento hidráulico das obras de drenagem.

Plano Diretor de Drenagem Urbana

O PDDU é um documento normativo que estabelece mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionada com o escoamento da água pluvial na área urbana. Tem o objetivo de compatibilizar a ocupação e a infraestrutura, buscando conviver harmoniosamente com os eventos críticos de chuva. Procura definir princípios para um programa de gestão baseado nas seguintes premissas:

- planejamento integrado com as outras infraestruturas;
- o escoamento não pode ser ampliado pela ocupação;
- os impactos da ocupação sobre a drenagem não podem ser transferidos para outros locais;
- prever ações de controle de redução da carga poluidora na água pluvial;
- prever o planejamento dos diferentes espaços urbanos com critérios de ocupação e uso do solo;
- estabelecer uma política de controle de cheias por meio de medidas estruturais e não estruturais, considerando a bacia como um todo;
- valorizar os mecanismos naturais de escoamento com políticas de preservação;

- prever meios de implantação do controle;
- incentivar a participação da comunidade na sua elaboração e alocar recursos destinados a ações na área da educação ambiental.

1.10 A Investigação Científica e Tecnológica

As águas urbanas e, em particular, os sistemas urbanos de drenagem devem ser tratados segundo a ótica científica e tecnológica, pois, como os demais sistemas reais, estão sujeitos a grandes alterações quanto aos questionamentos, problemática, abordagens, formulações, instrumentos de análise, novos conceitos e paradigmas, aprimoramentos computacionais e de geoprocessamento etc.

No escopo da hidrologia urbana, os problemas de drenagem envolvem formulações determinísticas com forte componente de incerteza, o qual é quantificado por meio da aplicação de princípios probabilísticos, necessariamente introduzidos para a compreensão e a quantificação das grandezas físicas intervenientes e relevantes do processo hidrológico da bacia.

A formulação determinística empregada é sempre parcial, dada a complexidade dos fenômenos envolvidos, as interconexões de escoamentos em domínios de macro e microescalas e a enorme heterogeneidade espacial de parâmetros, de condições de escoamento e da própria formulação das transformações dos componentes relevantes do ciclo hidrológico. Se fosse aplicada uma modelagem determinística com resolução areal de 1 m^2 , que seria necessário para definir quantitativamente a heterogeneidade da bacia, ter-se-ia, para uma área de drenagem de 1 km^2 , a quantidade de 1 milhão de células, cada uma caracterizada pelos parâmetros hidrológicos específicos. Atualmente, tal modelagem é impraticável.

A utilização de informações de satélites meteorológicos e geomorfológicos e, também, de radares meteorológicos é de grande interesse à pesquisa hidrológica urbana. Tanto estudos determinísticos quanto estocásticos são necessários para estabelecer certos padrões para a distribuição espacial e temporal das chuvas, como também para identificar áreas de alagamentos e de retenções e estratégias para o desenvolvimento de medidas localizadas para a detenção dos deflúvios.

A modelagem hidrológica espacialmente distribuída continua sendo o desafio maior dos hidrólogos quando se exige a calibração e a validação dos modelos dentro de faixas de erros cada vez menores. Pesquisa nessa subárea está amplamente aberta quando se dispõe de informações mais precisas e de monitoramento espaço-temporal com equipamentos modernos e de fácil manuseio das informações coletadas.

Na abordagem tradicional das águas pluviais urbanas, os deflúvios superficiais em áreas ocupadas com alta impermeabilização representavam a lavagem da cidade, e caso os alagamentos fossem de pequena duração e magnitude, tais chuvas eram muito bem-vindas para limpeza das vias públicas, pátios, coberturas etc. Os resíduos sólidos, os sedimentos e as impurezas existentes nas superfícies dos terrenos eram carreados pelas enxurradas e grande parte afastada da região urbana juntamente com volumes expressivos de água. Os materiais depositados em estrangulamentos do canal ou em trechos de baixa declividade eram vistos como produtos aprisionados pelo sistema de drenagem e que seriam só removidos por meio de ações planejadas pela administração municipal. Tal abordagem clássica seguia o paradigma de descartar para jusante, e com a maior rapidez possível, todo o excesso de água gerado em cada subárea da bacia hidrográfica urbana.

A abordagem atual tem outra visão ao tratar do excedente pluvial gerador de alagamentos, de inundações e de transporte de resíduos, sedimentos e contaminantes. A água pluvial é reconhecida como recurso hídrico, podendo e devendo, sempre que possível, ser utilizada para o abastecimento humano, para o consumo industrial, para a recarga de aquíferos etc.

Estudos de quantidade e qualidade das águas pluviais vêm sendo realizados recentemente no escopo da hidrologia ambiental urbana. A primeira etapa das pesquisas envolve o monitoramento quali-quantitativo das águas pluviais para, em seguida, integrar um ramo técnico-científico no qual se interagem o urbanismo, a drenagem urbana, o saneamento básico, com análises qualitativas e formulações quantitativas determinísticas e estocásticas. O objetivo principal desse ramo científico é o de propiciar o conhecimento da dinâmica das interações entre as atividades de desenvolvimento, ocupação e uso do espaço urbano com a infraestrutura de apoio, a qualidade ambiental, a qualidade de vida da população, com o enfoque da água pluvial como recurso hídrico.

Estudos pormenorizados e sistemáticos, voltados à determinação da quantidade de sedimentos e de resíduos sólidos produzidos pela bacia durante eventos chuvosos intensos, são um campo de pesquisa desafiante quando se objetiva encontrar regularidades e relações quantitativas entre algumas características da bacia, os tipos de ocupação, os costumes da população e os mecanismos dinâmicos dos deflúvios superficiais.

Seleção de indicadores de eficiência dos sistemas de drenagem é outro tópico de pesquisa a ser desenvolvido em bacias experimentais urbanas, no sentido de integrar informações relativas à eficiência dos sistemas de drenagem e das vulnerabilidades associadas ao desenvolvimento urbano, quanto às transformações da paisagem e à ocupação de novos espaços relacionados à qualidade de vida da cidade. Os indicadores devem

permitir sintetizar o diagnóstico de funcionalidade dos sistemas urbanos, em particular das águas urbanas e dos sistemas de drenagem estruturais e não estruturais.

Outra subárea de pesquisa importante é a associação do planejamento urbano com os sistemas de drenagem.

No planejamento urbano, a prospecção do futuro de uma cidade visa abordar o comportamento de cada setor do sistema urbano em análise e o efeito intersetorial implícito nas mudanças setoriais que tenham efeitos cumulativos sobre outros setores, de forma que eventuais reflexos de mudanças locais sejam identificados em diferentes domínios do sistema espacial. Para exemplificar, expansão ou surgimento de centros comerciais funciona como atrator de tráfego, que, por sua vez, influi no setor imobiliário e no setor de infraestrutura local, incluindo-se o sistema de drenagem (KRAFTA, 2001).

Outro aspecto relevante nos estudos de drenagem é a vinculação da infraestrutura e das ações não estruturais de drenagem com os indicadores ou parâmetros de avaliação que permitem inferir, a partir de uma situação real ou simulada, a condição de apropriação da cidade pelas diversas forças socioeconômicas existentes. Dos múltiplos e diversos grupos de indicadores relacionados a determinados setores, são de particular importância os indicadores de oferta de serviços, de qualidade ambiental e de infraestrutura. Amalgamar a pesquisa ou os estudos das águas pluviais com o planejamento urbano, por meio de direcionamento explicitado por indicadores de eficiência, é um ramo de investigação a ser bastante pesquisado nos diversos ambientes urbanos que compõem o quadro diversificado das cidades brasileiras. É desafiante a construção de bancos de dados que integrem esses setores da realidade urbana de forma inteligente e útil para as tomadas de decisão.

Quanto às pesquisas em gestão das águas pluviais urbanas, há um imenso campo de trabalho a ser realizado para as condições atuais dos sistemas de drenagem das cidades do Brasil. Pouco se realiza em operação, manutenção e otimização de regras operacionais dos sistemas estruturais de drenagem. Tampouco as regulamentações e as fiscalizações são cumpridas e realizadas por meio de mecanismos de educação ambiental, de sanções às infrações e de avaliações sistemáticas do desenvolvimento de áreas urbanizadas e do impacto sobre a drenagem.

Os centros de pesquisa em hidrologia urbana e instituições federais (Ministério das Cidades), estaduais (Secretarias de Infraestrutura, de Recursos Hídricos e Meio Ambiente, Água e Esgoto) e municipais (Secretarias de Obras) precisam manter relacionamento estreito entre si a fim de definir ações, regulamentações, diretrizes, manuais de drenagem e de gestão para que os trabalhos e as pesquisas possam ser desenvolvidos no ritmo e objetivo desejados, acompanhando as necessidades crescentes das cida-

des de forma a responder, com responsabilidade, profissionalismo e modernidade, os anseios de um ambiente de cidadania instruída, saudável e com índices favoráveis de qualidade de vida.

Referências Bibliográficas

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA); FEDERAÇÃO DAS INDÚSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (FIESP); SINDICATO DA CONSTRUÇÃO DE SÃO PAULO (SINDUSCON-SP). *Conservação e reuso de água em edificações*. São Paulo: Prol Editora Gráfica, 2005.

ARMITAGE, N.; ROOSEBOOM, A. The removal of litter from stormwater conduits in the developing world. *Water AS*, v. 26, n. 2, apr.2000.

BRASIL. Constituição. *Constituição da República Federativa do Brasil*. Brasília: Senado, 1988. 168p.

CANHOLI, A.P. *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2005.

CENTRO DE OPERAÇÃO DO SISTEMA DE ALERTA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ITAJAÍ-AÇÚ (CEOPS). Disponível em: <<http://www.furb.br/site/ipa.php?secao=4432>>. Acesso em: 22 de agosto de 2008.

FERES, R. *Caracterização geotécnica de uma bacia hidrográfica urbana (Rio Branco-AC) com ênfase nos processos de ocupação dos fundos de vale*. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 1998.

GONTIJO JÚNIOR, W.C. Projeto de sistemas de drenagem urbana: uma metodologia com participação social. In: *SILUSBA*, 7, 2005, Portugal, Évora. Brasília: Agência Nacional de Águas, 2007. 15p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico - 2000*. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: 15 de setembro de 2008.

KRAFTA, R. *Planejamento no plural*. In: TUCCI, Carlos; MARQUES, David da Motta. (Orgs.). *Avaliação e controle da drenagem urbana*. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 2001, v. 2, p. 179-224.

LIMA, W.P. *Introdução ao manejo de bacias hidrográficas*. Piracicaba: Universidade de São Paulo. Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, 1996.

LIMONAD, E. *Os lugares da urbanização: o caso do interior fluminense*. 1996. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

MAIA NETO, F. *Reutilização da água pluvial*. *Jornal Estado de Minas*, Belo Horizonte, 12 de maio de 2008. Disponível em: <www.precisao.eng.br/fmnresp/reutilizacao.htm>. Acesso em: 12 de maio de 2008.

MAY, S. *Estudo da viabilidade do aproveitamento de água de chuva para consumo não potável em edificações*. 2004. 159p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

- MOREIRA NETO, D.F. *Introdução ao Direito ecológico e ao Direito urbanístico*. 2. ed. Rio de Janeiro: Forense, 1997.
- MUMFORD, L. *A cidade na história: suas origens, transformações e perspectivas*. 2. ed. São Paulo: Livraria Martins Fontes Editora, 1982
- PEPLAU, G.R. *Influência da variação da urbanização nas vazões de drenagem na Bacia do Rio Jacarecica em Maceió/AL*. 2008. 163p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.
- PETERS, M.R. *Potencialidade de uso de fontes alternativas de água para fins não potáveis em uma unidade residencial*. 2006, 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.
- RIGHETTO, J.M.; MEDIONDO, E.M.; RIGHETTO A.M. Modelo de seguro para riscos hidrológicos. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 12, n. 2, p. 107-113, abr./jun. 2007.
- SILVA P.O.M. *Enchentes: um alerta para se proteger*. *Revista Viva Saúde*, Edição 40, 2007. Disponível em: <<http://revistavivasauade.uol.com.br/Edicoes/40/artigo42637-1.asp>>. Acesso em: 21 de julho de 2008.
- SILVA, J.A. *Direito urbanístico brasileiro*. 2. ed. São Paulo: Malheiros, 1997.
- TOMAZ, P. *Aproveitamento de água de chuva: aproveitamento de água de chuva para áreas urbanas e fins não potáveis*. São Paulo: Navegar, 2003. 180p.
- TUCCI, C.E.M. *Águas urbanas*. *Estudos avançados*, v. 22, n. 63, p.1-16, 2008.
- TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J.C. *Inundações urbanas em América Latina*. Porto Alegre: ABRH-Ed. UFRGS, 2003.
- TUCCI, C.E.M.; ORSINI, L.F. *Águas urbanas no Brasil: cenário atual e desenvolvimento sustentável*. In: BRASIL. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. *Gestão do território e manejo integrado das águas urbanas*. Brasília. Ministério das Cidades, 2005. 270p.
- TUCCI, C.E.M. (Org.). *Urban Drainage in Humid Tropics*. 1. ed. Paris: Unesco, 2001. v. 1. 200p.
- WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). *Our planet, our health*. Report of WHO Commission on Health and Environment. ISBN 9241 1561 483. 1992.

Notas

1 Etimologicamente, o termo “urbi” deriva do latim “na cidade”, e está associado ao nome do primeiro e mais importante núcleo urbano que se tem conhecimento na história das civilizações: a cidade de Ur, localizada próxima ao curso fértil dos rios Tigres e Eufrates, na Mesopotâmia – atual Iraque. (MUMFORD, 1982)

2 Monitoramento em Drenagem Urbana

Porto, M.; Martins, J.R.S.; Armelin, L.F.

2.1 Conceitos Básicos

Monitoramento significa mais do que o conhecimento de um determinado sistema, pois inclui também o seu acompanhamento no tempo e no espaço e a produção da informação para basear a tomada de decisão. O monitoramento gera grande quantidade de dados e, portanto, deve ser acompanhado do processo de organização, consistência e sistematização, de forma a produzir conhecimento sobre o estado atual e a evolução de um sistema.

Tradicionalmente, o monitoramento dos recursos hídricos, nos aspectos de quantidade e de qualidade da água, tem sido feito de forma distinta e separada. O monitoramento de quantidade da água destina-se a medições de precipitação, volumes, vazões e níveis d'água de um corpo hídrico; por sua vez, o monitoramento da qualidade da água está relacionado ao conhecimento dos constituintes presentes na água. A planificação e o controle sobre o uso da água exigem, por outro lado, o conhecimento simultâneo dos dois conjuntos de informações, no mesmo espaço e intervalo de tempo, de forma a subsidiar as ações de gerenciamento que visam ao atendimento das demandas de forma sustentável. Isto é bastante crítico em áreas urbanas, uma vez que, nesta situação, é potencializada uma série de impactos, tais como o agravamento das inundações, a poluição por esgoto, entre outros.

2.2 Objetivos do Monitoramento

De uma maneira geral, a caracterização espacial e temporal da quantidade e da qualidade de um corpo hídrico, por meio de um programa de monitoramento, exige esforços que variam de acordo com os propósitos de utilização dos dados gerados.

Os objetivos do monitoramento de recursos hídricos são o acompanhamento da condição para planejamento e/ou controle dos sistemas. Há forte inter-relação entre a situação de quantidade e de qualidade da água, daí a necessidade da integração do monitoramento. No caso da quantidade, o conhecimento da vazão em tempo de estiagem é de grande relevância para o controle da qualidade do corpo hídrico, pois, neste período, aumenta-se a vulnerabilidade à poluição, proveniente de cargas pontuais da bacia hidrográfica. Por outro lado, em tempo de chuvas, as vazões de cheias diluem as cargas pontuais e trazem ao corpo hídrico as cargas difusas. Em áreas urbanas, em particular, a impermeabilização da bacia incrementa o escoamento superficial, podendo causar inundações nas regiões mais baixas da bacia e resultando em perdas materiais, transtornos no trânsito e doenças para a população afetada.

A precipitação, os níveis e as vazões podem ser monitorados de acordo com diversos objetivos; pode ser o acompanhamento de longo prazo da bacia a fim de serem obtidas séries hidrológicas que permitam planejar o uso dos recursos hídricos. O monitoramento em tempo real é necessário para o acompanhamento de eventos hidrológicos de cheia, principalmente em bacias pequenas e médias. O intervalo de tempo entre medições é também extremamente condicionado pelos objetivos do monitoramento. Por exemplo, em uma pequena bacia, com área de drenagem de alguns quilômetros quadrados, em que o objetivo é o controle de inundações, o intervalo entre observações deve ser pequeno para poder captar as variações do hidrograma. Já numa bacia de milhares de quilômetros quadrados, o mesmo objetivo pode ser alcançado com medições em intervalo diário. A escala do monitoramento entre bacias grandes e pequenas ou entre diferentes tipos de ocupação – urbana e rural – é, portanto, fator importante para determinar tipos de monitoramento, frequência e localização de estações de medição. Estes mesmos fatores são válidos quando se deseja obter dados para a aplicação de modelos de simulação. De acordo com os objetivos da modelagem, haverá necessidades específicas na obtenção dos dados.

Existem quatro grandes objetivos do monitoramento da qualidade da água (SOARES, 2001). São eles:

- caracterização da qualidade da água: ocorre a descrição do estado atual do corpo hídrico. Neste tipo de monitoramento, efetuam-se medições das características físicas, concentrações de substâncias químicas selecionadas e

avaliação da biota aquática. Os objetivos deste monitoramento podem ser o controle ambiental, observação do atendimento às normas e aos padrões da classe do corpo hídrico ou fiscalização;

- análise de tendência: este tipo de monitoramento pode ser chamado de gestão ou estratégico. Esta análise exige uma série temporal longa de amostragens e que as técnicas e procedimentos utilizados no monitoramento sejam sempre os mesmos com o passar do tempo;
- avaliação das fontes contaminantes: para o atendimento deste objetivo, faz-se necessário a consideração dos usos múltiplos e a ocupação do solo da bacia de drenagem contribuinte ao corpo hídrico que está sendo monitorado, possibilitando, assim, uma avaliação adequada das fontes de contaminantes;
- verificação e calibração de modelos matemáticos de qualidade da água: avalia influências e consequências sobre a qualidade da água proveniente de variações naturais e antrópicas na bacia hidrográfica.

A cada um destes objetivos corresponderá um projeto de rede de monitoramento diferente, com escolhas típicas para as variáveis a serem amostradas, localização das estações de monitoramento e frequência de amostragem.

É importante que as redes de monitoramento sejam otimizadas conforme seus objetivos. A informação correta somente será obtida se for baseada em uma rede de observação que tenha sido construída de acordo com propósitos claros e bem definidos. Um bom projeto de rede de monitoramento permite a obtenção de informação de boa qualidade a custos menores.

2.3 Normas, Procedimentos e Legislação

A Agência Nacional de Águas (ANA) é responsável pela operação da rede hidrológica nacional e é também o órgão responsável pela construção do Sistema Nacional de Informação em Recursos Hídricos (SNIRH). Encontram-se, no site da ANA (www.ana.gov.br), informações sobre os procedimentos recomendados para o monitoramento dos recursos hídricos.

2.3.1 Pluviometria

Em relação à pluviometria, a padronização internacional baseia-se no World Meteorological Organization (WMO), com destaque para o "Guides to hydrological practices", nº 168 (WMO, 1994).

2.3.2 Fluviometria

Existem guias práticos que foram publicados pelo antigo Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica e que ainda podem ser consultados (DNAEE, 1977). Alguns livros também contêm informações importantes sobre hidrometria e sedimentometria (TUCCI, 1993; CARVALHO, 1994; SANTOS, 2001).

2.3.3 Qualidade da água

Não há normas específicas sobre monitoramento de qualidade da água para todo o país. O site da Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) – www.cetesb.sp.gov.br – traz informações importantes sobre técnicas e recomendações para o monitoramento de qualidade da água.

Outras referências importantes para a padronização da amostragem e dos ensaios para determinação de variáveis de qualidade da água encontram-se no "Standard methods for the examination of water and wastewater", de autoria das instituições American Public Health Association, American Water Works Association e Water Environment Federation (APHA/AWWA/WEF, 1999), ou das normas publicadas pela International Standardization Organization (ISO, 2005; 2006).

As normas legais relativas ao controle de poluição (Resolução CONAMA nº 357/2005, por exemplo) devem ser utilizadas para a escolha das variáveis a serem monitoradas.

2.4 Monitoramento Hidrometeorológico e Fluviométrico

2.4.1 Técnicas de medição de chuva

As chuvas podem ser medidas pontualmente e podem ser quantificadas por meio da altura da lâmina da água precipitada, da duração e da intensidade, utilizando-se pluviômetros e pluviógrafos. Quando é necessária a avaliação espacial e em tempo real, utilizam-se medições feitas por radares meteorológicos.

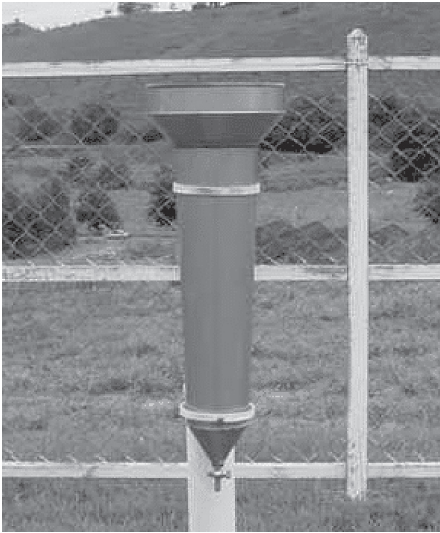
Pluviômetros e pluviógrafos

Os pluviômetros são aparelhos com superfície de captação horizontal e reservatório para acumular a precipitação ocorrida. Os pluviômetros (Figura 2.1) armazenam as precipitações ao longo de várias horas e são esvaziados após o registro da quantidade de chuva coletada. Usualmente é feita uma medição diária – às 7h – e mede-se a altura precipitada em milímetros (SANTOS *et al*, 2001).

Os pluviógrafos registram continuamente a precipitação de forma automática, em intervalos curtos de tempo, da ordem de minutos. Eles são muito utilizados para estudos experimentais em pequenas bacias urbanas, por permitirem a obtenção da informa-

ção de forma mais detalhada, como o acompanhamento dos rápidos hidrogramas de cheia. Os principais tipos de pluviógrafos são:

- caçambas basculantes: consiste em uma caçamba dividida em dois compartimentos, arranjados de tal maneira que, quando um deles se enche, a caçamba bascula, esvaziando-o e deixando o outro em posição de enchimento (Figura 2.2). A caçamba é conectada eletricamente a um registrador eletrônico que, simultaneamente, armazena a informação ou faz a transmissão dos dados para um sistema de coleta telemétrico;
- pluviógrafo de peso: neste instrumento, o receptor repousa sobre uma escala de pesagem que aciona a pena, e esta traça um gráfico de precipitação acumulada ao longo do tempo;
- pluviógrafo de flutuador ou boia: semelhante ao anterior, porém, neste, a pena é acionada por um flutuador situado na superfície da água contida no receptor.



FONTE: CTH, 2008

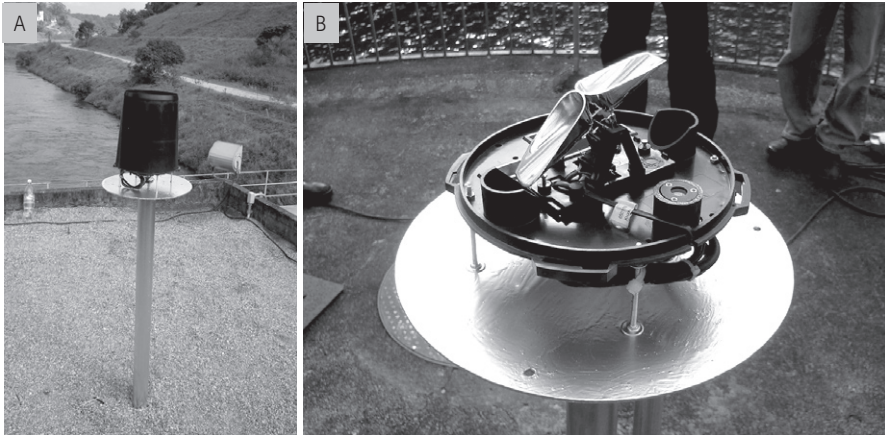
Figura 2.1

Pluviômetro.

Os dados obtidos a partir dos registros contínuos dos pluviógrafos permitem a avaliação da intensidade da chuva e a confecção de hietogramas de chuva, ou a variação do volume precipitado ao longo do tempo. Trata-se de uma avaliação valiosa para estudo dos eventos de precipitação, principalmente em pequenas bacias urbanas.

A tendência atual é que todos os pluviógrafos apresentem a modalidade de registro em meio magnético (*datalogger* e/ou transmissão automática – Figura 2.3), pela facilidade de manipulação dos dados e pela minimização dos erros de digitalização dos dados registrados em papel. Além disso, propicia sua fácil integração em sistemas de telemetria.

Pluviômetros e pluviógrafos devem ser instalados em áreas relativamente livres de obstáculos. A distância mínima entre o equipamento e os possíveis obstáculos (casas, árvores etc.) deve ser de duas vezes a altura do obstáculo. O equipamento deve estar colocado de tal forma que a superfície de captação seja horizontal e esteja a uma distância de 1,5 m do solo. Estas condições ideais nem sempre são possíveis em densas áreas urbanas.



FONTE: CTH, 2008.

Figura 2.2 Pluviógrafo de caçambas basculantes.

Radar meteorológico

Os radares meteorológicos permitem a avaliação e o acompanhamento espacial da precipitação. Os radares cobrem áreas circulares de aproximadamente 300 km² e são capazes de fornecer medidas espaciais e quantitativas de precipitação em curtos intervalos de tempo, da ordem de minutos.



FONTE: CTH, 2008.

Figura 2.3 Posto pluviográfico telemétrico (por celular).

São equipamentos complexos e caros, apesar de baseados em um princípio de funcionamento simples: a partir de uma antena móvel, emitem um pulso eletromagnético, cuja energia de reflexão parcial pelas gotas de chuva é medida em um receptor e transformada num mapa de abrangência espacial e de quantidades de chuva.

Radares meteorológicos (Figura 2.4) são grandes auxiliares no controle das inundações urbanas, pois permitem prever os eventos extremos com algumas horas de antecedência, o que possibilita providências com relação à operação de estruturas e alertas.

2.4.2 Consistência e consolidação dos dados pluviométricos

Dados gerados por pluviômetros ou pluviógrafos

Há diversos tipos de erros que podem ser cometidos nas medidas de chuva (SANTOS *et al*, 2001). Erros grosseiros são aqueles que são cometidos por falhas humanas; são erros que vão desde a ausência de leitura até erros como o derramamento da água antes da medida; não são sistemáticos e podem ser difícil detectá-los.

Os erros sistemáticos são aqueles que ocorrem por falha do equipamento e podem resultar de instalação inadequada, da aferição do aparelho ou de mau funcionamento.

Os erros acidentais são aleatórios e ocorrem, por exemplo, pela influência do vento no aparelho.

A análise de consistência dos dados tem por objetivo detectar a ocorrência de erros e corrigi-los. Faz-se a análise de consistência por meio da comparação dos dados de várias estações localizadas numa área homogênea, sob o aspecto climático. Utilizam-se curvas duplo-acumulativas (SANTOS *et al*, 2001), cujas eventuais mudanças de inclinação permitem detectar alterações nos dados. Os dados podem então ser corrigidos com base nos dados das estações vizinhas.

Dados gerados por radar meteorológico

Radares meteorológicos devem ser calibrados utilizando-se dados da chuva que ocorre na sua área de abrangência. Estes dados medidos são utilizados em postos pluviométricos localizados em terra.

Quanto maior a distância da área de interesse com relação ao radar, maior é o erro de medida. Essa imprecisão aumenta devido ao fator de refletividade, e para contornar o problema, são aplicados fatores de correção.



FONTE: CTH, 2008.

Figura 2.4

Radar meteorológico no município de Biritiba-Mirim, São Paulo.

Tempestades com alto grau de variabilidade em seu perfil vertical, chuvas de granizo e formação de precipitações de baixa altitude (nevoeiros) podem, eventualmente, resultar em estimativas ruins do valor precipitado ou não serem detectadas.

2.4.3 Técnicas de medição de nível e vazão

A medição de vazão é feita com base nas velocidades da água e na seção de escoamento. Estas medidas são complexas e onerosas, o que torna inviável sua medição diária. Estima-se a vazão, portanto, com a leitura de níveis no corpo hídrico e a partir da curva de descarga, ou curva chave, que relaciona níveis e vazões e é obtida em campanhas específicas feitas para tal fim.

A escolha do local de medição obedece a alguns requisitos, tais como: estar localizado em um trecho reto, com margens bem definidas e estáveis, em um trecho de leito estável e, preferencialmente, localizado logo a montante de controles hidráulicos. Assim como no caso das medições de chuva, é também bastante frequente que não se encontre locais com estas características em trechos urbanos dos rios.

Estruturas hidráulicas pré-aféridas

Método indicado para pequenos córregos em virtude dos custos das construções das estruturas; consiste na medição da altura do nível da água, que, aplicada à curva cota-descarga relativa à estrutura hidráulica, resulta na vazão. Como exemplos, têm-se os vertedores (Figura 2.5), a calha Parshall e similares.



FONTE: CTH, 2008.

Figura 2.5 Vertedor em situação de cheia e estiagem.

Medição do nível d'água

Mede-se o nível d'água e, conhecendo-se a curva chave, estima-se a vazão. Há diversas formas de se medir o nível d'água e estas medidas podem ser discretas ou contínuas.

A medição discreta se faz com a colocação de réguas (régua limnimétrica) na margem do rio e são feitas duas leituras diárias do nível.

As medições contínuas (limnógrafos) são feitas com aparelhos de boia ou de pressão (Figura 2.6). Os limnógrafos de boia baseiam-se em um flutuador preso a um cabo que permite o registro contínuo da variação de nível. O limnógrafo de pressão indica a altura da coluna d'água por meio de um transdutor de pressão e estes dados são facilmente armazenados em meio digital.



FONTE: CTH, 2008.

Figura 2.6

Sensor de nível por pressão hidrostática

Curva chave

A curva chave é uma função não linear que relaciona vazão com o nível da água, em uma seção de controle. Para o traçado da curva chave, é necessária uma série de medições de vazões no local e os correspondentes níveis da água na leitura da régua limnimétrica.

Uma questão importante a ser considerada na utilização de curvas chave é a dinâmica dos corpos hídricos, cujos leitos sofrem modificações ao longo do tempo pelos processos de erosão e de sedimentação. Em áreas urbanas, além da dinâmica natural, modificações nos leitos podem ser causadas por excesso de sedimentos e de resíduos sólidos, além de ações como dragagens, por exemplo. A curva chave sofre modificações ao longo do tempo, sendo necessária a sua verificação periodicamente.

A construção da curva chave exige a medição das velocidades na seção de interesse e a determinação da seção de escoamento.

Medição de velocidades

As medições de velocidade podem ser feitas com flutuadores ou com molinetes (Figura 2.7). As medições com flutuadores são feitas a partir do lançamento do flutuador em uma seção a montante, cronometrando-se seu tempo de chegada em uma seção a jusante. A razão entre o comprimento do trecho e o tempo de deslocamento dá a medida da velocidade superficial. A velocidade superficial é, então, transformada na velocidade média por meio de um fator de correção, e, finalmente, a vazão é obtida pelo produto da velocidade média pela área molhada, obtida a partir do nível d'água. Este tipo de medição pode ter erros significativos (turbulência, vento) e deve ser usada em casos excepcionais.



FONTE: CTH, 2008.

Figura 2.7 Medição da velocidade.

A medição de velocidades com molinetes pode ser feita com molinetes mecânicos (de hélice ou de copos) ou com molinetes eletromagnéticos. O procedimento é feito realizando-se leituras de velocidade em diversos pontos de cada vertical (posições de medição definidas sobre a linha perpendicular ao eixo do rio que une uma margem à outra da seção de medição). Estas medições propiciam o cálculo de velocidades médias em subseções ou na seção inteira. No primeiro caso, a vazão, em cada subseção, é obtida pelo produto da área da

subseção pela sua velocidade média, e a soma das vazões das subseções dá a vazão total. Se a velocidade média é definida para toda a seção, basta multiplicá-la pela área total da seção para obter a vazão.

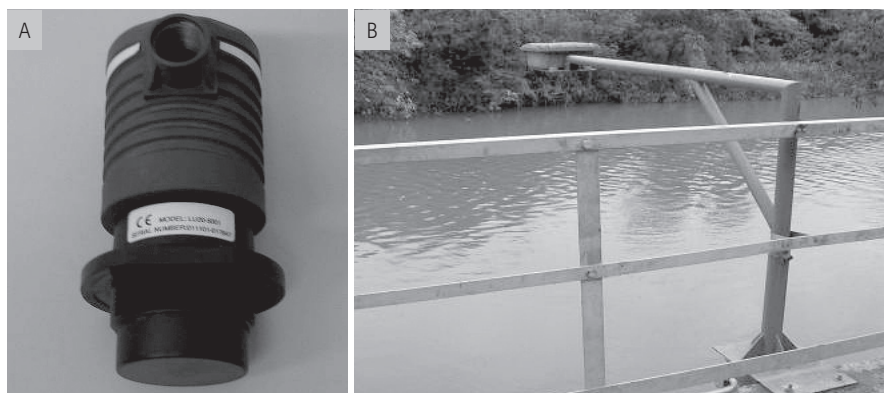
Medição de vazão com perfiladores acústicos

A medição de vazão com perfiladores acústicos com efeito Doppler (Figura 2.8) é feita com um aparelho que emite ondas acústicas e detecta sua reflexão em partículas microscópicas (sedimentos em suspensão ou mesmo seres vivos). A emissão de trens de ondas acústicas explora o conhecido efeito Doppler para avaliar a velocidade média destas partículas, assumida como a velocidade média do escoamento. Softwares especializados integram, por setores, a seção inteira, dando a sua velocidade média e a vazão, já que o perfilador faz também a batimetria da seção. Normalmente, a medição é feita com o perfilador em um barco que se movimenta de uma margem à outra para realizar a medição. A desvantagem desse tipo de medição é o custo alto e a fragilidade do equipamento, além de ser inadequado para rios rasos.

2.4.4 Consistência e consolidação dos dados fluviométricos

Os dados coletados em campo podem apresentar erros de leitura causados por defasagem do horário de coleta de leituras, transcrições, digitação ou ausência de informações, o que implica na necessidade da depuração prévia destes erros e falhas. Podem ocorrer erros grosseiros (por falha humana), erros sistemáticos (problemas com o aparelho) ou erros acidentais.

Sendo assim, é necessária a análise de consistência dos dados fluviométricos, para a qual se utilizam dados de outros postos localizados na mesma bacia. Podem ser uti-



FONTE: CTH, 2005.

Figura 2.8 Medidor de vazão com perfiladores acústicos.

lizadas para comparação e detecção de erros das curvas duplo-acumulativas e para comparação de hidrogramas simultâneos (SANTOS *et al*, 2001).

É sempre necessária muita precaução para a correção de dados hidrológicos, e diversas comparações precisam ser feitas antes de se decidir por descartar um dado e substituí-lo por um dado estimado.

2.4.5 Transmissão de dados hidrometeorológicos

O meio de comunicação inicialmente utilizado para a transmissão remota de dados foi a linha telefônica. Posteriormente, para localidades remotas, utilizou-se a conexão via rádio. Atualmente, com a evolução das telecomunicações, várias outras tecnologias estão disponíveis, como satélites, telefonia celular e, ainda de uma forma prospectiva, as redes de comunicação sem fio.

Telefonia fixa e móvel

A telefonia é um meio de comunicação que, nos últimos anos, obteve considerável expansão em nosso país. Desta forma, grande parte do território nacional dispõe de rede de telefonia fixa ou, mais recentemente, de cobertura por meio da rede de telefonia móvel celular, convencional ou de dados.

Caso a confiabilidade seja fator determinante num determinado projeto de transmissão remota de dados, o meio de comunicação por telefonia pode ser conjugado com outras soluções, como satélite. Observa-se, ainda, que redes utilizadas para sistemas de alerta e para gerenciamento de emergências em áreas urbanas devem se utilizar de meios de comunicação protegidos contra falhas no fornecimento de energia, descargas atmosféricas e interrupções de tráfego.

Rádio

As redes via rádio se popularizaram, ganharam variações e são operadas por provedores de serviços de telecomunicações. Atualmente, as redes mais difundidas são as de telefonia móvel celular nos seus diversos padrões, como o CDMA, GSM ou ainda os chamados rádios digitais PTT (*push-to-talk*). Estas redes admitem comunicação de dados com custo bastante competitivo e uma cobertura do território nacional bastante grande.

Rede de rádios (WiMax, Mesh)

As redes sem fio tiveram a sua popularização a partir do lançamento de equipamentos para conexões a curta distância (algumas centenas de metros) e de redes locais. Com a evolução da tecnologia e dos protocolos de comunicação, essas redes passaram a ter o seu desenvolvimento focado para alcances cada vez maiores. Atualmente, encontram-se em grande destaque duas tecnologias, as redes *WiMax* e *Mesh*.

As redes sem fio *WiMax* vêm ganhando popularidade a cada dia, especialmente pela facilidade de instalação que requer infraestrutura física reduzida. O exemplo mais conhecido é o das redes *Wi-Fi*, aplicadas em redes locais, que são utilizadas em curtas distâncias (tipicamente até 300 m), e, especialmente, em instalações internas.

No âmbito do sistema de monitoramento hidrometeorológico, as redes *WiMax* apresentam-se como mais adequadas, uma vez que permitem alcance significativamente maior e com alta velocidade de acesso. Um único ponto de acesso *WiMax* cobre tipicamente um raio de 6 a 9 km, podendo chegar a 50 km dependendo dos equipamentos utilizados.

Assim, o *WiMax* deve ser considerado como uma tecnologia prospectiva, no sentido de prover acesso à comunicação em localidades relativamente próximas a regiões urbanas e, provavelmente, a um custo consideravelmente baixo.

Embora não tenha sido levantado algum projeto de monitoramento hidrológico que utilize a tecnologia de redes *WiMax*, estas têm sido bastante citadas nos estudos científicos, e os fabricantes das estações meteorológicas de medição mais modernas já incluem softwares para transmissão utilizando tecnologia *WiMax*.

Nas redes do tipo *Mesh*, diversos tipos de equipamento executam as funções de roteador de tráfego, ou seja, cada elemento ou nó da rede opera como um roteador e provê conexão com os nós vizinhos, de acordo com a topologia estabelecida para a rede. Esse tipo de rede é aplicado para redes convencionais (conexões via cabo ou fibra ótica) como para redes sem fio.

Assim, esta é outra tecnologia que deve ser considerada de forma prospectiva, seja para projetos com grande densidade de estações como para interconexão de diversos

elementos sensores em uma mesma estação telemétrica, de forma a propiciar maior flexibilidade na implantação dos diversos tipos de sensores.

Satélite

Atualmente, a solução mais utilizada, senão a única viável para a telemetria em locais remotos, é a comunicação via satélite. Várias alternativas estão disponíveis atualmente, porém algumas características básicas devem ser consideradas quando do projeto de uma rede telemétrica via satélite, especialmente a cobertura geográfica, a disponibilidade temporal e se oferece comunicação de dados bidirecional.

Recentemente, surgiram redes de comunicação via satélite dotadas de capacidade de comunicação com protocolo Internet, o que torna a integração dos fluxos de mensagens dessas redes bem mais simples e com menor demanda de infraestrutura.

2.4.6 Dificuldades e adaptações na implantação de equipamentos

Áreas urbanas apresentam uma série de problemas para a implantação de equipamentos para monitoramento de precipitação e de vazão.

A instalação de pluviômetros e de pluviógrafos é prejudicada pela dificuldade de se encontrar áreas apropriadas que não tenham a interferência de obstáculos. Outro problema frequente é o risco de roubo e de depredação. Em certas situações, é preciso admitir que a melhor solução é instalar equipamentos em locais não convencionais,

como telhados de residências (Figura 2.9) ou estabelecimentos comerciais. É preciso incorporar a incerteza da medição e também trabalhar com maior dificuldade de acesso para manutenção dos equipamentos, por exemplo.

Para os medidores de precipitação, o efeito do vento na região do entorno próximo pode provocar excesso ou deficiência de armazenamento. Em certas situações, pode ser necessária a colocação de escudos de proteção para vento.

Com relação aos postos limnigráficos, uma das principais dificuldades está nas sucessivas alterações que os cursos d'água sofrem em áreas urbanas. São frequentes as alterações por reti-



FONTE: EPUSP, 2006.

Figura 2.9

Posto pluviográfico instalado no telhado de uma residência.

ficação, canalização e invasão das áreas marginais, além do problema de veicularem cargas significativas de sedimentos, lixo proveniente das ruas, praças e o de origem doméstica, caso o sistema de coleta na bacia seja deficiente. Os detritos podem prejudicar o funcionamento dos sensores dos equipamentos que medem o nível d'água. Eventuais proteções para impedir a aproximação do lixo sem prejudicar as leituras são muitas vezes necessárias. É significativo o problema da depredação e vandalismo, o que torna difícil encontrar um local adequado para a instalação do limnógrafo.

2.4.7 Falhas e dificuldades na interpretação dos resultados

A principal causa de imprecisão nas medidas de chuva é o vento. Os erros são causados pela deformação do campo de vento sobre a entrada do instrumento, pois dificulta a captação da chuva na superfície do aparelho. Este fato se agrava quando o equipamento é colocado em situação fora da ideal.

O pluviômetro basculante apresenta erros maiores nos eventos de grande intensidade durante a descarga para o segundo reservatório e descontinuidade na transmissão dos dados de chuvas leves. Em áreas urbanas, é importante a determinação de chuvas intensas e de sistemas de alerta que, comumente, utilizam este tipo de equipamento. É preciso estar atento para estes erros, de maneira a interpretar corretamente os resultados da medição.

O principal problema que atinge os sensores de nível é o lixo, o que exige um trabalho de manutenção bastante intenso para manter a consistência dos dados de nível.

2.5 Monitoramento da Qualidade da Água

É importante ressaltar que o monitoramento de qualidade da água esteja plenamente integrado ao monitoramento de precipitação e vazão. A localização dos pontos de monitoramento deve ser coordenada de tal forma que se apoiem mutuamente para subsidiar as decisões corretas para a gestão de rios urbanos.

2.5.1 Variáveis para o monitoramento da qualidade da água

As características de uso e ocupação do solo da bacia de drenagem e o objetivo do monitoramento são aspectos importantes a serem considerados na escolha das variáveis que serão monitoradas.

Variáveis gerais

Variáveis gerais são aquelas que permitem uma avaliação preliminar do corpo hídrico (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 > Principais variáveis gerais.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Cor	Depende do método de análise	Podem atribuir cor à água compostos de ions metálicos naturais; matéria orgânica, corantes sintéticos e partículas em suspensão.	As partículas interferem na absorção e na transmissão da luz. A cor de uma amostra pode ser dividida em cor aparente e cor verdadeira (medida após a eliminação das partículas em suspensão).
Dureza total	mg/L CaCO ₃	Função das características geológicas e climáticas da região, relacionada principalmente a sais de ions cálcio e magnésio.	Em programas de monitoramento, a utilização desta variável é útil para demonstrar a concentração de cátions bivalentes na água.
Odor		Função de despejos industriais e domésticos que podem criar odores na água devido ao estímulo da atividade biológica. Solventes orgânicos, combustíveis e óleos, entre outras substâncias, também podem resultar em odor na água.	Geralmente, o odor não é incluído em programas de monitoramento, porém a simples observação desta variável no momento da coleta pode auxiliar na escolha das demais variáveis a serem monitoradas.
pH		Variável importante que influencia vários processos biológicos e químicos. Variações bruscas de pH podem indicar presença de efluentes industriais. Lagos eutrofizados apresentam pH elevado.	A variação do pH, num corpo hídrico, depende de vários fatores naturais, como clima, geologia e vegetação. Mudanças que ocorrem ao longo do tempo no pH devem ser melhor analisadas. O valor do pH afeta de maneira significativa outras variáveis, como o aumento da solubilidade de metais, a redução da disponibilidade de nutrientes e os processos biológicos.
Sólidos totais (ST)		Referem-se a substâncias remanescentes do processo de evaporação da amostra de água e sua secagem subsequente.	A análise de sólidos possibilita uma visão geral sobre a qualidade da água que está sendo analisada e pode revelar a ocorrência de processos específicos nos corpos da água e na bacia de drenagem.
Sólidos suspensos totais (SST)	mg/L	Por meio do processo de filtração, estes sólidos podem ser divididos em dois grupos: sólidos em suspensão totais e sólidos dissolvidos totais.	
Sólidos dissolvidos totais (SDT)			
Temperatura	°C	A temperatura afeta processos químicos, físicos e biológicos os quais influenciam outras variáveis de qualidade da água. Estratificação vertical de temperatura observada em ambientes lenticos afeta significativamente a qualidade do corpo da água.	A temperatura dos corpos hídricos varia com o clima, sendo que, em alguns, esta variação pode ocorrer em períodos de 24h.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Oxigênio dissolvido (OD)	mg/L	A concentração de oxigênio dissolvido nos corpos da água depende da temperatura, salinidade, turbulência, atividade fotossintética e pressão do oxigênio na atmosfera. É essencial para todas as formas de vida aquática e tem papel fundamental no processo de autodepuração. A sua concentração na água é bastante variável, tanto a nível espacial quanto temporal.	A medida da concentração de OD em um programa de monitoramento de qualidade é extremamente importante, pois indica problemas de poluição. A sua medida deve estar sempre associada à temperatura e deve ser comparada com a concentração de saturação, que é função da salinidade do corpo da água.
Turbidez	µT (unidade de turbidez) UNT (Unidade nefelométrica de turbidez)	A turbidez está associada à presença de matéria em suspensão na água (silte, argila, partículas coloidais orgânicas e inorgânicas, plâncton e micro-organismos). A turbidez afeta nos processos biológicos que ocorrem na água porque interferem no processo de transmissão da luz.	Em muitas situações, turbidez elevada pode significar processos erosivos, manejo inadequado do solo e lançamento de despejos industriais e domésticos na bacia. A turbidez é significativamente afetada pelas condições hidrológicas da bacia.
Condutividade elétrica	µS/cm (mS/m)	A condutividade elétrica mede a capacidade que a água tem de transmitir corrente elétrica e está diretamente relacionada à concentração de espécies iônicas dissolvidas, principalmente inorgânicas. Esta medida pode ser relacionada com a concentração de sólidos dissolvidos totais, o que facilita a avaliação do corpo hídrico, pois é uma medida direta. Valores superiores a 1.000 µS/cm podem indicar problemas de poluição.	A condutividade elétrica é uma medida muito simples e traz informações importantes sobre a qualidade da água e, por isso, a sua medida é bastante recomendada num programa de monitoramento de qualidade da água. A condutividade elétrica varia com a temperatura.
Carbono orgânico total (COT)	mg/L C	O carbono orgânico presente na água é resultado dos organismos vivos presentes na água e também do lançamento de despejos. Pode ser utilizado para indicar o grau de poluição de um corpo hídrico. Valores superiores a 10 mg/L podem indicar contaminação por despejos industriais ou domésticos.	O carbono orgânico total representa o material dissolvido e particulado. O carbono inorgânico interfere no resultado da análise e deve ser eliminado antes das medidas.
Clorofila	µg/L	Clorofila são pigmentos que estão presentes em muitos organismos fotossintetizantes e existem em três formas: a, b e c. A mais abundante é a clorofila-a, que representa 1 a 2% da massa de algas planctônicas. A concentração de clorofila-a é um indicador do estado trófico de corpos hídricos, pois o crescimento de organismos planctônicos está diretamente relacionado à presença de nutrientes.	A concentração da clorofila-a é influenciada pela intensidade luminosa e pela temperatura, além da presença de nutrientes. Em programas de monitoramento, esta variável é uma boa indicadora de processos de eutrofização.

Nutrientes

O monitoramento das diferentes formas em que os nutrientes encontram-se nos corpos hídricos é importante para a avaliação do nível trófico, do potencial de floração de algas e do crescimento de macrófitas e é essencial para a gestão da qualidade da água na bacia e o controle das cargas poluidoras de origem pontual e difusa (Quadro 2.2). Esgoto doméstico e drenagem são importantes fontes de nutrientes para os corpos hídricos.

Quadro 2.2 > Principais nutrientes encontrados em corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Fósforo total (P)	mg/L	Nutriente essencial para os organismos vivos, o fósforo pode estar presente nos corpos hídricos na forma dissolvida e particulada. Elevadas concentrações indicam poluição, que pode estar relacionada a despejos domésticos ou industriais.	Trata-se de um nutriente limitante para o processo de eutrofização. Na pesquisa sobre as fontes de contaminação por fósforo, é importante avaliar as atividades desenvolvidas na região.
Série do nitrogênio	mg/L N	A presença de nitrogênio nos corpos hídricos, nas suas mais variadas formas, inclusive orgânica, resulta de processos biogênicos naturais que ocorrem no solo ou na água e do lançamento de despejos industriais ou domésticos. Elevadas concentrações de compostos da série do nitrogênio podem ser um indicativo de poluição por matéria orgânica.	Geralmente, o nitrogênio presente em despejos domésticos está na forma orgânica, sendo convertido às formas amoniacal, nitrito e nitrato, à medida que a matéria orgânica vai sendo degradada. Para avaliação das principais fontes de nitrogênio em corpos de água, é necessário investigar as atividades desenvolvidas no local e associar com a forma predominante de nitrogênio encontrado.
N-NO ₃ (Nitrato)			
N-NO ₂ (Nitrito)			
N-NH ₄ (Amoniacal)			

Matéria orgânica

O monitoramento da presença de matéria orgânica é importante para a avaliação de processos de poluição que comprometem a qualidade do corpo hídrico, principalmente pela depleção de oxigênio dissolvido, como é o caso do esgoto doméstico (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 > Matéria orgânica encontrada em corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Demanda bioquímica de oxigênio (DBO)	mg/L O ₂	Pode ser definida como a quantidade necessária de oxigênio para que os micro-organismos aeróbios, presentes na amostra, oxidem a matéria orgânica. Dessa forma, pode ser entendido como a medida aproximada da quantidade de matéria orgânica biodegradável presente na amostra. Em águas naturais não poluídas, a medida de DBO é inferior a 2 mg/L.	A análise da DBO está sujeita a vários fatores intervenientes. A respiração das algas presentes nos corpos hídricos utiliza o oxigênio que não foi utilizado no processo de biodegradação. A presença de substâncias tóxicas aos micro-organismos responsáveis pela biodegradação pode reduzir o processo. O tempo para análise desta variável pode dar origem a resultados distintos. Os resultados da análise de DBO devem ser avaliados com critério, utilizando-se outras variáveis na conclusão.
Demanda química de oxigênio (DQO)	mg/L O ₂	A DQO é uma medida indireta da quantidade de material orgânico e inorgânico, susceptível à oxidação química por um oxidante energético. Não é uma variável específica, pois não possibilita identificar as espécies que foram oxidadas e nem fazer a distinção entre materiais orgânicos e inorgânicos. Valores elevados de DQO podem indicar problemas de contaminação dos corpos hídricos por despejos industriais.	A análise da DQO é rápida e simples, viabilizando a sua realização em praticamente todas as regiões do país.

Variáveis inorgânicas

O monitoramento de variáveis inorgânicas tem por objetivo identificar os elementos que se apresentam com maior frequência e concentração nos corpos hídricos (Quadro 2.4). Dependem das características geológicas locais, clima e condições geográficas, sendo que as atividades humanas podem contribuir para o aumento da sua concentração.

Metais

A poluição da água por metais pesados é a causa de sérios problemas ambientais, por suas características de toxicidade e de bioacumulação. Os impactos são agravados pelos processos de adsorção de metais nos sedimentos de fundo dos corpos hídricos, o que aumenta a permanência do contaminante no meio, causando problemas secundários de poluição. Na categoria de metais que apresentam importância para os programas de monitoramento da qualidade da água, estão incluídos também os semimetais, arsênio e antimônio e o selênio, que não é um metal.

Quadro 2.4 > Principais variáveis inorgânicas encontradas em corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Bário (Ba)	mg/L Ba	O bário pode estar presente nas águas naturais devido aos processos de desgaste de rochas ígneas e sedimentares. É bastante utilizado em processos industriais.	Concentrações elevadas em corpos hídricos podem indicar a ocorrência de problemas de poluição. A análise em conjunto com outras variáveis pode ajudar na identificação da principal fonte de poluição.
Boro (B)	mg/L B	Desgaste de rochas, lixiviação de solos e outros processos naturais são as causas da presença de boro em corpos hídricos.	A elevação da temperatura e da atividade fotocinética pode reduzir a concentração de cálcio na água, por ocasião da sua precipitação na forma de carbonato de cálcio. Os compostos de cálcio são estáveis na água na presença de dióxido de carbono.
Cálcio (Ca)	mg/L Ca	Está sempre presente nos corpos hídricos, pois é proveniente de rochas ricas em minerais de cálcio. É um dos íons responsáveis pela dureza da água. As atividades industriais e os processos de tratamento de água podem contribuir para o aumento da concentração de cálcio nos corpos hídricos.	As estações quentes e ensolaradas favorecem o processo de oxidação bioquímica do cianeto. Outro processo que contribui também para essa redução é a adsorção no material suspenso e nos sedimentos de fundo.
Cianeto (CN)	mg/L CN	Os cianetos ocorrem em águas de forma iônica ou como ácido cianídrico. Fracamente dissociado e podem formar complexos com metais. A sua presença em corpos hídricos é resultado de atividades industriais, principalmente aquelas associadas ao tratamento de superfícies metálicas por eletrodeposição.	A relevância da medida de concentração de cloreto na água está no fato de ser um elemento conservativo, podendo ser relacionado com processos de poluição por esgoto.
Cloreto (Cl)	mg/L Cl	A presença de elevadas concentrações de cloreto nas águas está frequentemente associada ao esgoto doméstico, de maneira que o seu monitoramento pode ser utilizado como um indicador de contaminação fecal (ou para avaliar a extensão do processo de dispersão de esgoto nos corpos hídricos).	Uma vez encontrado nos corpos hídricos, a menos que seja resultante de processos de poluição, não é provável que a sua concentração seja significativamente alterada com o tempo.
Fluoreto (F)	mg/L F	O fluoreto é originado do desgaste de minerais que o contêm em sua composição, sendo que as emissões de efluentes líquidos e atmosféricos de certos processos industriais também podem contribuir para a presença de fluoretos em corpos hídricos.	A disposição inadequada de baterias contendo lítio pode contribuir para a presença desse elemento químico nos corpos hídricos.
Lítio (Li)	mg/L Li	Pode ser proveniente de rochas, porém os seus sais e derivados são utilizados em vários segmentos industriais. O lítio é facilmente absorvido pelas plantas.	Dependendo das características do solo da bacia de drenagem, a concentração de magnésio nos corpos hídricos pode variar numa faixa muito ampla.
Magnésio (Mg)	mg/L Mg	Elemento comum nas águas naturais, resultante principalmente do desgaste de rochas, o magnésio, juntamente com o cálcio, contribui para a dureza da água. Uma vez que é um elemento essencial para os organismos vivos, ele está presente em muitos compostos organometálicos e na matéria orgânica. A contribuição de magnésio proveniente de processos industriais é pouco significativa. O magnésio não é uma variável importante nos processos de poluição.	O monitoramento desta variável pode auxiliar na identificação de fontes responsáveis por problemas de contaminação por nutrientes.
Potássio (K)	mg/L K	O potássio é encontrado em águas naturais, com baixas concentrações, devido à resistência das rochas que contêm este elemento ao intemperismo. Pode atingir os corpos hídricos pelo lançamento de efluentes industriais.	O sulfato associado aos íons cálcio e magnésio faz com que a dureza da água seja classificada como permanente.
Sódio (Na)	mg/L Na	Em função da sua elevada solubilidade, o sódio é encontrado em todos os corpos hídricos. O aumento de sua concentração pode ser resultado de despejos industriais e domésticos.	Em condições aeróbias, o sulfato é convertido rapidamente para enxofre ou ion sulfato.
Sulfato (SO4)	mg/L SO4	O sulfato está presente naturalmente na água devido a muitos processos, sendo que a forma mais estável do elemento é o enxofre. Os processos industriais podem adicionar quantidades significativas de sulfato às águas naturais, principalmente àqueles relacionados à atividade de mineração.	
Sulfeto (H2S) não dissociado	mg/L H2S	A presença de sulfeto na forma H2S não dissociado em águas superficiais é resultado do processo de degradação anaeróbia da matéria orgânica. Elevadas concentrações de sulfeto indicam poluição por despejos industriais ou domésticos.	
Urânio (U)	mg/L U	O urânio é um elemento radioativo que está presente em praticamente todas as rochas e solos, o que o torna um elemento onipresente nos corpos hídricos. Processos de mineração e indústrias de fertilizantes a base de fosfatos podem ser responsáveis para a elevação de urânio nos corpos hídricos.	

Quadro 2.5 > Principais metais encontrados em corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Alumínio (Al)	mg/L Al	A sua presença em corpos hídricos resulta do processo de desgaste dos minerais que contém alumínio, lançamento de despejos industriais e processos de mineração. O alumínio não é significativamente acumulado pelas plantas e animais. A solubilidade deste elemento é função do pH, sendo que somente em águas ácidas ou alcalinas poderá ocorrer a dissolução do alumínio.	
Arsênio (Ar)	mg/L Ar	A sua presença na água decorre do desgaste natural de rochas que contêm este elemento, da dissolução e deposição de partículas emitidas nos processos de fundição de minérios de cobre e chumbo e do uso de compostos que contêm arsênio. Este elemento é atualmente utilizado em ligas metálicas para fabricação de baterias, semicondutores e diodos, além de pesticidas orgânicos.	No meio aquático, a espécie predominante encontrada de arsênio é a inorgânica, forma menos tóxica que a orgânica.
Cádmio (Cd)	mg/L Cd	A sua presença nos corpos hídricos é decorrente do lançamento de efluentes industriais e também pela poluição difusa causada por fertilizantes.	
Chumbo (Pb)	mg/L Pb	A presença de chumbo nos corpos hídricos é principalmente devido às atividades humanas (queima de combustíveis fósseis e processos de incineração), processos de mineração, lançamento de despejos industriais ou deposição de material particulado na água.	
Cobre (Cu)	mg/L Cu	O aumento da sua concentração na água pode ser resultado de atividades de mineração, do processamento do metal, de processos de combustão e de despejos industriais e domésticos. A concentração do cobre na água é função do pH, sendo absorvido pela matéria orgânica, óxidos hidratados de ferro e manganês e pela argila.	
Cromo (Cr)	mg/L Cr	As atividades de tratamento de superfícies metálicas e o beneficiamento de couros e têxteis contribuem para a presença de cromo nos corpos hídricos. No meio aquático, o cromo pode estar presente na forma solúvel ou como sólidos em suspensão, adsorvido em materiais argilosos, orgânicos ou óxidos de ferro.	

Quadro 2.5 > Principais metais encontrados em corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Ferro (Fe)	mg/L Fe	As atividades de processamento de minério de ferro e as suas ligas contribuem para a sua presença nos corpos hídricos. Estações de tratamento que utilizam sais de ferro no tratamento e descartam o lodo nos corpos hídricos podem ser uma fonte contribuinte deste elemento na água.	O ferro está presente na forma insolúvel em ambientes lóticos (ferro trivalente). Em ambientes léticos, principalmente junto ao fundo, está presente na forma solúvel (ferro bivalente).
Manganês (Mn)	mg/L Mn	É utilizado na fabricação de ligas metálicas e de defensivos agrícolas, o que pode contribuir para a sua presença nos corpos hídricos.	
Mercurio (Hg)	mg/L Hg	A presença de mercúrio nos corpos hídricos é resultado da deposição atmosférica e da drenagem superficial, além do desgaste natural de rochas e da contribuição de despejos industriais e domésticos.	
Zinco (Zn)	mg/L Zn	A sua presença nos corpos hídricos pode ser resultados de processos naturais ou das atividades humanas. Despejos de indústrias de tratamento de superfícies metálicas e de sistemas de resfriamento que utilizam compostos de zinco contribuem para o aumento da sua concentração nos corpos hídricos.	

Outros compostos orgânicos

Existem milhões de compostos orgânicos que podem atingir os corpos hídricos como resultado das atividades humanas (Quadro 2.6). Devido aos custos associados ao monitoramento, devem-se selecionar os compostos orgânicos que sejam prioritários. Para esta definição, deverão ser consideradas as condições específicas da bacia de drenagem, principalmente no que se refere às atividades ali desenvolvidas.

Quadro 2.6 > Principais compostos orgânicos encontrados em corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Aldrin + Dieldrin	µg/L	A presença em corpos hídricos está associada a sua utilização como defensivo agrícola e também no controle de insetos, sendo resultante da deposição atmosférica e da drenagem superficial, devido a sua persistência no meio ambiente.	
Fenóis	mg/L	São amplamente utilizados na fabricação de resinas sintéticas, podendo ser empregados como agente de desinfecção em vários produtos. Em corpos hídricos, são resultados do lançamento de despejos industriais e domésticos.	O fenol é rapidamente degradado no ambiente aquático, a menos que a sua concentração seja elevada, causando inibição da atividade biológica.
Óleos e graxas	mg/L	São de grande importância para o monitoramento da qualidade dos corpos hídricos, pois causam diversos danos, podendo interferir no processo de troca gasosa entre a água e a atmosfera e reduzir a concentração do oxigênio dissolvido. A presença destes elementos em corpos hídricos é resultado do lançamento de despejos industriais.	
Tensoativos LAS	mg/L LAS	Os surfactantes englobam as substâncias ativas presentes nos detergentes e em outros produtos utilizados nas atividades humanas. A sua presença nos corpos hídricos é resultado de despejos industriais e domésticos. Os tensoativos afetam o processo de aeração da água e alteram a tensão superficial. A formação de espumas propicia a concentração de poluentes, inclusive organismos patogênicos.	A maior parte dos tensoativos utilizados é biodegradável, porém, se não existem sistemas de tratamento para promover a sua degradação, ele permanecerá ativo no meio e sua degradação ocorrerá por processos naturais os quais ficam prejudicados por sua presença.

Indicadores microbiológicos

O monitoramento de coliformes termotolerantes é importante para identificar a potencial contaminação das águas por fezes humanas ou de animais, uma vez que são veículos potenciais de transmissão de doenças e indicam a possível presença de organismos patogênicos (Quadro 2.7).

Quadro 2.7 > Indicadores biológicos comumente utilizados na avaliação de corpos hídricos.

VARIÁVEL	UNIDADE DE MEDIDA	SIGNIFICADO	OBSERVAÇÕES
Coliformes termotolerantes	Coliformes/ 100 mL	São utilizados como indicadores do potencial de contaminação por organismos patogênicos. Os coliformes termotolerantes representam uma grande variedade de organismos que habitam o intestino dos animais de sangue quente.	A presença de coliformes termotolerantes não indica, necessariamente, a presença de organismos patogênicos, porém indica que o corpo hídrico foi contaminado por material de origem fecal.

2.5.2 Coleta, preservação de amostras e análises

Os procedimentos de coleta, transporte, manuseio e preservação das amostras fazem parte de uma etapa bastante sensível na qual pequenos descuidos podem comprometer a representatividade da amostra.

Tipos de amostras

A escolha do tipo de amostragem a ser empregado vai depender dos objetivos do monitoramento. A estratégia empregada na coleta deve poder representar o corpo hídrico ou as condições específicas de um determinado ponto de interesse.

Para a caracterização de corpos hídricos, é possível utilizar três tipos de amostras: amostras discretas, amostras compostas e amostras integradas (APHA; AWWA; WEF, 1999).

- amostras discretas: amostras únicas, coletadas em um local específico do corpo hídrico. Uma vez que dificilmente tem-se uma composição homogênea e que não varia ao longo do tempo, esta amostra pode ser considerada uma fotografia da área de amostragem. Para se ter informações da variabilidade da qualidade espacial e ao longo do tempo, é necessária a elaboração de inúmeras coletas discretas em locais diferentes e horários diferentes ao longo do dia;
- amostras compostas: permitem a obtenção de informações mais representativas que as amostras discretas. São obtidas a partir da combinação de várias amostras individuais ou por meio de amostradores automáticos. As vantagens desses tipos de amostras são relacionadas à possibilidade de

maior representatividade referente ao ponto de amostragem e de redução de custos. A desvantagem é o aumento do potencial de interferências analíticas e as alterações devido à armazenagem da amostra;

- amostras integradas: são constituídas de amostras discretas, coletadas simultaneamente em diferentes pontos do corpo hídrico, como, por exemplo, diferentes alturas em uma seção transversal.

Coleta e acondicionamento

A etapa de coleta e de acondicionamento é extremamente importante em um programa de monitoramento. Os recipientes de coleta utilizados devem estar isentos de impurezas para que não haja interferência nos resultados da amostra que se está querendo elaborar. Muitas variáveis necessitam de adição de preservantes para não sofrerem alterações durante o acondicionamento e transporte até o laboratório.

A coleta de amostra é o primeiro passo de um longo caminho de informações sobre a qualidade da água. A amostragem pode ser um simples recipiente contendo a água de um rio para a análise ou um complicado processo de coleta de amostra a 100 m de profundidade. Além das condições de amostragem, existem várias questões que devem ser levadas em conta para obter uma amostra representativa do corpo d'água. A seguir, é apresentada uma série de considerações a respeito das práticas e dos processos recomendados no momento da coleta de amostras:

- preparação para a coleta: o acesso ao local deve ser permitido; equipamentos disponíveis e revisados; o plano de amostragem, por exemplo, será sempre na mesma hora do dia; *checklist* pré-amostral;
- procedimentos de coleta: lista de deveres na pré-coleta; protocolo de amostragem, se houver a necessidade de repetir a coleta; numeração e codificação das amostras; preservação das amostras; transporte das amostras, se precisar levá-las rapidamente ao laboratório; controle de qualidade durante a amostragem; calibração dos equipamentos;
- carregamento das amostras: guardar as amostras; equipamentos limpos e preservados; destruição dos preservativos químicos; existência de uma rotina de auditoria estabelecida.

O primeiro cuidado que se deve ter ao se realizar uma coleta de amostras é escolher o tamanho mínimo para suprir todas as análises que deverão ser feitas, porém, geralmente, adota-se um volume de 1 a 5 L (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 > Volumes mínimos necessários para análises laboratoriais.

ANÁLISE	VOLUME DA AMOSTRA (mL)	ANÁLISE	VOLUME DA AMOSTRA (mL)
Alcalinidade	100	Nitrogênio Kjeldahl	400
Alumínio	25	Nitrato	200
DBO	1.000	Nitrito	50
Boro	1	Fósforo	100
Cálcio	50	Potássio	100
Cloreto	100	Selênio	1.000
Fluoreto	50	Sílica	50
Ferro	50	Sódio	100
Magnésio	75	Sulfato	200
Manganês	90	COT	200
Nitrogênio amoniacal	400	SST	1.000

DBO – DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO; SST – SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS; COT – CARBONO ORGÂNICO TOTAL

São regras gerais para a coleta:

- antes de começar a coletar a amostra, verificar se ela está no lugar correto. Isto pode ser feito verificando pontos de referência, descrição do local e profundidades;
- não incluir grandes e não homogêneos pedaços de detritos, como folhas, na amostra; evite tocar e perturbar o fundo do corpo d'água quando tirar a amostra, devido à suspensão de partículas; para remover materiais grandes, passe a amostra de água por uma peneira;
- a profundidade da amostra deve ser medida da superfície da água até o meio do amostrador;
- amostras que visam descrever o perfil vertical do corpo d'água devem ser tiradas em sequência, começando da superfície até o fundo; quando tirar a amostra de maior profundidade, é importante se certificar que o fundo do amostrador está a pelo menos 1 m acima do fundo;
- não afundar o amostrador muito rapidamente; deixá-lo na profundidade em questão por aproximadamente 15 segundos antes de começar a coleta; o cabo onde os amostradores estão colocados deve estar na posição vertical;
- a garrafa que será usada para o armazenamento e para o transporte da amostra deve ser lavada três vezes com a água da amostra, antes de ser preenchida com a mesma; entretanto, isso não se aplica caso o armazenamento e o transporte sejam realizados em uma garrafa que já contenha conservantes químicos;

- a temperatura da amostra deve ser medida e anotada imediatamente depois da amostrar ser tomada;
- a amostra que será usada para medir a quantidade de oxigênio dissolvido deve ser preparada imediatamente após a determinação da temperatura;
- separar as porções da amostra que serão usadas para determinar o pH e a condutividade; a mesma porção de amostra não deve ser usada para ambas as medições, pois existe a possibilidade de difusão de cloreto de potássio proveniente da sonda de pH;
- em qualquer momento em que as garrafas de amostra não estiverem fechadas, suas tampas devem estar em lugares limpos;
- um pequeno espaço com ar deve ser deixado nas garrafas de amostras a fim de permitir que a amostra seja homogeneizada antes da análise;
- todas as medidas que forem feitas em campo devem ser gravadas no caderno de notas de campo, antes de deixar as estações de coleta;
- todas as informações de apoio devem ser gravadas no caderno de notas de campo, antes de deixar as estações de coleta; condições como a temperatura do ambiente, o clima, a presença de peixes mortos flutuando na água ou presença de manchas de óleo na superfície da água, crescimento de algas ou qualquer sinal ou cheiro incomum devem ser anotados, não importe quão trivial possa parecer; essas anotações e observações serão de grande auxílio na interpretação dos resultados das análises;
- as amostras devem ser transferidas para as garrafas imediatamente depois da coleta, se elas forem transportadas; se ocorrer análises em campo, estas devem ser iniciadas o mais rápido possível.

Cadeia de custódia

A identificação dos recipientes de forma sistemática é fundamental, bem como a formação das condições específicas do momento da realização da amostragem, com a finalidade de auxiliar na avaliação dos resultados.

Para assegurar a integridade da amostra desde a sua coleta até a apresentação do laudo de análise, é necessária a implantação de um procedimento para o controle da rotina das amostras. Este procedimento, chamado "cadeia de custódia", deve apresentar os seguintes elementos:

- etiqueta da amostra: necessária para a identificação da amostra; fixada antes ou imediatamente após a coleta;
- selos: acusam a violação da amostra;

- ficha de registro: acompanha a amostra e contém informações de campo relativas à amostragem, como data e hora da coleta, localização da amostragem, responsável pela coleta, número da amostra, tipo de amostra e observações;
- registro da cadeia de custódia: registro que acompanha a amostra, contendo informações relativas ao responsável pela coleta, identificação das pessoas que terão a posse, datas de transferência da posse e observações;
- requisição de análise: formulário que acompanha a amostra até o laboratório; deve conter os nomes do responsável pela coleta e pelas análises laboratoriais.

Metodologias de amostragem

As amostras de água exigem a utilização de métodos e de dispositivos adequados os quais devem estar em conformidade com os objetivos do monitoramento. As principais metodologias estão descritas a seguir:

- amostras de superfície: podem ser obtidas manualmente e o procedimento consiste na submersão do frasco de coleta até uma profundidade de 20 a 30 cm, onde é removida a tampa para que a água preencha o frasco;
- amostras subsuperficiais e de fundo: as coletas são realizadas em profundidades superiores a 50 cm, o que pode ser feito com amostradores cujo funcionamento permite a coleta de amostras discretas ou integradas.



FONTE: CTH, 2008

Figura 2.10

Equipamentos para o monitoramento tradicional.

Equipamentos de medição tradicionais

Frascos de coleta

Os frascos (Figura 2.10) podem ser de material plástico, metal vidro ou cerâmica e segundo o tipo de análise a ser efetuada (inorgânica ou orgânica). A Figura 2.10 apresenta alguns exemplos desse tipo de equipamento.

Sensores ou sondas multiparamétricas

São instrumentos de precisão e podem ser usados de forma estática (fixas em determinado local) ou de forma dinâmica (acompanhando quem está mo-



FONTE: TELEDYNE ISCO, 2007.

Figura 2.11

Sonda paramétrica de qualidade da água.

nitorando). Possuem grande capacidade de armazenamento de dados e possibilitam o envio dos resultados via sistema de telemetria, e, quando fixos, podem ser acoplados em sistemas transmissores de dados, permitindo um monitoramento em tempo real e de modo contínuo (Figura 2.11).

As sondas de medição de qualidade da água possuem diversos sensores acoplados para medidas de diferentes parâmetros, de forma simultânea. As principais variáveis medidas são: oxigênio dissolvido, temperatura da água, pH, ORP (Redox), profundidade, nível,

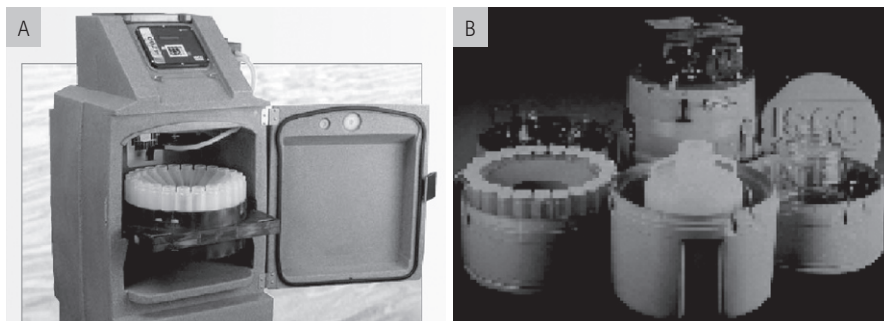
condutividade elétrica, salinidade, sólidos totais dissolvidos, condutância específica, resistividade, amônia, nitrato, cloreto, turbidez e clorofila.

Amostradores automáticos

Realizam coletas automaticamente ao longo de períodos predeterminados, obtendo amostras representativas da qualidade da água (Figura 2.12). As amostras podem ser simples ou compostas e permitem a coleta em função da vazão.

Equipamentos de medição alternativos

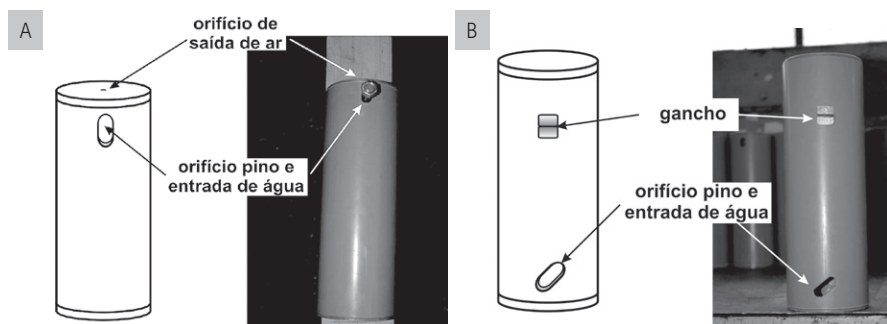
Desenvolvido no Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI-USP), é um equipamento simples e de baixo custo, próprio para coletas de amostras líquidas destinadas a análises, no qual o plástico é permitido. Permite a coleta



FONTE: TELEDYNE ISCO, 2007.

Figura 2.12

Amostradores automáticos de qualidade da água.

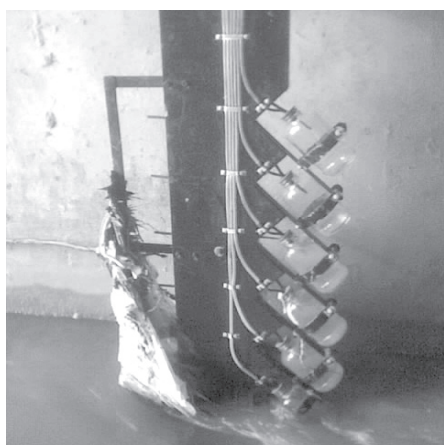


FONTE: TELEDYNE ISCO, 2007.

Figura 2.13

(A) Desenho esquemático e imagem da Garrafa Nava de subida.
(B) Desenho esquemático e imagem da Garrafa Nava de descida.

de amostras para avaliação da poluição difusa durante a subida e a descida da onda de cheia. Denominado de garrafas Nava, é um amostrador construído com tubos de PVC, cada um com capacidade 1,2 L. A garrafa de subida (Figura 2.13a) possui um orifício de saída de ar na tampa superior e seu enchimento se dá através dos orifícios de passagem do pino de fixação, quando da subida do nível. A garrafa de descida (Figura 2.13b) possui um gancho na parte posterior que a mantém invertida, aprisionando assim o ar em seu interior durante a subida do nível. Quando a garrafa é totalmente submersa, o gancho se solta devido ao empuxo e, durante a descida do nível, gira em torno do pino, permitindo a entrada da água através dos orifícios (RAVANELLO *et al*, 2008).

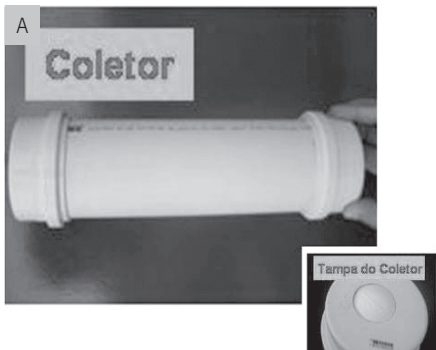


FONTE: BRITES, 2005.

Figura 2.14

Amostradores automáticos ANA e AND.

As garrafas ANA e AND foram desenvolvidas na Universidade Federal de Santa Maria – UFSM – (BRITES, 2005). O amostrador ANA, que opera na subida da onda de cheia, é constituído de garrafas nas quais são acoplados dois sifões, sendo que um permite a entrada de água e o outro a saída de ar durante o enchimento da garrafa. O amostrador AND, que opera na descida da onda de cheia, é semelhante ao ANA, mas com adição de um sistema de roldanas aliadas a uma boia. A abertura do bocal de tomada de amostra de cada garrafa, em alturas prefixadas, é acionada pelo dispositivo boia-contrapeso-roldanas. O amostrador é apresentado na Figura 2.14.



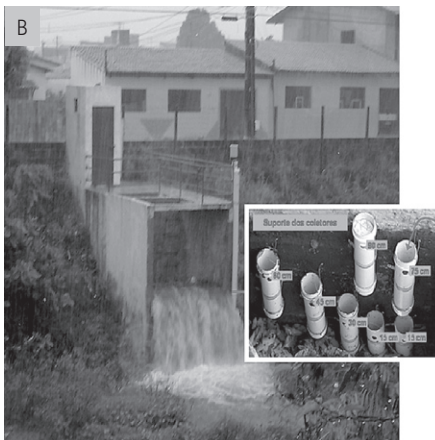
FONTE: UFRN, 2007.

Figura 2.15a Coletor e detalhe da tampa

A Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) desenvolveu coletores manuais constituído de tubos de PVC Φ 75 mm dotados de um *cap* na parte inferior e outro na superior, sendo este constituído de um orifício para a entrada da água. A fim de impedir a troca de água dos coletores com o reservatório de acumulação após enchimento dos mesmos, cada coletor foi composto de uma bola de isopor de diâmetro superior ao orifício de entrada de água (Figura 2.15a).

Os tubos foram fixados nas alturas de 15, 30, 45, 60, 75 e 90 cm em tanque de acumulação antes do vertimento (Figura 2.15b), o qual contribuiu para uma lagoa de recepção de drenagem urbana, em área urbanizada de Natal, estado do Rio Grande do Norte. A amostragem ocorria na medida em que o reservatório "ia enchendo", de maneira a representar a variação da qualidade da água ao longo da duração do evento.

Para a caracterização da qualidade da água do escoamento superficial do sistema viário, foram desenvolvidos também pela UFRN dois modelos de amostradores, instalados nas sarjetas das vias, em locais representativos da área. O primeiro deles, denominado de amostrador simples, utilizado para coleta pontual, constituiu-se de um tubo de PVC Φ 150 mm, dotado de um *cap* na parte inferior, de um suspensório para retirada no momento da coleta e de uma grade de ferro protetora, como visualizado (Figura 2.16) a seguir:



FONTE: BRITES, 2005.

Figura 2.15b Suporte para os coletores de água no tanque da lagoa de infiltração.

O segundo amostrador, denominado composto (Figura 2.17), foi concebido para a verificação da variação temporal da qualidade da água.

O dimensionamento hidráulico das tubulações levou em consideração a precipitação na área e a vazão do escoamento

O dimensionamento hidráulico das tubulações levou em consideração a precipitação na área e a vazão do escoamento

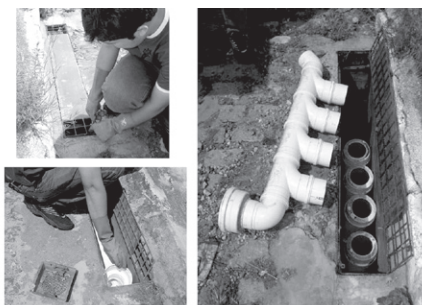


FONTE: UFRN, 2008.

Figura 2.16

Amostrador de águas pluviais simples.

instalação de dispositivos no leito das seções do rio com a função de armazenamento de amostra durante um evento de cheia. O frasco de amostragem possui um regulador de entrada o qual permite uma coleta lenta e gradual, com a finalidade de representar uma amostra integrada da água no arroio durante o evento.



FONTE: UFRN, 2008.

Figura 2.17

Amostrador composto de águas pluviais

superficial, obtida por meio do monitoramento hidrológico. O dispositivo é instalado no sentido da inclinação da rua e a água é captada por um tubo instalado verticalmente e, logo em seguida, direcionado aos respectivos coletores que possuem volumes correspondentes a 3 L, sem que haja mistura dessas águas. O que não for coletado será descartado por um extravasor, voltando para a superfície.

A Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) desenvolveu outro método de amostragem que consiste na

O amostrador fixo de coleta simples (Figura 2.18) possui uma curva adaptada na entrada, o que permite que o escoamento contorne o dispositivo e, desta forma, dificulte a entrada do material em suspensão.

Esta metodologia apresenta melhores resultados para o monitoramento de locais com reduzida área de drenagem, com uso e ocupação homogêneos, como em estacionamentos, telhados ou até mesmo canais naturais, desde que a seção seja pequena.

Preservação de amostras

Os procedimentos que garantem a integridade da amostra são muito importantes para que não ocorram mudanças físicas ou reações químicas e bioquímicas no frasco, entre a coleta no campo e a análise no laboratório.

Inúmeras técnicas podem ser utilizadas na preservação das amostras coletadas, como a adição de produtos químicos preservantes, a redução da temperatura, minimizando

Quadro 2.8 > Recipientes, método de preservação e tempo de armazenagem das amostras.

VARIÁVEL	FRASCO RECOMENDADO	PRESERVANTE	TEMPO DE ARMAZENAGEM
Alcalinidade	P; V	Refrigerar	24 horas
Boro	P (Teflon); V (Q)	Adição de HNO_3 até pH < 2	28 dias
Carbono orgânico	V (B)	Refrigerar e adicionar HCl, H_3PO_4 ou H_2SO_4 até pH < 2	7 dias
Cianeto total	P; V	Adicionar NaOH até pH > 12 e refrigerar no escuro	24 horas
Cloreto	P; V	Não requerido	Não especificado
Clorofila	P, V	Amostra não filtrada, refrigerar a 4°C no escuro	24 a 48 horas
		Amostra filtrada, refrigerar a -20°C no escuro	28 dias
Compostos orgânicos			
Bases e ácidos neutros	V (S) âmbar	Refrigerar	7 dias
Fenóis	P; V, com a vedação da tampa em Teflon	Refrigerar, adicionar H_2SO_4 até pH < 2	Analisar o mais rápido possível
Pesticidas	V (S), com a vedação da tampa em Teflon	Refrigerar	7 dias
Purgáveis	V, com a vedação da tampa em Teflon	Refrigerar e adicionar HCl até pH < 2	7 dias
Substâncias ativas ao azul de metileno	P, V	Refrigerar	48 horas
Condutividade elétrica	P; V	Refrigerar	28 horas
Cor	P; V	Refrigerar	48 horas
DBO	P; V	Refrigerar	6 horas
DQO	P; V	Analisar o mais rápido possível ou adicionar H_2SO_4 até pH < 2 e refrigerar	7 dias
Dureza	P; V	Adicionar H_2SO_4 ou HNO_3 até pH < 2	6 meses
Fluoreto	P	Não requerido	28 dias
Fosfato dissolvido	V (A)	Filtrar no campo, utilizando um filtro de 0,45 micrometros e refrigerar	48 horas
Fósforo total	P; V	Adicionar H_2SO_4 até pH < 2 e refrigerar	28 dias
Metais em geral	P (A); V (A)	Para metais dissolvidos filtrar imediatamente, adicionar HNO_3 até pH < 2	6 meses
Cromo VI	P (A); V (A)	Refrigerar	24 horas
Mercúrio	P (A); V (A)	Adicionar HNO_3 até pH < 2, 4°C e refrigerar	28 dias
Nitrogênio amoniacal	P; V	Analisar o mais rápido possível, adicionar H_2SO_4 até pH < 2 e refrigerar	7 dias
Kjeldahl	P; V	Refrigerar e adicionar H_2SO_4 até pH < 2	7 dias
Nitrato	P; V	Analisar o mais rápido possível e refrigerar	48 horas
Nitrato + Nitrito	P; V	Adicionar H_2SO_4 até pH < 2 e refrigerar	1 – 2 dias
Nitrito	P; V	Analisar o mais rápido possível e refrigerar	nenhum
Óleos e graxas	V (boca larga e calibrado)	Adicionar HCl ou H_2SO_4 até pH < 2 e refrigerar	28 dias
pH	P; V	Analisar imediatamente	0,25 horas
Sílica	P (Teflon); V (Q)	Refrigerar, mas não congelar	28 dias
Sulfato	P; V	Refrigerar	28 dias
Turbidez	P; V	Analisar no mesmo dia e armazenar no escuro por até 24 horas, refrigerada	48 horas

P = PLÁSTICO (POLIETILENO OU EQUIVALENTE); V = VIDRO; P (A) OU V (A) = LAVADO COM SOLUÇÃO DE HNO_3 1:1; V (B) = VIDRO DE BOROSILICATO; V (Q) = QUARTZO; V (S) = LAVADO COM SOLVENTE ORGÂNICO.

FONTE: APHA; AWWA; WEF, 1999.



FORTE: UFRGS, 2008.

Figura 2.18 Amostrador fixo de coleta simples.

as reações que possam ocorrer, o congelamento da amostra, a utilização de frascos escuros ou mesmo a combinação de vários métodos. O importante é a padronização da rotina, garantindo o mesmo tratamento a todas as amostras pertencentes a um determinado projeto.

No Quadro 2.8 estão apresentadas informações sobre métodos de preservação e tipo de frascos necessários para as coletas em função das variáveis a serem analisadas e o período máximo de armazenagem.

Análises de laboratório

As análises de laboratório devem ser realizadas segundo métodos analíticos padronizados, como os apresentados no "Standard methods for the examination of water and wastewater", ou métodos compatíveis como os desenvolvidos pela Agência de Proteção Ambiental (USEPA), dos Estados Unidos o Quadro 2.9 apresenta os métodos utilizados para a análise das variáveis de qualidade da água.

Quadro 2.9 > Métodos para a análise de variáveis de qualidade da água em laboratório.

VARIÁVEL	MÉTODO DE REFERÊNCIA	
	STANDARD METHODS	EPA
Gerais		
Sólidos totais	2540 B
Sólidos dissolvidos totais	2540 C
Sólidos suspensos totais	2540 D
Dureza total	2340 C	130.1
Nutrientes		
Fósforo total	4500-P B; 4500-P E	365.3
Nitrogênio		
Amônia	4500-NH3 B; 4500-NH3 C, D	350.1 (Rev. 2.0)
Nitrato	4500-NO3 D; 4110 B	300.0
Nitrito	4500-NO2 B; 4110 B	300.0
Matéria orgânica		
DBO	5210 B
DQO	5220 B, C, D	410.3
Substâncias húmicas e fúlvicas	5510 B, C
Inorgânicas		
Bário	3120 B	200.7
Boro	4500-B B; 3120 B	200.7 (Rev. 4.4)
Cálcio	3500-Ca B; 3111 B, D, E; 3120 B	200.7 (Rev. 4.4)
Cianeto	4500-CN C, D, E	335.4 (Rev. 1.0)
Cloreto	4500-Cl B, D; 4110 B	300.0
Fluoreto	4500-F B, C, D, E; 4110 B	300.0 (Rev. 2.1)
Lítio	3500-Li B; 3111 B
Magnésio	3111 B; 3120 B; 3550-Mg B	200.7 (Rev. 4.4)
Potássio	3500-K B, C; 3120 B; 3111 B	200.7 (Rev. 4.4)
Sódio	3500-Na B; 3111 B; 3120 B	200.7 (Rev. 4.4)
Sulfato	4500-SO4 C, D, E; 4110 B	375.2 (Rev. 2.0)
Sulfeto	4500-S D, F, G
Urânio	3125 B; 7500-U B	200.8; 908.0
Metais		
Alumínio	3500-Al B; 3120 B; 3111 D	200.7
Arsênio	3500-As B; 3120 B	206.5; 200.7; 200.8
Cádmio	3111 B; 3120 B	200.7; 200.8
Chumbo	3113 B; 3500-Pb B	200.8; 200.9
Cobre	3111 B, C; 3113 B; 3120 B	200.7; 200.8; 200.9
Cromo	3500-Cr B, C; 3111 B; 3113 B; 3120 B	200.7; 200.8; 200.9
Ferro	3500-Fe B; 3111 B, C; 3120 B	200.7; 200.9
Manganês	3500-Mn B; 3111 B, C; 3113 B 3120 B	200.7; 200.8; 200.9
Mercúrio	3112 B	245.1 (REV. 3.0)
Zinco	3500-Zn B; 3111 B, C; 3120 B	289.2; 200.7; 200.8
Orgânicas		
Aldrin + Dieldrin	6630 B, C	608; 625
Fenóis	5530 C, D; 6420 B	420.1; 420.4
Óleos e graxas	5520 B, C, D	1664A
Tensoativos	5540 C
Microbiológicas		
Coliformes termotolerantes	9221 E; 9222 D
Biológicas		
Cianobactérias	10200 Fa
Substitutas		
COT	5310 B, C, D
Clorofila-a	10200 H
Toxicidade	8712	2200.0

A = CONTAGEM DE FITOPLÂNCTON.

FONTE: APHA; AWWA; WEF, 1999; EPA, 2007.

Critérios para a escolha dos pontos de amostragem

A localização dos pontos de amostragem é um dos fatores mais críticos no projeto de monitoramento, pois dela depende a representatividade da medição para a avaliação espacial dos problemas de qualidade da água na bacia. Não existe uma regra fixa ou um método padrão a ser adotado para a escolha destes locais, mas depende bastante da experiência do responsável pela rede.

Devem ser considerados os pontos de lançamento de carga e os seus respectivos impactos. Há procedimentos sugeridos na literatura (SOARES, 2001) que podem auxiliar na determinação dos pontos que reúnem a maior quantidade de informação.

No caso de áreas urbanas, há que se considerar os mesmos problemas das redes fluviométricas, os problemas de vandalismo e acúmulo de lixo no ponto de amostragem.

Frequência da amostragem

A frequência da amostragem não deve ser tão grande tornando a informação muito cara e nem tão pequena que possa perder informações importantes.

Algumas considerações podem ser consideradas na seleção das frequências de amostragem (SOARES, 2001):

- tempo de resposta do sistema;
- tempo de resposta dos constituintes;
- magnitude das respostas;
- variabilidade das respostas;
- variabilidade esperada das variáveis de qualidade da água;
- eventos de poluição de curto prazo;
- representatividade sob diferentes condições fluviométricas;
- flutuações sazonais e eventos aleatórios.

Recentemente, têm sido utilizados métodos estatísticos para otimizar as frequências de amostragem, com a consequente redução de custos das redes de monitoramento. A frequência de amostragem, em um sistema de monitoramento de qualidade da água, requer a integração de um número de fatores:

- busca de informações (tais como, o grau de conformidade em relação ao padronizado, incluindo os erros);
- métodos estatísticos empregados na obtenção da informação;
- características estatísticas da população com dados de qualidade da água coletada;

- custos avaliados para o transporte de amostras;
- distância entre os locais de amostragem e o laboratório;
- número de locais de amostragem da rede;
- competência do laboratório para processar as amostras.

Os sistemas de monitoramento contínuo ou em tempo real ainda possuem aplicação relativamente limitada na área de qualidade da água, uma vez que existem sensores automáticos para um pequeno número de variáveis de interesse.

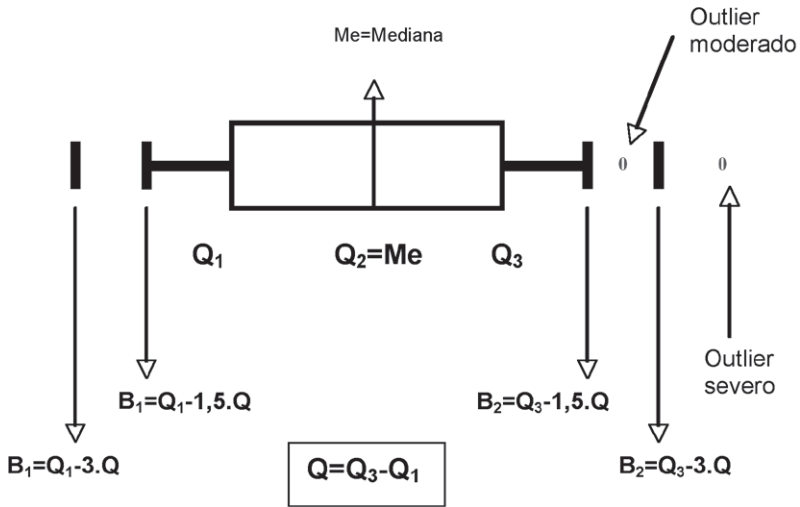
Falhas e dificuldades na interpretação dos resultados

O monitoramento da qualidade da água é um processo complexo, que está, portanto, sujeito a um número expressivo de falhas. É imprescindível que os protocolos de coleta, de transporte e de análise sejam rigorosamente obedecidos para que esteja assegurada a qualidade do resultado.

As ferramentas de análise de dados que auxiliam no controle de qualidade consistem na representação de dados por meio de gráficos que podem correlacionar uma ou mais variáveis. Um dos principais tipos de gráfico é o diagrama de dispersão, que é a representação por pontos de valores de variáveis correlacionadas em um sistema cartesiano, permitindo identificar se existe uma tendência de variação conjunta entre as variáveis.

Quando os dados são recebidos, é necessária a avaliação da sua consistência, uma vez que, depois de coletados, passam por processos cujas etapas podem agregar incertezas aos mesmos. A detecção de dados inconsistentes melhora a qualidade da informação produzida. Um dos métodos comumente utilizados para a verificação da consistência é a análise crítica visual do conjunto de dados.

O método se baseia na observação dos valores discrepantes em relação aos demais. Esses dados não devem ser considerados errôneos, a princípio, pois fatos isolados e fora do cotidiano, observados pela equipe de amostragem na área de drenagem, podem justificá-los, como uma descarga de fossa séptica no corpo hídrico ou a elaboração de dragagem para manutenção e limpeza. A análise visual e quantitativa dos resultados pode ser auxiliada pela plotagem na forma de *boxplots*. O *boxplot* é o desenho de um retângulo cujo nível superior é definido pelo terceiro quartil – Q3 – (limite que define um quarto dos valores acima dele). O nível inferior é definido pelo primeiro quartil – Q1 – (limite que define um quarto dos valores abaixo dele). O segmento do meio corresponde à mediana (Q2) que divide o conjunto de valores ao meio. A Figura 2.19 representa um modelo de construção de *boxplot*.



FONTE: TELEDYNE ISCO, 2007.

Figura 2.19 Análise visual dos dados através do *boxplot*.

O *boxplot* é importante para a análise de dados de qualidade da água porque fornece informações sobre posição, dispersão, assimetria, caudas e valores discrepantes. Um ponto discrepante (*outlier*) é um valor que se localiza distante de quase todos os outros pontos da distribuição. De maneira geral, são considerados *outliers* todos os valores maiores que $Q_3 + 1,5(Q_3 - Q_1)$ ou menores que $Q_1 + 1,5(Q_3 - Q_1)$.

Referências Bibliográficas

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION (APHA); AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA); WATER ENVIRONMENT FEDERATION (WEF). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 20. ed. APHA/AWWA/WEF, 1999.

BRITES, A.P. *Avaliação da qualidade da água e dos resíduos sólidos no sistema de drenagem urbana*. 2005. 171p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2005.

CARVALHO, N.O. *Hidrossedimentologia prática*. Rio de Janeiro: CPRM/Elebrobrás, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA (DNAEE). *Manual para serviços de hidrometria*. Brasília: DNAEE, 1977.

HERSCHY, R.W. *Hydrometry: principles and practices*. New York, 1978.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION ORGANIZATION (ISO). *Water quality – Sampling – Part 1: guidance on the design of sampling programmes and sampling techniques*. ISO 5667-1:2006. Geneva, Switzerland: ISO, 2006.

_____. *Water quality – Sampling – Part 6: guidance on sampling of rivers and streams. ISO 5667-6:2005*. Geneva, Switzerland: ISO, 2005.

RAVANELLO, M.M. et al. *Equipamento de baixo custo para análise de poluição urbana difusa: garrafas NAVA*. XXIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena, Colômbia: IAHR, 2008.

SANTOS, I., et al. *Hidrometria aplicada*. Curitiba: LACTEC, 2001. 372p.

SOARES P.F. *Projeto e avaliação de desempenho de redes de monitoramento de qualidade da água utilizando o conceito de entropia*. 2001. 212p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.

TUCCI, C.E.M. *Hidrologia: ciência e aplicação*. 3. Ed. Porto Alegre: ABRH/Ed. da Universidade, 2005.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). *Methods for chemical analysis of water and wastes*. Washington: EPA, 1979.

_____. *Methods for collection, storage and manipulation of sediments for chemical and toxicological analyses: technical manual (EPA 823-B-01-002)*. Washington: EPA, 2001.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION (WMO). *Guide to hydrological practices: data acquisition and processing analysis, forecasting and other applications*. N. 168, 5. ed. Geneva: WMO, 1994.

3 Modelos Computacionais para Drenagem Urbana

Cabral, J.J.S.P.; Mascarenhas, F.B.; Castro, M.A.H.; Miguez, M.G.; Peplau, G.R.; Bezerra A.A.

3.1 Introdução

Modelos computacionais são muito úteis em diversas situações da gestão das águas pluviais urbanas. Estes modelos podem ser utilizados na fase de planejamento e de detalhamento de projeto, no caso de manutenção corretiva em que seja necessário realizar obras complementares e em outros casos em que se deseja simular cenários sobre o comportamento de um sistema de drenagem submetido a determinadas condições de precipitação pluviométrica.

Em muitos países (e em poucas cidades brasileiras), existe um sistema combinado de drenagem de águas pluviais e de esgoto doméstico (esgoto cloacal) que traz diferenças no cálculo da vazão, visto que no sistema a vazão é o somatório dessas duas parcelas obtidas separadamente, sendo que a componente proveniente da precipitação pluviométrica pode sofrer grandes variações no tempo. No presente texto, será considerada apenas a vazão proveniente da chuva, levando-se em conta que a legislação brasileira recomenda sistemas separados.

Durante as duas últimas décadas, várias pesquisas nos Estados Unidos e em países da Europa mostraram que as águas pluviais, ao escoarem pela superfície das ruas e dos lotes residenciais e industriais, podem carrear muitos poluentes, contribuindo negativamente para a qualidade da água dos corpos receptores. Para incorporar este aspecto, os modelos computacionais mais recentes permitem o cálculo da quantidade (vazões e volumes) e da qualidade da água (concentração de poluentes).

Outros aspectos que se incorporam aos modelos de drenagem urbana são as ferramentas de geoprocessamento que trazem grandes facilidades de entrada de dados e de representação geométrica dos sistemas de drenagem, e, além disso, também se incorporam aos modelos diversas ferramentas de pós-processamento que apresentam facilidade de elaboração de diversos tipos de mapas e facilidade de construção de gráficos para representar as variáveis envolvidas.

Atualmente, muitos modelos estão disponíveis na forma de pacotes comerciais para o planejamento e o gerenciamento da drenagem urbana. Estes modelos possibilitam a análise do escoamento (velocidades, níveis, vazões, volumes), incluem modelos hidrológicos para a transformação chuva-vazão e modelos de qualidade de água, permitem ainda a avaliação do transporte de sedimentos na rede, a operação do sistema com bombas, vertedores e orifícios, bacias de retenção, medidas não estruturais de controle do escoamento, a demarcação de áreas inundáveis e o uso de ferramentas para análise estatística dos resultados e de apresentação de mapas.

3.2 Modelos mais Usados

Modelos computacionais para drenagem urbana podem ser utilizados para o planejamento, o dimensionamento e a operação de um sistema de drenagem, principalmente nos casos em que exista a necessidade de tomada de decisões, como abertura de comportas, acionamento de bombas e transporte dos efluentes para estação de tratamento.

Modelos de planejamento são utilizados na fase de concepção de projeto para estimar os custos e analisar a viabilidade técnica. Modelos de dimensionamento são empregados para determinar as dimensões das estruturas que compõem o sistema, como redes de condutos, bacias de retenção etc. Os modelos de operação fornecem uma análise detalhada e permitem definir as regras de operação das estruturas de controle (bombas, vertedores, bacias de retenção e comportas) e do escoamento na rede de condutos (ZOPPOU, 2000).

O objetivo em um modelo de drenagem urbana é a representação do escoamento da precipitação pela superfície do terreno, a interceptação, a infiltração (pequena, mas ainda existente nas áreas urbanas), a evapotranspiração e a interação destes processos com a rede de drenagem de águas pluviais.

Em resumo, os pacotes computacionais de drenagem urbana podem ser entendidos como a associação de modelos tipo chuva-vazão com modelos de propagação de escoamentos (em canais ou galerias).

Os modelos de propagação do escoamento podem ser classificados em modelos de armazenamento ou hidrodinâmicos. Os modelos de armazenamento, como o próprio nome indica, consideram somente os efeitos do armazenamento na atenuação e no deslocamento da onda de cheia, desprezando os efeitos de atrito levados em conta pela equação do momento. Os modelos que utilizam as equações de Saint-Venant são chamados de hidrodinâmicos e podem ser classificados em simplificados ou completos, de acordo com a consideração ou não dos termos da equação do momento. Se forem desprezados os termos de inércia e de pressão, tem-se o modelo da onda cinemática, no qual se tem a desvantagem da impossibilidade de simular fenômenos, tais como efeitos de jusante sobre o escoamento. Os modelos que resolvem as equações em sua forma completa são chamados de hidrodinâmicos completos, podendo representar com precisão os fenômenos mais importantes do escoamento em canais.

No Brasil, muitos pesquisadores utilizam o modelo ABC (desenvolvido na Universidade de São Paulo – USP) ou o modelo IPH (desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – IPH-UFRGS) para transformação da chuva em vazão. Como um exemplo, pode-se citar o trabalho de Campana e Tucci (2001) no qual foi utilizado o modelo IPH em conjunto com técnicas de geoprocessamento para analisar o efeito da urbanização e o risco de alagamentos. O grupo de pesquisa da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) desenvolveu um modelo (MODCEL) que usa um conceito de células de armazenamento de água e que também será descrito mais adiante.

Atualmente, em muitos países, os pacotes computacionais mais usados são: o SOBEK (Delft Hydraulics, Holanda), o InfoWorks (Wallingford Institute, Inglaterra), o MOUSE-DHI (Dinamarca) e o modelo SWMM (USEPA, Estados Unidos). Segue-se uma breve descrição destes modelos e, na seção seguinte, um maior detalhamento do modelo SWMM. Maiores informações sobre estes modelos podem ser encontradas nos sites dos fornecedores ou de uma forma simplificada em algumas dissertações ou teses de universidades brasileiras, como em Neves (2000), Meller (2004) e Bastos (2007), os quais fazem uma descrição dos modelos, analisando suas potencialidades.

O pacote computacional SOBEK foi desenvolvido pelo instituto holandês WL/Delft Hydraulics em parceria com Instituto Holandês de Gerenciamento de Águas Interiores e Tratamento de Águas Servidas (Dutch Institute of Inland Water Management and Wastewater Treatment – RIZA) e empresas holandesas de consultoria em recursos hídricos (WL/DELFT Hydraulics, 2004). O SOBEK-Urban é um software de dimensionamento e verificação de redes de condutos, que pode simular redes multiplamente conectadas, efeitos de jusante, inversões de fluxo, fluxo sob pressão, operação de bombas, vertedores e comportas, bueiros, orifícios, válvulas com sifão, deposição de

sedimentos na rede, operação de sistemas em tempo real e realização de simulação hidrológica chuva-vazão para vários tipos de superfícies pavimentadas e não pavimentadas. Maiores informações sobre o SOBEK-Urban podem ser encontradas em Verwey (2001) ou no site da WL/Delft Hydraulics – <http://delftsoftware.wldelft.nl>.

O modelo SOBEK-Urban é dividido em três módulos principais: Rainfall-Runoff (modelo chuva-vazão, que utiliza o método racional integrado com o modelo de infiltração de Horton), Water Flow (propaga o escoamento na rede de condutos, resolvendo as equações completas de Saint-Venant e permitindo a simulação de inundações no sistema, o escoamento supercrítico sem simplificação das equações e a simulação de redes multiplamente conectadas e de ressaltos hidráulicos) e Real Time Control (simulação de um sistema em tempo real, incluindo controle otimizado dos níveis, descargas e altura pluvial, comportas, represas, descarga da bomba, bacias de detenção etc.).

O modelo InfoWorks, desenvolvido pelo Wallingford Software da Inglaterra, permite fazer uma simulação da quantidade e da qualidade da água da drenagem pluvial urbana. O Infowork-CS possui uma estrutura dividida em diversos módulos que fazem: estimativa da carga de lavagem; simulação da qualidade da água na rede; construção de hietogramas de projeto; transformação chuva-vazão e propagação na rede de condutos e canais. O pacote computacional possibilita o controle operacional, inclusive controle em tempo real, permite o cálculo de transporte de sedimentos e possui também uma boa saída de resultados. Maiores detalhes no site: www.wallingfordsoftware.com/products/infoworks.

O pacote computacional MOUSE (Modelling of Urban Sewers) foi desenvolvido pela Universidade Técnica da Dinamarca e o Danish Hydraulic Institute (DHI). O sistema apresenta propriedades que simplificam seu uso por meio de melhorias em sua interface gráfica, facilitando a entrada e a modificação de séries de dados, além de contar em sua estrutura com algoritmos para detecção de erros devido à incoerência ou à ausência de dados ou parâmetros. Na versão atual, o aplicativo é organizado em 13 módulos para: simulação hidrológica chuva-vazão; propagação do escoamento e da qualidade da água; transporte de sedimentos; simulação de sistemas em tempo real; análise estatística dos dados de saída e ferramentas para apresentação dos resultados.

O modelo SWMM (Storm Water Management Model) foi desenvolvido pela USEPA (United States Environmental Protection Agency) e, ao longo das últimas décadas, foi incorporando diversos melhoramentos provenientes de pesquisas dessa agência americana e também de outras instituições. O modelo é composto por diversos módulos, possibilitando vários estudos de hidrologia urbana e de qualidade de água. Atualmente, o SWMM é o pacote computacional mais utilizado para simulação da drenagem urbana, principalmente por ser de domínio público e ter seu código de programa-

ção aberto, permitindo modificações. O modelo SWMM será visto com detalhes mais adiante neste capítulo.

3.3 Modelo SWMM (Storm Water Management Model)

O SWMM é um software bastante difundido e com grande aplicação para bacias urbanas. Ele foi desenvolvido pela USEPA no começo da década de 1970 e tem recebido diversas atualizações desta agência e por empresas que trabalham no desenvolvimento de aplicativos, inclusive promovendo integração com o ambiente SIG ou CAD, bem como ferramentas de apresentação dos resultados e melhoria na capacidade do banco de dados do aplicativo. O modelo pode ser obtido gratuitamente no site da USEPA (<http://www.epa.gov/ednrmrml/models/swmm/>).

Alguns dos objetivos da utilização do SWMM são:

- dimensionamento do sistema de drenagem urbana para controle de alagamentos;
- avaliação de uso de sistemas de retenção de cheias e proteção da qualidade das águas;
- mapeamento de áreas inundáveis;
- análise do efeito de medidas compensatórias;
- efeito qualitativo no sistema devido ao carreamento de poluentes;
- entradas de esgoto e de outras fontes pontuais externas ao sistema de águas pluviais;
- redução da concentração de poluentes no tratamento das águas em reservatórios e por meio de processos naturais em galerias e canais;
- sensibilidade quanto aos componentes do ciclo hidrológico de bacias, como infiltração, evaporação e escoamento superficial.

Alguns pacotes computacionais que usam o SWMM são o PCSWMM (Computational Hydraulics Int. – CHI –, 2007), XPSWMM (XP Software Inc., 2007) e o MIKE SWMM (DHI Water & Environment, 2007). Uma interface muito adotada é a do PCSWMM por possibilitar modelagens simultâneas em diferentes versões do SWMM (SWMM 4.4 – outubro/2005 e SWMM 5.0.009 – setembro/2006).

O SWMM é formado por módulos, sendo quatro de cálculo computacional e cinco de serviços, além do módulo executivo. Os módulos de cálculo computacional são: Runoff, referente à transformação de chuva em vazão; o módulo Transport, que diz respeito ao transporte na rede de drenagem, segundo o conceito da onda cinemática; o módulo

Extran, relativo à modelação hidrodinâmica em condutos e canais e o módulo Storage/Treatment, referente ao tratamento das águas pluviais.

Os dados de entrada para funcionamento do modelo são:

- precipitação pluviométrica;
- áreas de contribuição: declividade média, área, percentual permeável do solo etc.;
- poços de visita: cotas, profundidade, entre outros;
- tubulações: seção, diâmetro, comprimento e outros mais;
- nível do lençol freático, poços de bombeamentos etc.

O SWMM apresenta vários resultados de cálculo, como: processos hidrológicos (simulação do processo chuva-vazão na bacia em estudo; cálculo da infiltração para as camadas não saturadas do solo; evaporação), processos hidráulicos (simulação do fluxo na rede; modelagem de elementos especiais: reservatórios de detenção, estações de bombeamento, vertedores, entre outros; utilização do método da onda cinemática ou onda dinâmica para propagação do fluxo na rede de drenagem) e análise de qualidade de água (simulação da acumulação e da remoção de cargas poluentes na bacia; propagação dos contaminantes na rede de drenagem; redução da carga de contaminantes mediante simulação de processos de tratamento).

3.3.1 Qualidade da água – SWMM

A rotina modelada da qualidade de água dentro das ligações da canalização supõe que a canalização se comporta como um reator continuamente agitado em tanque. Embora uma suposição de reator de fluxo possa ser mais realística, as diferenças serão pequenas se o tempo do curso pelo interior da canalização estiver na mesma ordem que a etapa do tempo dessa rotina. A concentração de um constituinte retirado da canalização no fim de uma etapa do tempo é encontrada integrando a equação da conservação da massa, usando os valores médios para as quantidades que mudam com o tempo, tal como a taxa de fluxo e o volume da canalização.

A qualidade de água modelada dentro dos nós da unidade do armazenamento segue a mesma aproximação usada para as canalizações. Para outros tipos de nós que não têm nenhum volume, a qualidade da água que retira o nó é simplesmente a concentração da mistura de toda a água que o incorpora.

Os usos do solo para o SWMM são categorizados de acordo com o desenvolvimento urbano ou pelas características locais de superfície, do solo e do relevo na área de contribuição. As categorias de áreas com atividades urbanas podem ser definidas como:

residenciais, comerciais, industriais e ainda sem urbanização. As características de superfície incluem telhados, ruas pavimentadas, jardins, solos sem uso, entre outros. Os usos de solo devem ser especificados de modo que se tenha a variação espacial de taxas de acúmulo e da água de lavagem dos poluentes dentro das bacias.

O usuário do SWMM tem várias opções para fazer a classificação do uso do solo nas áreas de contribuição. Pode-se optar por configurações que, dentro de uma mesma bacia, tenham várias composições de uso do solo, com suas características de permeabilidade.

Os poluentes típicos da urbanização vão sendo carregados no modelo a partir das definições do uso do solo. Os cálculos são efetuados em função do número de dias secos precedentes, usando uma das seguintes funções: função de potência (o acúmulo do poluente é proporcional ao tempo t), elevado a um expoente, até que um limite máximo seja conseguido), função exponencial (o acúmulo segue uma curva de crescimento exponencial que se aproxima de um limite máximo) e função de saturação (o acúmulo assume uma taxa linear que decline continuamente com tempo até que um valor de saturação seja alcançado).

A lavagem do poluente de uma categoria de uso de solo ocorre durante períodos de chuva e tem seu processo descrito como: exponencial (a carga da lavagem de poluente W , em unidades da massa por tempo, é proporcional ao produto do escoamento superficial, elevado a alguma potência, pela quantidade de acúmulo restante) e curva de lavagem (a taxa sobre a lavagem W , em massa por tempo, é proporcional à taxa do escoamento elevada a alguma potência).

A varrição da rua pode ser inserida para cada categoria do uso do solo, com vistas a reduzir periodicamente o acumulado de poluentes específicos. Os parâmetros que descrevem a varrição da rua incluem: dias entre varrições; dias percorridos desde a última varrição até o início da simulação; fração do acumulado de poluentes removidos por varrição e fração do acumulado para cada poluente removido por varrição. Estes parâmetros podem ser diferentes para cada uso do solo e o último parâmetro pode variar também de acordo com o poluente.

A variável em que o acúmulo é regularizado tem por base a unidade a ser normalizada. As escolhas estão entre a área de contribuição (acres ou hectares) ou um comprimento do trecho. Todas as unidades de medida podem ser usadas para o comprimento do trecho, contanto que permaneçam as mesmas para todas as bacias do projeto. Quando há múltiplos poluentes, o usuário deve selecionar cada um separadamente em uma lista e especificar suas propriedades pertinentes ao acúmulo.

O emprego do SWMM para a avaliação da qualidade do escoamento pluvial nas cidades brasileiras é promissor, mas requer um melhor conhecimento e monitoramento dos processos e das variáveis constituintes da dinâmica quali-quantitativa das nossas redes. O SWMM foi desenvolvido a partir de resultados obtidos em pesquisas americanas compilados num documento datado de 1983. O modelo necessita, portanto, de calibração e de validação para as condições brasileiras, para as quais dados qualitativos (associados aos eventos quantitativos) da rede pluvial são muito raros. A partir da calibração e da validação para situações brasileiras (para as quais as pesquisas nesse sentido devem ser incentivadas), o modelo SWMM tem boas condições de ser uma ferramenta bastante útil para diagnósticos, prognósticos e definições a respeito da qualidade das águas.

3.3.2 Infiltração no SWMM

O SWMM contabiliza no seu ciclo hidrológico os processos de infiltração da chuva em camadas de solo não saturado e posterior percolação para o lençol freático. Ao definir as áreas de contribuições (*sub-catchment*), devem ser especificadas as subáreas permeáveis e impermeáveis, sendo que o escoamento, nas permeáveis, pode infiltrar-se no solo. As impermeáveis são divididas em subáreas que contêm depressões de armazenamento ou não.

A infiltração ocorre na zona do solo não saturado da região permeável das áreas de contribuição, indo para o aquífero. O programa oferece três escolhas para modelos de infiltração: modelo de Horton, método de Green-Ampt ou método da Curva Número (CN), adotado pelo Soil Conservation Service (SCS) para estimar o escoamento superficial.

Os lençóis freáticos são usados para modelar o movimento vertical das águas infiltradas das áreas de contribuição. Eles também permitem a infiltração da água subterrânea no sistema de drenagem, ou vice-versa, dependendo do gradiente hidráulico. O mesmo lençol pode ser distribuído para outras áreas de contribuições. Pode-se contabilizar a infiltração no programa por meio do hidrograma unitário, o qual estima o escoamento retirando o percentual infiltrado no sistema.

3.4 Exemplo de Aplicação do SWMM no Bairro do Espinheiro

Foi realizada uma aplicação do modelo SWMM no bairro do Espinheiro, na cidade de Recife, Pernambuco. Este bairro é considerado como nobre da cidade, com população de bom poder aquisitivo e caracterizado como alto e médio alto. O Espinheiro, que inicialmente era ocupado por residências com quintais e jardins, não tinha problemas de alagamentos. No entanto, foi sendo modificado a partir da década de 1980 com a construção de muitos edifícios residenciais e, neste processo de urbanização, começaram a aparecer diversos problemas de alagamentos nas ocasiões de chuvas intensas.

Para realizar a modelagem, foi necessária, inicialmente, a obtenção do cadastro do sistema de águas pluviais do bairro do Espinheiro, cujo levantamento topográfico e cadastral foi realizado pela prefeitura da cidade. As informações da rede de drenagem de águas pluviais foram inseridas no SWMM para iniciar o processo de simulação. Foram avaliadas as áreas de contribuição para cada trecho das galerias e calculadas as vazões de acordo com a chuva de projeto.

Para a estimativa da chuva, utilizou-se a equação das chuvas intensas desenvolvida pela Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana de Recife – FIDEM – (planejamento metropolitano), que vem sendo usada pelas prefeituras do Recife e de cidades vizinhas.

$$i_1 = \frac{456.768(T-1.5)^{0.117} \cdot (1-4.54 \times 10^{-21} \cdot (t)^8)}{(t+6)^{0.5811}} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$i_2 = \frac{72.153(T-1.75)^{0.173}}{((t/60)+6)^{0.74826}} \quad \text{Equação 3.2}$$

Nestas expressões, T é o período de retorno em anos, t é a duração da chuva em minutos e i representa a intensidade da chuva em mm/h. Para um determinado período de retorno, a intensidade de uma chuva, com a duração escolhida, é dada por $i = \text{máximo}$, entre i_1 e i_2 .

A Figura 3.1 mostra a malha de cálculo inserida no SWMM para o bairro do Espinheiro e a Figura 3.2 exibe um diagrama vertical com visualização de uma das galerias.



Figura 3.1

Malha de cálculo inserido no SWMM para o bairro do Espinheiro, em Recife, em que: G = galeria; P = poço de visita; as bacias de contribuição foram denominadas de acordo com o nome das ruas: RE = Rua do Espinheiro, JB = João de Barros, CP = Conselheiro Portela, SE = Santo Elias, RS = Rosa e Silva, RH = Rua da Hora e R1 = Reservatório na Rua Santo Elias.

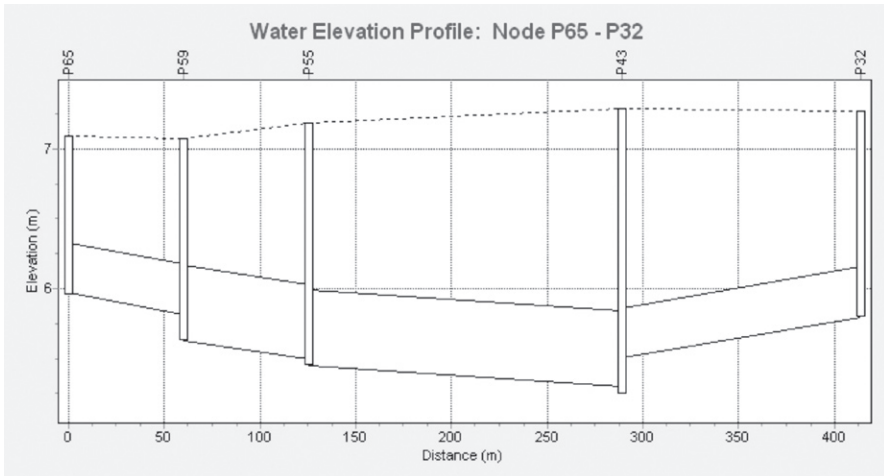


Figura 3.2

Imagem da galeria da Avenida Conselheiro Portela; no ponto P43, sai uma galeria pela rua transversal.

O cálculo da vazão de cada pequena bacia de contribuição foi realizado pelo método racional e em cada poço de visita, conforme indicado na Tabela 3.1.

Os resultados das simulações mostraram que devido à atual taxa de impermeabilização do Espinheiro e o conseqüente aumento do escoamento superficial, os diâmetros de alguns pontos das galerias são insuficientes, gerando alagamentos em alguns pontos do bairro. Na simulação com um reservatório de detenção, verificou-se que é possível reduzir o risco de alagamento. Para uma chuva com tempo de retorno de dois anos, a simulação indica que o sistema com reservatório de detenção funciona a contento. Para uma chuva com tempo de retorno de cinco anos ou mais, o sistema volta a ter ponto de alagamento, no entanto com níveis bem menores do que anteriormente.

Tabela 3.1 > Poços de visita e galerias existentes no trecho do bairro do Espinho.

POÇOS	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO	GALERIA	POÇO INICIAL E FINAL	EXTENSÃO	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO	COTAS (m)	TEMPO CONCEBIDO
	SWMM sub-catchment	AutoCAD	SWMM conduit		(m)	(km ²)	C2 C1	Minutos
Junction								
P 65	CP 1A / RS	AC 25A / AC 44	1	P65 -> P59	59,870	0,032084	5,974 5,819	15,34
P 59	CP 1B	AC 25B	2	P59 -> P55	63,400	0,00542	5,629 5,494	17,29
P 55	CP 2	AC 24	3	P55 -> P43	163,690	0,01261	5,454 5,304	49,65
P 32	CP 3	AC 14	4	P32 -> P43	124,760	0,01466	5,801 5,304	22,88
P 43	R48	AC 13	5	P43 -> P129A	166,860	0,01747	5,244 4,408	26,20
P 67	SE 1	AC 26A	6	P67 -> P70	67,370	0,009858	5,736 5,616	19,40
P 70	SE 2	AC 26B	7	P70 -> P106	86,690	0,009218	5,576 5,409	22,86
P 106	RE 3	AC 22	8	P106 -> P119	139,810	0,007548	5,239 5,059	38,58
P 119	RE 4	AC 12	9	P119 -> P129A	146,400	0,01019	5,059 4,408	24,80
P 129A	RE 5	AC 11	10	P129A -> P22	169,740	0,01216	5,154 5,085	69,82
P 31	JB 1	AC 6A	11	P31 -> P27	46,460	0,02011	6,745 6,386	8,28
P 27	JB 2	AC 6B	12	P27 -> P22	185,310	0,007881	6,336 5,035	24,94
P 22	JB 3	AC 5	13	P22 -> P17	95,300	0,005531	4,975 4,407	15,92
P 17	JB 4	AC 4	14	P17 -> P14	147,040	0,01245	4,377 3,439	21,66
P 14	JB 5	AC 3	15	P14 -> P3	154,480	0,008024	3,439 2,911	26,61
P 3	JB 7	AC 7	17	P3 -> SAÍDA1	37,170	0,0008513	2,891 2,687	7,96
P 6	JB 6	AC 8	16	P6 -> P3	45,690	0,003359	3,828 3,051	6,04
P 73	RH 1	AC 20	18	P73 -> P87	145,970	0,01257	5,767 4,96	22,76
P 87	RH 2	AC 10	19	P87 -> P17	278,150	0,02275	5,07 4,407	51,69

3.5 Aplicação do SWMM na Bacia do Reginaldo

A seguir, é descrita outra aplicação do modelo SWMM realizada nas imediações da Rua Miguel Palmeira, no bairro do Pinheiro, na cidade de Maceió, em Alagoas, no contexto do subprojeto no Riacho Reginaldo (NEVES; PEPLAU; SOUZA, 2008).

A região desse bairro, próximo à Rua Miguel Palmeira, sofre constantes alagamentos, já há alguns anos, quando ocorre chuvas intensas, pois além da topografia local ser um fator natural desfavorável, a rede pluvial atual se mostra insuficiente.

O referido estudo realizou algumas simulações hidrológicas e hidráulicas do sistema de drenagem da região utilizando o SWMM, tomando por base a situação atual de uso e de ocupação do solo e propondo alterações que visavam à solução dos problemas de alagamentos, como a utilização de uma bacia de retenção (BD) no Complexo Educacional Antônio Gomes de Barros (CEAGB) e a ampliação da rede.

Para isto, foram avaliados os cenários:

- cenário atual: define as principais causas dos alagamentos no estado atual em que se encontra a rede;
- cenário de intervenção 1: simulação com a solução tradicional de ampliação da capacidade de escoamento da rede, modificando profundidades, declividades e diâmetros, até que não ocorram alagamentos;
- cenário de intervenção 2: simulação com a alternativa compensatória da bacia de retenção do CEAGB, ampliando a capacidade da rede, se necessário.

3.5.1 Principais dados utilizados – caracterização da área de estudo

- bacias de contribuição: as bacias de contribuição para a rede de drenagem foram delimitadas quanto à forma do relevo (topografia) e à configuração da malha urbana (Figura 3.3 e Tabela 3.2). Os valores de CN foram definidos com base na ocupação urbana e em visitas técnicas ao local;

Tabela 3.2 > Características das bacias que contribuem para a Fernandes Lima.

BACIA	CN	ÁREA	
		km²	Ha
José da S. Camerino	90	0,34	34
Pitanguinha	90	0,15	15
Exército: área interna	81	0,14	14
Exército: ruas próximas	90	0,09	9
CEAGB: área interna	85	0,098	9,8

Contornos:

- José da Silveira Camerino
- Exército e entorno
- Pitanguinha
- Parte interna do CEAGB que contribui
- Limite entre a parte interna do CEAGB que não contribui com a parte residencial, no entorno da rua Miguel Palmeira



Figura 3.3 Bacias hidrográficas contribuintes à região de estudo.

- rede pluvial: o cadastro digital da rede das ruas próximas ao CEAGB foi obtido na Prefeitura de Maceió, tornando possível uma análise preliminar das condições hidráulicas da rede;
- bacia de retenção do CEAGB: para simulação do cenário de intervenção 2, adotou-se a configuração da bacia de retenção, conforme a Figura 3.4;

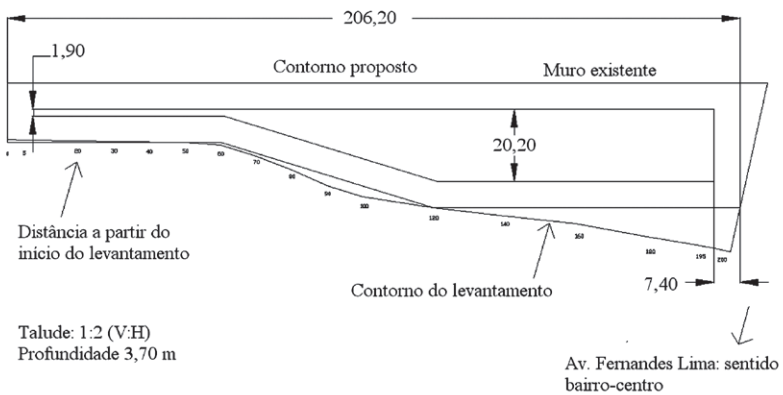


Figura 3.4 Dimensões em planta propostas para a bacia de retenção.

- dados da simulação hidráulica dos condutos: n de Manning = 0,013, para as partes da rede em que houve modificações recentes, e 0,015 em quais não houve; coeficientes de perda de carga nas entradas e saídas dos poços de visita = 0,5;
- precipitação: são adotados três tempos de retorno – 2, 5 e 10 anos – e cinco durações – 30, 60, 90, 120 e 150, para curva IDF de Maceió.

3.5.2 Principais resultados e discussões

Cenário atual

Aparecem alagamentos em PVs da Rua Miguel Palmeira e também em outros PVs. A provável causa deva ser a falta de capacidade de condução dos hidrogramas afluentes, além da dinâmica que ocorre com a chegada dos mesmos em tempos e magnitudes diferentes. Os hidrogramas que entram e saem da rede estão ilustrados na Figura 3.5. Os valores das vazões máximas estão na Tabela 3.3, mostrando que o escoamento na bacia e na rede é amortecido em 51 e 52% para dois e cinco anos de tempo de retorno, respectivamente.

Tabela 3.3 > Vazões máximas na rede.

VAZÕES (M ³ /S)	TEMPO DE RETORNO (TR)	
	2 ANOS	5 ANOS
Entrada na rede	7,6	10,4
Saída da rede	3,7	5,0
Amortecimento	51,2%	51,8%

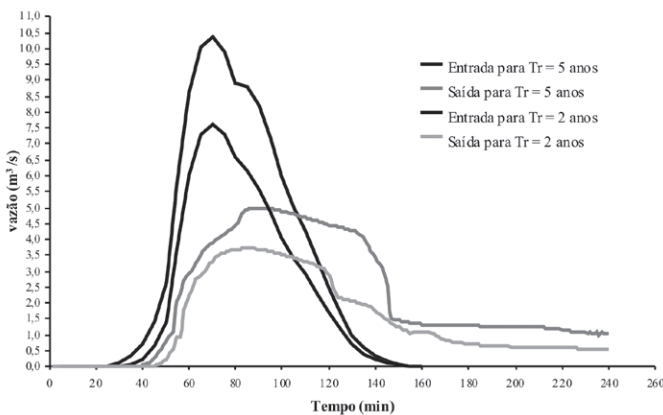


Figura 3.5 Hidrogramas de entrada e saída (para o Riacho Reginaldo) na rede.

Cenário de intervenção 1

Neste cenário, há mudanças significativas em toda a rede, de modo que a mesma escoe livremente sem mais alagamentos. Todavia, a vazão (Figura 3.6 e Tabela 3.4) é transferida totalmente para a população do Vale do Riacho Reginaldo, a qual já sofre com alagamentos durante as chuvas.

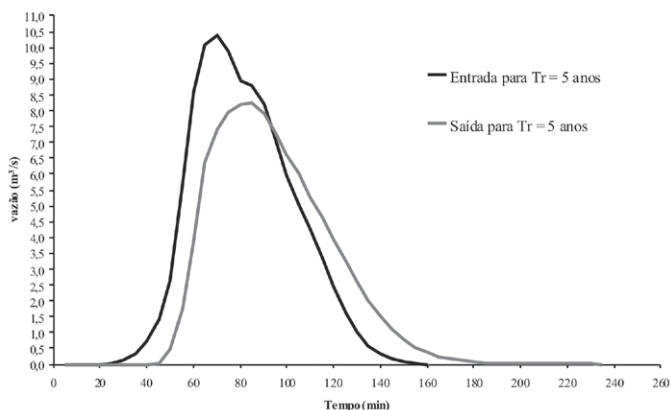


Figura 3.6 Hidrogramas de entrada e saída para o Riacho Reginaldo na rede: ampliação

Tabela 3.4 > Vazões máximas na rede: ampliação.

VAZÕES (M ³ /S)	TEMPO DE RETORNO (TR) = 5 ANOS
Entrada na rede	10,4
Saída da rede	8,2
Amortecimento	20,8%

Cenário de intervenção 2

Este cenário procurou avaliar se a lagoa reduz ou amortece de tal forma a vazão de pico que justifique a não adoção da ampliação proposta no cenário anterior. Também verificou o quanto as redes devem ser modificadas para que não haja alagamentos a montante e a jusante da BD. O resultado das simulações está resumido na Figura 3.7 e na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 > Vazões máximas na rede com a bacia de detenção.

VAZÕES (M ³ /S)	TEMPO DE RETORNO = 5 ANOS
Entrada na rede	10,4
Saída da rede	6,1
Amortecimento na rede	41,1%
Entrada na BD	5,3
Saída na BD	2,8
Amortecimento na BD	47,2%

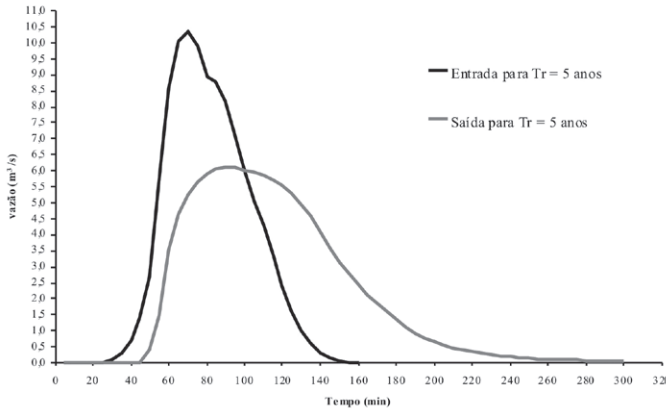


Figura 3.7 Hidrogramas de entrada e saída para o Riacho Reginaldo com a bacia de detenção.

3.6 Integração com Ferramentas de CAD e Geoprocessamento

As informações para alimentar um modelo de drenagem urbana são distribuídas espacialmente ao longo da bacia hidrográfica urbana, de modo que a integração de modelos de drenagem com modelos de representação espacial seja extremamente útil para o modelador, facilitando o trabalho, melhorando a precisão das informações e economizando tempo.

O problema gerado pelas enchentes urbanas ocorre principalmente devido à gerência inadequada do planejamento da drenagem e à filosofia errônea dos projetos de engenharia (TUCCI, 1995). Um software que se baseie na representação gráfica utilizada pela prefeitura das cidades possibilita ao gestor e ao projetista uma melhor tomada de decisão no planejamento, no projeto e na operação dos sistemas de drenagem.

3.6.1 Software UFC8

O grupo de pesquisa em Hidráulica Computacional da Universidade Federal do Ceará (UFC) desenvolveu uma interface computacional gráfica entre o AutoCAD e o SWMM (Software UFC8) para projetos de drenagem urbana, que facilita o trabalho da modelagem dos escoamentos das águas pluviais urbanas. O UFC8 é um software de fácil utilização, que unifica desenho, dimensionamento e quantitativos de uma rede de drenagem urbana.

O UFC8 possui como sua interface gráfica o AutoCAD, ou seja, o software é instalado dentro deste aplicativo, e todo o desenho da rede é feito no ambiente AutoCAD, sendo necessário apenas para utilização do programa um bloco de arruamento da localidade no qual será implementada a drenagem e as curvas de nível do local, as quais podem estar em *Polyline*, *Lwpolyline* ou *Spline*, em formato 3D.

Para seus dimensionamentos, são utilizados todos os recursos do software SWMM. O software e seu manual podem ser encontrados no site da USEPA (ROSSMAN, 2008). Este software simula canais por meio das equações de Saint-Venant. Assim, equações de difíceis soluções podem ser utilizadas pelo UFC8 sem dificuldades.

Depois de instalado, o menu do programa UFC8 é adicionado ao AutoCAD, aparecendo como na Figura 3.8. A Figura 3.9 explica o que cada botão faz para a realização de um projeto utilizando o UFC8.



Figura 3.8 Menu do programa UFC8.






















-  **Iniciar seção - Executar o programa**
-  **Tubo da rede - Insere os tubos de drenagem na rede**
-  **Tubo de ligação - Liga as bocas coletoras entre si e entre PVs**
-  **Boca coletora ou boca-de-lobo - Insere as bocas coletoras na rede**
-  **Girar boca coletora - Gira as bocas coletoras e adequa-as ao desenho**
-  **Poço de Visita - Insere os poços de visita na rede**
-  **Caixa de Visita - Insere as caixas de visita na rede**
-  **Caixa de ligação - Insere as caixas de ligação na rede**
-  **Inserir automaticamente - Insere PVs ou CVs automaticamente**
-  **Inserir bacia de contribuição - Relaciona a bacia a boca coletora**
-  **Inserir bacia hidrográfica - Insere a bacia e seus dados**
-  **Inserir sarjeta - Insere a sarjeta e calcula a vazão suportada**
-  **Calcular chuvas - Calcula as precipitações de chuvas**
-  **Perfil - Traça o perfil de um coletor ou tubo de ligação**
-  **Planilha de Cálculos - Dimensiona a rede**
-  **Refazer rede calculada - Refaz a rede automaticamente**
-  **Quantitativos - Calcula os quantitativos da rede de drenagem**
-  **Default - Define os padrões do software**
-  **Editar - Edita tubo e acessórios da rede de drenagem**
-  **Alterar Legendas - Altera as legendas dos blocos para visíveis ou invisíveis**
-  **Simulação em SWMM - Gera o arquivo inp para simulação no SWMM**

Figura 3.9 Botões do UFC8.

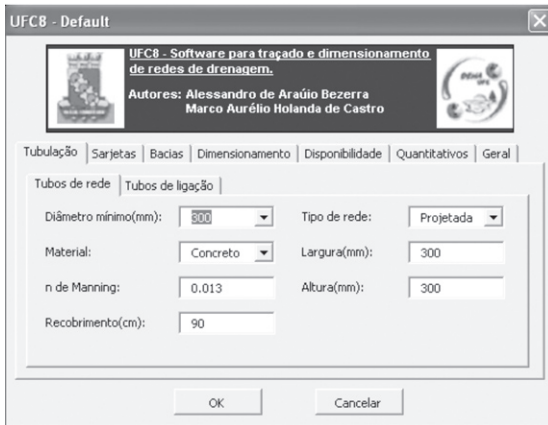


Figura 3.10 Default do software UFC8.

O primeiro passo que deve ser tomado ao iniciar a utilização do software UFC8 é a definição dos padrões do projeto, por meio da caixa de "Default" do software. Esta caixa é chamada ao se clicar no botão "Default", como na Figura 3.10.

No "Default" do programa, o usuário escolhe os dados padrões da rede de drenagem, como: diâmetros, número de Manning, tipo de seção (circular ou retangular), recobrimento mínimo, tipo de sarjeta, período de retorno, tempo de concentração mínimo, declividades mínimas, lâminas máximas a serem dimensionadas, larguras de valas, recobrimento do terreno, tipo de solo etc.

Para elaborar um projeto de drenagem urbana com a utilização do UFC8, deve-se, inicialmente, indicar o local da boca coletora ou boca-de-lobo. Para isso, é preciso clicar no botão para a boca coletora, o que fará com que apareça a seguinte mensagem no prompt de comando do AutoCAD: "Indique o ponto de inserção da Boca Coletora". Ao clicar no local da boca coletora, aparecerá a caixa de diálogo mostrada na Figura 3.11.

Na caixa de diálogo mostrado na figura anterior, aparecem os dados da boca coletora, de acordo como foi mencionado. Todos os dados são preenchidos automaticamente, podendo ser alterados pelo usuário se achar necessário.

Depois de conferidos todos os dados e clicado em "OK", a boca coletora é inserida. Quando isto ocorre, ela pode não estar alinhada ao meio-fio, contudo, ao clicar no botão "Girar boca coletora", pode-se alinhá-la na posição correta.

Depois de finalizada a inserção da boca coletora, deve-se traçar a(s) bacia(s) de contribuição da boca-de-lobo inserida. Para inserir a bacia de contribuição da boca coletora,

Figura 3.11 Inserção de boca coletora.

basta clicar no botão da bacia de contribuição e clicar nos pontos da bacia de contribuição da boca-de-lobo, sendo que o primeiro e o último ponto da bacia é a boca coletora. Ao clicar na boca coletora como último ponto, a bacia é finalizada e aparece a caixa de diálogo mostrada na Figura 3.12.

Figura 3.12 Inserção de bacia de contribuição.

No fim do traçado da primeira bacia do projeto, é pedida a indicação ao usuário da chuva da região, a qual é calculada por um dos três métodos indicados no "Default" do software.

Após indicado o coeficiente "C" de escoamento superficial, clica-se em calcular e obtém-se o resultado da vazão da bacia.

Depois de traçadas as bacias e as bocas coletoras da rede, devem-se inserir os tubos de ligação, os quais têm a montante uma boca-de-lobo e a jusante qualquer acessório, como outra boca-de-lobo, um poço ou uma caixa de visita ou uma caixa de ligação.

Para tal tarefa, clica-se no botão indicado e depois na boca coletora que ficará à montante do tubo e no ponto de jusante do tubo.

Depois de inseridos os tubos de ligação, inserem-se os tubos de rede. Para isso, deve-se clicar no botão indicado e em seguida nos pontos a montante e a jusante do tubo de rede. Com os pontos indicados, aparece a caixa de diálogo mostrada na Figura 3.13.

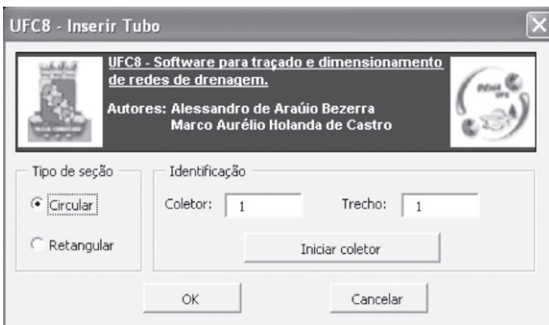


Figura 3.13 Inserção de tubo de rede.

Depois de toda a rede traçada, inserem-se as singularidades, automaticamente ou manualmente. No primeiro caso, clica-se no botão "Inserir automaticamente" e aparecerá uma caixa de diálogo pedindo para se inserir poços ou caixas de visita. Com isso, todos os pontos entre dois ou mais trechos receberão uma singularidade.

Caso queira fazer isso manualmente, clica-se no ponto de inserção, aparecendo a caixa de diálogo mostrada na Figura 3.14.

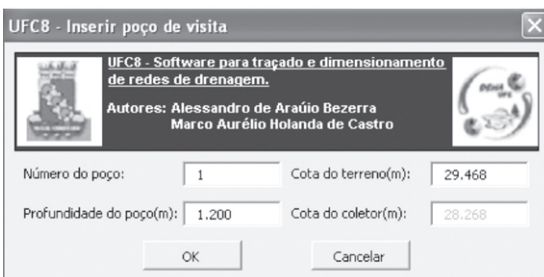


Figura 3.14 Inserção manual de um poço de visita.

Depois de traçada a rede e inseridos todos os acessórios, pode-se dimensionar a rede projetada clicando no botão planilha de cálculos e dimensionando-a automaticamente ou manualmente (Figura 3.15).

Depois de dimensionada a rede, transferem-se os dados modificados para o AutoCAD. Após isso, clica-se no botão para refazer a rede dimensionada que é refeita automaticamente, sendo alterados os dados sem que o usuário os faça manualmente.

Depois de refeita, podem-se calcular os quantitativos da rede (quantitativos de tubulação, acessórios, volume de escavação para cada tipo de solo, área da vala a ser escoada, cadastro e outros itens, incorporando serviços e materiais).

UFCB - Software para traçado, dimensionamento e quantitativos de redes de drenagem urbana.
Universidade Federal do Ceará - Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental

Trecho	Mon	Jus	Comprim. (m)	CTM (m)	CTJ (m)	CCM (m)	CCJ (m)	Prof. Mon. (m)	Prof. Jus. (m)	Seção	Diam. (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Declivão
11	BC9	PV6	9.98	27.905	27.324	26.855	26.274	1.050	1.050	Circular	350	-	-	0.058
10	BC8	PV12	14.69	29.552	30.163	28.352	28.279	1.200	1.884	Circular	500	-	-	0.004
9	BC10	PV6	8.86	32.629	31.935	31.629	30.935	1.000	1.000	Circular	300	-	-	0.101
8	BC11	PV5	5.10	31.464	30.756	30.464	29.756	1.000	1.000	Circular	300	-	-	0.138
7	BC7	CL1	6.32	46.419	46.228	45.369	45.178	1.050	1.050	Circular	350	-	-	0.033
6	BC6	CL1	7.52	46.359	46.238	45.399	45.228	1.000	1.000	Circular	300	-	-	0.022
5	BC5	PV10	7.39	46.531	46.254	45.531	45.254	1.000	1.000	Circular	300	-	-	0.037
4	BC3	PV3	8.52	30.021	29.076	29.021	28.076	1.000	1.000	Circular	300	-	-	0.110
3	BC4	PV2	5.79	32.897	32.799	31.847	31.749	1.050	1.050	Circular	350	-	-	0.018
2	BC1	PV1	8.88	42.023	39.577	41.023	38.577	1.000	1.000	Circular	300	-	-	0.355
1	BC2	PV4	4.03	46.730	47.320	45.680	45.660	1.050	1.660	Circular	350	-	-	0.004
(4-6)	PV13	PV3	33.12	30.053	29.076	28.032	27.576	2.021	1.500	Circular	600	-	-	0.013
(4-5)	PV12	PV13	49.47	30.163	30.053	28.279	28.032	1.884	2.021	Circular	650	-	-	0.004
(4-4)	PV11	PV12	52.83	38.402	30.163	37.202	28.963	1.200	1.200	Circular	300	-	-	0.155
(4-3)	PV10	PV11	47.53	46.254	38.402	44.471	37.202	1.783	1.200	Circular	300	-	-	0.152
(4-2)	PV9	PV10	36.92	46.156	46.254	44.651	44.471	1.505	1.783	Circular	500	-	-	0.005
(4-1)	CL1	PV9	35.31	46.228	46.156	44.538	44.651	1.430	1.505	Circular	500	-	-	0.005
(3-1)	PV6	PV7	44.79	27.324	28.471	25.924	25.700	1.400	2.771	Circular	500	-	-	0.005
(2-3)	PV7	Firm	30.62	28.471	26.313	25.700	24.863	2.771	1.450	Circular	550	-	-	0.027
(2-2)	PV6	PV7	62.51	31.935	28.471	28.993	27.171	2.942	1.300	Circular	400	-	-	0.029
(2-1)	PV5	PV6	82.56	30.756	31.935	29.406	28.993	1.350	2.942	Circular	450	-	-	0.005
(1-1)	PV4	PV1	73.51	47.320	39.577	45.660	38.377	1.660	1.200	Circular	300	-	-	0.099
(1-4)	PV3	Firm2	49.22	29.076	27.943	27.576	26.443	1.500	1.500	Circular	600	-	-	0.023
(1-3)	PV2	PV3	41.38	32.799	29.076	31.549	27.826	1.250	1.250	Circular	350	-	-	0.089
(1-2)	PV1	PV2	40.97	39.577	32.799	38.377	31.599	1.200	1.200	Circular	300	-	-	0.165

Autores: Alessandro de Araújo Bezerra - alessandroaraujo66@hotmail.com
Marco Aurélio Holanda de Castro - marco@ufc.br

Figura 3.15 Planilha de cálculos do UFCB.

Pode-se também desenhar automaticamente o perfil de um coletor ou de um tubo de ligação apenas clicando no botão correspondente e logo após no coletor desejado, aparecendo o perfil de todos os trechos do coletor, como mostrado na Figura 3.16.

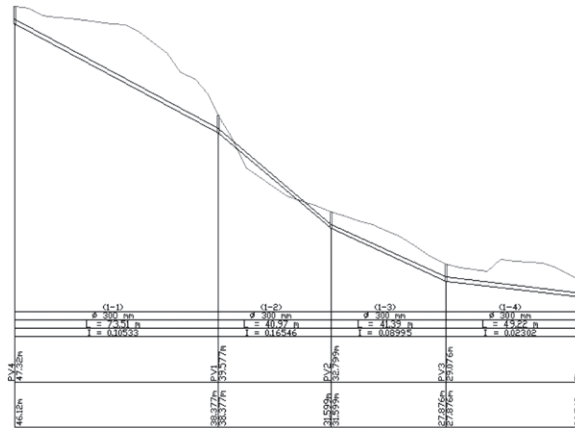


Figura 3.16 Perfil do coletor 1 traçado pelo UFC8.

O sistema computacional UFC realiza todas as tarefas referentes ao traçado e ao dimensionamento hidráulico, não apenas de redes de drenagem urbana como também de redes de abastecimento de água, de adutoras e de redes de esgotamento sanitário. O módulo de drenagem urbana (UFC8) está sendo usado atualmente por várias universidades. Todo o sistema UFC (inclusive o UFC8) está disponível gratuitamente para instituições de ensino e pesquisa, inclusive com disponibilidade para cursos rápidos sobre o sistema, também gratuitos. Os interessados devem mandar um e-mail (marco@ufc.br) com nome e endereço postal para o envio do CD com o instalador do sistema UFC. Para maiores informações sobre o sistema, pode-se consultá-lo no site: www.lahc.ufc.br.

3.7 Modelos de Células – MODCEL

As bacias de rios naturais ou canalizados em áreas urbanas, que geralmente são em áreas aproximadamente planas, têm potencial para formar grandes áreas alagáveis. Ao sair da rede de drenagem, o caminho da água pode ser qualquer um, ou seja, aquele ditado pelos padrões de urbanização. Calçadas marginais tornam-se vertedouros para os rios, cujas águas extravasadas, ao chegarem às ruas, fazem destas verdadeiros canais, podendo alagar construções, parques ou praças que, então, passam a funcionar como reservatórios, indesejavelmente, e concentrar águas que não retornarão à rede de drenagem.

Nesta situação, pode-se perceber que as águas extravasadas têm comportamento independente da rede de drenagem, gerando seus próprios padrões de escoamento, especialmente quando a microdrenagem não corresponde à função que dela se espera.

Em um caso extremo em que a microdrenagem não funcione (o que não é incomum) por falhas de manutenção e entupimentos por resíduos sólidos, por exemplo, ou em que ela estiver subdimensionada, podem-se iniciar alagamentos em áreas urbanas mesmo sem extravasamento da rede de macrodrenagem, gerando também um padrão de escoamento particular e distinto daquele dos canais.

Neste contexto, percebe-se que há indicações para o uso de um modelo de características sistêmicas, capaz de representar hidráulica e hidrologicamente, de forma distribuída, a superfície da bacia. Esta necessidade encontra-se acolhida na concepção de células de escoamento. A representação do espaço urbano por meio de células que atuam como compartimentos homogêneos e que integram o espaço da bacia, fazendo-a interagir em função do escoamento que sobre ela ocorre, caminha ao encontro dos objetivos da modelação das enchentes urbanas.

Na década de 1960, foi proposto e construído o primeiro modelo matemático relevante de caráter bidimensional. Este modelo foi construído para o Delta do Rio Mekong pela Société Grenobloise d'Etudes et Applications Hydrauliques (SOGREAH), a pedido da Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura (UNESCO). Os trabalhos iniciados em 1962 tiveram que ser interrompidos em 1967, devido à Guerra do Vietnã, e Zanobetti e Lorgeré apresentaram este modelo em artigo na revista *La Houille Blanche*, em 1968. O modelo desenvolvido tinha por princípio a divisão da bacia do rio em células de armazenamento que representavam trechos de rio e de planície. Em linhas gerais, este modelo reproduzia a área alagada de todo o Delta, considerando as cheias naturais e as cheias modificadas pela construção de uma barragem que atenuaria as mesmas e ainda favoreceria a regularização do rio para a navegação e para a irrigação, na época da estiagem. A área da modelação para esse estudo do Delta do Rio Mekong abrangeu cerca de 50 mil km² e esta região era habitada por cerca de 10 milhões de cambojanos e vietnamitas. Os termos de inércia da equação dinâmica de Saint-Venant não eram considerados na representação das grandes áreas alagáveis, as quais eram representadas por células de escoamento moldadas ao terreno conforme regência da topografia local, formando uma grande malha bidimensional de escoamento, utilizando-se relações de descarga unidimensionais.

Outras aplicações deste tipo de modelação a partir desta data podem ser encontradas no estudo dos seguintes casos: pantanal de Mopipi (HUTCHISON; MIDGLEY, 1973); bacia do Rio Mono (CUNGE, 1975); bacia do Rio Senegal (CUNGE, 1975; CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980); Rio Mfolozi/Estuário Santa Lúcia (WEISS; MIDGLEY, 1978); bacia superior do Rio Rhône (CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980); bacia do Rio Paraná em Yacyreta/Apipe (MAJOR; LARA; CUNGE, 1985).

Em 1990, um modelo matemático de células de escoamento, de concepção diferente do modelo desenvolvido para o Delta do Mekong, foi desenvolvido para simulação de pesadas cheias em vastas áreas de topografia complexa por Gallatti *et al.* Este modelo foi desenvolvido com o objetivo principal de abordar o problema da avaliação de pesadas cheias, especialmente as causadas por ruptura de barragem. Neste caso, as características da planície de inundação são, em geral, muito diferentes nas proximidades da barragem rompida e longe desta. Na região próxima da barragem, de escala típica do comprimento de ruptura, o escoamento é essencialmente dominado por efeitos de inércia: ele pode tornar-se supercrítico e depois reverter para a condição subcrítica, por meio de um ressalto móvel, com formação de onda de choque. Por outro lado, em uma região distante da barragem, caracterizada pelas escalas típicas da planície, pela topografia do terreno, por sua rugosidade, pela presença de diques, entre outros, são os fatores mais importantes na determinação das características de escoamento. Nessa região, admite-se que eventuais ondas de choques tenham sofrido dissipação.

Nesse modelo, a planície de inundação era aproximada por um sistema de células retangulares não homogêneas e contíguas para simulação da chamada região distante, nas quais o nível d'água e a cota do fundo foram identificados pelo valor do centroide e considerados para toda a célula. A descrição matemática do escoamento baseou-se nas equações de águas rasas, desprezando-se o termo referente à variação da carga cinética no espaço, na equação dinâmica. O problema diferencial, então hiperbólico, permitiu o desenvolvimento das equações desse modelo, de modo que todos os termos do sistema fossem funções do nível d'água, tal como no modelo de Zanobetti e Lorgeré.

O conceito de modelação por células encontrou um correspondente no Brasil, na dissertação de mestrado defendida por Miguez, em 1994, com aplicação deste modelo no Pantanal Mato-Grossense, também uma grande planície rural alagável. Em seguida, a partir de 1996, Miguez e Mascarenhas resgataram este trabalho, adaptando os conceitos envolvidos na modelação por células para a aplicação em uma bacia urbana, modificando o foco inicial do modelo e buscando a adaptação do modelo de células ao contexto urbano, ou seja, verificando o comportamento do modelo em termos de pertinência de representação do escoamento sobre o espaço de uma cidade. Este novo estudo visava complementar o modelo inicialmente construído, procurando contemplar o máximo possível da diversidade apresentada em um movimento de cheia em uma área urbana, dando maior consistência matemática e física ao modelo proposto, a fim de tornar maior a sua confiabilidade e a sua capacidade de representação da situação real.

Posteriormente, a partir de 1998, uma nova versão do modelo de células foi construída com a finalidade de realizar novas implementações de conceitos físicos, visando

incrementar, uma vez mais, o seu grau de representatividade para as cheias urbanas, definindo-se novos tipos de células e de ligações. O modelo mostrou-se sempre versátil para o desenvolvimento de novos tipos de células e de ligações, permitindo incrementar a sua capacidade de representação em um processo continuado. Esta nova versão do modelo de células foi aplicada na bacia do Canal do Mangue, na cidade do Rio de Janeiro, em um projeto de atenuação de enchentes desenvolvido pela UFRJ para a Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro e que foi objeto de defesa de tese de Doutorado de Miguez, em 2001. A partir de então, uma série de trabalhos de pesquisa foi desenvolvida (MASCARENHAS; MIGUEZ; CAMPOS, 2001; MASCARENHAS; MIGUEZ, 2002; MASCARENHAS *et al*, 2005; MIGUEZ; MASCARENHAS, 1999) para aprimorar a capacidade de representação do modelo e a avaliação de sua aplicabilidade, dentre os quais se destacam: a análise da influência da urbanização na geração de cheias e a avaliação de tendências futuras; modelação matemática como ferramenta para planejamento e na concepção de projetos integrados de combates às enchentes; utilização de reservatórios de lotes como solução complementar para o sistema de drenagem urbana; avaliação da importância do tempo de concentração para compatibilização das áreas dos compartimentos de escoamento na modelação topográfica pertinente ao modelo de células; detalhamento dos processos hidrológicos; incorporação de resíduos sólidos ao escoamento, entre outros.

3.7.1 Hipóteses do modelo de células para cheias urbanas

- a natureza pode ser representada por compartimentos homogêneos e interligados, chamados células de escoamento. A cidade e sua rede de drenagem são subdivididas em células, formando uma rede de escoamento bidimensional, com possibilidade de escoamento em várias direções nas zonas de inundação, a partir de relações unidimensionais de troca;
- na célula, a área da superfície livre líquida depende da elevação do nível d'água no interior da mesma, e o volume de água contido em cada célula está diretamente relacionado com o nível d'água no centro da mesma: $V_i = V(Z_i)$ e $V_i = A_{si} \times (Z_i - Z_{oi})$, em que Z_{oi} é a cota do fundo da célula e A_{si} é a área superficial da célula;
- o modelo proposto articula as células em *loop* (modelo anelado), com possibilidade de escoamento em várias direções na bacia modelada;
- cada célula recebe a contribuição de precipitações e realiza processos hidrológicos internos para transformação de chuva em vazão;
- as vazões trocadas com as células vizinhas somam-se às vazões resultantes da transformação da chuva;

- o escoamento entre células pode ser calculado por meio de leis hidráulicas, conhecidas como, por exemplo, a equação dinâmica de Saint-Venant completa ou simplificada, a equação de escoamento sobre vertedouros livres ou afogados, a equação de escoamento através de orifícios e de bueiros, entre outras várias, sendo, neste estudo, considerados os efeitos de inércia no escoamento que ocorrem nos cursos d'água principais;
- o escoamento pode ocorrer simultaneamente em duas camadas, uma superficial e outra subterrânea, em galeria, podendo haver comunicação entre as células de superfície e de galeria. Nas galerias, o escoamento é considerado inicialmente em superfície livre, mas pode vir a sofrer afogamento, passando a ser considerado sob pressão;
- a vazão entre duas células adjacentes, em qualquer tempo, é apenas função dos níveis d'água no centro dessas células, ou seja, $Q_{i,k}=Q(Z_i, Z_k)$;
- as seções transversais de escoamento são tomadas como seções retangulares equivalentes, simples ou compostas;
- aplica-se o princípio da conservação de massa a cada célula;
- cada célula se comunica hidráulicamente com células vizinhas, as quais são arranjadas em um esquema topológico e constituídas por grupos formais, em que uma célula de um dado grupo só pode se comunicar com células deste mesmo grupo, ou dos grupos imediatamente posterior ou anterior, permitindo a solução numérica pelo método da dupla varredura.

3.7.2 Modelação de bacia urbana por meio da representação por células de escoamento

As células podem representar a natureza isoladamente ou em conjuntos, formando estruturas mais complexas. A definição do conjunto de tipos de ligação, que são representativas de leis hidráulicas que traduzem determinados escoamentos, permite reproduzir uma multiplicidade de padrões de escoamento que ocorrem em um cenário urbano. A atividade de modelação topográfica e hidráulica depende de um conjunto predefinido de tipos de célula e de tipos possíveis de ligações entre células. A Figura 3.17 mostra esquematicamente o funcionamento de uma dada célula.

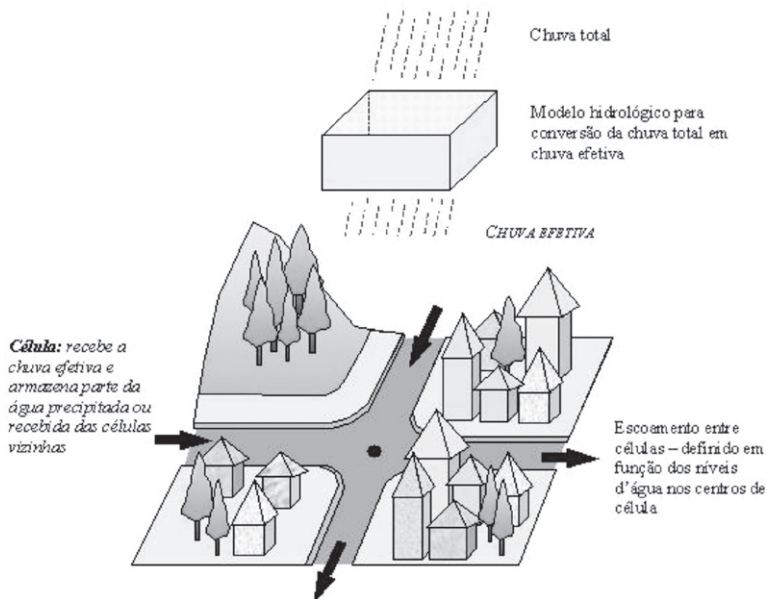


Figura 3.17 Funcionamento esquemático de uma célula de escoamento.

Conjunto tipo de células predefinido:

- de rio ou canal, por onde se desenvolve o escoamento principal da drenagem a céu aberto, podendo ser a seção simples ou composta;
- de galeria subterrânea, complementando a rede de drenagem;
- de planície urbanizada, para a representação de escoamentos sob superfície livre em planícies alagáveis, bem como áreas de armazenamento, ligadas umas às outras por ruas, as quais também representam áreas de vertimento de água de um rio para ruas vizinhas, e vice-versa; e áreas de transposição de margens, quando é preciso integrar as ruas marginais a um rio, as quais se comunicam por meio de uma ponte, considerando um padrão de urbanização predefinido, como mostrado na Figura 3.18;
- de planície natural não urbanizada, análoga ao tipo anterior, porém prismática, sem sustentar nenhum tipo de urbanização;
- de reservatório, simulando o armazenamento d'água em um reservatório temporário de armazenamento e dispendo de uma curva cota x área superficial, a partir da qual, conhecendo-se a variação de profundidades, pode-se também conhecer a variação de volume armazenado. A célula tipo reservatório cumpre o papel de amortecimento de uma vazão afluente.

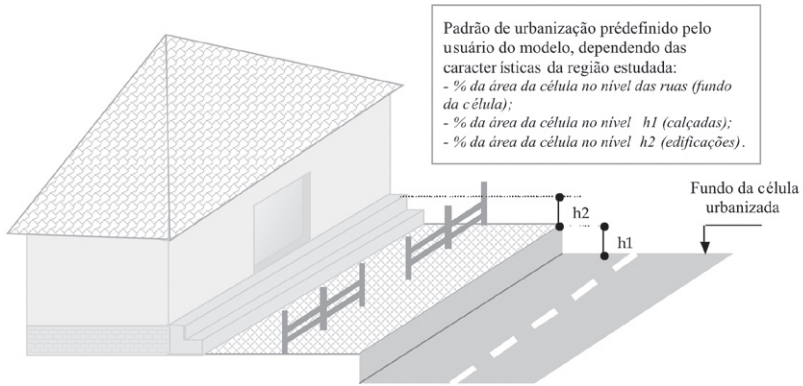


Figura 3.18 Escalonamento de níveis na superfície de uma célula urbanizada.

A Figura 3.19 mostra um corte em uma bacia, apontando esquematicamente a modelação do espaço urbano por meio de células de escoamento.

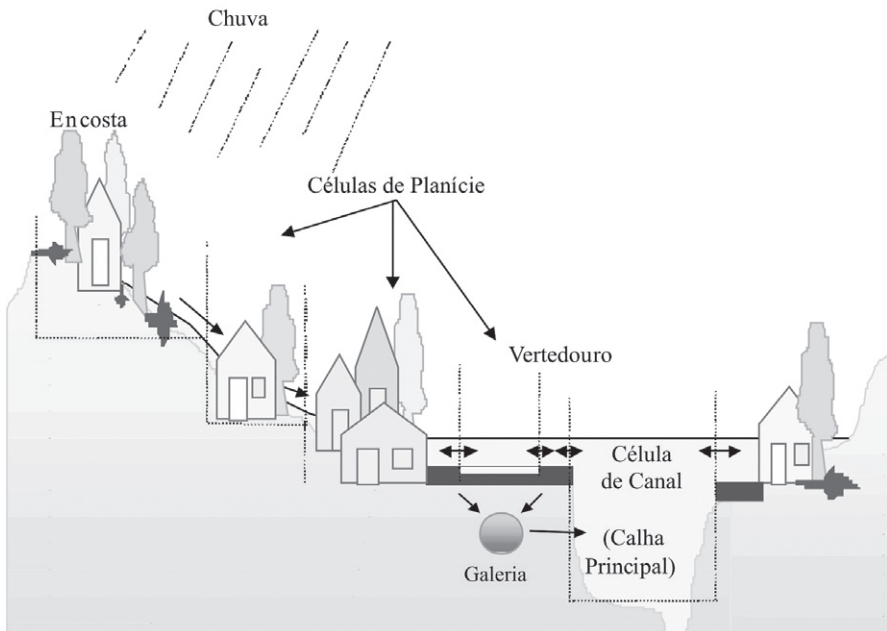


Figura 3.19 Representação esquemática de uma região dividida em células, mostrando interfaces dos escoamentos superficiais.

A separação do escoamento superficial era originalmente representada no modelo de células por meio do coeficiente de Runoff, definido conforme características de cada célula. Assim, num dado passo de tempo, a lâmina de chuva efetiva, numa célula qualquer, podia ser obtida por meio do produto do seu coeficiente de Runoff pela precipitação referente ao mesmo período.

Com o intuito de melhorar a capacidade de representação dos fenômenos hidrológicos envolvidos na geração das cheias no modelo de células, foi desenvolvido um modelo hidrológico simples, representando a infiltração, a interceptação vegetal e a retenção em depressões, sendo estes dois últimos considerados de modo combinado em uma parcela de abstração (MAGALHÃES, 2003; MAGALHÃES *et al*, 2005). A abstração se manifesta à medida que se enche um reservatório, o qual modela a sua capacidade, ao passo que a infiltração pode ocorrer enquanto houver uma lâmina d'água sobre a superfície da célula modelada. Num passo de tempo qualquer, os cálculos referentes às rotinas hidrológicas são realizados em primeiro lugar, e, em seguida, a propagação dos escoamentos é feita por meio das rotinas hidrodinâmicas.

A variação do volume d'água em uma célula i , em um intervalo de tempo t , é dada pelo balanço de massa nesta célula. Assim, em termos diferenciais, tem-se a equação da continuidade representada a seguir:

$$A_{Si} \frac{dZ_i}{dt} = P_i + \sum_{k,i,k} Q_{i,k} \quad \text{Equação 3.3}$$

em que: $Q_{i,k}$ é a vazão entre as células i e k , vizinhas entre si; Z_i é a cota do nível d'água no centro da célula i ; A_{Si} significa a área superficial do espelho d'água na célula i ; P_i refere-se à vazão relativa à parcela de chuva ocorrida sobre a célula i e disponível para escoamento.

As ligações típicas de escoamento entre células, que podem ser escritas em função de leis hidráulicas, são listadas a seguir:

- ligação tipo rio, para escoamento em superfície livre, que considera a equação dinâmica de Saint-Venant, incluindo seus termos de inércia, mostrada na Equação 3.4. O desenvolvimento desta equação leva à expressão apresentada na Equação 3.5, para a vazão entre trechos de rios;

$$\frac{1}{A_{i,k}} \frac{\partial Q_{i,k}}{\partial t} - \frac{QB_{i,k}}{A_{i,k}^2} \frac{\partial Z}{\partial t} + g \frac{\partial Z}{\partial x} + gS_f = 0 \quad \text{Equação 3.4}$$

$$Q_{i,k}^t = Q_{i,k}^{t-1} + \Delta t \left\{ -2 \frac{Q_{i,k}}{A_{i,k}} \left[\frac{(\Delta Q_i + \Delta Q_k)}{2} \right] + \left(-gA_{i,k} + \frac{Q_{i,k}^2 B_{i,k}}{A_{i,k}^2} \right) \left[\frac{-|Z_i - Z_k|}{\Delta x} \right] + \left(\frac{Q_{i,k}^2 B_{i,k}}{A_{i,k}^2} S_0 - gA_{i,k} S_{f,i,k} \right) \right\} \Bigg|_{t-1}$$

Equação 3.5

- ligação tipo planície, para escoamento em superfície livre, que leva em conta a equação dinâmica de Saint-Venant, sem os termos de inércia, conforme mostrado nas Eequações 3.6 e 3.7;

$$\frac{dZ_i}{dt} = -S_f$$

Equação 3.6

$$Q_{i,k} = \left(\frac{A_{i,k} R_{i,k}^{2/3}}{n \Delta x^{1/2}} \right) (|Z_k - Z_i|)^{1/2}$$

Equação 3.7

- ligação tipo vertedouro de soleira espessa, que considera a equação clássica para escoamento livre ou afogado;
- ligação tipo orifício, utilizando também a equação clássica;
- ligação tipo galeria, com escoamento à superfície livre ou sob pressão. Em um trecho de galeria, enquanto este não afoga, empregam-se as equações do escoamento em rios e canais. Quando o nível d'água calculado por estas equações indica um valor maior do que aquele referido ao teto da galeria, o excesso d'água calculado é retornado à célula de superfície pela ligação tipo bueiro associado. A partir deste momento, e até que a célula de galeria desafogue, passam a valer as relações desenvolvidas para o escoamento considerado sob pressão, obtida pela aplicação da equação de Bernoulli (Equações 3.8 e 3.9; Figura 3.20);

$$Z_i + \frac{Q_{i,k}^2}{2gA_i^2} = Z_k + \frac{Q_{i,k}^2}{2gA_k^2} + \frac{Q_{i,k}^2 n^2}{A_{i,k}^2 R_{i,k}^{4/3}} \Delta x$$

Equação 3.8

$$Q_{i,k} = - \left[\frac{2g(Z_k - Z_i)}{\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_k^2} - \frac{2gn^2 \Delta x}{A_{i,k}^2 R_{i,k}^{4/3}}} \right]^{1/2}$$

Equação 3.9

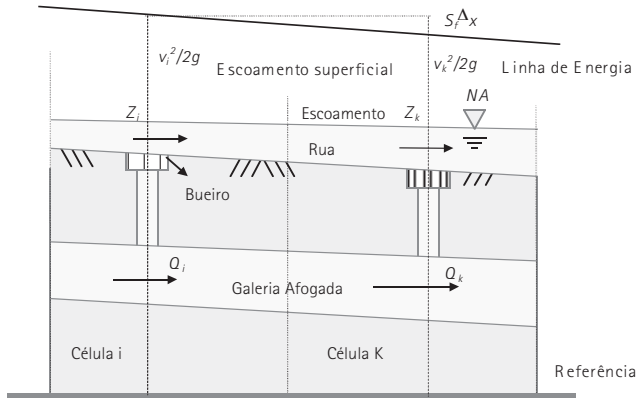


Figura 3.20 Representação esquemática do escoamento sob pressão em galerias.

- ligação tipo entrada de galeria, com contração do escoamento;
- ligação tipo saída de galeria, com expansão do escoamento;
- ligação tipo curva cota x descarga, correspondente a estruturas especiais calibradas em laboratório físico (modelos reduzidos);
- ligação tipo descarga de galeria em rio, funcionando como vertedouro livre ou afogado, ou orifício, para galerias que chegam a um rio em cota superior ao fundo deste por uma das margens;
- ligação tipo bueiro, como interface das células superficiais com as células de galeria;
- ligação tipo bombeamento, com descarga de uma célula para outra a partir de uma cota de partida;
- ligação tipo comporta *flap*, funcionando como um tipo de comporta de sentido único de escoamento.

Os efeitos da incorporação de resíduos sólidos ao escoamento usualmente são tratados com um incremento na resistência imposta à descarga, por meio de um aumento no valor do coeficiente de Manning, fazendo com que este coeficiente incorpore tais restrições.

A forma escolhida para simular a presença de sólidos no escoamento leva em consideração a adoção de um fator exponencial negativo para redução de vazões entre células (CAMPOS, 2001). Desta forma, é possibilitada a simulação do efeito de um progressivo aumento na presença de sedimentos e de lixo nos escoamentos dos rios da bacia durante a passagem da cheia, alterando, gradativamente, os cenários de si-

mulação, passando de uma situação inicial de descarga plena, ou seja, sem considerar a presença de sólidos, até o ponto em que o sistema de drenagem passa a funcionar também sofrendo os efeitos da obstrução parcial provocada por estes resíduos. A relação proposta resultou na seguinte equação:

$$\text{Se } T_{sim} > T_c + Tl : (\text{Equação 3.10}) \quad Fr = e^{-k[T_{sim} - (T_c + Tl)]}, 0 < Fr < 1$$

em que: Fr é o fator de redução exponencial de vazões [adimensional]; k é a constante de redução, variável para cada tipo de ligação; T_{sim} se refere ao tempo de simulação; Tl é o tempo de início da chuva; T_c representa o tempo de concentração da célula em relação à célula de encosta mais próxima, a partir do qual se considera encontrar as principais fontes tributárias de sedimentos e lixo para o sistema de drenagem da bacia. A Figura 3.21 esquematiza esta situação:

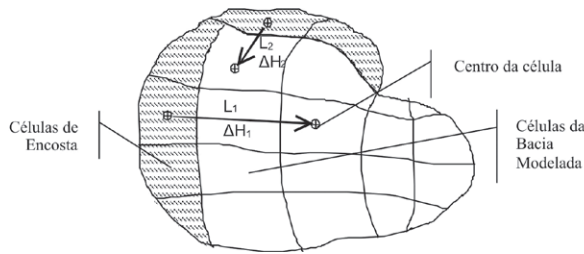


Figura 3.21 Esquema da associação entre uma célula da planície urbana e sua encosta.

Percebe-se que cada célula da planície pode ser associada a uma encosta distinta, a partir das distâncias L e das diferenças de cotas H verificadas entre as células.

A nova vazão calculada para cada ligação entre todas as células é dada por:

$$Q_{final} = Q_{inicial} \times Fr \quad \text{Equação 3.11}$$

em que: $Q_{inicial}$ é a vazão entre células calculada pela relação original da ligação considerada; Q_{final} é a vazão modificada por incorporação dos efeitos de obstrução pela presença de resíduos sólidos no escoamento.

A Figura 3.22 esquematiza o decaimento exponencial das vazões trocadas entre células em função do tempo de simulação.

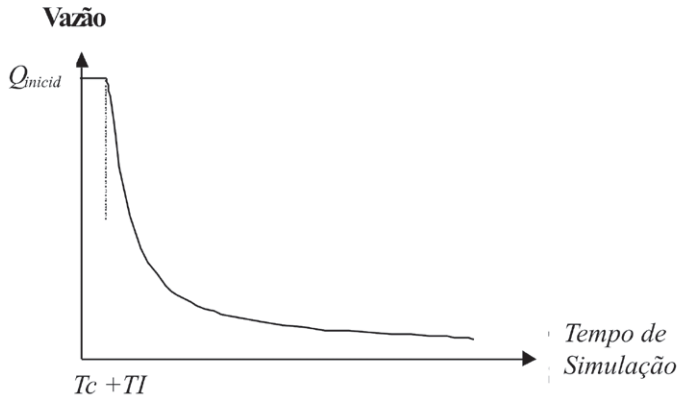


Figura 3.22 Redução exponencial dos valores de vazões entre células.

A formulação numérica do modelo MODCEL inicia-se com o processo de discretização da equação diferencial, a qual, originalmente contínua, passa a ser considerada em termos de incrementos finitos. A discretização temporal da equação diferencial representativa da conservação da massa é feita procurando-se linearizar numericamente todos os termos que apresentam não linearidades, para que não haja a necessidade de um procedimento iterativo de solução, a fim de simplificar o modelo numérico.

O esquema utilizado para marcha no tempo é o totalmente implícito. O sistema resultante possui uma matriz de coeficientes esparsa, com muitos elementos iguais a zero. A solução deste sistema, por métodos convencionais de solução de matrizes, os quais trabalham com a matriz cheia, envolve uma série de operações desnecessárias com valores nulos, o que, na prática, significa desperdício de tempo.

Com base na esparsidade da matriz de coeficientes, utiliza-se um método de solução de sistemas do tipo dupla varredura sobre o modelo topológico de células. O procedimento básico, ponto de partida do método de dupla varredura, consiste em arranjar topologicamente as células que formam o modelo em uma determinada quantidade de grupos numerados a partir de jusante, de tal forma que cada célula de um grupo j central esteja ligada apenas a células deste mesmo grupo, a células do grupo anterior $j-1$ ou a células do grupo posterior $j+1$. A primeira varredura, de jusante para montante, tem o objetivo de agrupar o sistema em submatrizes; a segunda varredura, de montante para jusante, resolve os subsistemas resultantes do agrupamento da primeira varredura.

3.8 Comentários Finais

Como em todo estudo de modelagem computacional em recursos hídricos e em saneamento, verifica-se que uma das maiores dificuldades é a obtenção de dados. Em algumas cidades praticamente não existem informações, e mesmo nas cidades com equipe técnica mais atuante, os dados na maior parte das vezes são insuficientes (falta de dados ou a precisão não é boa).

Outra dificuldade para modelagem em drenagem urbana é a variabilidade espacial e temporal das chuvas nas cidades. Nas grandes cidades, em cada evento de chuva, a precipitação pode ser bastante diferente de uma parte da cidade para outra. Além disso, ao longo de algumas poucas décadas, as características das chuvas podem apresentar grandes mudanças.

As prefeituras em geral não têm preocupação com a memória técnica, de modo que os sistemas de drenagem não são documentados e, ao longo do tempo, podem sofrer intervenções que não fiquem registradas. Portanto, além das dificuldades da hidrologia, existe também a grande dificuldade de obtenção de cadastro das redes de drenagem.

Além disso, o ambiente urbano é extremamente dinâmico. Em poucos anos, os percentuais de impermeabilização, a forma e a área das sub-bacias de contribuição podem mudar completamente, sendo necessário atualizar frequentemente as informações.

Por outro lado, apesar das dificuldades, os softwares para modelagem computacional quantitativa e qualitativa avançaram bastante. Os módulos de cálculo matemático disponíveis nos diversos modelos atingiram um bom nível de eficiência. Os módulos de pós-processamento e de visualização de resultados possibilitam um melhor entendimento das soluções, tornando a modelagem computacional uma ferramenta muito útil para os projetistas e para os gestores nas suas atividades de planejamento, operação e otimização dos sistemas de manejo de águas pluviais.

Agradecimentos

A equipe agradece aos alunos de doutorado Andréa Lira Cartaxo e Bráulio Fernando Lucena Borba Júnior pelos trabalhos contribuídos para boa parte dos estudos de modelagem aqui relatados.

Referências Bibliográficas

BASTOS, G.A.P. *Análise dos parâmetros do modelo SWMM para avaliação do escoamento em duas bacias periurbanas em Santa Maria-RS*. 2007. Dissertação. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

- BEZERRA, A.A.; GUIMARÃES, R.C.; CASTRO, M.A.H. UFC8 – Software de dimensionamento de rede de drenagem urbana. In: 24º CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 2007, Belo Horizonte. *Anais do 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 1. p. 1-8.
- CAMPANA, N.A.; TUCCI, C.E.M. Predicting floods from urban development scenarios: study of diluio basin, Porto Alegre, Brazil. *Urban Waters*, v. 3, p. 113-124, 2001.
- CAMPOS, R.O.G. *Inundações urbanas: considerações gerais e modelação matemática com incorporação da obstrução por resíduos sólidos*. 2001. Dissertação. Comissão de Pós-graduação e Pesquisa da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 2001.
- CUNGE, J.A. Two-dimensional modelling of flood plains. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. (eds.). *Unsteady flow in open channels*. Colorado, Estados Unidos: Water Resources Publications, 1975. cap. 17.
- CUNGE, J.A.; HOLLY Jr, F.M.; VERWEY, A. *Practical aspects of computational river hydraulics*. Inglaterra: Pitman Advanced Publishing Program, 1980.
- DHI. *Mouse pipe flow*: reference manual. DHI Software 2002a. Denmark. 118p. Disponível em: <<http://www.dhisoftware.com>>.
- _____. *Mouse Runoff*: reference manual. DHI Software 2002b. Denmark. 53p. Disponível em: <<http://www.dhisoftware.com>>.
- GALLATI, M. et al. Simulation of the inundation of large areas of complex topography caused by heavy floods. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON HYDRAULIC ENGINEERING, Massachusetts, 1990. *Software hydraulic engineering software applications*. Massachusetts: Computational Mechanics Publications, 1990.
- HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E. *Storm water management model, version 4: user's manual*. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Athens, Georgia: USEPA, 1992.
- HUTCHISON, I.P.G.; MIDGLEY, D.C. Mathematical model to aid management of outflow from the Okavango Swamp, Botswana. *Journal of Hydrology*, v. 19, p. 93-113, 1973.
- MAGALHÃES, L.P.C. *Modelo hidráulico-hidrológico distribuído, estudo de caso: bacia do Rio Joana*. 2003. Trabalho de final de curso – Departamento de Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal do Rio de Janeiro (DRHIMA/UFRJ), Rio de Janeiro, 2003
- MAGALHÃES, L.P.C. et al. Sistema Hidro-Flu para Apoio a Projetos de Drenagem. In: *XVI Simpósio da ABRH*, João Pessoa, 2005.
- MAJOR, T.F.; LARA, A.; CUNGE, J.A. Mathematical modelling of Yacyreta-Apipe scheme of the Rio Parana. *La Houille Blanche*, n. 6 e 7, 1985.
- MAKSIMOVIC, C. General overview of urban drainage principles and practice. In: *Urban drainage in Specific climates*. Volume 1 (humid tropics). Paris: Unesco, 2001. 227p.
- MARK, O.; MARSH, H. *Urban drainage modeling – A collection of experiences from the past decade*. Denmark, 2003. Disponível em: <<http://www.dhisoftware.com/book/index.htm>>.
- MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G.; CAMPOS, R.O.G. Modelo matemático de células de escoamento para cheias urbanas. In: DA SILVA, R.C.V. (ed.). *Métodos numéricos em recursos hídricos 5, Brasil*. ABRH/COPPETEC, 2001.

- MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G. Urban flood control through a mathematical cell. *Water International*, Illinois, E.U.A., v. 27, n. 2, p.208-218, 2002.
- MASCARENHAS, F.C.B. et al. *Flood risk simulation*. Southampton and Boston: WIT PRESS, 2005.
- MATSUMOTO, E.Y. *AutoLISP linguagem de programação do AutoCAD*. São Paulo: Editora Érica Ltda, 1998. 149p.
- MCCUEN, R.H. *Hydrologic analysis and design*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1989. 867p.
- MELLER, A. *Simulação hidrodinâmica integrada de sistema de drenagem em Santa Maria-RS*. 2004. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Área de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Santa Maria, 2004.
- MIGUEZ, M.G.; MASCARENHAS, F.C.B. Modelação matemática de cheias urbanas através de um esquema de células de escoamento. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v.4, n.1, p.119-140, 1999.
- MIGUEZ, M.G. *Modelo matemático de células de escoamento para bacias urbanas*. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Comissão de Pós-graduação e Pesquisa da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 2001.
- NEVES, M.G.F.P. *Modelo hidrodinâmico de redes de drenagem de águas pluviais: aplicabilidade*. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Área em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.
- NEVES, M.G.F.P.; PEPLAU, G.R.; SOUZA, V.C.B. *Simulações hidrológico-hidrodinâmicas de alternativas para mitigação de problemas de drenagem urbana em Maceió – AL*. In: *IX SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE*, Salvador, 2008.
- RAMSEYER, J.S. *Modelo hidrológico-hidrodinâmico de redes pluviais*. 1996. 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 1996.
- ROSMAN, L.A. *Storm water management model. User's manual. Version 5.0*. 2008.
- TUCCI, C.E.M. *Modelos hidrológicos*. Porto Alegre: Editora UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1998. p.248-276.
- TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem urbana*. Porto Alegre: Editora UFRGS, 1995.
- VILLANUEVA, A.O.N. *Modelo para escoamento não permanente em uma rede de condutos*. 1990. 83p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Área de Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 1990.
- VILLANUEVA, A.O.N.; TUCCI, C.E.M. *Simulação de alternativas de controle em plano diretor de drenagem urbana*. Porto Alegre: Editora UFRGS, 2001. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br/corpo docente/tucci/publicacoes/modealt.PDF>>.
- VERWEY, A. Latest developments in floodplain modelling – 1D/2D Integration. In: *CONFERENCE ON HYDRAULICS IN CIVIL ENGINEERING*, Hobart, Austrália, 2001. Disponível em: <<http://delftsof->

tware.wldelft.nl>. Acesso em: novembro de 2008.

WALLINGFORD SOFTWARE LTD. *HydroWorks PM help files*. Wallingford, 1994.

WEISS, H.W.; MIDGLEY, D.C. Suite of the mathematical flood plain models. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, v. 104, n. HY3, p. 361-376, 1978.

WL/DELFT HYDRAULICS. *SOBEK help files*. Netherlands, 2004.

ZANOBBETTI, D.; LORGERÉ, H. Le modèle mathématique du Delta du Mékong. *La Houille Blanche*, n. 1, 4 e 5, 1968.

ZANOBBETTI, D. et al. Mekong delta mathematical program construction. *Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE*, v. 96, n. WW2, p.181-199, 1970.

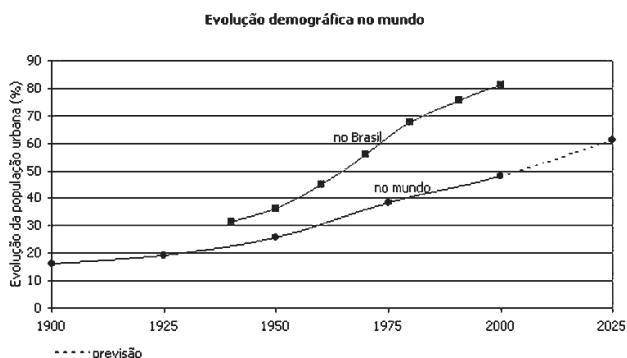
ZOPPOU, C. *Review of urban storm water models*. Environmental modelling & software. Issue 16. Editora: Elsevier, 2001. p.195-231.

4 Técnicas Compensatórias em Águas Pluviais

Nascimento, N.O.; Baptista, M.B.

4.1 Introdução

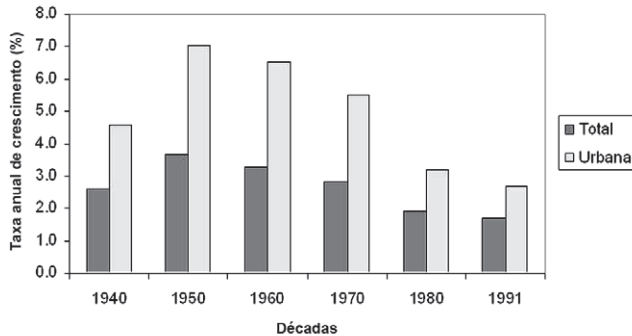
A intensa concentração da população em áreas urbanas, iniciada na segunda metade deste século, é um fenômeno mundial marcante, sendo que, segundo I.A.U.R.I.F. (1997), a população urbana mundial, que representava 25% do total em 1950, deve superar 60% no ano 2025. No Brasil, este fenômeno não é diferente, sendo que a população urbana já se aproxima de 80% da população total (IBGE, 2000), conforme as Figuras 4.1 e 4.2.



FONTE: I.A.U.R.I.F., 1997 E IBGE, 2000.

Figura 4.1

Evolução da população em áreas urbanas.



FONTE: IBGE, 2000.

Figura 4.2 Taxas de crescimento da população urbana e rural no Brasil.

A urbanização implica necessariamente em alterações significativas no meio ambiente, de forma geral, e em processos hidrológicos, em particular, resultantes de intervenções diretas no uso e na ocupação do solo e nos cursos d'água. São bem conhecidos e relatados na literatura especializada os impactos sobre o regime hidrológico e, particularmente, sobre a dinâmica de cheias, como resultado da impermeabilização de superfícies, da canalização de cursos d'água e do significativo aumento da densidade de drenagem decorrente da construção de vias e de redes de drenagem. A redução da recarga de reservas subterrâneas em bacias muito urbanizadas tem levado à redução de vazões em período de seca. São também relatados impactos climáticos com aumentos de temperatura associados à formação de ilhas de calor, aumentos nas precipitações em termos de volume e intensidade, notadamente no caso de chuvas convectivas¹ (KIBLER, 1982; MARSALEK; ROCHFORD; SAVIC, 2001).

As áreas urbanas constituem, igualmente, uma fonte significativa de poluição de corpos d'água urbanos e, por conseguinte, de cursos d'água localizados a jusante das áreas urbanas, podendo ter características crônica ou aguda (efeitos de choque). Nas cidades brasileiras, são comuns as carências em infraestrutura de esgotamento sanitário e de tratamento de esgoto. Muitas vezes, as redes de esgotamento sanitário existem, porém são insuficientes ou inexistentes os interceptores e as estações de tratamento de esgoto (ETEs). Com isso, o esgoto coletado pelas redes é lançado diretamente nos corpos d'água, em inúmeros pontos de lançamento, constituindo por tais características um tipo de poluição difusa de natureza crônica.

Por outro lado, a ocorrência de eventos pluviais mobiliza poluentes de diferentes origens, disponíveis na atmosfera e na bacia hidrográfica, com ênfase nas deposições em superfícies impermeabilizadas, transportando-os aos corpos d'água receptores. A

noção de que os escoamentos superficiais em meio urbano e a própria precipitação constituem fonte de poluição difusa para o meio natural emergiu apenas após os anos de 1950 (I.A.U.R.I.F., 1997). Na atualidade, os impactos ambientais causados por esse tipo de poluição são bem conhecidos: poluição visual por corpos flutuantes, poluição bacteriana de praias e de lagos urbanos, efeitos crônicos e acumulativos, como a eutrofização dos meios receptores ou sua contaminação por metais pesados, efeitos de choque de poluição, como os resultantes de depleção de oxigênio na água. Tais impactos repercutem sobre os usos da água, impondo restrições ou aumentando custos ao abastecimento de água potável, à piscicultura, ao turismo e ao lazer, à diversidade da vida nos corpos d'água receptores, entre outros.

Os reflexos da urbanização intensa sobre os processos hidrológicos têm evidenciado os limites das soluções tradicionais de drenagem urbana. Isso decorre da tendência das soluções tradicionais em agravar ou intensificar tais efeitos. Os sistemas tradicionais de drenagem são pouco flexíveis e adaptáveis a mudanças de uso do solo, frequentes em processos intensos de urbanização. Revelam-se, assim, onerosos e de rápida obsolescência, requerendo pesados investimentos do setor público em reconstrução, em particular quando se trata de novas intervenções em espaços já construídos. Esse tipo de intervenção, muitas vezes feito em caráter de emergência, após a ocorrência de eventos graves de inundação, tende a conduzir ao emprego de soluções localizadas e parciais, adotadas a partir de estudos de diagnóstico e de alternativas elaborados de forma apressada e simplista.

Finalmente, os sistemas tradicionais de drenagem muitas vezes foram, ou são ainda, adotados em ausência de etapas importantes de planejamento integrado de desenvolvimento urbano e de gestão integrada de águas em meio urbano. Trata-se aqui de mais um importante fator que contribui para agravar os impactos da urbanização sobre o meio e a amplificar os riscos a eles associados, tais como o de inundação, à saúde coletiva e de empobrecimento da qualidade e da diversidade ambiental.

A partir dos anos de 1970, uma abordagem alternativa para tratar tais questões vem sendo desenvolvida, notando-se um maior acúmulo de experiências em alguns países da Europa, na América do Norte, na Austrália e no Japão. Trata-se do conceito de tecnologias alternativas ou compensatórias de drenagem pluvial. O termo compensatório faz referência ao propósito central de tais técnicas de procurar compensar ou minorar os impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico.

Inicialmente, essas soluções focaram-se no controle de escoamentos por meio de estruturas de armazenamento de águas pluviais, resultando no amortecimento das cheias ou na infiltração de águas pluviais, promovendo a redução dos volumes de escoamento superficial, ou ainda soluções combinadas de armazenamento e de in-

filtração. A experiência adquirida com o tempo na aplicação dessas técnicas permitiu constatar seu desempenho também na redução da poluição difusa de origem pluvial (HARES; WARD, 1999; USEPA, 1999; GAUTIER, 1998; BERTRAND-KRAJEWSKI; CHEBBO, 2003).

Na atualidade, existe uma grande diversidade de técnicas compensatórias em drenagem pluvial. Em grande parte, essas técnicas centram-se em processos de armazenamento e de infiltração de águas pluviais. Porém, há também soluções que promovem a interceptação e a evapotranspiração, como os telhados ou coberturas verdes, e o manejo de áreas verdes em meio urbano, com o foco na redução de escoamentos de origem pluvial (ELLIS, 2008). Enfoques complementares valorizam a desconexão ou a não conexão de áreas impermeáveis ao sistema de drenagem, dirigindo, sempre que possível, as águas de escoamento superficial para áreas verdes com suficiente capacidade de infiltração.

Inovações têm sido observadas também em outros domínios, como os esforços desenvolvidos para promover uma melhor inserção urbanística de soluções compensatórias. Em alguns casos, procuram-se desenvolver usos múltiplos para, por exemplo, áreas destinadas ao amortecimento de cheias, associando-as a áreas verdes, parques, áreas adequadas à prática de esportes e funções semelhantes. Em outros casos, quando múltiplos usos não são possíveis, procura-se ao menos assegurar a adequada inserção das soluções alternativas de manejo pluvial ao projeto urbano, valorizando as estruturas e a presença de água, que pode ser eventual, em bacias de retenção secas ou permanente. A Figura 4.3 ilustra um exemplo para o caso de uma bacia de retenção seca; outros exemplos serão mostrados em itens subsequentes.



FONTE: MAYTRAUD, 2004.

Figura 4.3

Bacia de retenção, Département de la Seine-Saint-Denis, França.

Esses esforços são importantes para promover a aceitação de soluções compensatórias pela população, particularmente pelos que vivem nas vizinhanças de tais implantações, com benefícios para melhorar o conhecimento sobre a presença da água em espaço urbano. Por outro lado, o uso múltiplo permite justificar mais facilmente a reserva de solo, usualmente de valor elevado em espaço urbano, para fins de manejo de águas pluviais.

Outras inovações de caráter tecnológico e urbanístico nesse domínio referem-se ao uso associado de diferentes técnicas compensatórias em uma mesma bacia hidrográfica urbana, procurando tirar partido de efeitos de sua associação em arranjos em série (*on-line*) e em paralelo (*off-line*). Os benefícios podem ser obtidos em termos de controle de escoamentos, quando, por exemplo, a saturação de uma estrutura de infiltração resulta em extravasamentos a serem absorvidos por uma estrutura de armazenamento, situada a jusante, e assim sucessivamente. Benefícios são também alcançados em termos de abatimento da poluição, por exemplo, por meio do tratamento em cascata (*treatment train*) de escoamentos pluviais mediante uma sequência de estruturas que constituam uma cadeia de tratamento por diferentes processos (por exemplo: sedimentação, filtração etc.), em função do tipo de estrutura.

Finalmente, enfoques relativamente recentes têm advogado pela necessidade de valorizar as águas pluviais como um recurso. Enfatiza-se que as alterações de regime causadas pela urbanização (aumento de volumes de escoamento no período chuvoso e redução de vazões de período seco) implicam em comprometimento significativo de uso dos recursos hídricos. Dentro dessa linha, valoriza-se, por exemplo, a recuperação de águas de chuva mesmo em áreas onde não há problemas de escassez. Porém, para que tais técnicas tenham também um impacto sobre os escoamentos durante eventos pluviais, é preciso que os reservatórios de águas pluviais sejam dotados de um volume de espera, caso contrário, em função do volume reservado no início do evento, poderão não dispor de capacidade de amortecimento.

No Brasil, são observados significativos avanços em pesquisa e em aplicação de técnicas compensatórias em águas pluviais. Alguns exemplos de resultados publicados sobre o tema são aqui citados, sem a pretensão de organizar uma lista exaustiva de publicações: Cruz, Tucci e Silveira, 2000; Nascimento *et al*, 1999; Araújo, Tucci e Goldenfum, 2000; Goldenfum e Souza, 2001; Souza e Goldenfum, 2004; Nascimento, Cançado e Cabral, 2005; entre outros.

O presente capítulo trata sinteticamente das principais técnicas compensatórias utilizadas para o manejo de águas pluviais e apresenta algumas recomendações para sua escolha, concepção e dimensionamento. As referências bibliográficas fornecidas ao final do capítulo podem ser consultadas para o acesso a informações mais detalhadas

sobre o tema, inclusive aspectos não tratados aqui, tais como recomendações construtivas de operação e de manutenção e informações sobre custos.

4.2 Tipologia das Técnicas Compensatórias

Há várias possibilidades de classificação de técnicas compensatórias: quanto ao efeito sobre os escoamentos ou sua geração, quanto à localização na bacia hidrográfica, quanto à forma geométrica predominante e outras. Dois modos de classificação apresentam caráter explicativo e tipológico mais relevante: o que se refere ao modo de influenciar a geração dos escoamentos pluviais e o que enfatiza a localização na bacia. No primeiro caso, distinguem-se as soluções de tipo estrutural e não estrutural e, no segundo caso, o controle na fonte (*source control*) ou difuso e o controle centralizado, em pontos determinados da bacia hidrográfica. A Figura 4.4 ilustra esses dois critérios de classificação.

Entre as técnicas compensatórias não estruturais, a regulação do uso do solo estabelece restrições à taxa de impermeabilização das parcelas e estabelece recomendações para a criação de áreas verdes e de áreas destinadas à infiltração de águas pluviais. Esse tipo de regulação contribui igualmente para promover a adoção de medidas, como a não conexão de áreas impermeáveis à rede pluvial, permitindo reduzir volumes de escoamento e vazões elevadas nesses sistemas.

A criação de parques lineares ao longo de cursos d'água e, quando possível, a recuperação da mata ciliar são medidas associadas a tratamentos de fundo de vale alternativos à canalização tradicional. Essas ações geralmente visam à manutenção dos cursos d'água urbanos o mais próximo possível de seu estado original (Figuras 4.5 e 4.6). São observadas também ações de renaturalização de cursos d'água, recompondo-se leitos canalizados por meio de medidas que os assemelham a leitos naturais. Essas medidas contemplam a reserva de áreas para comportar inundações, ao longo dos cursos d'água, e requerem esforços de controle de poluição na bacia hidrográfica, como a eliminação de conexões cruzadas entre os sistemas pluviais e de esgotamento sanitário e o controle da poluição difusa de origem pluvial.

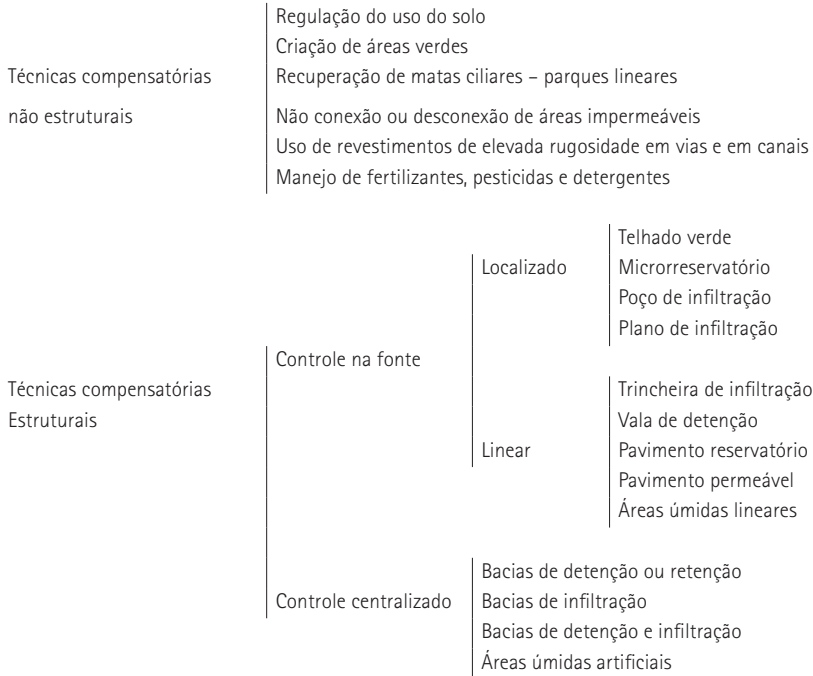
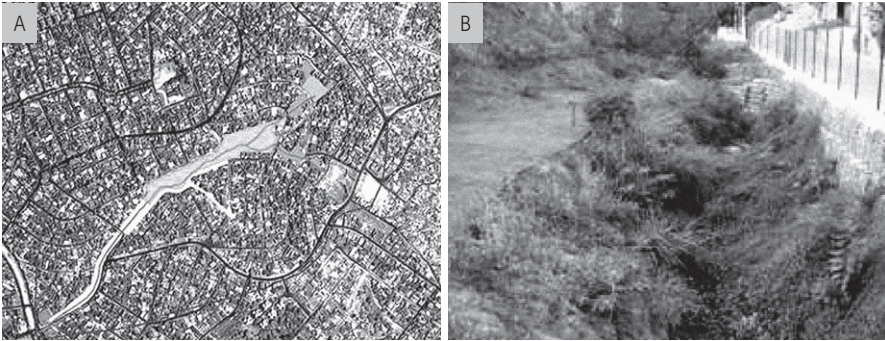


Figura 4.4 Tipologia de técnicas compensatórias para o manejo de águas pluviais.



FONTE: WWW.PBH.GOV.BR

Figura 4.5 Cursos d'água em meio urbano: (a) Belo Horizonte, Minas Gerais; (b) Goiânia, Góias.



FONTE: MACEDO, 2009.

Figura 4.6

Recuperação de curso d'água do córrego Baiares, em Belo Horizonte: (a) projeto de implantação; (b) realização.

O manejo de fertilizantes, de pesticidas e de detergentes em nível privado (lote) ou público (parques, praças) é uma das alternativas não estruturais que foca a redução da poluição difusa de origem pluvial (URBONAS; STHARE, 1993).

Conforme relatado, as técnicas compensatórias de caráter estrutural promovem processos de armazenamento ou de infiltração ou ambos. As Figuras 4.7 a 4.12 ilustram alguns desses tipos de técnicas.



FONTE (B): INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL (IPH/UFRGS).

Figura 4.7

Exemplos de técnicas locais de controle na fonte: a) microrreservatório domiciliar para detenção de água de telhado; b) experimento com telhado verde (ecotelhas).



FONTE (A): MAYTRAUD, 2004.

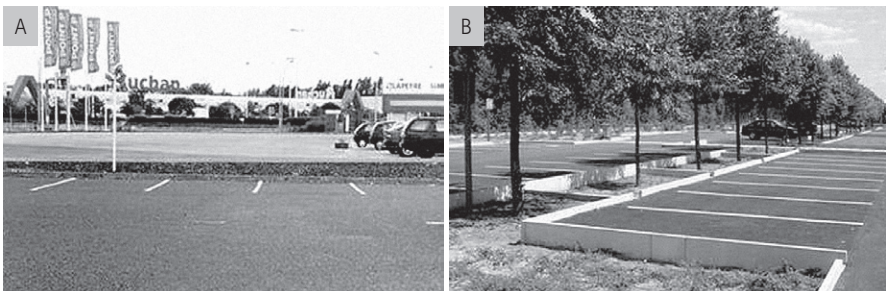
Figura 4.8

Exemplos de técnicas lineares de controle na fonte: a) implantação tradicional de trincheira de infiltração; b) combinação de vala de detenção com trincheira de infiltração no Departamento de Seine-Saint-Denis, França.



Figura 4.9

Exemplos de técnicas lineares de controle na fonte: valas de detenção e de infiltração.



FONTE (B): MAYTRAUD, 2004

Figura 4.10

Exemplos de técnicas de controle na fonte: (a) estacionamento com pavimento permeável; (b) estacionamento com dispositivo de armazenamento e de infiltração.



FONTE: NASCIMENTO



FONTE: BAPTISTA

Figura 4.11

Exemplos de técnicas de controle centralizado: (a) bacia de detenção com espelho d'água em Belo Horizonte; (b) bacia de detenção seca em São José do Rio Preto, São Paulo.



FONTE: BAPTISTA



FONTE: MOURA

Figura 4.12

Exemplos de técnicas de controle centralizado: (a) bacia de detenção seca, revestida, com equipamento esportivo na região parisiense, na França; (b) bacia de detenção seca, revestida, na cidade de São Paulo.

4.3 Escolha e Concepção de Técnicas Compensatórias

A escolha dos tipos de técnicas a serem adotadas depende de fatores urbanísticos, sociais, econômicos e ambientais. A situação ideal para o emprego desse tipo de solução ocorre quando os estudos conduzindo à escolha das técnicas mais convenientes são feitos ao mesmo tempo em que se desenvolve o projeto de urbanização de uma nova área de desenvolvimento, o que permite uma maior flexibilidade para a escolha e a adaptação das técnicas compensatórias ao projeto urbanístico. Porém, há vários casos

de inserção de técnicas compensatórias em áreas já urbanizadas, ainda que, nessas circunstâncias, frequentemente, notem-se maiores limitações à escolha e aos custos de implantação majorados.

Conforme enfatizado por Baptista *et al* (2005), o processo de escolha e de concepção de sistemas pluviais com técnicas compensatórias se faz em duas etapas principais: a de eliminação e a de decisão ou escolha, propriamente dita. A fase de eliminação de técnicas baseia-se na análise de suas características físicas e de suas implicações para a área de implantação. Os critérios de análise são fundados essencialmente no confronto entre a tipologia da técnica (bacias de retenção, trincheiras, poços etc.), seus princípios de funcionamento quanto às formas de alimentação, de armazenamento e de esvaziamento e em requisitos e restrições de uso.

Cada uma das diferentes técnicas deve ser confrontada com os vários requisitos e implicações pertinentes que podem ou não limitar seu emprego, possibilitando a identificação das técnicas efetivamente viáveis para uma dada situação. Diversos são os critérios de análise que condicionam a viabilidade das diferentes técnicas. Serão brevemente apresentados, a seguir, alguns dos mais relevantes.

4.3.1 Critérios físicos

Os principais aspectos físicos são as características topográficas locais, o nível d'água do lençol subterrâneo, a capacidade de infiltração e de suporte do solo. Em geral, as soluções baseadas em infiltração de águas pluviais não são adequadas a terrenos com elevada declividade, podendo implicar em riscos de exfiltração e/ou de deslizamento de encostas. Terrenos de declividade elevada resultam também em custos mais elevados para a implantação de bacias de retenção, uma vez que, muitas vezes, requerem a criação de volumes de espera muito significativos, por meio de escavações, obras de proteção de taludes, barramentos com altura elevada, obras de dissipação de energia hidráulica de grandes dimensões e custosas, entre outros fatores.

Para o emprego de técnicas de infiltração de águas pluviais, é necessário conhecer a condutividade hidráulica à saturação no local de implantação. Em um mesmo sítio, a condutividade hidráulica à saturação pode variar significativamente, requerendo-se medidas *in situ* em diferentes pontos na fase de projeto das técnicas. Os solos com condutividade hidráulica compreendida entre 10^{-3} e 10^{-6} m/s podem, *a priori*, admitir técnicas de infiltração das águas pluviais.

Um lençol d'água subterrânea pouco profundo pode reduzir os volumes de armazenamento de estruturas de retenção. Representam também riscos quando se trata do emprego de estruturas de infiltração, uma vez que podem saturá-las durante eventos pluviais longos, havendo ainda o risco de contaminação de águas subterrâneas.

Recomenda-se o emprego dessas soluções apenas quando o nível d'água (NA) dos lençóis, em período chuvoso, encontra-se a pelo menos 1 m abaixo da superfície dos terrenos. Por outro lado, para o caso de soluções que contemplem um espelho d'água permanente, é importante conhecer as condições de alimentação de tais sistemas nos períodos secos do ano.

Outro ponto relevante é a definição do exutório da estrutura compensatória. É preciso respeitar a capacidade de tais sistemas em receber escoamentos e, eventualmente, cargas mais significativas de poluentes de origem pluvial.

4.3.2 Critérios urbanísticos e de infraestrutura

Um dos principais fatores relacionados ao urbanismo local é a disponibilidade de espaço para as técnicas compensatórias. Esse aspecto é mais relevante nos casos de bacias de retenção e/ou infiltração e áreas úmidas artificiais, por exemplo. Como mencionado, essas soluções podem ser combinadas com a criação de áreas verdes e de terrenos para a prática de esportes, permitindo agregar valor aos terrenos destinados ao manejo das águas pluviais.

Trincheiras de infiltração podem se adaptar bem ao sistema viário, em geral requerendo pouco ou nenhum espaço suplementar. Já as valas de retenção frequentemente requerem um maior espaço junto ao sistema viário. Evidentemente, pode-se optar por soluções subterrâneas, porém a custos mais elevados.

As soluções que são implantadas de forma associada às estruturas urbanas, como os pavimentos permeáveis no sistema viário ou em áreas de estacionamento, e às coberturas verdes naturalmente não requerem espaço suplementar de implantação.

Outros aspectos ligados ao projeto urbanístico podem implicar em restrições ao emprego de algumas soluções compensatórias. Por exemplo, áreas industriais e alguns estabelecimentos comerciais podem gerar cargas poluentes que limitem o emprego de processos de infiltração de águas pluviais sem um tratamento prévio, sob risco de conduzir a uma rápida colmatação da estrutura ou contaminação do solo, ou ainda à contaminação de águas subterrâneas. Os pavimentos permeáveis, em função de seu tipo, muitas vezes não são adequados ao tráfego intenso ou a manobras frequentes de veículos pesados.

Em áreas em que a ocupação urbana já existe, o uso do subsolo por redes de infraestrutura urbana, como redes de água, esgoto, telefonia, eletricidade, fibra ótica e outras, pode ser um fator restritivo a alguns tipos de técnicas compensatórias. Por outro lado, problemas associados à rede de coleta e a interceptores de esgoto sanitário podem resultar em aportes de cargas orgânicas elevadas a estruturas compensatórias, comprometendo seu funcionamento.

4.3.3 Critérios sanitários e ambientais

O risco de poluição das águas e dos solos deve ser avaliado com base em duas fontes associadas de informação: a qualidade das águas de escoamento a serem evacuadas e a vulnerabilidade do meio receptor (corpos d'águas superficiais, lençol d'água e solo). No que se refere à qualidade das águas a serem evacuadas, a poluição crônica ou acidental pode ser avaliada em função da natureza das superfícies drenadas – telhados, arruamentos, estacionamento etc. – e do modo de ocupação dos solos – zona residencial, comercial, mista, industrial –, bem como da composição dos solos. O conhecimento do histórico do uso dos solos do local em estudo pode trazer informações importantes.

No que diz respeito à vulnerabilidade do meio receptor, dois aspectos devem ser considerados: o seu valor em termos de recurso hídrico (água potável, uso industrial ou agrícola etc.) e o seu valor patrimonial, ou seja, a sua aptidão a responder a outras eventuais necessidades atuais e futuras. Evidentemente, devem ser respeitadas as restrições de lançamento estabelecidas pela legislação ambiental e de gestão dos recursos hídricos.

Águas de escoamento que transportam cargas elevadas de sedimentos são danosas a soluções de infiltração (colmatação) e de armazenamento (assoreamento). É necessário avaliar esses aspectos e, quando possível, dotar as técnicas compensatórias de estruturas de remoção de cargas de sedimento a montante.

Em termos sanitários, os riscos são principalmente ligados à possível estagnação de água em certos tipos de técnicas, o que pode resultar em desenvolvimento de organismos vetores de doenças (mosquitos, vírus, bactérias etc.). Assim, certas técnicas devem ser proscritas em projetos em que haja riscos associados a dificuldades operacionais, como falhas de manutenção ou uso inadequado.

No mesmo sentido, problemas associados ao transporte de resíduos sólidos por escoamentos pluviais são fonte de perturbações importantes ao funcionamento das estruturas, apresentando riscos sanitários e gerando problemas significativos de aceitação das soluções compensatórias por razões estéticas, por maus odores e outros.

4.3.4 Critérios socioeconômicos

A aceitação de técnicas compensatórias pela população que habita as áreas vizinhas e o conhecimento de que se dispõe sobre os modos de funcionamento e de operação de tais estruturas são importantes fatores para o sucesso de sua integração ao projeto urbanístico e de seu adequado funcionamento.

Nos estudos de viabilidade, outros fatores socioeconômicos podem influir na análise, como a percepção positiva ou negativa de certas técnicas, por razões culturais ou histó-

ricas, a proximidade de equipamentos urbanos para os quais o recurso a determinadas técnicas pode ser considerado inadequado, o risco de utilização de espaços de armazenamento de águas pluviais, como depósito de resíduos sólidos ou bota-fora etc.

Eventualmente, critérios relativos à manutenção e ao custo, que *a priori* não seriam avaliados na presente fase, uma vez que as soluções técnicas ainda não foram definidas, podem vir a comprometer certas alternativas, seja por impossibilidade de manutenção futura, seja por necessidade de tratamento específico e caro de um solo poluído etc.

4.3.5 Metodologia de análise

Tradicionalmente, os critérios para a análise das soluções técnicas mais adequadas para o manejo de águas pluviais, em um dado contexto, são estabelecidos por meio de tabelas. Nessa vertente, destacam-se as tabelas bastante detalhadas e expostas no documento "Techniques Alternatives" (AZZOUT *et al*, 1994). Destacam-se ainda os quadros relativos à experiência europeia (projeto Daywater, acessível em daywater.enpc.fr) e às recomendações norte-americanas (USEPA, 1993). Os Quadros 4.1 e 4.2 buscam sintetizar a experiência relatada nessas referências.

Quadro 4.1 > Importância relativa de restrições à implantação e à operação das técnicas.

TÉCNICA	RESTRIÇÕES À IMPLANTAÇÃO E À OPERAÇÃO DAS TÉCNICAS					
	Permeabilidade do solo	Declividade	Proximidade do lençol	Proximidade de leito rochoso	Restrições ao uso do solo	Aporte de sólidos
Bacia de detenção	+	+	+	++	+++	++
Bacia de infiltração	+++	+	+++	+++	+++	+++
Valas e valetas de detenção	+	++	+	++	++	++
Valas e valetas de infiltração	+++	+++	+++	+++	++	+++
Pavimentos porosos	++	+++	++	+	+	+++
Revestimentos permeáveis	++	+++	++	+	+	+++
Trincheiras de detenção	+	++	++	++	++	+
Trincheiras de infiltração	+++	+++	+++	+++	++	+
Poços de infiltração	+++	+	+++	+++	++	+
Telhados armazenadores	+	+	+	+	+	+
Reservatórios individuais	+	+	++	++	+	+

+++ = GRANDE IMPORTÂNCIA; ++ = MÉDIA OU POSSÍVEL IMPORTÂNCIA; + = IMPORTÂNCIA PEQUENA OU NULA.

FONTE: BAPTISTA *et al*, 2005.

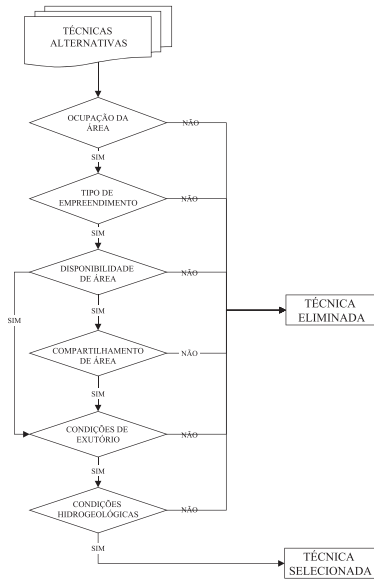
Quadro 4.2 > Vocação e possibilidades das técnicas.

TÉCNICA	ÁREA DE DRENAGEM CONTROLADA	CONTROLE DE VAZÃO DE PICO (TEMPO DE RETORNO – ANOS)			CONTROLE DE VOLUMES	RECARGA DO LENÇOL	REUSO DIRETO	CONTROLE DE EROSÃO A JUSANTE
		1 – 2	1 – 10	1 – 100				
Bacia de detenção/ retenção	Grande (> 16 ha)	P	P	V	N	N	V	V
Bacia de infiltração	Média	P	P	V	P	P	V	P
Valas e valetas de detenção	Pequena – média	V	N	N	N	N	N	N
Valas e valetas de infiltração	Pequena – média	V	N	N	P	P	N	V
Pavimentos porosos	Pequena – média	P	N	N	V	V	N	V
Revestimentos permeáveis	Pequena – média	V	N	N	V	V	N	V
Trincheiras de detenção	Pequena (< 4 ha)	V	V	N	N	N	N	N
Uma trincheira de infiltração	Pequena	V	V	N	V	V	N	V
Poços de infiltração	Pequena	V	N	N	V	V	N	V
Telhados armazenadores	Pequena	V	N	N	N	N	V	V
Reservatórios individuais	Pequena	P	V	N	N	N	V	V

P = GERALMENTE POSSÍVEL; V = PODE SER POSSÍVEL; N = NUNCA OU USUALMENTE IMPOSSÍVEL.

FONTE: BAPTISTA *et al*, 2005.

Esforços vêm também sendo desenvolvidos no sentido de estabelecer sistemas informatizados de auxílio à decisão para a fase de eliminação. Em termos internacionais, destaca-se o software Deltano (BARRAUD *et al*, 1999). No Brasil, foi desenvolvido o software TecAlt (BAPTISTA; FERNANDES, 2002), cujo fluxograma é apresentado na Figura 4.13. Este software encontra-se disponível no site: www.ehr.ufmg.br.



FORNTE: BAPTISTA E FERNANDES, 2002.

Figura 4.13

Fluxograma de funcionamento do software TecAlt.

Conforme mencionado, as possibilidades oferecidas pelas técnicas compensatórias pluviais são múltiplas e, a partir de conceitos fundamentais como o armazenamento ou a infiltração de águas pluviais, podem conceber diferentes sistemas de manejo. Tais sistemas podem empregar soluções combinadas de controle na fonte e centralizadas, com medidas não estruturais, de forma eficiente e adequada ao projeto urbanístico.

A escolha dos arranjos de projeto mais adequado a uma dada situação, correspondente à fase de decisão anteriormente citada, pode-se revelar um problema complexo, associada a avaliações criteriosas de desempenho e de custos associados.

Nesse sentido, pesquisas vêm sendo desenvolvidas no sentido de estabelecer

processos de avaliação dos sistemas de drenagem. Um exemplo, no que diz respeito à avaliação de desempenho, pode ser encontrado na obra de Castro e Baptista (2004), que é centrada em três critérios de análise. Estes critérios, fundados em avaliações qualitativas e quantitativas do atendimento aos objetivos, dos impactos hidrológicos, sanitários e de qualidade das águas e da inserção social e ambiental das alternativas de projeto, permitem o estabelecimento de um indicador de desempenho que, por sua vez, possibilita o ordenamento das alternativas de projeto, à luz de um conjunto de critérios técnicos de eficiência.

Ao trabalho de Castro e Baptista (2004), associou-se um indicador de custos, abrangendo o conjunto dos custos associados aos sistemas de drenagem, ou seja, aqueles ligados à implantação das técnicas como também aos valores presentes líquidos dos custos de manutenção e de operação ao longo de um período de referência (MOURA, 2004). Em função da vida útil da estrutura, os custos para uma eventual reconstrução são igualmente considerados. A integração dos indicadores de desempenho e de custo é efetuada por meio de uma representação gráfica – o gráfico de Pareto –, por meio do qual são plotados os dois indicadores, auxiliando a identificação da solução mais adequada.

No sentido de facilitar o emprego desta metodologia de análise, foi desenvolvido um sistema computacional denominado AvDren (BAPTISTA *et al*, 2005). No software citado, disponível no site www.ehr.ufmg.br, a saída gráfica dos diferentes critérios de desempenho permite a clara identificação das soluções dominadas, dominantes e indiferentes, à luz das incertezas introduzidas na análise devidamente aferida pelo usuário do software.

4.4 Dimensionamento de Técnicas Compensatórias

O dimensionamento de sistemas de drenagem que integram soluções compensatórias é um processo complexo de análise hidrológica e hidráulica, associado a estudos como o de avaliação de impactos ambientais, a integração com o projeto urbanístico, métodos, materiais e restrições construtivas, requisitos de manutenção, avaliação de custos e outros. Esses estudos e projetos requerem o concurso de equipes multidisciplinares de trabalho, incluindo, em diferentes fases, a participação dos usuários dos sistemas.

No presente capítulo, enfatizam-se os métodos para o dimensionamento, restringindo-se à análise hidrológica e hidráulica de estruturas compensatórias tratadas individualmente. Para o dimensionamento de sistemas de drenagem pluvial, particularmente nos casos em que se empregam várias estruturas compensatórias, deve-se, necessariamente, recorrer-se ao emprego de modelos hidrológicos e hidráulicos adaptados. Há um grande número de modelos disponíveis, alguns deles como softwares livres, podendo-se citar: os modelos CANOE (França), MOUSE (Dinamarca), WALLRUS (Grã Bretanha), RWIN (Alemanha) e HEC-HMS (EUA). No Brasil, os softwares da série ABC, desenvolvidos pela Universidade de São Paulo (USP) e disponível no site www.phd.poli.usp.br/labsid, e da série IPHS, do IPH-UFRGS, da Universidade Federal do Rio Grande (FURG) e da Universidade Federal de Pelotas (UFPEL) e disponível no site www.iph.ufrgs.br, também incorporam essa possibilidade de cálculo. Os modelos HEC-HMS, IPHS e ABC são de domínio público e podem ser obtidos por meio de suas respectivas páginas na rede Internet.

Os modelos hidrológicos possibilitam a análise do desempenho das estruturas compensatórias nos sistemas de manejo de águas pluviais, segundo cenários de projeto e outros, incorporando eventos pluviais de diferentes características (duração, volume, intensidade, distribuição temporal e espacial). É preciso ter em conta que as técnicas compensatórias podem influir de maneira significativa sobre os volumes de escoamento e sobre os tempos e as características de propagação dos hidrogramas de cheia na bacia. Uma avaliação da experiência com o emprego dessas técnicas em diferentes países, incluindo Brasil, Reino Unido, Austrália, Estados Unidos, Japão e Malásia, confrontando os métodos de dimensionamento com o seu desempenho efetivo, uma vez implantados, pode ser encontrada em Switch (2006).

A definição da capacidade de uma estrutura compensatória e, quando é o caso, de seus órgãos de controle hidráulico implica o estabelecimento, *a priori*, do risco hidrológico de projeto e da vazão de restrição. Além da simples definição das capacidades de armazenamento no dimensionamento, deve-se também definir o tipo de descarga – por infiltração ou não, vazão constante ou não – e o tempo de esvaziamento.

4.4.1 Risco hidrológico

O risco adotado para o dimensionamento de sistemas de manejo de águas pluviais é definido por referência à probabilidade de ocorrência ou de superação de um dado evento tomado como crítico. O evento é caracterizado por uma ou mais variáveis hidrológicas estatisticamente formuladas como variáveis aleatórias, como a altura ou a intensidade de precipitação de uma dada duração, ou a vazão de pico de um dado hidrograma de cheia. O período ou tempo de recorrência, em si mesmo uma variável aleatória, é definido como o intervalo médio de tempo decorrido entre duas ocorrências sucessivas de um dado evento ou de sua superação.

Em função da parca disponibilidade de dados hidrológicos em bacias urbanas, é comum trabalhar-se com a análise de precipitações usualmente definidas por sua intensidade ou altura, por sua duração e por sua distribuição temporal e espacial. Esse tipo de enfoque conduz ao emprego de precipitações de projeto para fins de diagnóstico e de dimensionamento de sistemas de drenagem pluvial.

Na análise de risco está implícito que os eventos têm origem em fenômenos naturais e que se verificam as hipóteses estatísticas relacionadas ao tratamento de variáveis hidrológicas como sendo aleatórias. Nesse caso, se $P(X \geq x_T)$ é a probabilidade de ocorrência de um evento $X \geq x_T$, então a probabilidade R (risco hidrológico) de que $X \geq x_T$ ocorra ao menos uma vez em n anos será dada pela Equação 4.1:

$$R = 1 - [1 - P(X \geq x_T)]^n$$

O tempo de retorno (T) é formulado como Equação 4.2:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x_T)}$$

Assim, pode-se definir a seguinte expressão, relacionando o risco hidrológico ao tempo de retorno, conforme Equação 4.3:

$$R = 1 - [1 - (1/T)]^n$$

Ao se considerar apenas o risco hidrológico, a imposição de um nível de risco menor pressupõe a adoção de um tempo de retorno maior. Em outras palavras, os prejuízos causados por uma falha de funcionamento da estrutura diminuem com o aumento do tempo de retorno adotado em projeto. A redução do risco admissível para um determinado empreendimento corresponde a dimensioná-lo para drenar uma vazão maior ou para armazenar um volume maior, implicando na adoção de maiores valores de T no projeto. Evidentemente, o custo de implantação da estrutura hidráulica aumenta com o tempo de retorno adotado. Assim, o aumento do nível de segurança conduz ao incremento nos recursos necessários, nem sempre disponíveis ou factíveis de serem aplicados no empreendimento. Portanto, a decisão de se investir em obras para controle de cheias deve contemplar, forçosamente, parâmetros econômicos e financeiros relacionados aos custos de implantação, de operação e de manutenção, além dos parâmetros puramente hidrológicos.

Porém, tendo em conta as dificuldades e as incertezas para se quantificarem os prejuízos causados por inundações e outras falhas dos sistemas pluviais (NASCIMENTO *et al*, 2007), a abordagem mais tradicional da questão consiste em uma análise hidrológica, tendo em vista a natureza probabilística dos eventos hidrológicos, associada a uma análise de custos de implantação, de operação e de manutenção dos sistemas em estudo. Com isso, tende-se à adoção de tempos de retorno fixados *a priori*, para que as instituições públicas, em geral, estabeleçam valores tabelados, como os listados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 > Tempos de retorno para diferentes ocupações.

TIPO DE OBRA	TIPO DE OCUPAÇÃO DA ÁREA	TEMPO DE RETORNO (ANOS)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2 – 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 – 10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 – 100
	Áreas de importância específica	500

FONTE: DAAE/CETESB, 1980.

A adoção de valores tabelados, como aqueles constantes da Tabela 4.1, conduz, geralmente, à concepção e ao dimensionamento de estruturas hidráulicas que atendem a um único risco de projeto, tendo em vista apenas o controle de cheias. Conceitos mais recentes aplicados em hidrologia urbana, que tendem a combinar soluções estruturais e não estruturais e a conceber sistemas que atendam a múltiplos objetivos, levam à adoção de outras abordagens. Um desses conceitos é o de gestão do risco hidrológico.

O emprego deste conceito em contexto urbano requer o conhecimento do funcionamento integrado de diferentes soluções de drenagem implantadas na bacia hidrográfica, e de como a saturação de uma parte, ou componente localizado do sistema, repercute sobre o sistema de drenagem como um todo.

O zoneamento de áreas inundáveis, segundo o nível de risco, a predefinição dos eixos prioritários de escoamento em caso de extravasamento e o direcionamento dos escoamentos para áreas de menor impacto, como parques, praças, quadras de esporte, integram o conceito de gestão de risco. Os resultados dos estudos hidrológicos e hidráulicos desenvolvidos com esta abordagem devem, evidentemente, ser considerados nos documentos de planejamento urbano e de regulamentação do uso do solo. A Tabela 4.2, adaptada de CERTU (1998), exemplifica o tratamento diferenciado da análise de risco, segundo os objetivos fixados para o sistema e segundo seus órgãos integrantes.

É conveniente, se não indispensável, analisar o funcionamento do sistema em casos de eventos mais significativos do que os adotados em dimensionamento. A simulação da ocorrência de eventos com tempos de retorno superiores àquele do dimensionamento é, portanto, importante, permitindo a avaliação dos impactos e possibilitando o planejamento da gestão de uma eventual crise.

Tabela 4.2 > Tempos de retorno de eventos pluviais segundo objetivos múltiplos dos sistemas de drenagem pluvial.

OBJETIVOS	AÇÕES	TEMPO DE RETORNO
Drenagem pluvial	Adoção de soluções compensatórias de drenagem favorecendo a infiltração ou o armazenamento dos excedentes de água gerados pela impermeabilização de superfícies o mais próximo possível das fontes geradoras; Coleta e drenagem das águas pluviais por meio de redes de drenagem.	Entre 1 e 50 anos.
Prevenção e proteção contra riscos de inundação	Soluções não estruturais, como a gestão em tempo real dos escoamentos que extravasam do sistema de drenagem pluvial e o anúncio de cheias; Análise, definição e equipamento de áreas inundáveis e de eixos prioritários de escoamento de excedentes do sistema de drenagem: parques, terrenos de esporte, ruas secundárias etc.;	Superiores a 50 anos, devendo incluir eventos de até 100 anos de tempo de retorno ou superiores, em função das características locais de urbanismo.
Proteção dos meios receptores contra a poluição de origem pluvial	Soluções estruturais, quando adequadas, incluindo armazenamento em bacias de detenção de maior capacidade de armazenamento. Controle de fontes de poluição crônicas e acidentais; Redução de interconexões entre os sistemas de drenagem de esgoto doméstico e pluvial;	Mensal a anual.
	Adoção de soluções compensatórias de drenagem que favoreçam a infiltração ou o armazenamento dos excedentes de água, desde que não representem risco à saúde pública ou de poluição de águas subterrâneas.	

FONTE: ADAPTADO DE CERTU, 1998.

4.4.2. Cálculo da vazão de saída

A vazão de saída de uma obra depende essencialmente do seu modo de descarga. Ele pode ser constante ou considerado como tal quando do dimensionamento da estrutura. Pode ser variável e dependente da altura de armazenamento (casos das obras de infiltração ou dispositivo de regulação de saída do tipo orifício, por exemplo).

O limite da vazão de saída pode ser estabelecido de acordo com os seguintes casos:

- dado por uma regulamentação de limitação de vazão;
- definido como sendo a vazão produzida pela zona antes de sua urbanização (limitação do impacto da urbanização) ou em um estado de ocupação bem inferior ao atual (melhoria da situação existente);
- calculado de modo que a obra se esvazie rapidamente (inferior a 24h, por exemplo).

No caso de infiltração, a vazão pode ser estimada pelo produto da superfície de infiltração e da capacidade de absorção (q_{os}). Uma eventual colmatação pode ser considerada introduzindo um coeficiente de segurança que depende do local da obra (aportes de finos) e do tipo de manutenção.

A vazão Q_s é calculada por:

$$Q_s = \alpha q_{os} S$$

sendo que: α é o coeficiente de segurança; q_{os} é a capacidade de absorção por unidade de superfície infiltrante, em $m^3/s/m^2$ e S representa a superfície de infiltração, em m^2 .


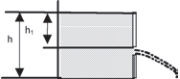
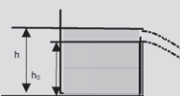

A capacidade de absorção pode ser aproximada pela condutividade hidráulica na fase de análise de viabilidade, considerando-se que o lençol d'água subterrânea seja profundo. Ensaios *in situ* são indispensáveis, entretanto, somente nas fases de estudos detalhados e de projeto. A ordem de grandeza da condutividade hidráulica em diferentes solos é sugerida na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 > Ordem de grandeza da condutividade hidráulica.											
K (m/s)	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Tipos de solos	Seixos sem areia nem elementos finos		Areia com seixos, areia grossa a areia fina		Areia muito fina, silte grosso a silte argiloso		Argila siltosa a argila homogênea				
Possibilidade de infiltração	Excelentes		Boas		Médias a baixas		Baixas a nulas				

A superfície de infiltração é definida em função do tipo de obra e do seu funcionamento. Para um plano de infiltração, por exemplo, a superfície de infiltração será tomada igual à superfície do plano. Para uma trincheira, pode-se adotar a hipótese de que o fundo colmatará rapidamente, devendo ser consideradas apenas as paredes laterais como superfícies de infiltração.

No caso de detenção, a vazão de saída depende das características hidráulicas da estrutura de descarga. Pode ser tida como constante (órgão regulador de vazões, bombas etc.) ou função da carga hidráulica (vertedor, descarregador de fundo etc.). No caso dos órgãos de regulação de vazão e de bombas, geralmente os construtores fornecem as leis de descarga de seus equipamentos. No caso de estruturas de descarga simples, são adotadas leis de descarga hidráulica, sendo mais utilizadas as mostradas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 > Vazões de saída para estruturas usuais de descarga.

CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA DE DESCARGA	LEIS DE DESCARGA
<p>Escoamento por um pequeno orifício (parede fina)</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2g(h - h_0)}$ <p>m: coeficiente de contração, usualmente feito igual a 0,60; S: seção do orifício; h: altura de água; h₀: altura de posicionamento do orifício (em relação ao eixo do orifício); g: aceleração da gravidade.</p>
<p>Escoamento por um grande orifício lateral</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2g(h^{3/2} - h_1^{3/2})}$ <p>m: coeficiente de contração; S: seção do orifício; h: altura de água; h₁: altura da parte superior do orifício; g: aceleração da gravidade.</p>
<p>Escoamento por um vertedor retangular</p> 	$Q = \frac{2}{3} m.L.(h - h_0).\sqrt{2g(h - h_0)}$ <p>m: coeficiente de contração; h: altura de água; h₀: altura da soleira do orifício; L: largura do vertedor; g: aceleração da gravidade;</p>
<p>Escoamento por um conduto</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2.g.h_1}$ <p>m: coeficiente de escoamento resultante da diminuição da velocidade, variando de 0,60 a 0,95, em função da relação entre o comprimento e o diâmetro; S: seção do orifício; h: altura de água; h₁: altura de água acima do eixo do conduto; g: aceleração da gravidade.</p>

Para outras configurações de estruturas de descarga, devem ser consultados textos específicos de hidráulica (PORTO, 1998; BAPTISTA *et al*, 2003; SINNIGER; HAGER, 1989; CHANSON, 1999).

4.4.3 Estimativa do tempo de funcionamento

O tempo de funcionamento da obra, correspondente ao tempo necessário para o seu enchimento e ao tempo de descarga ou tempo gasto para o esvaziamento da estrutura, é um parâmetro de concepção e não deve ser negligenciado. Os tempos de enchimento e de descarga podem ser utilizados de duas maneiras distintas, discutidas a seguir. Primeiramente, como variável de controle, quando o volume a armazenar é calculado com a imposição de uma vazão de saída. Assim, se o tempo de descarga não for aceitável (muito longo, por exemplo), o dimensionamento deverá ser refeito, adotando-se uma mudança da vazão de saída, por exemplo. O tempo de descarga pode igualmente ser utilizado como variável de concepção, como critério para que se fixe a vazão de saída. Admite-se, de forma geral, que o tempo de descarga deva ser inferior a 24h.

4.4.4 Estimativa de volumes de armazenamento

Os métodos utilizados para ao dimensionamento das estruturas de armazenamento ou de infiltração diferem entre si em função de seus objetivos e de sua complexidade. Duas grandes famílias de métodos são usualmente utilizadas: os métodos simplificados, designados como método dos volumes ou método das chuvas e os métodos fundados em modelos conceituais, como o método PULS. Esses métodos têm suas características gerais apresentadas no Quadro 4.3. Eles são descritos em detalhes nos itens subsequentes.

Os métodos simplificados, que possibilitam efetuar o dimensionamento dos volumes das obras, são baseados nas hipóteses de que a vazão de saída da obra de armazenamento é constante e que ocorre a transferência instantânea da chuva à estrutura. Os fenômenos de transferência e de eventual amortecimento decorrentes do escoamento superficial na bacia são então desconsiderados. Esta hipótese limita a aplicação destes métodos às bacias com pequena área de drenagem.

O parâmetro relevante para a aplicação dos métodos simplificados é o coeficiente de escoamento superficial (C), coeficiente que estima o rendimento global da chuva (fração da chuva que chega realmente ao exutório da bacia, considerada por meio de escoamento superficial). Quando a bacia hidrográfica é muito urbanizada, pode-se assimilar C ao coeficiente de impermeabilização, ou seja, à relação entre as superfícies impermeáveis que contribuem para o escoamento sobre a superfície total da bacia.

Quadro 4.3 > Métodos de dimensionamento: análise comparativa.

MÉTODO	TIPO DE RESULTADO FORNECIDO E CONDIÇÃO DE UTILIZAÇÃO PRIVILEGIADA	HIPÓTESES/DADOS NECESSÁRIOS	VANTAGENS/LIMITES
Método das chuvas	<p>Fornecer: um volume máximo de armazenamento;</p> <p>uma estimativa dos tempos de descarga e de funcionamento.</p> <p>Permite: dimensionamento de estruturas individuais ou a associação de estruturas.</p>	<p>vazão de saída constante;</p> <p>coeficiente de contribuição constante;</p> <p>transferência instantânea da chuva à obra de retenção;</p> <p>necessita curvas IDF/PDF relativa a longos períodos.</p>	<p>facilidade de utilização (método manual);</p> <p>geralmente subestima volumes em relação ao método dos volumes para a mesma série de medidas.</p>
Método dos volumes	<p>Fornecer: um volume máximo de armazenamento;</p> <p>uma estimativa do tempo de descarga.</p> <p>Permite: dimensionamento de estruturas individuais.</p>	<p>vazão de saída constante;</p> <p>coeficiente de contribuição constante;</p> <p>transferência instantânea da chuva à obra de retenção;</p> <p>necessita de dados pluviométricos de longa duração.</p>	<p>facilidade de utilização (método manual);</p> <p>fornece volumes mais corretos que o método das chuvas para a mesma série de medidas;</p> <p>difícilmente utilizável para associação de estruturas.</p>
Método PULS	<p>Fornecer: um ou vários hidrogramas de saída das estruturas;</p> <p>a evolução dos volumes e as alturas de água nas estruturas;</p> <p>um volume máximo de armazenamento e um tempo de descarga, se necessário.</p> <p>Permite: planejamento;</p> <p>diagnóstico e um estado existente;</p> <p>dimensionamento de estruturas individuais e associação de estruturas.</p>	<p>vazões de saída variáveis;</p> <p>necessita do acoplamento com modelos hidrológicos ou hidrogramas de entrada;</p> <p>necessita chuvas de projeto ou chuvas históricas.</p>	<p>adaptado a uma grande gama de problemas;</p> <p>permite a simulação da dinâmica de enchimento das estruturas e do funcionamento das bacias controladas;</p> <p>dificuldades para a modelagem de estruturas não controladas por dispositivos específicos (infiltração, por exemplo);</p> <p>dificuldades representativas para escolha da chuva de projeto.</p>

LEGENDA: IDF = INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA; PDF = PRECIPITAÇÃO-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA; FONTE: BAPTISTA *et al*, 2005.

Quando a bacia é heterogênea e possui extensas zonas naturais ou não impermeabilizadas, a sua determinação torna-se mais difícil. Neste caso, *C* não pode ser assimilado ao coeficiente de impermeabilização, tornando-se variável em função do tipo de solo, do estado de umidade do solo, quando do início da chuva, e consequentemente das condições pluviométricas antecedentes. No início da precipitação, se o solo estiver

pouco saturado, o coeficiente de escoamento é pequeno, podendo se tornar muito elevado ao final do evento pluvial, quando o solo atinge a saturação.

A literatura fornece tabelas com valores do coeficiente em função do tipo de solo e do seu uso e ocupação (tipo, densidade, cobertura vegetal etc.) que poderão ser utilizados quando da falta de medidas locais. A título de exemplo, a Tabela 4.5 exibe valores do coeficiente de escoamento superficial para superfícies homogêneas:

Tabela 4.5 > Coeficientes de escoamento superficial.

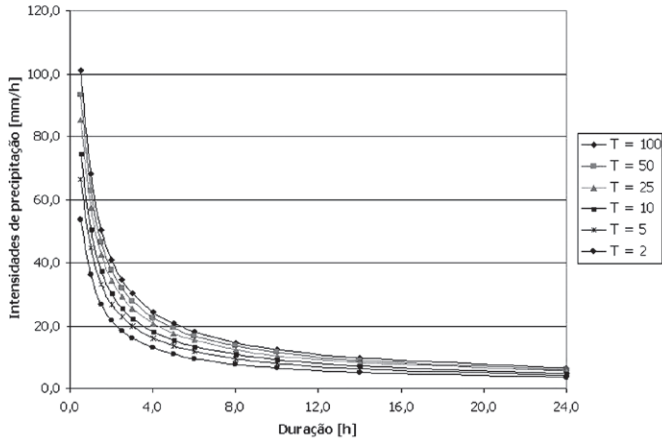
DESCRIÇÃO DA ÁREA DE DRENAGEM		VALORES TÍPICOS DE C
Residenciais	Unifamiliares	0,30 – 0,50
	Edifícios com área verde contígua	0,60 – 0,75
	Áreas residenciais com ocupação densa	0,70 – 0,95
	Áreas residenciais suburbanas	0,25 – 0,40
Áreas comerciais densamente ocupadas		0,80 – 0,95
Industriais	Densas	0,60 – 0,90
	Pouco densas	0,50 – 0,80
Vias asfaltadas ou concretadas		0,70 – 0,95
Vias com calçamento tipo paralelepípedo		0,70 – 0,85
Áreas de estacionamento pavimentadas		0,80 – 0,95
Áreas verdes e parques		0,10 – 0,25
Cemitérios		0,10 – 0,80
Áreas desocupadas		0,10 – 0,60

FONTE: BAPTISTA *et al* (2005)

Outras tabelas mais completas e abrangentes podem ser encontradas em diversas publicações específicas ou não de hidrologia urbana (DAEE/CETESB, 1980; CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988; TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

Método das chuvas

O método, fundado na independência cronológica e estatística dos eventos chuvosos, baseia-se em análise idêntica à utilizada na construção das curvas IDF. Sobre um conjunto de eventos chuvosos medidos durante n anos, calculam-se as N intensidades máximas anuais (i) para diferentes durações (D). Em seguida, é realizada uma classificação pela análise de frequência dos valores de i . Pode-se, assim, determinar as curvas de intensidades máximas para diferentes durações em foco e de frequência (F) – ou tempo de retorno (T) – distintas (Figura 4.14).



FONTE: BAPTISTA *et al* (2005)

Figura 4.14 Curvas IDF.

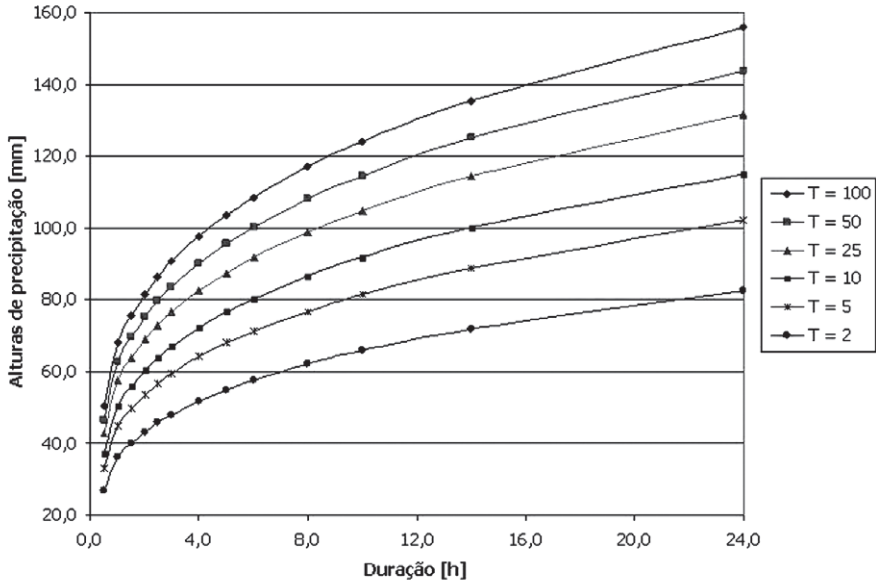
Usualmente, aproximam-se estas curvas IDF por equações de diferentes tipos:

- equação de Montana $i(D,T)=a(T) Db(T)$
- equação de Talbot $i(D,T)=a(T) / (D+b(T))$
- equação de Keiffer e Chu $i(D,T)=a(T) (D+b(T))^{c(T)}$

Estas formulações são adaptadas às durações consideradas. A primeira equação (Montana) frequentemente apresenta um domínio de validade de durações reduzidas (5 min a 2h). Para dimensionar obras de retenção, o limite de 2h é muito pequeno, sendo então preferidos ajustes do tipo Keiffer e Chu, com domínio de validade maior, até 48h.

No Brasil, equações IDF já foram estabelecidas para diversas localidades, recomendando-se a consulta à extensa bibliografia disponível sobre o assunto, desde a obra clássica e abrangente de Pfafstetter (1959) até estudos específicos locais ou regionais.

Para efetuar o dimensionamento de obras de retenção, é necessário transformar as intensidades $i(D,T)$ em alturas $P(D,T)$, sendo que as alturas correspondem ao produto da duração do evento pela intensidade. Desta forma, obtêm-se os gráficos PDF, conforme pode ser visto na Figura 4.15. Essas curvas PDF, determinadas estatisticamente, representam a evolução das alturas precipitadas para diferentes durações, sendo denominadas também curvas envelopes.



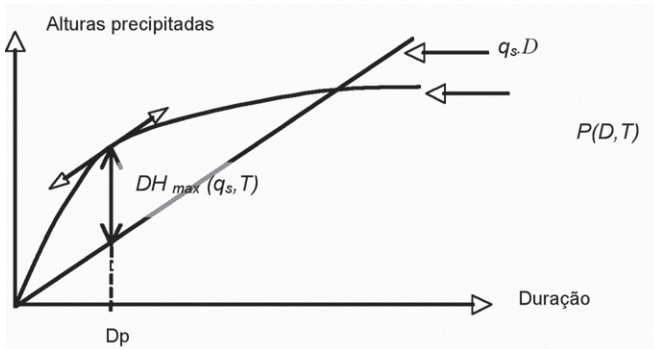
FONTE: BAPTISTA *et al* (2005)

Figura 4.15 Curvas PDF.

De forma similar, pode ser feita também a análise diretamente sobre as alturas de precipitação. Assim, sobre um conjunto de eventos chuvosos medidos durante n anos, identificam-se as N alturas máximas anuais (P) para diferentes durações (D). Em seguida, realiza-se uma classificação pela frequência dos valores de P , permitindo determinar diretamente as curvas PDF.

No método das chuvas, supõe-se, como mencionado, que a estrutura de drenagem tem uma vazão de saída constante (Q_s) que pode ser expressa sob forma da vazão específica $q_s = Q_s/A_o$, sendo A_o a área de drenagem efetiva, determinada pelo produto do coeficiente de escoamento (C) pela área total da bacia drenada.

Podem ser, então, traçados em conjunto o gráfico da altura precipitada, para um período de retorno dado $P(D, T)$ e a curva que representa a evolução das alturas de águas evacuadas em função do tempo (q_s, D), como exemplificado pela Figura 4.16.



FONTE: BAPTISTA *et al* (2005)

Figura 4.16

Superposição da curva PDF para o período de retorno escolhido e a curva de evacuação.

As diferenças entre a curva $P(D,T)$ e a curva $q_s \cdot D$ correspondem às alturas a armazenar para diferentes durações. A diferença máxima $DH_{max}(q_s, T)$ associada à duração D_p corresponde à altura máxima específica a armazenar de modo que não haja transbordamento, conforme Equação 4.5.

$$4.5 \quad DH_{max}(q_s, T) = \text{Max} [P(D,T) - q_s \cdot D] = H(D_p, T) - q_s \cdot D_p$$

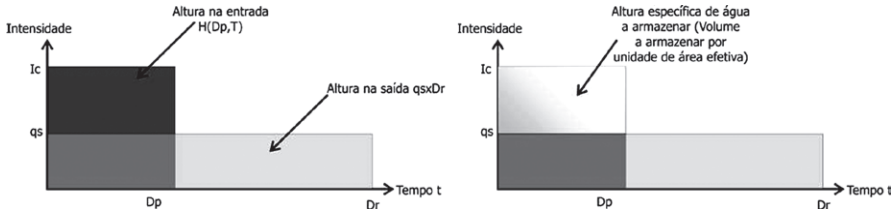
O volume de água a armazenar (V_{max}) pode, então, ser facilmente determinado conforme Equação 4.6:

$$4.6 \quad V_{max} = DH_{max}(q_s, T) \cdot A_a$$

O tempo de funcionamento da obra, correspondente ao intervalo de tempo durante o qual há água na estrutura, pode ser calculado por meio da igualdade entre os volumes, ou alturas de água, de entrada e de saída. Assim, a modelagem corresponde a uma entrada constante na bacia de intensidade $i_c = P(D_p, T)$ durante a duração D_p . A estrutura esvazia-se durante uma duração (D_p), conforme a Figura 4.17 e Equações 4.7 e 4.8.

$$4.7 \quad H_{entrada} = P(D_p, T)$$

$$4.8 \quad H_{saída} = q_s \cdot D_f$$



FORNTE: BAPTISTA *et al*, 2005.

Figura 4.17 Esquemática do modelo utilizado no método das chuvas.

Assim:

$$D_f = P(D_p, T) / q_s$$

O tempo de esvaziamento pode ser estimado como o tempo necessário para escoar, considerando-se vazão constante o volume armazenado (Equação 4.9).

$$4.9 \quad D_r = V_{\max} / Q_s = DH_{\max}(q_s, T) \cdot A_a / (q_s \cdot A_a) = (DH_{\max}(q_s, T) \cdot A_a) / q_s$$

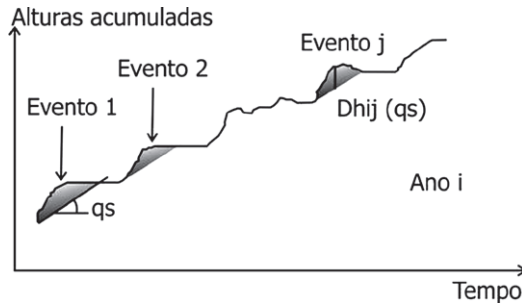
Conforme mencionado, de forma geral, o tempo de esvaziamento deve ser estabelecido de forma a que não supere 24h.

Em caso de ausência de dados locais específicos para uso no método das chuvas, as curvas IDF locais tradicionais são utilizadas sem uma preocupação com o domínio de validade das durações. Constroem-se, então, as curvas PDF a partir dessas curvas IDF, muitas vezes válidas unicamente para curtas durações, extrapolando-se os resultados. Esta maneira de proceder fornece resultados incorretos, geralmente conduzindo a volumes de armazenamento muito grandes. Deve-se, portanto, ter em conta que os ajustes tradicionalmente empregados na obtenção de curvas IDF podem ser inadequados para o cálculo das retenções.

O método das chuvas aplicado a uma mesma série de precipitações gera resultados inferiores aos obtidos com o método dos volumes, em razão de sua base conceitual.

Método dos volumes

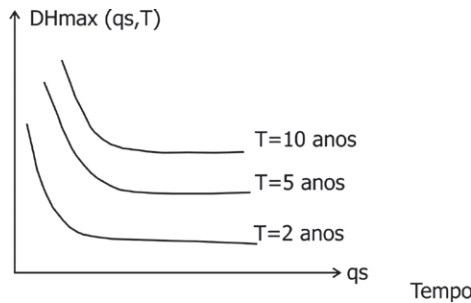
O método dos volumes difere do precedente pelo fato de se basear nas alturas pluviométricas acumuladas por ano, conforme Figura 4.18, e não sobre eventos selecionados sobre o período total dos dados.



FONTE: BAPTISTA *et al.*, 2005.

Figura 4.18 Curva das alturas acumuladas em um ano.

Para cada ano (i), para cada episódio chuvoso (j) e para cada vazão específica (q_s), calcula-se a altura $DH_{ij}(q_s)$, que corresponde à diferença entre a curva das alturas acumuladas para cada evento e a curva de evacuação ($q_s.t$). Assim, são determinados os valores máximos anuais, possibilitando, em seguida, a análise de frequências desses valores máximos e a construção de um gráfico $DH_{max}(q_s, T)$ em função de q_s e T , como pode ser visto na Figura 4.19.



FONTE: BAPTISTA *et al.*, 2005.

Figura 4.19 Curvas que permitem a determinação da altura específica.

O volume a armazenar é então determinado pela Equação 4.10, em função da vazão específica de saída (q_s) e do período de retorno de projeto (T):

$$4.10 \quad S_{max} = DH_{max}(q_s, T) \cdot A_a$$

em que: S_{max} é o volume a armazenar; $DH_{max}(q_s, T)$ é a altura específica de água a armazenar e A_a representa área efetiva de contribuição.

Como no método das chuvas, pode-se definir a ordem de grandeza do tempo de descarga. Entretanto, a determinação do tempo de funcionamento é mais difícil, tendo

em vista que a informação que permite estimá-lo não está disponível, restringindo-se às alturas pluviais de entrada.

O tempo de descarga (Dv) pode ser calculado pela Equação 4.11.

$$4.11 \quad Dv = V_{\max} / Q_s = DH_{\max}(q_s, T) \cdot S_a / (q_s \cdot Aa) = (DH_{\max}(q_s, T)) / q_s$$

Para ser utilizado corretamente, o método dos volumes necessita de longas séries pluviométricas. Pelo seu próprio princípio de construção, sua aplicação fornece volumes de projeto superiores ou iguais aos volumes obtidos pelo método das chuvas. No método das chuvas, as alturas de precipitação são amostradas na série pluviométrica, segundo durações preestabelecidas, perdendo-se a noção de sucessão dos eventos pluviais. No caso do método dos volumes, a cronologia de eventos pluviais é respeitada. Assim, se dois ou mais episódios chuvosos significativos ocorrerem sucessivamente, o volume requerido para armazenamento, tendo em conta uma mesma vazão de saída fixada *a priori*, será maior que o requerido para eventos pluviais isolados de mesmas características.

Comparações foram efetuadas para séries pluviométricas longas das estações Montpellier-Bel Air e Paris-Montsouris, na França, confirmando o fato de que o método dos volumes leva a valores de volume de projeto geralmente superiores aos do método das chuvas. Para a estação Montpellier-Bel Air, os resultados obtidos com base em uma série pluviométrica de 52 anos mostram diferenças de 5 a 50% em volume requerido de armazenamento entre os dois métodos, para um tempo de retorno de 10 anos (RAOUS, 1983).

Modelos de simulação de propagação em reservatórios – Método PULS

Os modelos hidrológicos de simulação da propagação em reservatórios permitem prever o comportamento da estrutura de reservação, sendo utilizados tanto na fase de concepção como na de diagnóstico. Eles podem ser classificados como modelos conceituais, uma vez que buscam representar globalmente alguns dos aspectos do comportamento do sistema estudado, sem, no entanto, pretender representar de forma precisa os processos físicos que governam o funcionamento do sistema.

O método PULS, que será aqui descrito, é um modelo centrado apenas em relações de armazenamento, não considerando, em sua formulação, os processos dinâmicos envolvidos. O método baseia-se em três equações, vistas a seguir.

A primeira equação, que formula o princípio de conservação da massa, é a equação da continuidade (Equação 4.12):

$$4.12 \quad Q-1=dS/dt$$

em que: I é a vazão na entrada; Q refere-se à vazão na saída e S é o volume armazenado no corpo da estrutura.

O princípio da conservação da energia é indiretamente formulado por meio da chamada função ideal de armazenamento (Equação 4.13):

$$4.13 \quad S=f(Q)$$

que assume a forma geral dada pela Equação 4.14:

$$4.14 \quad S=KQ^n$$

Na Equação 4.14, o parâmetro k , chamado coeficiente de armazenamento, controla o efeito de difusão, ou seja, maiores valores de k aumentam a difusão no hidrograma de saída, resultando em um maior amortecimento das vazões. O parâmetro n está associado às características do controle hidráulico de saída, permitindo a classificação do modelo como reservatório linear ($n = 1$) ou não linear ($n > 1$).

A equação do controle hidráulico de saída de um reservatório assume a seguinte forma geral (Equação 4.15):

$$4.15 \quad Q=g(H)$$

A Equação 4.15 formula a influência do controle hidráulico sobre o armazenamento e a vazão de saída, usualmente denominada, no método de PULS, como relação ou curva cota-descarga (Equação 4.16):

$$4.16 \quad Q=C_d L H^\alpha$$

em que: C_d é o coeficiente de descarga; L representa uma dimensão geométrica da estrutura hidráulica de controle (por exemplo: largura da soleira de um vertedor, área de um orifício); H é a carga hidráulica atuando na estrutura hidráulica de controle e α refere-se ao expoente, função do tipo de estrutura hidráulica de controle.

A solução do sistema requer o emprego de métodos numéricos porque o hidrograma de entrada pode assumir diferentes formas, dificultando sua formulação analítica. Igualmente, a Equação dinâmica da propagação ($S=f(Q)$) é quase sempre não linear, em razão de fatores diversos, tais como as características topográficas da área de armazenamento, ou seja, a relação cota-volume, as características funcionais das estruturas de controle hidráulico de saída da bacia de detenção e de regras de operação, quando a configuração das estruturas de controle hidráulico pode ser modificada.

A aplicação prática do método de PULS é efetuada por meio da solução do sistema composto pela equação da continuidade e pela curva cota-descarga. O tempo total de propagação do hidrograma de cheia pode ser dividido em intervalos discretos (Δt)

indexados por j . A equação da continuidade é então integrada em cada intervalo, fornecendo o volume armazenado. Para o j -ésimo intervalo, obtém-se a Equação 4.17:

$$4.17 \quad \int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt$$

Se as variações respectivas da vazão de entrada e de saída no intervalo forem aproximadamente lineares, pode-se adotar uma equação discretizada (Equação 4.18):

$$4.18 \quad S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

Todos os valores de I são conhecidos *a priori* e os valores de S_j e Q_j são calculados no intervalo anterior ($j-1$). Então, rearranjando-se a Equação 4.18 de forma que os valores não conhecidos tornem-se explícitos, obtém-se:

$$4.19 \quad (I_j + I_{j+1}) + ((2S_j)/\Delta t) - Q_j = ((2S_{j+1})/\Delta t) - Q_{j+1}$$

Os termos à esquerda da Equação 4.19 são as ordenadas do hidrograma de entrada, condição de contorno do modelo $I=f(t)$ e o estado do sistema no instante j (S_j e Q_j). No instante inicial (S_1 e Q_1), com $j = 1$, conhecidos *a priori*, os termos definem a condição inicial do sistema. Para os intervalos seguintes da simulação, o estado do sistema no instante j (S_j e Q_j) é obtido por cálculo iterativo.

O cálculo de S exige a construção de uma função auxiliar relacionando S e Q , construída a partir das funções cota-volume ($S=f(H)$) e cota-descarga ($Q=f(H)$).

Com base no exposto, apresenta-se a seguir o fluxograma para a aplicação do método de PULS para o intervalo $j - j+1$:

1. No instante j , todos os valores à esquerda da Equação 4.19 são conhecidos, permitindo o cálculo de $(2S_{j+1}/\Delta t + Q_{j+1})$;
2. O valor de S_{j+1} pode então ser obtido por meio da função auxiliar $Q = f(2S/\Delta t + Q)$;
3. O valor do termo $(2S/\Delta t - Q)$, que será utilizado no passo de tempo seguinte, pode ser obtido subtraindo-se de $(2S_{j+1}/\Delta t + Q_{j+1})$ a parcela $2Q_{j+1}$ ou seja:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) - 2Q_{j+1}$$

4. Retorna-se à etapa 1 para o cálculo do intervalo $j+2$, e assim sucessivamente.

Os exemplos a seguir permitirão uma melhor compreensão sobre a aplicação dos diferentes métodos descritos.

4.5 Exemplos de Dimensionamento de Técnicas Compensatórias

No presente item, exemplifica-se o dimensionamento de uma trincheira de infiltração e de uma bacia de retenção. São considerados, nesses exemplos, apenas os aspectos relacionados ao controle de escoamentos, não estando incluídas questões referentes ao controle de poluição difusa.

4.5.1 Trincheira de infiltração

Avalia-se a implantação de trincheiras de infiltração em um sistema viário constituído por uma avenida com largura total de vias de 12 m em cada sentido de trânsito, incluindo as pistas e os passeios. As trincheiras serão implantadas junto às faixas exteriores. A largura de 12 m não inclui o espaço requerido para a implantação das trincheiras que poderão ser implantadas sob os passeios, em parte ou no todo. Considera-se, para efeito de pré-dimensionamento, a trincheira associada a um dos sentidos de trânsito, com um comprimento unitário de via de 100 m. Tendo em conta a topografia da área em estudo, considera-se também, nesta fase de pré-dimensionamento, a trincheira implantada com declividade nula.

O dimensionamento da estrutura será realizado com base no método das chuvas. A equação de chuvas intensas IDF adotada neste exemplo é a equação regionalizada para a Região Metropolitana de Belo Horizonte, proposta por Pinheiro e Naghettini (1998):

$$4.20 \quad i_{T,d,j} = 0,76542 d^{-0,7059} P_{anual}^{0,5360} \mu_{d,T}$$

em que: $i_{T,d,j}$ é a intensidade de precipitação para o período de retorno T , a duração d , no local j (mm/h); d é a duração da precipitação (h); P_{anual} refere-se à altura de precipitação anual na localidade j (mm) e $\mu_{d,T}$ é a quantis adimensionais de frequência, de validade regional, associados à duração (d) e ao período de retorno (T).

Para o exemplo em foco, adotou-se a precipitação anual de 1.400 mm, com base na localização do empreendimento e em curvas isoietas elaboradas para a região (PINHEIRO; NAGHETTINI, 1998). O tempo de retorno de dimensionamento foi estabelecido em 10 anos. Considerou-se o coeficiente de escoamento superficial de 0,95, por se tratar de sistema viário (Tabela 4.5). Valores obtidos de condutividade hidráulica à saturação, por meio de ensaios com permeâmetro de Guelph, no local de implantação da trincheira, conduziram à adoção em dimensionamento de $K = 5,21 \cdot 10^{-5}$ m/s. Adotou-se como porosidade do material de preenchimento da trincheira o valor de $n = 0,3$.

No método das chuvas, o dimensionamento usualmente se inicia pelo cálculo da vazão de saída (Q_S), com base na Equação 4.4, reproduzida a seguir:

$$Q_S = \alpha q_{AS} S$$

sendo que: α é o coeficiente de segurança; q_{AS} é a capacidade de absorção por unidade de superfície infiltrante, em $m^3/s/m^2$ e S é a superfície de infiltração, em m^2 .

O coeficiente de segurança busca ter em conta os processos progressivos de colmatagem que poderão reduzir, de forma significativa, a capacidade de infiltração na trincheira. As práticas mais correntes para integrar o efeito da colmatagem consistem em reduzir a superfície de infiltração (S) para efeito de dimensionamento. Com isso, o coeficiente de segurança pode ser feito igual a 1.

No exemplo em curso, adotar-se-á como superfície de infiltração apenas as áreas das paredes laterais até a meia altura. Admitindo-se que a trincheira terá uma profundidade máxima ($p = 1$ m), o cálculo da superfície de infiltração para um comprimento de via (L) de 100 m fica como:

$$S = 2Lp/2 = 2 * 100,0 * 1,0 / 2 = 100,0 m^2$$

Com isso, para $K = 5,21 \cdot 10^{-5}$ m/s, a vazão de saída será de:

$$Q_s = \alpha KS = 1,0 * 5,21 * 10^{-5} * 100,0 = 0,00521 m^3/s$$

Considerando-se que a área de contribuição à estrutura de infiltração em um trecho de 100 m de via é de $1.200 m^2$, a vazão específica de saída, por unidade de área de contribuição, é de:

$$q_s = \frac{Q_s}{A_o} = \frac{0,00521}{1200,0} = 0,00434 mm/s = 15,63 mm/h$$

A Tabela 4.6 apresenta os principais resultados do cálculo realizado para se estimar a maior altura específica de armazenamento para que não ocorra transbordamento da estrutura de infiltração, considerando-se as variáveis e critérios de projeto aqui definidos.

Tabela 4.6 > Cálculo da altura específica máxima da trincheira.

1	2	3	4	5
d	P	P_{ef}	$q_s * d$	$DH = P_{ef} - q_s * d$
(min)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	31,34	29,77	2,61	27,17
15	35,16	33,40	3,91	29,50
30	42,63	40,49	7,82	32,68
45	48,84	46,40	11,72	34,68
60	53,71	51,03	15,63	35,40
120	65,59	62,31	31,26	31,05
180	74,20	70,49	46,89	23,60
240	80,03	76,03	62,52	13,51

Na Tabela 4.6, as colunas correspondem às seguintes variáveis:

- duração da precipitação d ;
- precipitação acumulada para a duração d ;
- precipitação efetiva, resultado do produto de P pelo coeficiente de escoamento superficial 0,95;
- volume específico de saída, resultando do produto de q_s pela duração do evento d ;
- altura específica DH resultante da diferença entre a P_{ef} e o volume específico de saída (Equação 4.5).

A Tabela 4.6 contém apenas algumas das durações utilizadas em dimensionamento. A Figura 4.20 mostra a resolução gráfica do problema para incrementos de duração a cada 5 min.

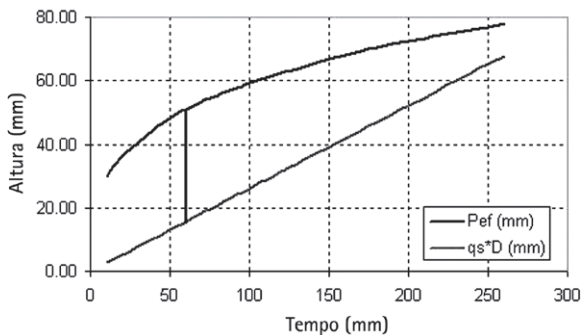


Figura 4.20

Estimativa de volume específico de armazenamento em trincheira de infiltração por meio do método das chuvas (exemplo).

O volume máximo a armazenar é obtido pelo produto da altura específica máxima (DH_{max}), no caso, igual a 35,40 mm (Tabela 4.6), pela área de contribuição ($A_o = 1.200 \text{ m}^2$), conforme Equação 4.6, resultando em $42,48 \text{ m}^3$. Uma vez que a profundidade da trincheira (p) foi fixada em 1 m e a porosidade do material de preenchimento (n) é de 0,3, adotando-se uma largura da estrutura (l) de 1,5 m, obtém-se o volume requerido (S_{max}), tal que:

$$S_{max} = nlpL = 0,3 * 1,5 * 1,0 * 100,0 = 45,0 \text{ m}^3$$

O valor de S_{max} é superior ao volume máximo a armazenar de $42,48 \text{ m}^3$, atendendo aos requisitos de projeto. O tempo para o enchimento da estrutura é de 60 min (Tabela 4.6). O tempo de esvaziamento é calculado pela Equação 4.9:

$$D_r = \frac{DH_{max}}{q_s} = \frac{35,40}{0,00434} = 8153,29 \text{ s} = 135,89 \text{ minutos}$$

Com isso, o tempo de funcionamento total da trincheira de infiltração é estimado em 3,26h.

4.5.2 Bacia de detenção

Uma bacia hidrográfica urbana, com área de drenagem de $11,3 \text{ km}^2$, passa por intenso processo de urbanização. De forma a não agravar o risco de inundações em zonas já ocupadas, localizadas a jusante desta área, considera-se a implantação de uma bacia de detenção próximo ao exutório da bacia hidrográfica em foco. Estudos de diagnóstico do funcionamento do sistema de drenagem pluvial já implantado, a jusante, sugerem como vazão de restrição ao exutório da bacia em fase de urbanização o limite de $35 \text{ m}^3/\text{s}$, para o evento de tempo de retorno, $T = 25$ anos.

Na ausência de séries temporais de vazões no curso d'água em estudo ou na região, optou-se por estimar os hidrogramas de projeto por meio de método indireto, estabelecendo-se hietogramas de projeto para o tempo de retorno de precipitação de 25 anos. Os hidrogramas foram calculados por meio de simulação hidrológica com o emprego do modelo chuva-vazão HEC-HMS (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2000). De forma a definir a duração crítica para o hietograma de projeto, simularam-se chuvas de projeto com durações entre 30 min e 3h, todas com período de retorno de 25 anos. Para a construção dos hietogramas de projeto, adotou-se a equação IDF regional estabelecida para a Região Metropolitana de Belo Horizonte por Pinheiro e Naghettini (1998), já citada. A distribuição temporal do evento foi calculada com base na metodologia proposta no mesmo trabalho. A título de ilustração, a Figura 4.21 mostra o hietograma para o evento com duração de 2h.

A pesquisa de duração crítica resultou em um evento de precipitação de 2h de duração, com altura total de 74,2 mm. O hidrograma de cheia ao exutório da bacia, obtido por simulação hidrológica deste evento, apresentou vazão de pico de 86,4 m³/s (Figura 4.22). A Figura 4.23 apresenta o hidrograma de cheia de projeto para o evento em foco.

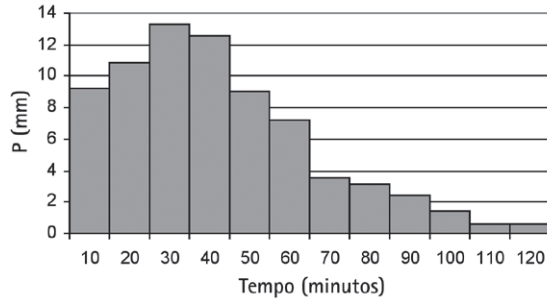


Figura 4.21 Hietograma de projeto, com T = 25 anos e duração de 2h (exemplo).

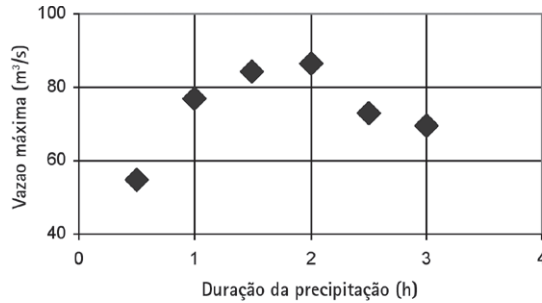


Figura 4.22 Estudo da duração crítica da chuva de projeto com base na vazão máxima do hidrograma ao exutório da bacia (exemplo).

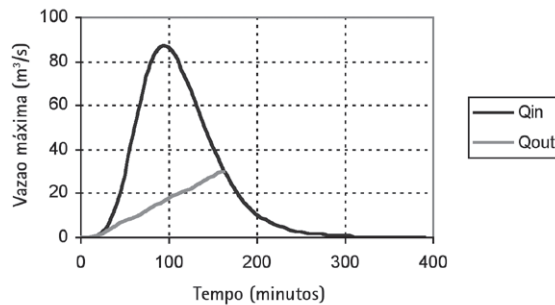


Figura 4.23 Hidrograma ao exutório da bacia para o evento de d = 2h e T = 25 anos (exemplo).

Na Figura 4.23, a curva identificada como Q_{out} é uma representação simplificada do ramo ascendente do hidrograma de saída da bacia de detenção em dimensionamento, pressupondo uma ascensão linear das vazões até uma vazão máxima fixada em $30 \text{ m}^3/\text{s}$ e, portanto, inferior à vazão de restrição estabelecida em $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Este procedimento, ainda que simplificado, permite a estimativa do volume a armazenar na bacia de detenção, para o evento de projeto, como a integral, no tempo, da diferença entre as vazões afluentes à bacia, Q_{in} , e efluentes, Q_{out} (Figura 4.23). O volume a armazenar, obtido por este procedimento é de 310.400 m^3 . A vazão de saída de $30,0 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente ao máximo armazenamento na estrutura, ocorreria cerca de 160 minutos (2,7h) após o início do evento.

Estudando-se a configuração do vale e tendo em conta critérios topográficos e geotécnicos, definiu-se um eixo possível para a implantação de um barramento que poderia assegurar um volume de espera compatível com o requerido para o amortecimento da cheia (cerca de 310 mil m^3). A definição deste eixo possibilitou a construção da curva cota-volume mostrada na Figura 4.24.

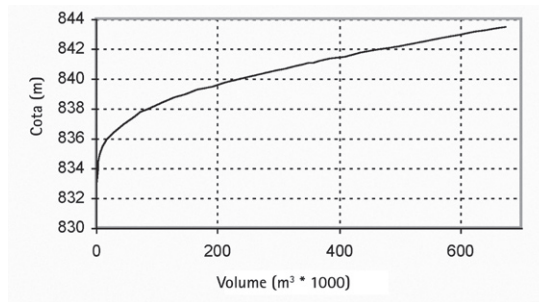


Figura 4.24 Curva cota-volume da bacia de detenção (exemplo).

A cota de fundo da bacia de detenção, segundo levantamentos topográficos, é a 830 m. O volume requerido para o amortecimento é obtido à cota 840,7 m. A carga hidráulica sobre uma estrutura de controle, descarregador de fundo, implantada à cota 830 m (cota da geratriz inferior) seria, portanto de cerca de 10 m. Admitindo-se a implantação de um descarregador de fundo não controlado, ou seja, sem comportas, modelado em simulação hidráulica como um bueiro supercrítico (controle à seção de entrada), com seção transversal retangular de $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, obtém-se uma vazão de saída para tal carga hidráulica de cerca de $32 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, ainda inferior à vazão de restrição de $35 \text{ m}^3/\text{s}$. A curva cota-descarga assim obtida é mostrada na Figura 4.25.

Tendo em conta as simplificações adotadas neste processo de pré-dimensionamento, é importante realizarem-se novas simulações para verificar o comportamento da estrutura de detenção e seu desempenho em termos de amortecimento do hidrograma de cheia.

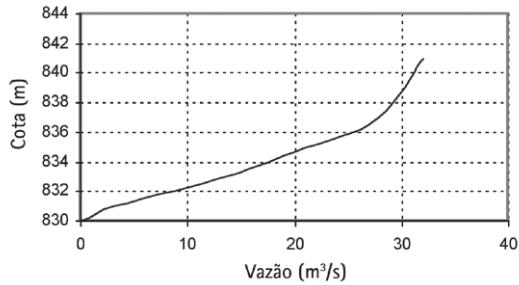


Figura 4.25 Curva cota-volume da bacia de retenção (exemplo).

A Figura 4.26 contém os hidrogramas de entrada e de saída da bacia de retenção definida pelas relações cota-volume e cota descarga mostradas nas Figuras 4.24 e 4.25, respectivamente, conforme resultados da simulação hidrológica do evento de duração, $d = 2\text{h}$ e tempo de retorno, $T = 25$ anos feita com o modelo HEC-HMS.

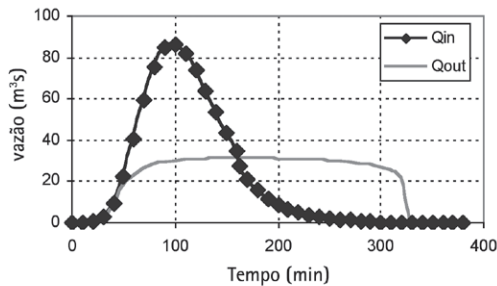


Figura 4.26 Hidrogramas de entrada e de saída da bacia de retenção para o evento de duração de 2h e $T = 25$ anos (exemplo).

Segundo os resultados da simulação hidrológica, a vazão máxima de saída atinge 31,1 m^3/s , 163 minutos (2,7h) após o início do evento. O NA (nível d'água) atinge a cota máxima de 839,97 m e a bacia de retenção acumula, a esta cota, um volume de 229.760 m^3 . A bacia de retenção funciona por um período total de cerca de 6h, o que não chega a ser excessivo. Por outro lado, nota-se uma recessão abrupta do hidrograma de saída, o que se explica pelo fato de o curso d'água apresentar um vale muito estreito no trecho em foco, com pouca capacidade de armazenamento, entre a cota de fundo e a cota 835 aproximadamente (Figura 4.24).

Embora os resultados de simulação descritos correspondam perfeitamente aos requisitos de projeto, deve-se lembrar que a chuva crítica para esta bacia hidrográfica, de

duração 2h, foi estabelecida sem a presença da estrutura de armazenamento. A implantação desta estrutura altera os tempos característicos da bacia hidrográfica, requerendo uma nova pesquisa de duração crítica, antes de se proceder à definição final das características de funcionamento da referida estrutura. A nova pesquisa de duração crítica poderá implicar em alterações de dimensionamento da bacia de detenção.

Para o estudo em foco, pesquisou-se a nova duração da chuva de projeto para eventos com duração entre 1h e 6h, com incrementos de 0,5h. O resultado, em termos de vazão máxima mostrou pequena variação, entre 30,4 m³/s, para o evento de $d = 1h$, e 31,0 m³/s, para o evento de $d = 6h$. A duração de projeto ficou em $d = 4h$, com máxima vazão de saída de 31,3 m³/s, NA máximo à cota 840,2 e volume máximo de armazenamento de 252.840 m³. A detenção funciona por 7h e 20 min. Os resultados não requerem mudanças de dimensionamento da bacia de detenção por atenderem adequadamente aos requisitos de projeto.

As etapas seguintes de projeto envolvem diferentes aspectos, entre eles o dimensionamento do vertedor de emergência e das estruturas de dissipação de energia hidráulica, a fixação da cota de coroamento da barragem e seu dimensionamento estrutural. Como, no presente exemplo, há ocupação urbana a jusante da detenção, estudos detalhados de risco de ruptura da barragem, bem como simulações de eventos com tempos de retorno superiores ao de dimensionamento e delimitação das respectivas zonas inundáveis (mapeamento das manchas de inundação) devem ser realizados. Outros aspectos igualmente não cobertos pelo presente capítulo referem-se aos estudos de sedimentação, ao controle da poluição difusa de origem pluvial, ao projeto de integração urbanística da detenção, aos procedimentos de operação e manutenção, entre outros.

4.6 Aspectos Regulamentares e Legais

Embora não exista no Brasil uma base regulamentar específica e direcionada ao emprego de técnicas compensatórias para o manejo das águas pluviais, a legislação brasileira, nos níveis federal, estadual e municipal, dispõe de instrumentos legais que podem conduzir ao seu uso, com fins de controle de escoamentos, redução da poluição difusa e de seu impacto sobre os meios receptores.

Particularmente em contexto urbano, a Lei Federal nº 10.257, de 10 de agosto de 2001, do Estatuto da Cidade, contém instrumentos de política urbana com potencial para emprego, como meio de controle dos impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico e os recursos hídricos. São exemplos:

- os instrumentos de planejamento, como os planos nacionais, regionais e estaduais de ordenação do território, o planejamento metropolitano e municipal;

- os instrumentos tributários e financeiros;
- os institutos jurídicos e políticos, destacando-se:
 - a desapropriação;
 - a servidão administrativa;
 - as limitações administrativas;
 - a instituição de unidades de conservação;
 - o direito de superfície;
 - o direito de preempção.
 - a outorga onerosa do direito de construir e de alteração de uso;
 - a transferência do direito de construir;
 - as operações urbanas consorciadas.

Nos próximos parágrafos, são comentados os instrumentos de planejamento, o zoneamento, o direito de preempção, as operações urbanas consorciadas e os instrumentos tributários e financeiros como os mais inovadores com potencial para promover ou facilitar o uso de técnicas compensatórias de drenagem pluvial.

São instrumentos de planejamento e gestão previstos no Estatuto da Cidade para a esfera municipal:

- o plano diretor;
- a disciplina do parcelamento, do uso e da ocupação do solo;
- o zoneamento ambiental;
- o plano plurianual;
- as diretrizes orçamentárias e o orçamento anual;
- os planos, os programas e os projetos setoriais;
- a gestão orçamentária participativa;
- os planos de desenvolvimento econômico e social.

Entre esses instrumentos, o plano diretor, os planos setoriais, como o de gestão de águas pluviais, a regulamentação do parcelamento do solo e o zoneamento ambiental são os que podem repercutir de forma mais efetiva sobre o emprego de técnicas compensatórias de drenagem pluvial. Tendo em conta que a essas soluções técnicas frequentemente se associam à implantação de equipamentos públicos de lazer e de proteção ambiental, elas podem ser parte de planos de desenvolvimento econômico

e social e devem ser objeto de escolhas da sociedade, inclusive por meio da gestão orçamentária participativa.

O zoneamento é um instrumento legal de regulação do uso do solo por meio de partições espaciais às quais se conferem possibilidades ou proibições (SARNO, 2004). As possibilidades e as proibições podem estar associadas aos tipos de uso (residencial, comercial, de serviços, industrial ou misto) e a parâmetros de uso, como a menor área do lote, a densidade de ocupação e as taxas de impermeabilização permitidas.

Ao controlar o uso do solo e a densidade de ocupação, o zoneamento permite:

- proteger áreas ambientais sensíveis, como as áreas úmidas;
- restringir o desenvolvimento em áreas de risco natural;
- restringir a ocupação de áreas de interesse para a gestão de águas pluviais.

Como exemplos de restrição de áreas de interesse para a gestão de águas pluviais, encontram-se as delimitações de áreas para a implantação de estruturas de armazenamento, como as bacias de detenção ou de zonas de interesse para o favorecimento de processos de infiltração de águas pluviais.

O zoneamento tem maiores possibilidades de sucesso quando as razões para o estabelecimento de restrições de uso do solo encontram-se claramente definidas e contam com o apoio da população. É também fundamental que o município disponha de meios para a fiscalização e o controle do uso do solo. No Brasil, é comum que áreas com restrição de ocupação legal sejam ilegalmente ocupadas, particularmente por população de baixa renda. É importante, portanto, que as iniciativas de restrição de ocupação sejam seguidas pela implantação de equipamentos de interesse coletivo, como os destinados ao controle de águas pluviais de áreas verdes, de praças e de parques.

Os estudos que justifiquem o zoneamento devem ter em conta as possibilidades de maior adensamento em regiões menos sensíveis a impactos ambientais causados pela urbanização ou expostas a riscos naturais de menor monta. Essas regiões constituem alternativas viáveis para o desenvolvimento urbano e podem servir de contrapartida a uma maior restrição de uso de solo em áreas ambientalmente mais sensíveis. Uma maneira de tornar efetiva essa política consiste em associar o zoneamento a outros instrumentos previstos em lei, como a transferência do direito de construir ou a outorga onerosa do direito de construir.

A outorga onerosa do direito de construir consiste na autorização pelo Poder Público para o exercício do direito de construir, empregando-se coeficientes de aproveitamento superiores aos previamente estabelecidos, mediante contrapartida a ser prestada

pelo beneficiário. As áreas nas quais a outorga onerosa poderá ser exercida devem estar previamente indicadas no plano diretor. Entende-se por coeficiente de aproveitamento a relação entre a área edificável e a área do terreno.

A transferência do direito de construir permite ao proprietário de um imóvel exercer em outro local seu direito de construir, caso aquele imóvel seja considerado necessário para a implantação de equipamentos urbanos ou comunitários, para a preservação, se há interesse ambiental, paisagístico, histórico, social ou cultural, ou para servir a programas de regularização fundiária. Essa transferência deve ser feita por meio de lei municipal baseada no plano diretor.

O direito de preempção confere ao Poder Público municipal a preferência na aquisição de imóvel urbano, quando de sua alienação onerosa, para atender a necessidades, entre outras:

- de implantação de equipamentos urbanos e comunitários;
- de criação de espaços públicos de lazer e de áreas verdes;
- de ordenamento e de direcionamento da expansão urbana;
- de criação de unidades de conservação e de proteção de áreas de interesse ambiental.

Portanto, o direito de preempção poderá ser exercido pelo Poder Público municipal para fins de implantação de estruturas, tais como bacias de detenção, planos de infiltração e outras, em particular quando combinadas à criação de áreas verdes e de espaços públicos para atividades de lazer.

A implantação de distintas soluções compensatórias de drenagem pluvial em uma dada área pode ser feita como parte integrante de operações urbanas consorciadas. Esse instrumento é implementado sob a coordenação do Poder Público municipal, com a participação dos moradores, dos proprietários, dos usuários e dos investidores privados da área objeto da operação, tendo por objetivo realizar transformações urbanísticas estruturais, melhoria social e valorização ambiental.

Por meio das operações urbanas consorciadas, poderá haver alterações de índices e de características do parcelamento, alterações de normas edilícias, modificações do sistema viário existente, transferência do direito de construir e outras ações, tendo em conta o impacto ambiental delas decorrentes. Trata-se de um instrumento importante que pode facilitar a adoção de técnicas compensatórias, sobretudo em áreas já ocupadas, desde que associadas a outras ações de melhoria de qualidade de vida.

O Estatuto da Cidade lista como instrumentos tributários e financeiros:

- o imposto sobre a propriedade predial e territorial urbana (IPTU);
- a contribuição de melhoria;
- os incentivos e benefícios fiscais e financeiros.

Tem-se discutido no Brasil e em outros países a adoção de mecanismos de incitação à redução dos impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico e sobre a qualidade de água, tendo por referência a cobrança pelo serviço de drenagem de águas pluviais (NASCIMENTO; CANÇADO; CABRAL, 2005; GOMES; BAPTISTA; NASCIMENTO, 2008). Esse tipo de cobrança poderia desempenhar ainda outras funções, inclusive a de contribuir para o financiamento de investimentos em infraestrutura de águas pluviais e para cobrir custos de operação e de manutenção de tais sistemas. De fato, algumas municipalidades já adotam esse tipo de cobrança, como é o caso de Munique, na Alemanha, Zurique, na Suíça, e de Santo André, no estado de São Paulo.

A cobrança pelo manejo das águas pluviais pode também incorporar incentivos ao emprego de soluções compensatórias por meio de atribuição de benefícios financeiros que podem, por exemplo, ser de natureza fiscal.

O parcelamento do solo urbano é regulamentado pela Lei Federal nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979. O parcelamento para fins urbanos somente poderá ser realizado em zonas urbanas, de expansão urbana ou de urbanização específica, assim definidas pelo plano diretor ou lei municipal. A Lei Federal nº 6.766/79 estabelece restrições ao parcelamento de zonas de risco de inundação, de risco geológico e em terrenos com declividade igual ou superior a 30%, antes que sejam tomadas medidas de redução de tais riscos. É também restrito o parcelamento de áreas de preservação ecológica.

Os loteamentos deverão atender a requisitos tais como a reserva de áreas destinadas à implantação de equipamentos urbanos e comunitários, espaços livres de uso público e áreas destinadas ao sistema viário, proporcionais à densidade de ocupação estabelecida no plano diretor. São definidos como urbanos os equipamentos públicos de abastecimento de água, de esgotamento sanitário, de coleta de águas pluviais, de energia elétrica, redes telefônicas e de gás canalizado.

Uma faixa *non aedificandi* deverá ser reservada ao longo de águas correntes, com largura estabelecida em 15 m de cada lado. Uma faixa ribeirinha *non aedificandi*, fixada em 30 m de largura, para cursos d'água com largura inferior a 10 m, é também definida pela Lei Federal nº 4.771/65, do Código Florestal.

A legislação brasileira referente à política nacional de recursos hídricos (Lei Federal nº 9.433/97) e aos padrões de lançamento em corpos receptores (Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005) define instrumentos e padrões que, embora não circunscritos à esfera urbana, podem contribuir para o emprego de soluções alternativas de drenagem pluvial.

Finalmente, deve-se ressaltar ser natural que a legislação não preconize soluções técnicas particulares, uma vez que seu emprego depende do contexto ambiental local e de escolhas da população concernida. Entretanto, alguns tipos de regulamentos de base territorial municipal conduzem, mesmo que de forma indireta, ao emprego de técnicas compensatórias para o manejo de águas pluviais, para que sejam atendidos em seus requisitos ou proibições. Esse é o caso da regulamentação que estabelece, *a priori*, uma vazão de restrição a não ser excedida por eventuais alterações causadas sobre a relação chuva-vazão em decorrência de novas implantações urbanas. Como vazão de restrição, pode-se adotar, segundo o contexto, a vazão natural da bacia para um evento de dado tempo de retorno, ou a capacidade de um sistema de drenagem previamente existente, sendo que em qualquer dos casos é expressa como uma vazão específica, usualmente em l/s.ha. Tendo em conta os impactos significativos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, a aplicação desse conceito praticamente só se viabiliza com o emprego de soluções compensatórias de águas pluviais.

Referências Bibliográficas

ARAÚJO, P.R., TUCCI, C.E.M.; GOLDENFUM, J.A. Análise da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial. In: TUCCI, C.; MARQUES, D. *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: Editora Universidade, 2000. p.351-362.

AZZOUT, Y. *Aide à la décision appliquée au choix des techniques alternative en assainissement pluvial*. 1996. 245p. Thèse (Doctorat) – Institut National des Sciences Appliquées (INSA), Lyon, France, 1996.

BAPTISTA M.B.; FERNANDES, W.S. Proposição de sistema de auxílio à decisão para escolha de técnicas alternativas de drenagem urbana. In: SIMPÓSIO DE RECURSO HÍDRICOS DO NORDESTE, Maceió, 2002. *Anais do Simpósio de Recurso Hídricos do Nordeste*. Maceió, 2002.

BAPTISTA, M.B. et al. Evaluation system for urban storm drainage. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 2, p. 99-107, 2005.

_____ et al. *Hidráulica Aplicada*. 2. Ed. Porto Alegre: Editora ABRH, 2003. 621p.

BAPTISTA, M.; BARRAUD, S.; NASCIMENTO, N.O. *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*. Porto Alegre: Editora ABRH, 2005. 266p.

BARRAUD, S. et al. Selection aid of alternative techniques in urban storm drainage – proposition of an expert system. *Water Science & Technology*, v. 39, n. 4, p. 241-224, 1999.

- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L.; CHEBBO, G. Méthode de dimensionnement et orders de grandeur des ouvrages de traitement des rejets urbains de tempos de pluie. *Technique, Sciences, Méthods*, n. 12. Paris: ASTEE, 2003. p. 21-37.
- CASTRO L.M.A.; BAPTISTA M.B., Indicators proposition for urban drainage systems evaluation in developing countries. In: NOVATECH 2004 – 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE, Lyon, France, June 6-10, 2004. p.1333-1340.
- CERTU. *Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial*. Lyon, France: Collection CERTU, 1998. 156p.
- CHANSON, H. *The Hydraulics of Open Channel Flow*. 1. ed. London: Arnold/Hodder Headline Group, 1999. 495p.
- CHOW, V.T.; MAIDMENT, D.R.; MAYS, L.W. *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill Inc, 1988. 572p.
- CRUZ, M.A.S.; TUCCI, C.E.M.; SILVEIRA, A.L.L. Controle de escoamentos em lotes urbanos com detenção. In: TUCCI, C.E.M.; MARQUES, D.M.L.M. *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 2000. p. 363-382.
- DAEE/CETESB. *Drenagem urbana: manual de projeto*. São Paulo: DAAE/CETESB, 1980. 468p.
- ELLIS, J.B. Third generation urban surface water drainage: from rooftop to the receiving water sub-catchment. In: PROC. 11TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN DRAINAGE, Edinburgh, UK, August 2008.
- GAUTIER, A. *Contribution à la connaissance du fonctionnement d'ouvrages d'infiltration d'eau de ruissellement pluvial urbain*. 1998. 208p. Thèse (Doctorat) – Institut National des Sciences Appliquées (INSA), Lyon, France, 1998.
- GOLDENFUM, J.A., SOUZA, V.C.B. Infiltration trenches in urban runoff control: an experimental study. In: NOVATECH 2001 – 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN DRAINAGE, Lyon, 2001. p.1039-1046.
- GOMES, C.A.B.M.; BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N. Financiamento da drenagem urbana: uma reflexão. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 13, n. 3, p. 93-104, 2008.
- HARES, R.J.; WARD, N.I. Comparison of the heavy metal content of motorway stormwater following discharge into wet biofiltration and dry detention ponds along the London Orbital (M25) motorway. *The Science of the Total Environment*, v. 235, n.1-3, p.169-178, 1999.
- I.A.U.R.I.F. L'eau, la ville et l'urbanisme. *Cahiers de l'IAURIF*, v.116, 1997. 204p.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. *Censo Demográfico 2000: primeiros resultados da amostra*. Disponível em: <www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/default_prim_resultados.shtm>. Acesso em: 12 de dezembro de 2003.
- KIBLER, D. (ed.). Urban stormwater hydrology. *Water Resources Management Monograph n. 7*. Washington: AGU, 1982.
- MAYTRAUD, T. L'assainissement en Seine-Saint-Denis: une demarche de projet urbain. In: 4^º ENCONTRO FRANCO-BRASILEIRO DE HIDROLOGIA URBANA, Département de La Seine-Saint-Denis, 2004. *Comunicação Pessoal no 4º Encontro Franco-Brasileiro de Hidrologia Urbana*, Département de la Seine-Saint-Denis, França, 2004.

- MACEDO, D.R. *Avaliação de projeto de restauração de curso d'água em área urbanizada: um estudo de caso do programa Drenurbs em Belo Horizonte*. 2009. 118p. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte (UFMG), 2009.
- MARSALEK, J.; ROCHFORD, Q.; SAVIC, D. Urban water as a part of integrated catchment management. In: MACSIMOVIC, C.; TEJADA-GUIBERT, J.A. *Frontiers in urban water management*. Londres: IWA/UNESCO, 2001. p. 37-83.
- MOURA, P.M. *Avaliação global de sistemas de drenagem urbana*. 2004. 146p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, 2004.
- MUSY A., SOUTTER M. *Physique du sol*. Lausanne, Switzerland: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1991. 335p.
- NASCIMENTO, N.; CANÇADO, V.; CABRAL, J.R. Taxing for stormwater drainage system. *Water Science and Technology*, v. 2, n. 9, p. 251-258, 2005.
- NASCIMENTO, N.O. et al. Using detention basins: operational experience and lessons. *Urban Water*, v. 1, n. 1, p. 113-124, 1999.
- NASCIMENTO, N.O. et al. The assessment of damages caused by floods in the Brazilian context. *Urban Water*, v. 4, n. 3, p. 195-210, 2007.
- PINHEIRO, M.M.; NAGHETTINI, M.C. Análise regional de frequência e distribuição temporal das tempestades na Região Metropolitana de Belo Horizonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 3, n. 4, p. 73-88, 1998.
- PFRAFSTETTER, O. *Chuvas intensas no Brasil*. Rio de Janeiro: Ministério do Interior/Departamento Nacional de Obras de Saneamento, 1959. 426p.
- PORTO, R.M. *Hidráulica básica*. São Carlos: EESC/USP, 1998. 519p.
- RAOUS, P. *Les techniques de contrôle du ruissellement pluvial urbain en amont des réseaux d'assainissement*. Montpellier: Rapport du Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier, 1983. 137p.
- SARNO, D.C.L.D. *Elementos de direito urbanístico*. Barueri: Manole, 2004. 114p.
- SOUZA, V.C.B.; GOLDENFUM, J.A. Critical analysis of data from two infiltration trenches under subtropical climate conditions. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUSTAINABLE TECHNIQUES AND STRATEGIES IN URBAN WATER MANAGEMENT, Lyon, 2004.
- SINNIGER, R.O.; HAGER, W.H. *Constructions hydrauliques: écoulements stationnaires*. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes, 1989. 439p.
- SWITCH PROJECT. *Deliverable 2.1.1: Review of the adaptability and sensitivity of current stormwater control technologies to extreme environmental and socio-economic drivers*. Disponível em: <www.switchurbanwater.eu>.
- TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.; BARROS, M.T.L. (Orgs.). *Drenagem urbana*. Porto Alegre: Editora ABRH, 1995. 428p.
- URBONAS, B.; STAHRE, P. *Stormwater: best management, practices and detention for water quality, drainage, and CSO management*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *HEC-HMS: Hydrologic Modeling System*, Technical Reference Manual. Version 2.2.2. Davis, California: U.S. Army Corps of Engineers, 2000.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). *Handbook: urban runoff pollution prevention and control planning*. EPA/625/R-93/004. Washigton, DC: EPA, 1993. 175p.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). *Preliminary data summary of urban storm water best management practices*. EPA/821/R-99/012. Washigton, DC: EPA, 1999. 184p..

Notas

1 A quantificação dos impactos da urbanização sobre a ocorrência e a intensidade de chuvas convectivas requer a disponibilidade de séries temporais longas, proveniente de redes pluviométricas densas, o que não é comum de se encontrar em áreas urbanas de países em desenvolvimento.

5 Resíduos Sólidos na Drenagem Pluvial Urbana

Marques, D.M.; Silveira, A.L.L.; Gehling, G.

5.1. Introdução

Os sistemas de drenagem pluvial urbana, em função do tipo de cobertura do terreno, carreiam uma quantidade variável de sedimentos. Entretanto, acabam também direcionando aos cursos d'água uma quantidade preocupante de resíduos sólidos indesejáveis, devido a fatores como disfunções urbanas de serviços, infraestrutura e condições socioeconômicas e culturais.

Normalmente, os resíduos sólidos presentes nos cursos d'água são removidos apenas por ocasião de operações de dragagem, quando os resíduos já comprometem a capacidade de escoamento do corpo receptor. Cabe registrar as atenções diferenciadas que começam a ser dispensadas aos resíduos sólidos carregados pelos sistemas de drenagem pluvial urbana, ainda que em pequena escala. Entre as mesmas, cabe referência a uma estrutura de captura de sólidos flutuantes, implantada no *campus* da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), que será apresentada no capítulo de estudos de caso (Capítulo 8).

Sobre a adoção de técnicas para captura de sólidos em canais de drenagem e em cursos d'água, no entanto, o tema inovador merece uma reflexão. Esta transcende ao grupo de técnicos, predominantemente engenheiros, que lidam com o tema. Requer também o envolvimento de técnicos da área das ciências humanas, que lidam com os diversos aspectos educacionais. Isto porque, até hoje, diversas campanhas de

conscientização, de abrangência municipal, estadual e federal, têm procurado educar o povo no sentido de dar a destinação correta aos resíduos sólidos. Caberia, então, a reflexão: se os cidadãos souberem que os riachos estão sendo dotados de estruturas para retenção de sólidos, o que eles farão?

Poderá o administrador eficiente e otimista crer que, apesar da implantação de estruturas de apreensão de sólidos, o povo dará aos resíduos sólidos a destinação desejável: a disposição em recipientes de coleta e lixeiras dispostas pelo sistema viário. Mas o administrador cético poderá esperar que os cidadãos, sem sentimento de culpa, passarão a lançar os resíduos em bocas-de-lobo e em cursos d'água, conscientes de que os mesmos serão coletados para uma correta destinação.

5.2. Classificação dos Resíduos Sólidos

Os resíduos sólidos podem ser classificados em:

- resíduos domésticos;
- resíduos industriais;
- entulhos;
- sedimentos.

Os resíduos domésticos são geralmente coletados nos domicílios pelos serviços municipais de limpeza urbana. Estes normalmente ocupam-se também da tarefa de varrição das ruas. Os resíduos industriais, dependendo de sua natureza e de sua periculosidade, podem ser recolhidos pela municipalidade ou por empresas especializadas. Os entulhos ou restos de materiais diversos, geralmente volumosos e/ou pesados (caliça, madeiras etc.), têm a responsabilidade do seu descarte por empresas particulares (coleta por firmas privadas tipo tele-entulho), com o Poder Público, eventualmente, cedendo locais para acúmulo final. Por sua vez, sedimentos resultantes da desagregação natural ou artificial (por movimentações de terra em obras, por exemplo) dos solos podem se deslocar livremente pela força dos escoamentos e dos ventos.

A chegada de todos esses tipos de resíduos à drenagem urbana pode ser voluntária ou involuntária. Desta forma, a sua composição em córregos, galerias, tubulações pluviais e bocas-de-lobo pode ser extremamente variada, em função dos níveis de infraestrutura física e de serviços urbanos e da educação ambiental.

O impacto causado pelos resíduos sólidos na drenagem urbana tem dois aspectos:

- impacto físico: os resíduos sólidos entopem ou obstruem elementos do sistema de drenagem ou diminuem sua capacidade de escoamento por depósitos e assoreamentos;

- impacto na qualidade da água: os resíduos domésticos e industriais podem conter substâncias químicas, organismos e matéria orgânica que alteram a qualidade da água circulante nos sistemas de drenagem e nos corpos receptores.

A seguir é abordada basicamente a questão dos resíduos nos sistemas de drenagem urbana.

5.3. Origem dos Resíduos Sólidos na Drenagem

A origem dos resíduos sólidos que atingem os corpos d'água e sistemas de drenagem urbanos é bem diversificada, abrangendo resíduos domésticos e industriais, entulhos e sedimentos.

5.3.1. Resíduos domésticos

Os resíduos domésticos, considerando também os de estabelecimentos comerciais, que atingem a rede de drenagem (bocas-de-lobo, condutos, galerias e córregos) têm basicamente duas origens:

- resíduos domiciliares não removidos pelo Poder Público;
- resíduos descartados propositadamente nas ruas ou córregos.

No primeiro caso, identificar-se-ão problemas de infraestrutura e de serviços; no segundo, será abordada a questão educacional, ou seja, basicamente o acesso à informação. Pode haver mescla dos dois casos quando não há alternativa de descarte de resíduos domésticos, por falta absoluta de coleta pública.

Se o sistema de coleta é inexistente, há grande chance de uma parcela do lixo domiciliar ser lançado na drenagem e outra em terrenos baldios e em aterros clandestinos. Neste caso, contribuem atos deliberados de algumas pessoas ou ações clandestinas de empresas privadas ou mesmo públicas. Se o sistema de varrição de ruas for igualmente deficiente, os resíduos descartados nas ruas acabarão sendo transportados pelo escoamento pluvial, com depósito no próprio sistema de drenagem ou em algum corpo de água receptor.

Em resumo, a ineficiência ou inexistência de serviço de limpeza urbana e de coleta de resíduos e o descaso das pessoas físicas e jurídicas explicam a fração do lixo doméstico que atinge a drenagem.

5.3.2. Resíduos industriais

Lançamentos clandestinos, em contexto de fiscalização ineficaz, podem originar a poluição de córregos e de sistemas de drenagem pluvial por resíduos industriais.

5.3.3. Entulhos

A coleta informal de entulhos e o descarte descontrolado, por sua vez, poderiam ser arrolados como fatores principais dos depósitos antropogênicos em lugares inapropriados, incluindo os corpos d'água, as bocas-de-lobo e os condutos pluviais.

5.3.4. Sedimentos

Os sedimentos livres, por não serem normalmente controlados pelos serviços públicos, aliado ao fato de frequentemente haver pouco cuidado nas movimentações de terra, acabam chegando facilmente à drenagem porque são gerados pelo manejo inadequado de obras de terraplenagem, de sistemas viários em solo nu e de obras civis em terrenos públicos e privados que causam erosão e deslocamento de terra por falta de medidas de confinamento.

5.4. Fontes dos Resíduos Sólidos em Bacias Urbanas

Em Santa Clara (2007), consideram-se como fontes potenciais de resíduos para as bacias urbanas as referidas nos itens 5.4.1 a 5.4.4, nas quais são feitas ainda as considerações que se seguem.

5.4.1. Pedestres

Pedestres são considerados fontes crônicas de resíduos em bacias urbanas. Por não terem boa vontade para dispor adequadamente o lixo ou por ausência de lixeiras, eles são a fonte mais significativa dos resíduos aportados aos cursos d'água. Os pontos mais significativos de resíduos gerados por pedestres são: locais de circulação intensa dos mesmos (praças), pontos de transição (paradas de ônibus, estações de trem, entradas de prédios públicos etc.) e espaços de eventos especiais (concertos, eventos esportivos e feiras).

5.4.2. Veículos

Motoristas e passageiros também descartam resíduos dos veículos nas ruas, estradas e estacionamentos. Assim, de maneira análoga aos pedestres, os veículos são considerados uma fonte crônica de resíduos.

5.4.3. Uso inadequado de contêineres e de lixeiras

Recipientes coletores de resíduos podem constituir-se em fontes de resíduos se não forem operados adequadamente. Recipientes demasiadamente cheios ou não cobertos podem liberar resíduos ao ambiente, com consequente transporte para sistemas de drenagem pluvial, córregos e outros corpos de água. Também o armazenamento, a

operação, a coleta e o transporte de resíduos orgânicos ou de coleta seletiva, se realizados de forma inadequada, podem permitir uma indesejável liberação de resíduos.

5.4.4. Despejos clandestinos

O despejo ilegal de resíduos pode ocorrer em terra ou diretamente em cursos d'água. Geralmente, os depósitos ilegais atraem mais despejos. Este tipo de fonte inclui lixo jogado ou descartado por acampamentos ilegais em áreas ribeirinhas ou mesmo dentro de cursos d'água. O despejo clandestino geralmente é esporádico, consistindo, usualmente, de grandes itens, tais como móveis, aparelhos, utensílios domésticos e pneus.

5.5. Formas de Transporte de Resíduos em Bacias Urbanas

Os resíduos das diferentes categorias de fontes podem potencialmente atingir córregos por quatro formas principais de transporte, as quais são contempladas nos itens 5.5.1 a 5.5.4 (SANTA CLARA, 2007).

5.5.1. Sistema de drenagem

Os sistemas de drenagem podem transportar resíduos das fontes referidas no item 5.4 para cursos d'água durante chuvas intensas ou em períodos de estiagem. Resíduos flutuantes e pequenos são particularmente suscetíveis ao transporte em sistemas de drenagem. Tipicamente, quanto maior a vazão superficial e a frequência das chuvas intensas, mais significativo será o transporte de lixo pelo sistema de drenagem das bacias urbanas.

5.5.2. Transporte pelo vento

Os resíduos podem ser transportados para um curso d'água pelo vento. Isto ocorre notadamente quando a fonte de resíduos está localizada em áreas adjacentes com pouca vegetação ciliar e obstruções, tais como cercas.

5.5.3. Despejo direto

Os resíduos podem chegar aos cursos d'água por lançamento direto ou indiretamente por disposição às suas margens. Os resíduos descartados clandestinamente e os jogados por pedestres são as duas fontes mais significativas de despejo direto. Os resíduos típicos despejados clandestinamente em cursos d'água incluem materiais de construção e de paisagismo, mobiliário, aparelhos eletrônicos, pneus e materiais perigosos (latas de tinta e baterias). Já entre os resíduos lançados diretamente por pedestres, incluem-se: garrafas e latas de bebidas, resíduos de comida e baganas de cigarro.

5.5.4. Transporte para jusante

Os resíduos que chegam aos córregos pelas três formas de transporte anteriormente referidas podem ser transportados e/ou depositados para locais a jusante. O acúmulo de lixo depositado ao longo de córregos pode variar de local a local, dependendo do gradiente do canal, da velocidade de escoamento, da densidade da vegetação ciliar e do leito. Os resíduos dentro de bacias podem ser transportados para grandes corpos d'água a jusante (banhados, baías e estuários), nos quais influências adicionais (marés, correntes e ventos) afetam a distribuição.

5.6. Protocolo de Avaliação Rápida de Lixo (Rapid Trash Assessment Protocol – RTAP)

Nesta seção, contempla-se a concepção dos sistemas de monitoramento para resíduos sólidos em cursos d'água, como a seleção dos locais de coleta de resíduos, o desenvolvimento de pesquisas relativas aos mesmos e como avaliá-los. Todo o conteúdo do item 5.6 é baseado nas recomendações da Rapid Trash Assessment Protocol – RTAP (CALIFORNIA, 2004).

5.6.1. Concepção do monitoramento

A avaliação rápida do lixo é útil para monitoramento ambiental, avaliação de ações de gestão, determinação de taxas de acumulação de lixo e comparação de locais com e sem acesso público. O monitoramento informa também periodicamente as condições de cursos d'água, permitindo caracterizar a variação espaço-temporal. A concepção da amostragem ambiental deve documentar o efeito de episódios que afetam a quantidade de lixo, como chuvas, operações de limpeza ou campanhas de conscientização.

Tanto antes como depois de sua concepção, os projetos de monitoramento devem apoiar a avaliação da efetividade das práticas de gestão, abrangendo desde campanhas públicas a controles estruturais, ou documentando os efeitos do acesso público na quantidade de lixo em corpos d'água (a montante e a jusante). Tais avaliações devem considerar variações sazonais. A presente metodologia foi desenvolvida para seções de rios com acesso a vau, mas pode ser adaptada para margens de lagos, praias e estuários.

5.6.2. Caracterização dos locais de coleta

Ao chegar a um local de monitoramento, a equipe define ou verifica um trecho de 30 m do curso d'água ou uma margem para analisar, estabelecendo uma estação de amostragem. Essa extensão não deve ser tomada em linha reta, mas sim acompanhando a sinuosidade do rio ou margem.

A equipe deverá conferir e anotar quais os limites das faixas de margens laterais que serão observadas, tendo por base uma avaliação de como o lixo pode atingir o curso d'água pelo vento ou pela água. A equipe documentará a posição do nível das águas altas, tomando por base indicadores físicos locais, como a altura de acumulação de restos flutuantes presos na mata ou a vegetação ciliar ao longo do canal. Se essa altura de águas altas não puder ser determinada, pode-se registrar a altura máxima da barranca e anotar que a linha de água máxima não pôde ser determinada. Espera-se que o lixo localizado abaixo da linha de água máxima movimente-se pelo leito ou que seja arrastado para jusante. A visualização deve se estender aos dois limites de forma a abranger 100% do trecho. A caracterização dos locais de coleta facilita a comparação das avaliações conduzidas do lixo em um mesmo local, em diferentes épocas do ano.

5.6.3. Procedimento de pesquisa

Todos os itens de lixo localizados no trecho de análise devem ser removidos. Desta forma, o local pode receber nova visita e ser reavaliado quanto aos padrões de uso e de deterioração. A pesquisa durará de 1 a 2h, dependendo de como o trecho está impactado com lixo e de quantas pessoas estão na equipe. Na primeira vez em que um trecho é avaliado, o processo pode ser mais demorado. A pesquisa deve começar pelo limite de jusante, de modo que o lixo possa ser visto sem perturbar o escoamento. As tarefas devem ser divididas de acordo com o número de componentes da equipe. Em equipes com apenas dois membros, um deles começa caminhando ao longo da barranca ou perto da margem, procurando por lixo desde o limite da barranca e acima e abaixo da linha d'água máxima. Essa pessoa recolhe o lixo e preenche os itens da planilha de avaliação rápida, referentes tanto abaixo como acima da linha d'água máxima, com base no limite previamente determinado. O outro elemento da equipe caminha por dentro do leito e pela barranca da margem oposta, recolhendo e informando em voz alta para o outro anotar os itens de lixo achados na água e na barranca oposta, tanto acima como abaixo da linha d'água máxima.

O membro que anota as informações na planilha não poderá recolher muito lixo como os outros membros da equipe. Todos os membros da equipe deverão usar equipamentos de proteção individual (EPI), como luvas, para evitar tocar no lixo com as mãos desprotegidas. O membro que registra o lixo na planilha deve sinalizar se este foi achado acima ou abaixo da linha d'água máxima da barranca ou dentro do leito. Se há evidência de que o lixo foi gerado localmente por despejo deliberado clandestino ou acumulados por transporte de jusante, uma anotação deve ser feita nas linhas de baixo da planilha. Isto vai ajudar na avaliação das contagens e na atribuição de escores.

Um catador de lixo, pinças ou instrumentos similares devem ser usados para ajudar a recolher o lixo, atentando-se para resíduos entre e embaixo da vegetação. O chão e o substrato devem ser inspecionados para assegurar que pequenos itens como baganas de cigarro, vidro quebrado ou isopor sejam recolhidos e contados. A contagem detalhada é um importante indicador de qualidade ambiental, devendo ser usado em conjunção com o escore total para apoiar comparações locais. É importante não esquecer itens que afetam a saúde humana, como fraldas, matéria fecal e seringas. Estes itens podem afetar fortemente o escore total.

Finalizada a pesquisa de campo, a equipe deve usar as margens da planilha para registrar dois totais em cada linha: um para os itens achados acima da linha d'água máxima da barranca e outra para os encontrados abaixo desta linha. Em seguida, somam-se os dois totais, discriminando para ambos a categoria de lixo. A equipe deve discutir cada parâmetro ainda no local do levantamento e entrar em acordo sobre o escore atribuído, baseado na discussão das condições das categorias. Deve haver discussões e documentação de possíveis fatores de influência que afetam os níveis de lixo no local.

Para cada parâmetro de lixo, uma linguagem narrativa deve ser adotada para ajudar na escolha de uma categoria para o lixo. A planilha oferece uma variedade de números de escore para uma dada categoria, permitindo a definição para uma gama de condições encontradas em campo. Por exemplo, os resíduos encontrados na água têm escores menores dos que estiverem acima da linha d'água máxima da barranca. Não é preciso que todas as condições de uma categoria específica estejam presentes para que esta lhe seja atribuída, nem que as descrições incluam todas as condições possíveis. Escores nulos devem ser reservados somente para as condições mais extremas.

Uma vez assinalados os escores para as seis categorias, deve-se calcular o escore final e incluir notas específicas sobre o local ao fim da planilha. O local deve ser acessado várias vezes por ano, em diferentes estações do ano, para caracterizar a variabilidade e a persistência da ocorrência de lixo para os propósitos de avaliação da qualidade da água.

5.6.4. Parâmetros de avaliação de lixo

A avaliação rápida de lixo inclui variados parâmetros que registram a amplitude dos problemas associados ao lixo e à qualidade da água. Os dois primeiros parâmetros têm foco em níveis quantitativos e qualitativos de lixo, os dois seguintes estimam uma real ameaça para a qualidade da água e os dois últimos indicam como o lixo foi parar em determinado local do corpo d'água, seja por atividades locais como por acumulação para jusante.

Nível de lixo

Este parâmetro de avaliação reflete uma primeira impressão qualitativa do local, após uma observação de todo o trecho. Locais contabilizados na classe "pobre" são aqueles em que o lixo é uma das primeiras coisas reportáveis sobre o curso d'água. Se não há lixo visível, a classe é considerada "ótima".

Número real de itens de lixo achados

Baseado na contabilidade do lixo ao longo dos 30 m do trecho de córrego, o número de itens acima e abaixo da linha d'água máxima é totalizado e lhes é atribuído um escore dentro da condição apropriada de categoria, baseada no número de itens levantados. Quando mais de 100 itens forem levantados, devem ser assinalados os seguintes escores: 5 para 101-200 itens; 4 para 201-300 itens; 3 para 301-400 itens; 2 para 401-500 itens; 1 para 501-600 itens; 0 para mais de 600 itens. Regras similares são adotadas para dar escores em outras condições de categorias. Algumas vezes, os itens estão quebrados em muitos pedaços. Fragmentos com alto grau de ameaça à vida aquática (tais como os de plástico) devem ser individualmente contados, enquanto papel e vidro quebrado, com menos ameaça ou mobilidade, devem ser contados com base nos itens que lhes deram origem.

O vidro quebrado espalhado, sem reconhecimento da forma original (oriundos de um copo, por exemplo), deve ser contabilizado individualmente. O julgamento para considerar se todos os fragmentos devem ser contados individualmente ou somente pelo objeto de origem depende na exposição potencial a jusante aos peixes, à vida selvagem, aos banhistas ou nadadores de um dado local. Restos de concreto e calça são considerados lixo quando são descartados no rio. Devem-se considerar estes itens somente quando puderem ser removidos numa restauração ou numa campanha de limpeza.

Ameaça à vida aquática

Certas características do lixo o tornam mais prejudicial à vida aquática. Os resíduos persistentes no meio ambiente, flutuantes e relativamente pequenos, podem ser transportados por longas distâncias, sendo confundidos com alimento para a vida aquática. Já itens maiores podem enredar, engasgar e até sufocar. Alguns resíduos descartados podem conter substâncias tóxicas. Todos estes fatores são considerados nas descrições narrativas na análise paramétrica.

Ameaça à vida humana

Esta categoria preocupa-se com itens que são perigosos para as pessoas que caminham ou nadam dentro dos córregos ou se alimentam de peixes contaminados com poluentes, tal como o mercúrio. O descarte nos corpos d'água de material médico, fral-

das, resíduos de humanos e de animais e outros podem ser os principais responsáveis pelo potencial de contaminação devido à presença de bactérias e vírus.

Despejo clandestino e lixo selvagem

Esta categoria de análise diz respeito ao lixo diretamente jogado no local, sendo a classe "pobre" atribuída a locais preferenciais de descarte, baseada na proximidade de áreas residenciais e na acessibilidade do local.

Acumulação de lixo

O lixo que se acumula de locais a montante distingue-se do lixo de jusante por indicadores de idade e de transporte. Cores desbotadas, manchas, lixo acumulado no entorno de raízes e sinais de desgaste sugerem transporte a jusante, indicando que o sistema de drenagem local facilita a condução de lixo nos corpos d'água.

5.6.5. Notas técnicas sobre lixo e qualidade da água

O lixo é um poluente hídrico com muitas características preocupantes. Nem todo lixo ou resíduo que atinge os cursos d'água preocupa da mesma forma. Além dos seus efeitos estéticos negativos, a maior parte do dano causado pelo lixo em águas superficiais decorre da sua ingestão pela vida aquática ou pelo seu enredamento. Alguns resíduos ameaçam significativamente à saúde humana, tais como materiais hospitalares descartados, resíduos de humanos ou de animais e cacos de vidro. Também alguns resíduos domésticos e industriais podem conter substâncias tóxicas à saúde humana e à vida selvagem, como baterias, recipientes de pesticidas e bulbos de lâmpadas fluorescentes que contêm mercúrio. Grandes itens de lixo, como lâmparas de pé descartadas, podem fazer barreiras físicas ao escoamento, causando impactos físicos (por exemplo, erosão das barrancas). De uma perspectiva de gestão, a persistência e a acumulação de lixo em um corpo d'água constituem uma especial preocupação e significam que há uma área prioritária para prevenção de despejos de lixo. Também o foco é dirigido para aqueles locais escolhidos em que ocorrem rotineiramente despejos clandestinos, lançamento de lixo doméstico e/ou acumulação de lixo.

Avaliação rápida de lixo

A avaliação do lixo inclui uma inspeção visual do corpo d'água (por exemplo, leito e barrancas) e das áreas adjacentes cujo lixo pode ser transportado para o corpo d'água pelo vento, pela água e pela gravidade. A delimitação dessas áreas adjacentes é dependente do local e requer algum julgamento e documentação. A planilha de avaliação rápida foi concebida para representar a gama de efeitos que o lixo traz para a integridade física, biológica e química dos corpos d'água, de acordo com os objetivos do Clean Water Act e do California Water Code.

A planilha também propicia um registro para avaliação da gestão das descargas de lixo por meio de documentação dos locais que recebem descargas diretas de lixo (por exemplo, despejos clandestinos ou de lixo pessoal) e aqueles que acumulam lixo proveniente de montante.

Características preocupantes do lixo

Para a vida aquática, elementos flutuantes tendem a ser mais prejudiciais do que aqueles que afundam, pela sua facilidade de transporte por meio do corpo d'água e, em última análise, no ambiente marinho. Elementos persistentes, como plásticos, borrachas e roupas sintéticas, tendem a ser mais danosos que os materiais degradáveis, como papel e matéria orgânica. Vidros e metais são menos persistentes, mesmo considerando-se que não são biodegradáveis, porque a ação do escoamento e a corrosão podem reduzi-los a peças menores. A borracha natural e roupas não sintéticas também se degradam, mas não tão rapidamente como o papel (USEPA, 2002).

O lixo pode ameaçar a saúde das pessoas que frequentam os corpos d'água para banho ou natação. São especialmente perigosas as bactérias e os vírus, geralmente associados com a presença de fraldas, de material médico descartado (como seringas hipodérmicas e pipetas) e de resíduos de humanos e de animais. Adicionalmente, cacos de vidro ou fragmentos de metais cortantes em leitos de córregos podem causar cortes ou lacerações. Tais ferimentos podem expor a corrente sanguínea da pessoa aos micróbios da água, os quais podem causar doenças. Também alguns itens de lixo, como recipientes e pneus, podem acumular água e favorecer a geração de mosquitos e riscos associados de doenças, tais como a encefalite, a febre do Nilo e a dengue.

Os restos vegetais constituem lixo quando há evidência de que foram intencionalmente despejados. Folhas e sementes de pinheiro em córregos propiciam uma fonte natural de alimentação de organismos, mas em níveis excessivos por ação humana podem causar desequilíbrio no balanço de nutrientes e diminuir o oxigênio dissolvido, em detrimento do ecossistema aquático.

O impacto na vida selvagem pelo lixo ocorre em bacias, lagos, estuários e, por fim, nos oceanos. Os dois problemas primários que o lixo impõe à vida selvagem são a ingestão e o enroscamento. Mamíferos marinhos, tartarugas, pássaros, peixes e crustáceos frequentemente se enredam em resíduos flutuantes ou os ingerem. Muitas das espécies mais vulneráveis aos resíduos flutuantes estão em perigo ou ameaçadas de extinção. O enredamento é prejudicial para a fauna selvagem por diversas razões: não apenas provocam feridas que podem levar a infecções ou perda de membros, mas também podem causar estrangulamento ou sufocação; além disso, pode prejudicar a capacidade de nadar de um animal, o que pode resultar em afogamento ou na dificuldade em se deslocar, encontrar alimento ou fugir de predadores (USEPA, 2001).

A ingestão de resíduos flutuantes ocorre porque os animais os confundem com alimento. A ingestão pode levar à morte pela fome ou à desnutrição, se os itens ingeridos bloquearem o trato intestinal e impedirem a digestão ou se acumularem no tubo digestivo, fazendo com que o animal se sinta "cheio", diminuindo, assim, o seu desejo de alimentação. A ingestão de objetos pode causar lesões na boca, no trato digestivo e/ou no estômago e causar dor ou infecção. Detritos ingeridos também podem bloquear passagens aéreas e impedir a respiração, causando a morte (USEPA, 2001).

5.7 Equipamentos Retentores de Resíduos Sólidos

Sempre que a presença de resíduos sólidos em sistemas de drenagem é motivo de preocupação, deve-se caracterizá-los de forma qualitativa e quantitativa por tomada de amostras significativas. Feita a caracterização, uma primeira reflexão é necessária: por que aqueles resíduos estão presentes na água pluvial?

A pergunta acima, sempre que respondida com propriedade após uma caracterização dos resíduos, fornecerá um embasamento sólido para buscar uma solução para o problema. No caso de cidades brasileiras, é um tanto intuitivo que a resposta seja bastante abrangente, do tipo:

- porque não existem cestos coletores de resíduos na zona urbanizada;
- porque apesar de existirem cestos coletores, não existe serviço de coleta que opere com a frequência necessária;
- porque não existe serviço de coleta domiciliar de resíduos em determinados setores urbanos;
- porque existem cestos coletores de resíduos e um serviço de coleta eficiente, mas falta educação aos usuários do sistema; parte dos mesmos joga resíduos na via pública, consciente da infração, enquanto que outros o fazem sem nem mesmo terem consciência de que cometem infração.

É importante reconhecer que, no tocante à limpeza pública, a engenharia deve começar a atuar quando os educadores já tiverem feito sua parte. Caso contrário, poderá ocorrer a implantação de um dispositivo para retenção e remoção de detritos de toda espécie em um córrego. Haverá um investimento inicial, bem como custos de operação e de manutenção, e as inevitáveis depreciações por atos de vandalismo. Admitindo-se que o sistema de remoção implantado tenha sucesso, o desejável seria que a população praticasse à perfeição atos relativos à disposição de resíduos sólidos, de modo a tornar dispensável a obra de engenharia.

5.7.1 Estimativa mássica de resíduos sólidos a remover

A seguir, apresentam-se dados mássicos de resíduos em sistemas de drenagem. Neves e Tucci (2008) elaboraram uma tabela representativa de diversos países (Tabela 5.1).

A caracterização dos resíduos sólidos presentes na drenagem urbana, com estimativa mássica *per capita* de sua geração, é uma atividade que já começa a ser realizada no Brasil, podendo-se referir o trabalho de Armelin (2005). A autora dedicou-se ao estudo dos resíduos sólidos que chegam ao reservatório de detenção da bacia do córrego Bananal, afluente do córrego Cabuçu de Baixo, no Jardim Vista Alegre, Distrito Brasilândia, no município de São Paulo. O estudo considerou:

- a coleta de lixo na bacia entre setembro de 2003 e agosto de 2004;
- população que conta com serviço de coleta de lixo;
- dados de setores censitários do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).

A admissão de algumas hipóteses por Armelin (2005) levou a um resultado de $194.042 \text{ kg.ano}^{-1}$, que, segundo a autora, é uma estimativa minimizada de carga. Esta estimativa foi obtida pelo produto do número de domicílios que lançam o lixo nos corpos de água pela taxa de produção de lixo por habitante por dia da bacia, estimada em $0,83 \text{ kg.hab}^{-1}.\text{dia}^{-1}$. O valor de $194.042 \text{ kg.ano}^{-1}$ equivale a quantidade de $138 \text{ kg.ha}^{-1}.\text{ano}^{-1}$, declarada na Tabela 5.1, relativo ao período de monitoramento entre setembro de 2004 e agosto de 2005. Cabe destacar que a geração de resíduos considerou apenas os que eram oriundos de residências que lançavam o lixo diretamente nos corpos d'água.

Tabela 5.1 > Quantificações de resíduos sólidos em sistemas de drenagem urbana.

LOCAL	DESCRIÇÃO	PESO kg.ha ⁻¹ .ano ⁻¹	VOLUME m ³ .ha ⁻¹ .ano ⁻¹	FONTE
Springs, África do Sul	Central Busines District; área de 299 ha, com 85% de uso comercial/industrial e 15% de uso residencial; 82,5% dos resíduos são limpos das ruas e 17,5% vão para o sistema de drenagem.	82	0,86	Armitage <i>et al.</i> (1998)
Joanesburgo, África do Sul	Distrito Central com 8 km ² , área residencial, comercial e industrial.	48		Armitage <i>et al.</i> (1998)
Auckland, Nova Zelândia	Residencial;	5,22	0,054	Cornelius <i>et al.</i> (1994)
	industrial;	1,03	0,011	
	comercial.	2,20	0,023	
Cidade do Cabo, África do Sul	Área de 90% residencial, 5% comercial e 5% industrial. Os autores não informaram a área, estimando-se assim para a região metropolitana.	18	0,0189	Arnold e Ryan (1999)
Coburg, subúrbio de Melbourne, Austrália	50 ha de área, com 35% de área comercial e 65% residencial;	6*	0,02*	Allison <i>et al.</i> (1998)
	dois eventos diários, área residencial-comercial de 15,8 ha;	0,116 e 0,410		
	residencial de 20,2 ha;	0,340 e 0,127		
	industrial leve de 2,5 ha;	0,162 e 0,020		
	saída da bacia total.	0,077 e 0,163		
Sydney, Austrália	Área comercial, industrial e residencial com 322,5 ha.		0,019*	Brownlee (1995 <i>apud</i> ARMITAGE <i>et al.</i> , 1998)
Bacia Cancela, Santa Maria, Rio Grande do Sul (RS)	Área de 4,95 km ² , com 56% de área urbana e 35% de sua área total impermeabilizada.		0,01*	Brites (1995)
Bacia do Alto da Colina, Santa Maira, Rio Grande do Sul (RS)	Em processo final de urbanização, com 13% da população residente assentada em sub-habitações em margens de córregos.		0,01*	Brites (1995)
Bacia do córrego Bananal, São Paulo (SP)	-	138	-	Armelin (2005)

LEGENDA: * = OS AUTORES CALCULARAM SEM VEGETAÇÃO E SEDIMENTOS; ** = EVENTOS DIÁRIOS, COM A UNIDADE DE KG/HA POR DIA DO EVENTO; FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

5.7.2 Estimativa qualitativa de resíduos sólidos a remover

A caracterização dos resíduos, cuja estimativa mássica foi apresentada na Tabela 5.1, é apresentada na Tabela 5.2. Na última linha desta, em lugar de dados da Bacia do Córrego, declaram-se dados relativos a um riacho, o qual drena uma vila popular em Viamão, Rio Grande do Sul, estudada por Jaworowski (2008).

Tabela 5.2 > Composição resumida dos resíduos sólidos em sistemas de drenagem urbana.

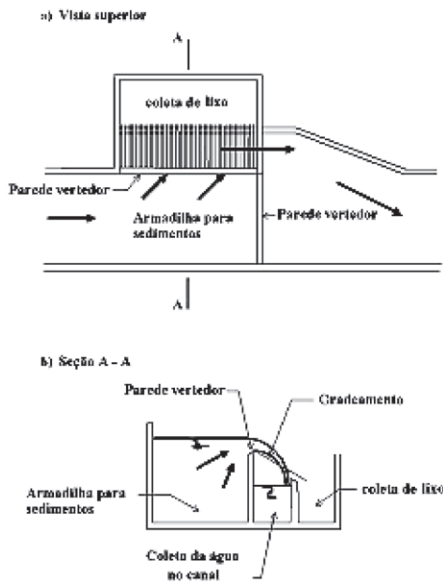
LOCAL	TEOR DE PLÁSTICOS	OUTROS RESÍDUOS
Springs, África do Sul	62%	11% poliestireno; 10% latas, 10% papel, 2% vidros, 5% outros.
Joanesburgo, África do Sul	80% do lixo domiciliar	Sedimentos, lixo domiciliar e grandes objetos, como pneus de trator.
Auckland, Nova Zelândia	65,4%	3,3% alumínio, 26,8% papel/papelão, 0,5% lata/aço, 0,3% vidro, 3,5% outros.
Cidade do Cabo, África do Sul	> 50%	Principalmente metais, madeira e borracha.
Melbourne, Austrália	-	90% de vegetação e restante lixo de pessoas em trânsito. Sem especificar números, gráficos mostram grandes quantidades de papel, plásticos, vidros e metais.
Sydney, Austrália	-	62% sedimentos, 33% folhas e gramíneas e 5% lixo.
Bacia Cancela, Santa Maria, RS	14,7%	71,5% de matéria orgânica, 0,4% metal, 4,9% isopor, 0,7% vidro e 7,8% outros.
Bacia Alto da Colina, Santa Maria, RS	29%	62,9% matéria orgânica, 1,3% metal, 1,1% isopor, 0,8% vidro e 5,0% outros.
Viamão, RS (média de 11 eventos)	11%	48% matéria orgânica, 29% madeira, 9% isopor e 13% outros.

FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

De acordo com Allison *et al* (1998 *apud* NEVES; TUCCI, 2008), em estudo realizado em Coburg, subúrbio de Melbourne, Austrália, quase todos os resíduos maiores que 5 mm foram retidos no compartimento de separação. Segundo Armitage *et al* (1998 *apud* NEVES; TUCCI, 1998), as vantagens são uma elevada remoção, inclusive para vazões altas, uma manutenção mínima e o fato de poder ser implantada em qualquer lugar, sendo que o bloqueio do sistema só ocorre se a unidade estiver completamente preenchida. Há um *by-pass* para minimizar inundações a montante. Armitage *et al* (1998) referem como desvantagens o elevado investimento inicial, o custo elevado de aquisição de veículo especial para coleta de resíduos do dispositivo *Continuous Deflective Separation* (CDS) e a elevada quantidade anual de resíduos a retirar. Esta última desvantagem é questionável, pois é o resultado do elevado rendimento do equipamento.

5.7.3 Estruturas autolimpantes

Neves e Tucci (2008) referem-se a medidas estruturais de controle de resíduos sólidos nos sistemas de drenagem. Destacam ainda que, de acordo com Armitage *et al* (1998), nas estruturas autolimpantes, a água empurra os resíduos, promovendo a limpeza da tela ou grade. Esses resíduos são acumulados em um local onde a limpeza pode ser feita esporadicamente.



FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

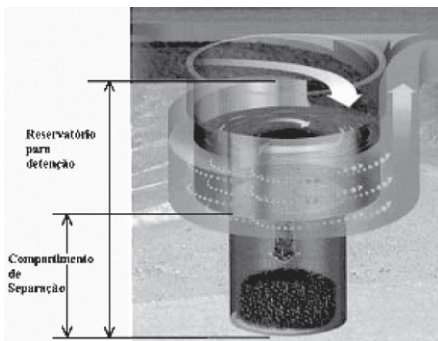
Figura 5.1

Estrutura SCS, adaptada de Armitage *et al* (1998).

Como exemplo de estrutura autolimpante, destaca-se a *Stormwater Cleaning Systems* (SCS). Esta, usada na cidade de Springs, força um escoamento sobre o vertedor e um gradeamento com inclinação de cerca de 45° em direção a um compartimento. A Figura 5.1 representa a referida estrutura.

Segundo Armitage *et al* (1998), a estrutura suporta vazões altas, requer pouca manutenção, é de fácil limpeza e oferece segurança. Como desvantagens, ela requer carga hidráulica alta e geralmente uma grande área cercada.

Neves e Tucci (2008) citam ainda a estrutura CDS que teve uma eficiência próxima a 100%, usada em Coburg, anteriormente referida por Armitage *et al* (1998) e Alisson *et al* (1998 *apud* NEVES; TUCCI, 2008). De acordo com estas fontes, o dispositivo é enterrado, requerendo uma área de 10 a 20 m². A CDS desvia a vazão e os poluentes associados para um compartimento de separação (Figura 5.2), o qual vem a ser um reservatório na base e uma seção de separação no topo. A água e os sólidos ficam em contínuo movimento,



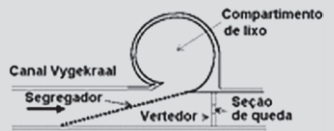


FONTE: ARMITAGE *et al* (1998).

Figura 5.2

Estrutura CDS.

evitando o bloqueio da placa perfurada. Os sólidos sedimentam-se por sua densidade e o material flutuante fica na superfície da água.

Neves e Tucci (2008) apresentam tabelas que permitem visualização da evolução das estruturas de retenção de resíduos sólidos. Apresenta-se aqui apenas a uma destas tabelas (Tabela 5.3), que se refere às estruturas autolimpantes.

TÉCNICA	ESQUEMA	OBSERVAÇÕES
<p>Visage (1994): desvio do lixo para um reservatório com hastes inclinadas a 11°; fluxo para o centro e para baixo a jusante.</p>	 <p>Diagrama de uma estrutura autolimpante. Um canal Vygekraal conduz o fluxo para um segregador. O fluxo continua para um vertedor e depois para uma seção de queda. Um compartimento de lixo é formado por hastes inclinadas.</p>	<p>Aderência às hastes em vazões baixas altas, com lixo inicial; em grandes concentrações, acumula-se nas hastes ou entre a extremidade de jusante destas e a parede do canal.</p>
<p>Watson (1996) e Compion (1997): jusante e segregador horizontal na direção do fluxo; largura do canal após a rampa duas vezes a inicial; continuação do segregador inclinado.</p>	 <p>Diagrama de uma estrutura autolimpante. Uma barreira inclinada desvia o fluxo para um segregador horizontal. O fluxo continua para um ressalto hidráulico e depois para um obstáculo. A largura do canal após a rampa é duas vezes a inicial.</p>	<p>Efetiva em vazões altas ou com o nível de jusante alto; problemas em longos períodos de vazões baixas devido à deposição à montante; observou-se aumento da presença de vórtices a jusante, ajudando na acomodação do lixo.</p>
<p>Beecham e Sablatnig (1994): modelaram 23 estruturas. As melhores são ilustradas ao lado, sendo o arranjo 23 considerado o melhor</p>	 <p>Diagramas de 23 arranjos de estruturas autolimpantes, numerados de 12 a 23. Os arranjos 12, 13, 14, 15, 17 e 23 são indicados como tendo alta declividade, enquanto o arranjo 16 é indicado como tendo baixa declividade. Um símbolo indica o sentido do escoamento.</p>	<p>Maior potencial com barras horizontais; a inclusão de uma queda vertical dentro do arranjo reduz muito a probabilidade de refluxo; o armazenamento <i>off-line</i> do lixo disponibiliza área de armazenamento bem maior, cria menos perturbações no escoamento e possibilita melhor acesso para limpeza e manutenção.</p>

FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

5.7.4 Outros dispositivos retentores de sólidos

A seguir, são referidos outros dispositivos adotados na retenção de sólidos, em distintas situações: zona urbana e zonas periféricas ou rurais, juntos às rodovias.

Cestas acopladas às bocas-de-lobo

Além das estruturas SCS e CDS, Neves e Tucci (2008) referem-se a cestas acopladas em entradas de bocas-de-lobo, que auxiliam no monitoramento e no gerenciamento integrado de resíduos sólidos com sistemas de drenagem urbana. Essas cestas, segundo os autores, são adotadas em Melbourne, Austrália, sendo denominadas de Side Entry Pit Trap (SEPT). As vantagens seriam uma fácil limpeza e remoção da cesta para manutenção, aliada ao fato de a cesta poder ser facilmente integrada ao programa de manutenção das captações de águas pluviais; como desvantagens: o alto custo do aspirador necessário, tampas das captações pesadas e o grande número de unidades necessárias.

Dispositivos de retenção de sólidos grosseiros

(Gross Solids Removal Devices – GSRD)

Os dispositivos de retenção de sólidos grosseiros, ou Gross Solids Removal Devices (GSRD), foram desenvolvidos pelo Departamento de Transportes da Califórnia, Estados Unidos (*California Department of Transportation – Caltrans*). O objetivo deste programa piloto foi propor, desenvolver e avaliar o desempenho de dispositivos não patenteados que pudessem reter grandes sólidos grosseiros ao longo de rodovias. Este termo – sólidos grosseiros – inclui partículas diversas de tamanho relativamente grande e vegetação.

Ainda que a *Caltrans* tenha desenvolvido os dispositivos de retenção de sólidos especificamente para margens de rodovias, eles podem também ser úteis para remoção de sólidos em riachos de zonas periféricas de cidades. Os modelos são apresentados em *Caltrans* (2003a), *Caltrans* (2003b), *Caltrans* (2005a) e *Caltrans* (2005b), todos disponíveis pela internet.

As Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 apresentam um dos diversos equipamentos desenvolvidos pela *Caltrans*. Trata-se do modelo LR3 US-101 Linear Radial – configuração 3, instalado para atender a uma área contribuinte de 0,8 ha. Ao fim da estação chuvosa monitorada, utilizaram-se um total de 12,25 homens/hora em atividades de limpezas periódicas do equipamento.



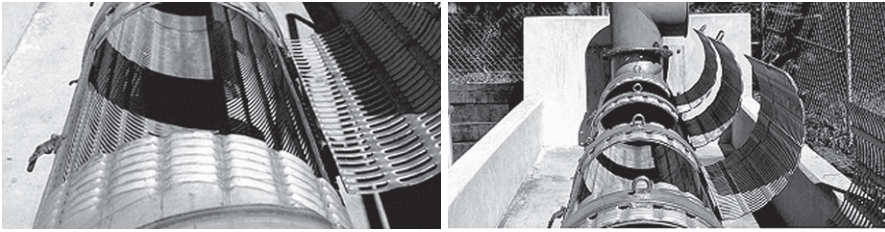
FONTE: CALTRANS (2005B).

Figura 5.3 Dispositivo LR3 US-101, com a sua cobertura.



FONTE: CALTRANS (2005B).

Figura 5.4 Dispositivo LR3 US-101, descoberto para remoção de sólidos.



FONTE: CALTRANS (2005B).

Figura 5.5 Dispositivo LR3 US-101, desenvolvido pela Caltrans, após limpeza.

Referências Bibliográficas

ARMITAGE, N. et al. *The removal of urban litter from stormwater conduits and streams*. Water Research Commission. Report N°. TT 95/98, Pretoria, 1998.

CALIFORNIA REGIONAL WATER QUALITY CONTROL BOARD. Surface water ambient monitoring program. *Rapid Trash Assessment Methodology, Version 8*. San Francisco Bay Region, 2004.

CALTRANS. *Phase III: Gross Solids Removal Devices (GSRD). Pilot Study 2002-2005*. Final Report, November 2005. CTSW-RT-05-130.03.1. 2005a.

_____. *Phase IV: Gross Solids Removal Devices (GSRD). Pilot Study 2004-2005*. Final Report, December 2005. CTSW-RT-05-130.03.2. 2005b.

_____. *Phase I: Gross Solids Removal Devices (GSRD). Pilot Study 2000-2002*. Final Report, October 2003. CTSW-RT-03-072.31.22. 2003a

_____. *Phase II: Gross Solids Removal Devices (GSRD). Pilot Study 2001-2003*. Final Report, November 2003. CTSW-RT03-097.31.22. 2003b.

JAWOROWSKI, A.L. *Qualidade da água e caracterização de resíduos sólidos em arroio urbano*. 2008. Tese em desenvolvimento (Doutorado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH-UFRGS), Porto Alegre, 2008.

NEVES, M.G.F.P.; TUCCI, C.E. Resíduos sólidos na drenagem urbana: aspectos conceituais. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v.13, n. 3, 2008.

SANTA CLARA VALLEY URBAN RUNOFF POLLUTION PREVENTION PROGRAM. *Trash Sources and Pathways to Urban Creeks*. Santa Clara, 2007. Disponível em: <http://scvrppp-w2k.com/pdfs/0708/Trash_Sources_and_Pathways_FY0607.pdf>. Acesso em: 05 de novembro de 2008.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). *The definition, characterization and sources of marine debris*. Learning guide on marine debris. Washington, DC: EPA, 2002.

_____. *Draft assessing and monitoring floatable debris*. Washington, DC: EPA, 2001.

6

Estudo Quali-Quantitativo e de Manejo de Águas Pluviais em Área de Drenagem Piloto na Cidade de Natal, Rio Grande do Norte (RN)

Righetto, A.M.; Andrade Neto, C.O.; Brito, L.P.; Sales, T.E.A.; Medeiros, V.M.A.; Ferreira, L.C.A; Lima, R.R.M.

6.1. Introdução

O gerenciamento das águas urbanas constitui-se um desafio para os administradores públicos. Entre suas atribuições, estão inseridas as atividades de abastecimento de água, de tratamento de esgoto e de drenagem urbana.

No contexto da problemática da drenagem urbana, destacam-se: a ocorrência de inundações, em detrimento da ocupação de áreas ribeirinhas ou do crescimento descontrolado das cidades; os aspectos de contaminação dos corpos receptores das águas do escoamento superficial e, ainda, a contaminação de águas subterrâneas.

O foco de pesquisas com relação à qualidade dos deflúvios superficiais é relativamente recente. Faz parte da troca de paradigma, saindo da diretriz que era voltada apenas para a quantidade e a mitigação das inundações.

A qualidade da água pluvial é um atributo particular em cada região, pois está relacionada com a área ocupada e com o tipo de ocupação da bacia, e apresenta variações na sequência de eventos chuvosos. Consta-se, ou admite-se, que a parcela inicial do volume de água escoada carrega a maior carga poluidora para um estado da bacia. Segundo Tucci (2002), a primeira parte da precipitação efetiva, aproximadamente 25 mm, possui cerca de 90% da carga poluente encontrada em todo o escoamento superficial.

Esse fenômeno de ocorrência do pico de concentração nos primeiros volumes denomina-se *first flush*, ou carga de lavagem. A avaliação de sua ocorrência e de sua magnitude deve ser realizada em particular para cada bacia. O desvio dessas primeiras águas e o seu adequado tratamento constituem-se em uma alternativa sanitária, proporcionando o lançamento dessas águas no meio com menor carga poluidora, bem como o uso da parcela restante do volume de melhor qualidade.

Nessa visão moderna de manejo das águas pluviais urbanas, torna-se imprescindível a pesquisa experimental em áreas pilotos. A análise preditiva da ocorrência de eventos constitui-se, nesse contexto, em uma das principais formas de solucionar os diversos problemas gerados pelo mau aproveitamento ou pelo uso inadequado da água disponível em uma determinada região.

A proposta do presente trabalho objetivou a realização de pesquisa voltada ao estudo da hidrologia urbana em duas áreas pilotos da cidade de Natal, no Rio Grande do Norte (RN) – as Bacias Mirassol e Cidade Jardim –, no sentido de caracterizar adequadamente a transformação chuva-vazão-qualidade, utilizando-se de modelagem computacional e de experimentos em campo.

A execução do projeto seguiu duas frentes principais de atividades: a caracterização hidrológica, hidrogeológica e ocupacional da área, levantamentos de parâmetros, monitoramento hidrológico e modelagem hidrológica; e o estudo da qualidade das águas pluviais por meio de monitoramento e de modelagem.

A partir de uma estação hidrológica instalada a jusante da área urbanizada de Mirassol, que é composta por um reservatório de acumulação, seguida por uma lagoa receptora das águas da bacia e uma estrutura de medição, foi realizado o monitoramento quantitativo. A instrumentação dessa estação contou com a instalação de um pluviógrafo e dois limnigrafos automáticos, aparelhos que permitiram o levantamento de hietogramas e de hidrogramas de eventos, assim como os volumes de retenção, de infiltração e de utilização e demais componentes que compõem o balanço hídrico da lagoa.

O estudo da qualidade envolveu a experimentação com desenvolvimento de métodos de amostragem das águas do escoamento superficial, tanto na cota mais baixa da Bacia Mirassol (lagoa de infiltração) como em pontos espacialmente distribuídos nas áreas de drenagem, buscando verificar a previsão teórica – que enuncia o decaimento significativo das concentrações de poluentes e de contaminantes encontrados nas águas de escoamento superficial urbano, com a sucessividade dos eventos chuvosos – e sugerir estratégias de monitoramento para se alcançar resultados efetivos de utilização dos deflúvios.

Utilizou-se o modelo distribuído Storm Water Management Model (SWMM), com os dados levantados da bacia e a máxima resolução possível, a fim de permitir a simula-

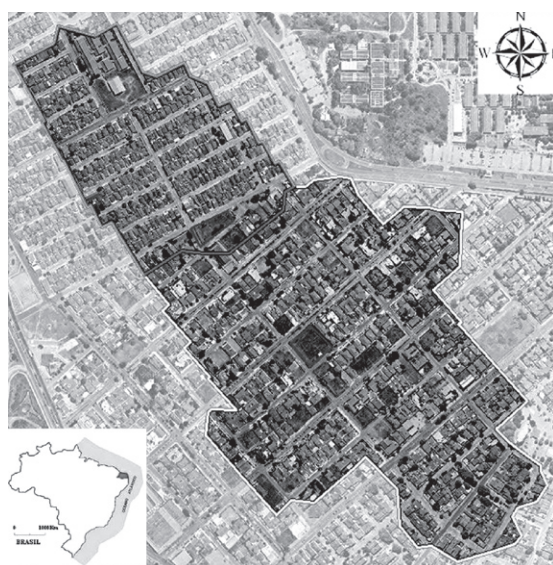
ção de cargas difusas, das características heterogêneas da bacia, tanto em termos de parâmetros hidrológicos e hidráulicos quanto do uso e da ocupação do solo, e também do sistema de galeria, de escoamentos em sarjetas etc.

A pesquisa desenvolvida e apresentada neste capítulo é de natureza prospectiva, dada a complexidade de abordagem dos aspectos quali-quantitativos em uma bacia piloto, sem informações históricas sobre variáveis hidrológicas e da qualidade das águas pluviais. A definição de equipamentos de medição, alguns construídos, outros adquiridos por meio de importação, dificultou o planejamento de uma pesquisa de averiguação que permitisse concluir com confiabilidade os objetivos da pesquisa. Assim, considera-se que este trabalho conclui a primeira etapa de estudos e servirá de base para posterior investigação, agora com possibilidade de planejamento, como é a diretriz de trabalhos científicos.

6.2 As Bacias Piloto Mirassol e Cidade Jardim

6.2.1 Localização

A área de estudo compreende duas bacias de drenagem fechadas, adjacentes entre si, e situadas no bairro de Capim Macio, na porção sul da cidade de Natal. São as bacias de Mirassol e Cidade Jardim (Figura 6.1).



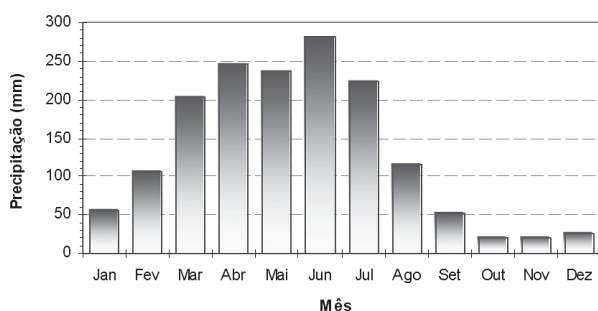
FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.1 Localização da área de estudo.

6.2.2 Caracterização da área

Pluviometria

A cidade de Natal possui um regime pluviométrico do tipo tropical, com duas estações distintas: o período chuvoso que inicia-se no mês de fevereiro, consolida-se a partir de março, com as chuvas concentrando-se nos meses seguintes, sendo que a máxima mensal, dependendo do ano, ocorre de abril a julho; o período de estiagem, que se inicia no mês subsequente ao término das chuvas, prolongando-se até o início do ano seguinte, com mínimas sendo observadas durante os meses de setembro a novembro (Figura 6.2). A precipitação média anual é de 1.590 mm.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.2 Precipitações médias mensais no período de 1926-2008.

Aspectos geoambientais

A região de Natal e, em particular, a área de estudo têm como peculiaridades a formação de bacias de drenagem fechadas, com fluxo radial convergindo para depressões interiores que se transformam em lagoas nos períodos de fortes precipitações. A cidade possui aproximadamente 25 áreas de drenagem desse tipo, algumas de pequenas dimensões e outras chegando a valores próximos a 100 ha. Essas características decorrem principalmente da natureza do relevo ondulado de formação de dunas e das condições do litoral da cidade, a qual apresenta uma barreira natural ao escoamento superficial diretamente para o mar, constituída pelo afloramento da Formação Barreiras, com cobertura de dunas que se transformam em falésias (RIGHETTO; GUIMARÃES JÚNIOR, 2003).

As numerosas lagoas de acumulação e de infiltração, naturais e artificiais, existentes em Natal, contribuem para a recarga do aquífero subterrâneo (maior fonte de abastecimento de água da cidade). Entretanto, requerem um grande espaço para absorção dos volumes escoados. Pela falta de planejamento do uso e da ocupação

da bacia, há incompatibilidade entre os volumes pluviais gerados e a capacidade de armazenamento de muitas lagoas. Como alternativa para a macrodrenagem, nas lagoas subdimensionadas, são implantados sistemas de bombeamento que transferem volumes de água acumulada para outras bacias maiores, num processo de transferência dos pontos mais interiores para as fronteiras do perímetro urbano, nas quais se localizam os drenos naturais, os cursos d'água e o mar.

Componentes do saneamento

Na região em estudo, todos os domicílios são atendidos pela rede pública de abastecimento de água, sendo, aproximadamente, 85% da origem da água consumida explorada do manancial subterrâneo dentro do perímetro urbano da cidade. Quanto aos efluentes domésticos, estes são dispostos principalmente por meio de tanques sépticos, nem sempre construídos de acordo com as normas técnicas sanitárias recomendadas, dispondo os efluentes por infiltração por intermédio de sumidouros.

A ausência de controle e de planejamento na exploração da água subterrânea, aliada à carência de infraestrutura de coleta e de tratamento de esgoto doméstico, tem provocado a contaminação da água por nitrato.

Os serviços de limpeza urbana coletam os resíduos sólidos duas vezes por semana. Já a varrição das ruas acontece numa frequência trimestral, o que favorece o comprometimento e a obstrução dos sistemas de drenagem isolados (lagoas de infiltração).

6.2.3 Área de estudo

As bacias de Mirassol e Cidade Jardim inserem-se no contexto de bacias fechadas pela inexistência da drenagem natural de exutório e foram tomadas nesse estudo como representativas da área urbana da região sul de Natal.

A bacia de Mirassol será referenciada, ao longo do texto, também como bacia piloto, pois se trata da bacia escolhida para a realização do estudo da hidrologia urbana, visando caracterizar adequadamente a transformação chuva-vazão-qualidade por meio de modelagem distribuída e de experimentos em sua área. A bacia de Cidade Jardim foi acrescida à pesquisa numa perspectiva de subprojeto com a finalidade de permitir a comparação entre os deflúvios superficiais de duas bacias bem distintas quanto ao uso e à ocupação do solo, à renda média da população e ao tipo de pavimento das ruas.

Bacia de Mirassol

A Bacia de Mirassol (Figura 6.1) está inserida no conjunto habitacional de mesmo nome e possui área de 0,14 km². A altitude máxima observada é de 61,10 m, com fluxo das águas do escoamento superficial direcionado para a lagoa de infiltração (Lagoa

Mirassol), localizada na região com cota topográfica inferior aos demais locais da bacia (34,90 m). Nesta bacia, há somente um pequeno trecho de coletores de drenagem, situado a 7 m da lagoa. A entrada das águas pluviais se dá por meio de uma tubulação com diâmetro de 0,80 m, que recebe o pequeno trecho de galeria e as bocas-de-lobo da entrada da lagoa.

O padrão de ocupação é do tipo residencial unifamiliar, padrão classe B e C, com predomínio de lotes de 200 m². Na cobertura do solo, predomina-se revestimento das vias executadas em paralelepípedo, excetuando-se apenas uma das vias, com prevalência de arruamentos de classificação secundária. A área da bacia apresenta apenas uma via de classificação principal. O tipo de ocupação observada indica tendenciosamente um alto grau de impermeabilização. Por se tratar de região de dunas, a bacia apresenta uma série de trechos com grandes declividades.

A lagoa de infiltração apresentou, para as condições circunstanciais, densa vegetação rasteira e deposição de resíduos sólidos (lixo) em sua área interna.

Bacia Cidade Jardim

A Bacia Cidade Jardim tem a área de 0,25 km² e taxa de impermeabilização do solo de 47,3% "(MOREIRA *et al*, 2000), predominando o revestimento em asfalto em 100% das vias. Na ocupação residencial, predominam-se as famílias de classe média alta e alta e uma ocupação bem menos densa, o que ajuda com relação à infiltração pontual e à ocorrência de menor escoamento do coeficiente de escoamento superficial.

O sistema de drenagem de águas pluviais dessa bacia é composto pela pavimentação das ruas, por uma rede de galerias e por uma lagoa de infiltração (Lagoa Cidade Jardim) com capacidade de 9.600 m³.

6.3 Monitoramento Quali-Quantitativo

6.3.1 Instrumentação

No ponto de lançamento da galeria de drenagem na Lagoa de infiltração Mirassol, foi construída uma plataforma para instalação de uma estação hidrológica e de equipamentos para coleta de amostras de água do escoamento superficial urbano (Figura 6.3).



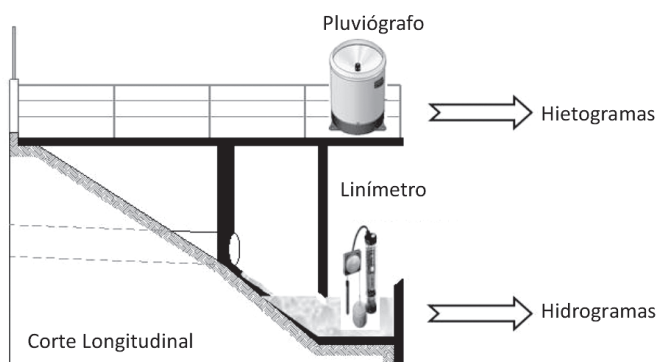
FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.3

Local de Instalação dos equipamentos e coleta das amostras de água pluvial urbana.

6.3.1.1 Monitoramento quantitativo

O levantamento das informações pluviométricas foi obtido a partir de uma estação hidrológica instalada na Lagoa Mirassol (Figura 6.4), a qual é composta por um reservatório de acumulação, seguido por uma calha vertedora com finalidade de medir o escoamento superficial produzido na bacia de estudo. Foram instalados um pluviôgrafo e dois limnímetros automáticos que permitiram a obtenção de hietogramas e de hidrogramas correspondentes, assim como os volumes de detenção, de infiltração e os demais componentes que compõem o balanço hídrico da lagoa.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.4

Layout da estação hidrológica instalada na Lagoa de infiltração Mirassol.

O monitoramento hidrológico na área em estudo registrou os eventos ocorridos entre 30 de maio de 2007 a 3 de setembro de 2008, com ressalva para os meses de janeiro e fevereiro de 2008, período o qual os limnímetros apresentaram falha na medição.

Com o pluviógrafo, foram coletados os valores de precipitação a cada 5 min e o total diário. Um dos limnímetros registrou o nível d'água na calha vertedora e, com isso, a vazão do escoamento superficial, enquanto o outro registrou o nível d'água na lagoa. As informações de precipitação e vazão coletadas constituíram a base de dados de entrada para a calibração do modelo hidrológico SWMM.

6.3.2.2 Monitoramento qualitativo

O estudo da qualidade envolveu a experimentação de metodologias de amostragem das águas do escoamento superficial, tanto na cota mais baixa da Bacia Mirassol (lagoa de infiltração) como em pontos espacialmente distribuídos nas áreas de drenagem – Mirassol e Cidade Jardim.

Os parâmetros monitorados de qualidade da água, segundo procedimentos padrões descritos no Standard Methods (APHA *et al*, 1998), foram: pH, cor, turbidez, condutividade elétrica, demanda química de oxigênio (DQO), sólidos sedimentáveis, sólidos suspensos totais, amônia, nitrito, nitrato, fósforo total, fósforo solúvel (ortofosfato), cálcio, magnésio, potássio, sódio, coliformes fecais (termotolerantes), coliformes totais, sulfato e metais pesados.

Ao final de cada evento chuvoso, as amostras eram coletadas em garrafas de polietileno esterilizadas (com capacidade de 2 L) e conduzidas em caixas térmicas ao laboratório para determinação dos parâmetros mencionados.

Lagoa de infiltração de Mirassol

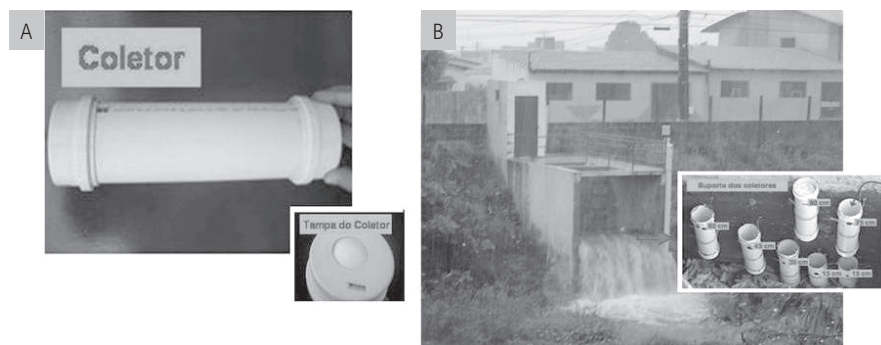
A caracterização qualitativa do deflúvio superficial na entrada do reservatório de infiltração da Bacia Mirassol aconteceu em duas fases distintas. A primeira, caracterizada por coletas manuais, a partir de dispositivos instalados no reservatório de acumulação, e a segunda, pela utilização de um amostrador automático (ISCO 6712), adquirido com recursos do projeto.

1ª Fase: coletores manuais

Os coletores manuais foram confeccionados em tubos de PVC ($\emptyset = 75$ mm e L = 30 cm), compostos de caps nas partes inferior e superior, contendo, neste último, uma abertura de 4 cm de diâmetro para entrada de água. Cada coletor continha uma bola de isopor de diâmetro superior à abertura mencionada a fim de garantir a estanquidade do sistema. Os dispositivos foram fixados na parede do tanque de acumulação construído na lagoa, antes do vertimento, nas alturas de 15, 30, 45, 60, 75 e 90 cm (Figura 6.5).

A amostragem ocorria na medida em que o reservatório era alimentado pelas águas do escoamento superficial que lavavam a bacia, de maneira a representar a variação da qualidade da água ao longo da duração do evento.

O período de amostragem para este dispositivo de coleta compreendeu os meses de fevereiro a abril de 2008, totalizando nove campanhas.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.5

(a) Coletor e detalhe da tampa;
(b) Suporte para os coletores de água no tanque da lagoa de infiltração.

2ª Fase: coletor automático ISCO 6712

A partir de junho de 2008, após a aquisição do amostrador automático ISCO 6712 (Figura 6.6) pelo projeto, o dispositivo dos coletores manuais na lagoa de infiltração de Mirassol foi substituído.



FONTE: UFRN (2008)

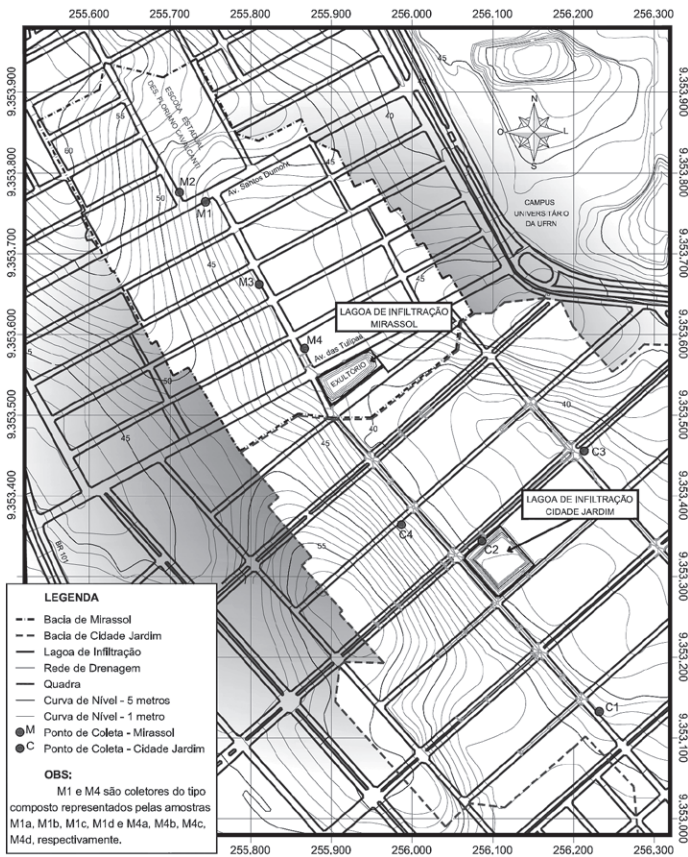
Figura 6.6

Amostrador automático, com detalhe para a disposição das garrafas na sua parte inferior.

As amostras do escoamento superficial na entrada do reservatório passaram então a ser coletadas com auxílio do equipamento automático a cada 5 min a contar do início das precipitações, a fim de verificar com mais confiabilidade se as concentrações de poluentes e de contaminantes encontrados nas águas de escoamento diminuía significativamente com a lavagem da bacia. Ao todo, foram registrados seis eventos para este tipo de amostragem.

Pontos distribuídos na bacia de drenagem

Para efeito da avaliação espacial da qualidade da água do escoamento superficial, foram estabelecidos quatro pontos distribuídos na Bacia Mirassol, sendo dois do tipo simples e dois do tipo composto (conforme detalhamento posterior).



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.7

Pontos de coletas do monitoramento qualitativo espacial nas bacias Mirassol e Cidade Jardim.

Em caráter de estudo comparativo quanto à qualidade do deflúvio entre duas bacias distintas, com relação ao uso e à ocupação do solo, à renda média da população e ao tipo de pavimento das ruas, foram ainda escolhidos quatro pontos (todos simples) de monitoramento na Bacia de Cidade Jardim, adjacentes à área de estudo principal (Figura 6.7).

A escolha dos pontos foi estabelecida de forma a se observar a influência da área de ocupação das bacias na qualidade da água, ao longo de um evento de precipitação.

Quanto à caracterização da qualidade da água do escoamento superficial nesses pontos, foram desenvolvidos dois modelos de amostradores, instalados nas sarjetas das vias, em locais representativos da área. O primeiro deles, denominado de amostrador simples (Figura 6.8), utilizado para coleta pontual, constituiu-se de um tubo de PVC de diâmetro de 150 mm, dotado de um *cap* na parte inferior, de uma fita suspensório para auxiliar sua retirada no momento da coleta e de uma grade de ferro retentora de resíduos sólidos.

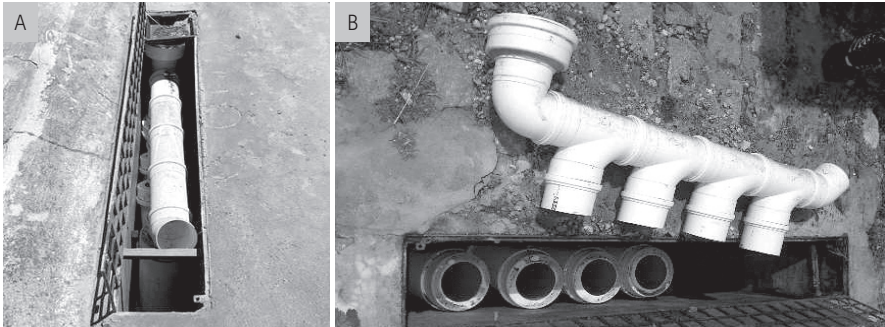


FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.8

- (a) Amostrador composto instalado na sarjeta.
(b) Detalhe do amostrador no momento da amostragem.

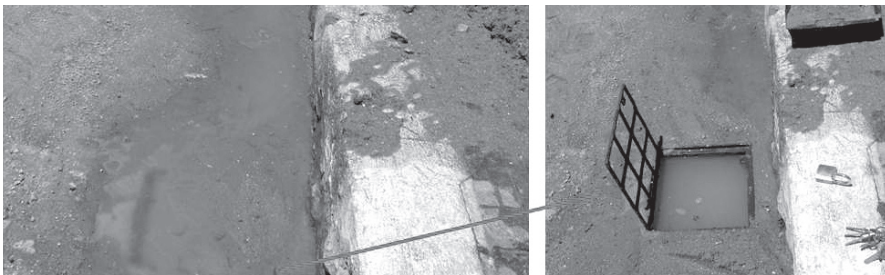
O segundo amostrador, denominado composto, foi concebido para a verificação da variação temporal da qualidade da água. O dimensionamento hidráulico das tubulações levou em consideração a precipitação na área e a vazão do escoamento superficial, obtidas por meio do monitoramento hidrológico. O dispositivo, instalado no sentido da inclinação da rua, captava a água do escoamento superficial por um tubo instalado verticalmente na sarjeta, conectado a quatro coletores (com capacidade volumétrica correspondentes a 3 L, cada) dispostos sequencialmente, conforme se observa na Figura 6.9



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.9 (a) Amostrador composto instalado na sarjeta; (b) Detalhe do tubo vertical e dos Coletores dispostos na sarjeta.

O monitoramento da qualidade das águas do escoamento superficial nas duas bacias estendeu-se de maio a agosto de 2008, totalizando 11 coletas. Durante o período, dois pontos de coleta simples, o M3, na bacia Mirassol, e o C3, na Bacia Cidade Jardim, foram excluídos do plano de amostragem em função das constantes obstruções dos amostradores por carreamento de sedimentos (Figura 6.10).



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.10 Estação de coleta de deflúvio superficial M3 obstruído por sedimentos carreados das proximidades do ponto.

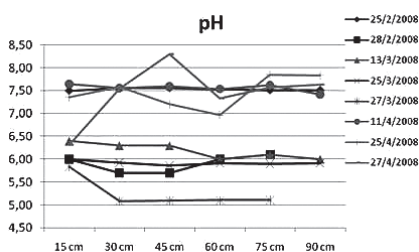
6.4 Observações de Variáveis Quali-Quantitativas

6.4.1 Lagoa de infiltração Mirassol

Apresentar-se-ão os resultados e as discussões do monitoramento quali-quantitativo na entrada do reservatório de acumulação a jusante da urbanização Mirassol, em suas respectivas fases.

1ª Fase: coletores manuais

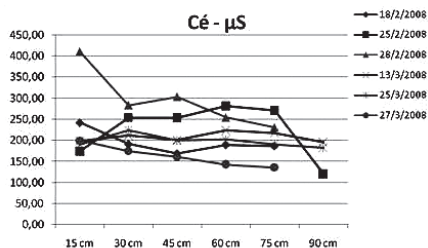
As Figuras 6.11 a 6.16, a seguir, ilustram o comportamento dos parâmetros monitorados, por evento, para essa fase do monitoramento.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.11

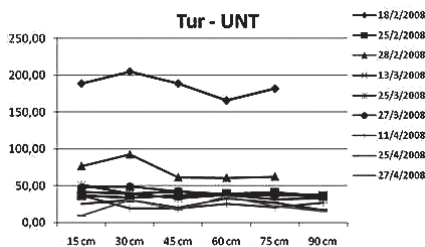
Perfil do pH no tanque de acumulação nas alturas preestabelecidas.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.12

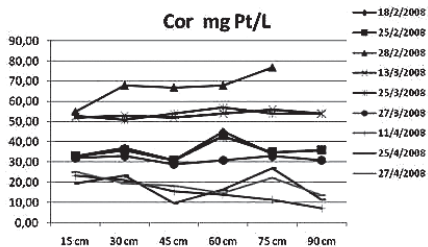
Perfil da condutividade elétrica no tanque de acumulação nas alturas preestabelecidas.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.13

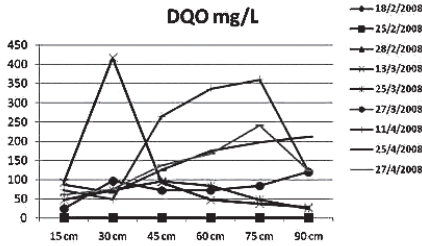
Perfil da turbidez no tanque de acumulação nas alturas preestabelecidas.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.14

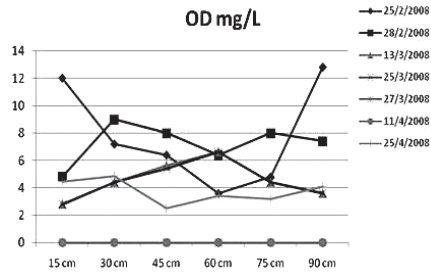
Perfil da cor no tanque de acumulação nas alturas preestabelecidas.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.15

Perfil da DQO no tanque de acumulação nas alturas preestabelecidas.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.16

Perfil da do oxigênio dissolvido no tanque de acumulação nas alturas preestabelecidas.

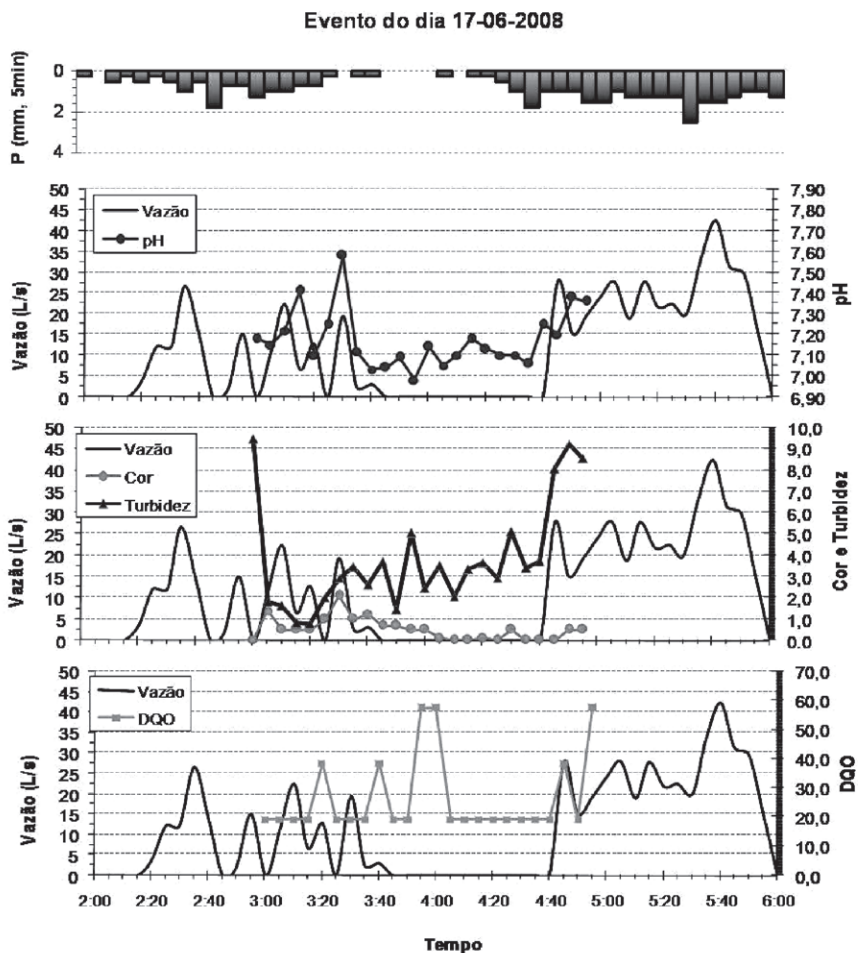
Os resultados prospectivos do monitoramento qualitativo nos coletores manuais não revelaram tendência de decaimento nas concentrações dos parâmetros monitorados. Esse comportamento pode estar relacionado ao pequeno volume entre amostras e o volume do último coletor, 0,454 e 2,724 m³, respectivamente, valores que não representam o escoamento superficial necessário para a lavagem de toda a bacia.

2ª Fase: coletor automático ISCO 6712

As Figuras 6.17 a 6.22, a seguir, apresentam os perfis dos parâmetros monitorados por evento na bacia de infiltração em função da vazão e da intensidade da chuva.

Os primeiros eventos medidos (Figuras 6.17 a 6.20) não tiveram os tempos ideais de separação das primeiras águas, em relação às demais com qualidade superior, satisfatoriamente identificados. Essa dificuldade no monitoramento ocorreu, principalmente, em razão da ausência de um sensor medidor de vazão que acompanhasse o amostrador automático adquirido pelo projeto. O referido acessório permitiria o acionamento automático do equipamento no início da geração do deflúvio e eliminaria as falhas da programação preditiva.

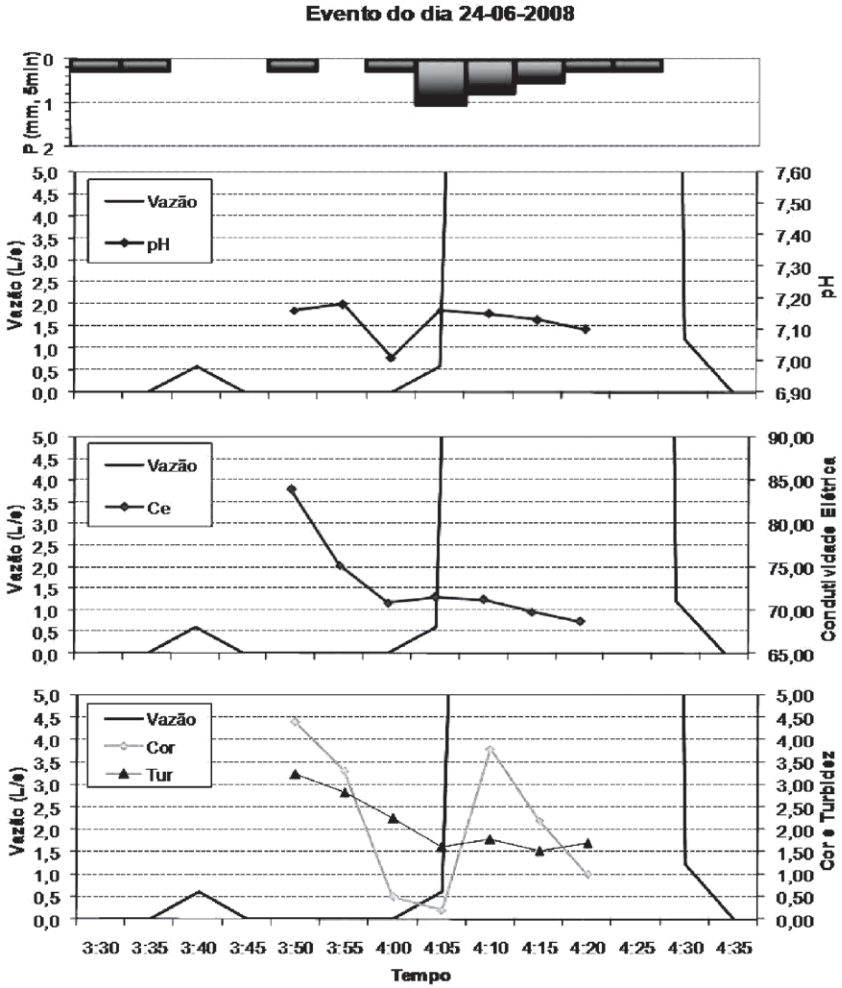
Após a adaptação de um pluviógrafo ao coletor automático, o monitoramento dos eventos ocorridos em agosto de 2008 aproximou-se das condições ideais, no entanto os ajustes necessários à otimização das coletas não puderam ser trabalhadas devido ao final do período chuvoso.



FORNTE: UFRN (2008)

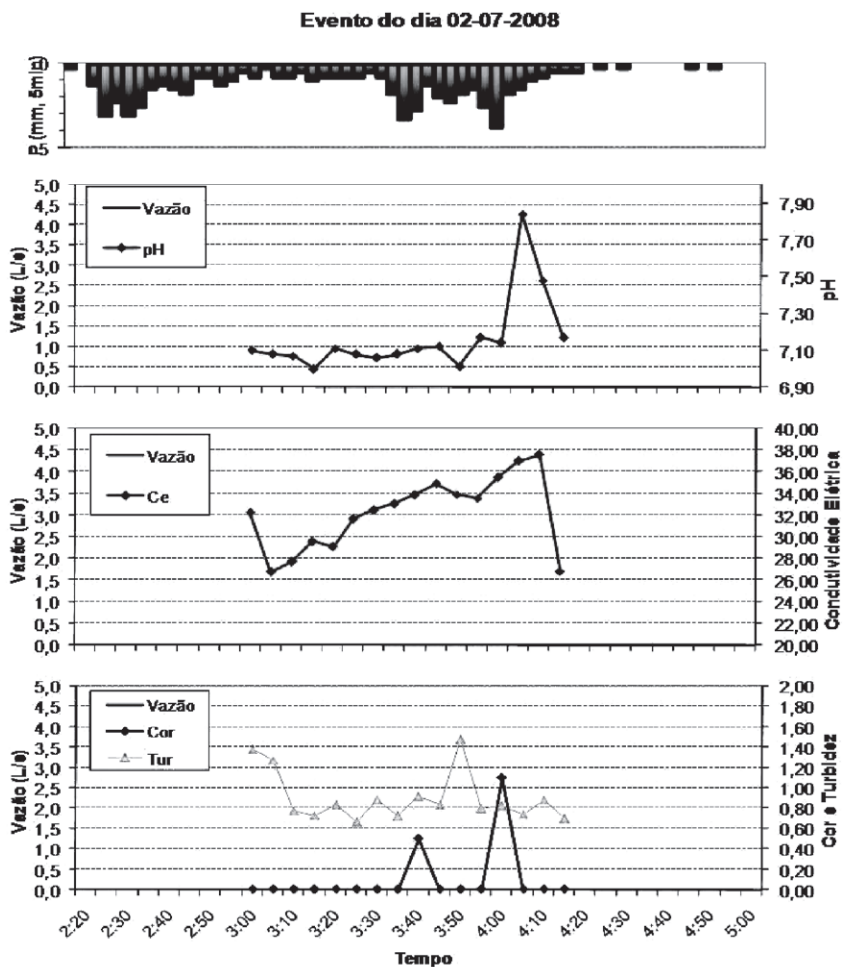
Figura 6.17

Polutogramas multivariáveis (evento do dia 17 de junho de 2008).



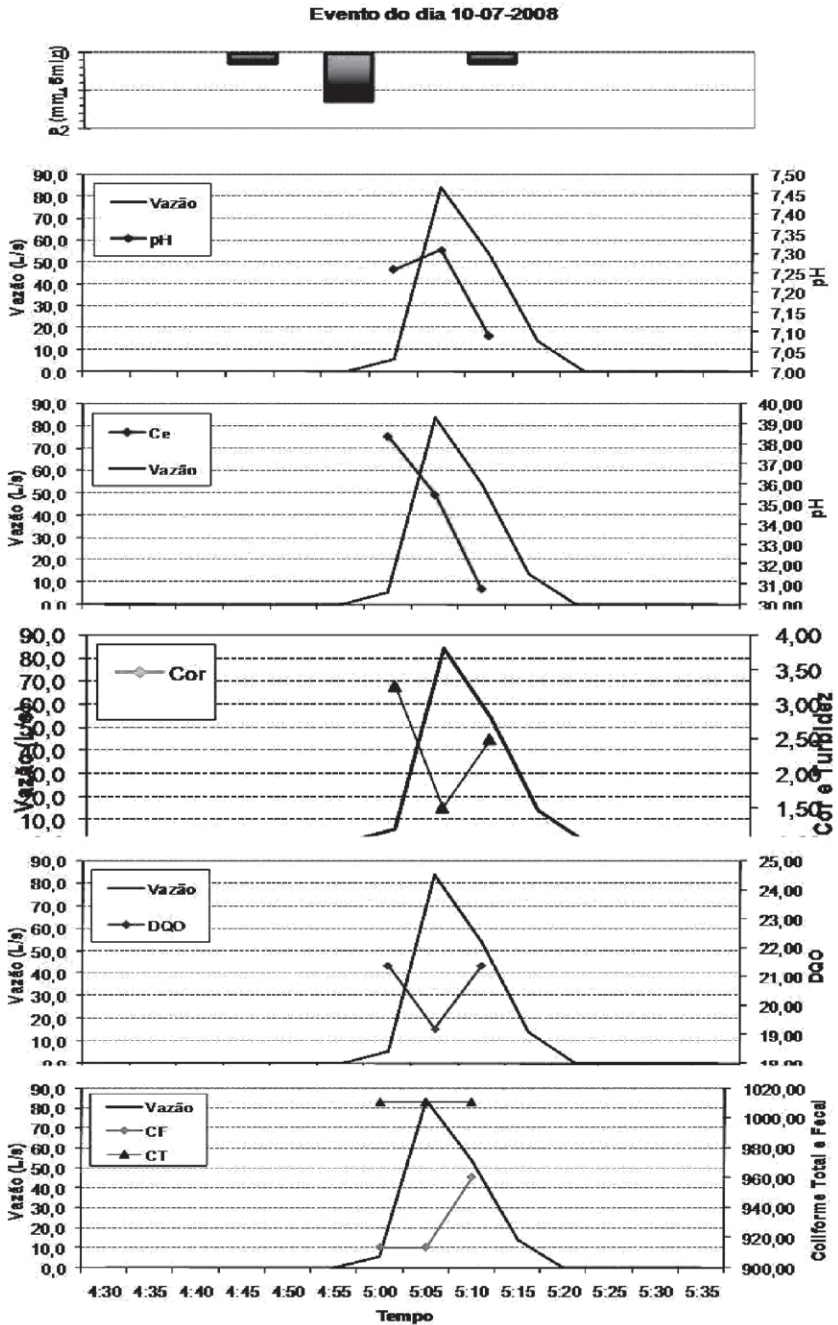
FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.18 Polutogramas multivariáveis – (evento do dia 24 de junho de 2008).



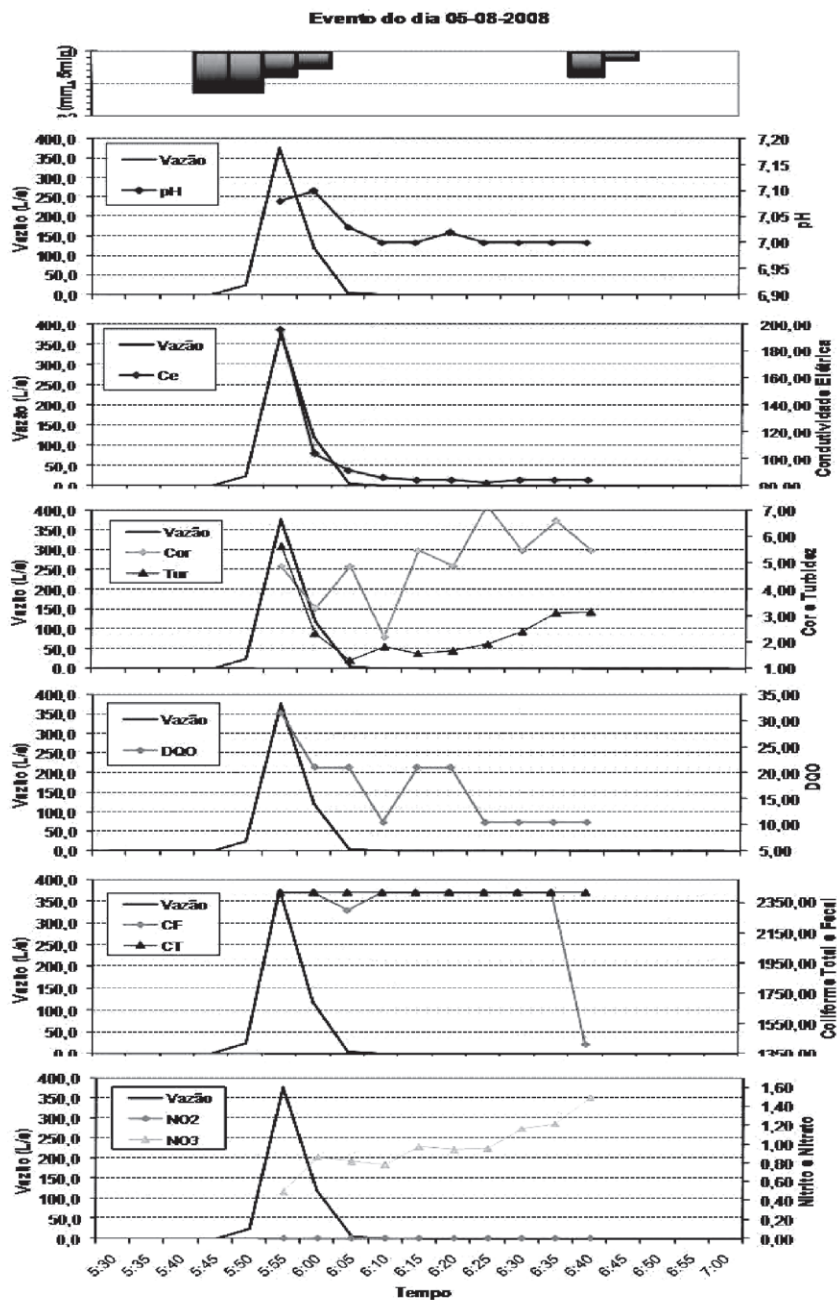
FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.19 Polutogramas multivariáveis – (evento do dia 2 de julho de 2008).



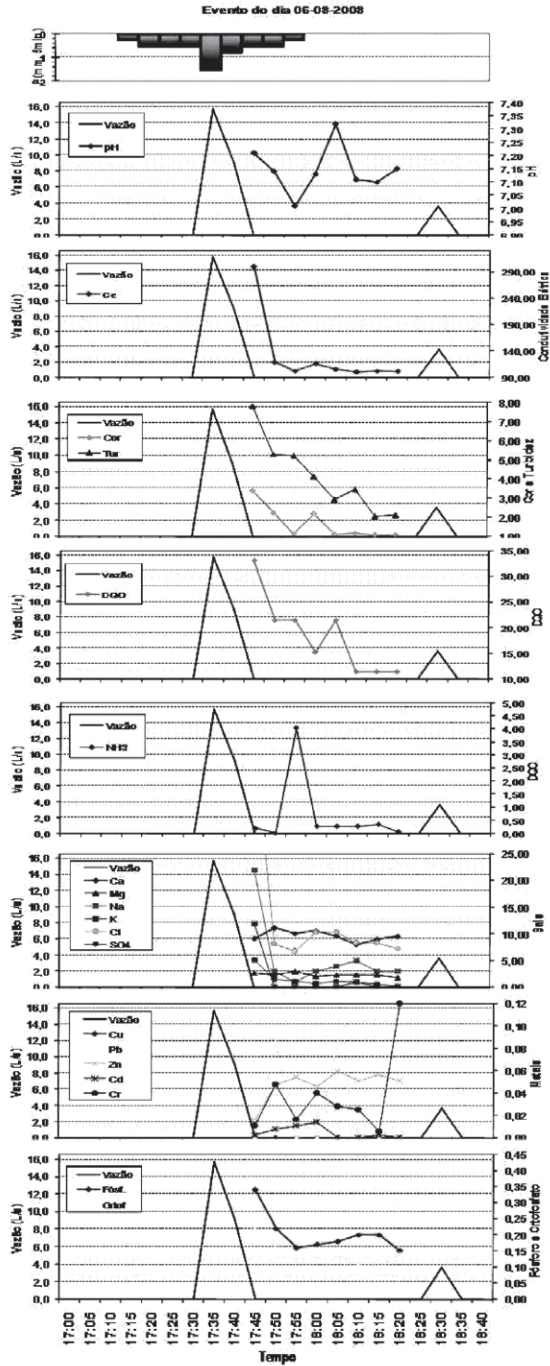
Fonte: UFRN (2008)

Figura 6.20 Polotogramas multivariáveis – (evento do dia 10 de julho de 2008).



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.21 Polutogramas multivariáveis – (evento do dia 5 de agosto de 2008).



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.22 Polígramas multivariáveis – (evento do dia 6 de agosto de 2008).

A análise dos resultados do monitoramento quali-quantitativo na bacia de infiltração Mirassol permitiu observar que a natureza da pesquisa, envolvendo um parâmetro não controlável e de ocorrência parcialmente previsível, como é o caso da precipitação pluviométrica, requer ajustes constantes da instrumentação até que se atinjam as condições desejáveis.

6.4.2 Estudo do deflúvio superficial nas bacias de drenagem fechada – Mirassol e Cidade Jardim

Avaliação da eficiência dos amostradores compostos

O levantamento do nível de qualidade da água do escoamento superficial nos amostradores compostos (M1 e M4) identificou um comportamento aleatório dos resultados, não confirmando a hipótese de que a lavagem pluvial se dá principalmente nos primeiros milímetros da precipitação e de que a concentração de poluentes e contaminantes encontrados nas águas de escoamento superficial urbano diminui significativamente com a sucessividade dos eventos chuvosos (Figura 6.23).

Em função da inconsistência dos dados, foram realizados testes hidráulicos nesses dispositivos a fim de se confirmar a eficiência do sistema. A simulação de um evento chuvoso, com auxílio de um caminhão-pipa e utilizando-se um corante alimentício (cor vermelha) como traçador na água despejada a montante de um dos amostradores compostos situados na bacia Mirassol (M1), constatou que a entrada da água do escoamento superficial, neste dispositivo, dava-se concomitantemente pelo tubo de entrada e pelo extravazador.

Confirmado o mau funcionamento do amostrador composto, adotou-se, no tratamento estatístico dos dados apresentados a seguir, a média dos valores dos parâmetros nos quatro coletores como valor representativo para aquele ponto, ou seja, como um ponto de coleta simples.

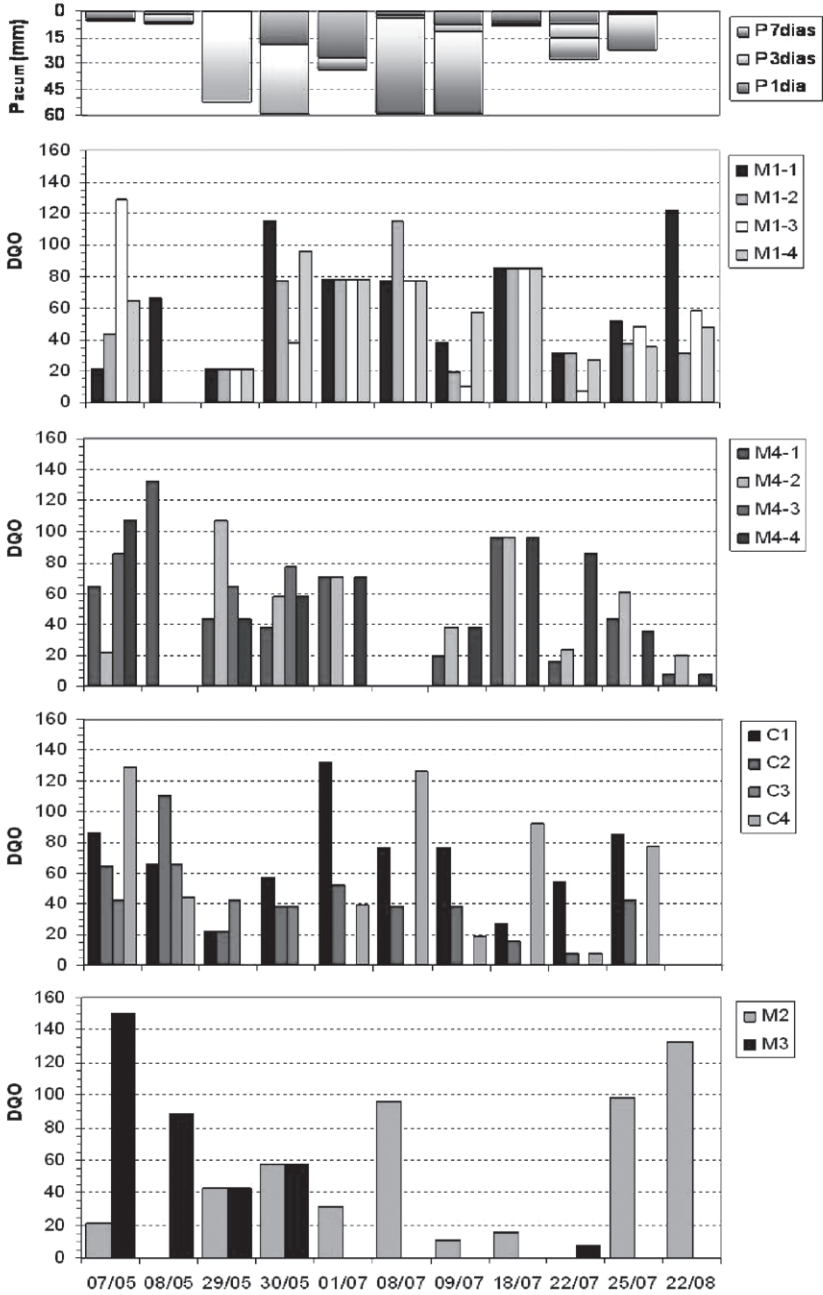


Figura 6.23

Perfil da DQO nos pontos espacialmente distribuídos nas Bacias Mirassol e Cidade Jardim, em função da precipitação acumulada em 1, 3 e 7 dias antecedentes ao evento.

Tratamento estatístico dos dados de DQO nas bacias de drenagem

Os resultados de DQO nas águas do escoamento superficial das urbanizações Mirassol e Cidade Jardim, encontrados para os 11 eventos monitorados, nos seis pontos de coletas, estão apresentados na Tabela 6.1, a seguir.

Tabela 6.1 > Estatística descritiva para os valores de DQO nos seis* pontos de coletas espaciais nas Bacias Mirassol e Cidade Jardim.

PONTO	MÍNIMO	MÁXIMO	MÉDIA ARITMÉTICA	MÉDIA GEOMÉTRICA	MEDIANA	DESVIO PADRÃO
C1	21,44	768,62	133,67	80,99	76,80	203,44
C2	7,75	195,31	55,61	40,43	40,30	51,26
C4	7,75	776,47	125,11	63,30	60,73	209,14
M1	21,44	86,40	58,74	52,87	64,70	24,56
M2	10,40	133,33	56,28	41,07	42,88	43,40
M4	11,76	132,50	61,54	51,84	60,96	34,48

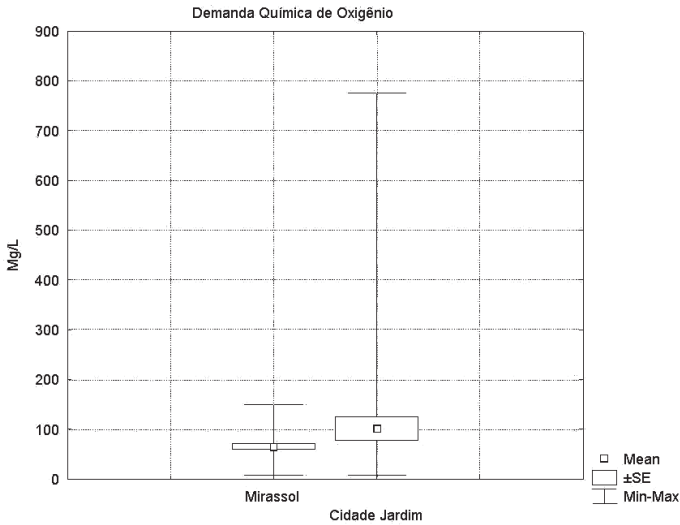
LEGENDA: * = OS PONTOS C3 E M3 FORAM EXCLUÍDOS DO PLANO DE MONITORAMENTO EM VIRTUDE DAS CONSTANTES OBSTRUÇÕES PROVOCADAS PELO CARREAMENTO DE SEDIMENTOS NOS RESPECTIVOS COLETORES.

Analisando os dados apresentados na Tabela 6.1, observa-se que as maiores variações nas concentrações de DQO ocorreram nos pontos C1 e C4, na Bacia Cidade Jardim, na qual os valores dos desvios padrões foram muito superiores aos valores das médias aritméticas. Quanto aos demais pontos (M1, M2, M4 e C2), verificou-se a tendência de normalidade na distribuição dos dados, indicada pelas proximidades entre valores das médias aritméticas em relação às médias geométricas e às medianas.

A dispersão dos dados observados na Bacia Cidade Jardim pode ter sido influenciada por um evento de precipitação isolado, ocorrido no dia 22 de agosto de 2008, após um considerável período de estiagem.

Numa análise dos valores de tendência central nas duas bacias, observou-se uma concentração média de DQO na Bacia Cidade Jardim superior à Bacia Mirassol (Figura 6.24). Segundo Tucci (1995), é de se esperar que zonas residenciais de baixa densidade, com parques e jardins, sejam geradores de uma quantidade menor de poluentes do que aquelas mais densamente ocupadas, mesmo porque, nestas últimas, a impermeabilização é maior e, conseqüentemente, maiores volumes de escoamento são gerados, com maior arraste de poluentes.

No caso das bacias em estudo, apesar da Bacia Cidade Jardim apresentar menor percentual de ocupação dos lotes em relação à Bacia Mirassol, a taxa de impermeabilização decorrente do tipo de pavimentação (asfalto e paralelepípedos, respectivamente) parece ser a maior responsável por essa diferença.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.24 Valores de tendência central para a DQO.

6.5 Modelagem Quali-Quantitativa

As atividades que envolvem os processos de simulação computacional foram agrupadas em procedimentos metodológicos básicos, com o intuito de otimizar racionalmente a fundamentação teórica e prática, segundo os itens apontados a seguir e descritos posteriormente:

- reconhecimento da área de estudo;
 - levantamento dos elementos responsáveis pela drenagem da bacia;
 - observação e obtenção das condições topográficas;
 - visualização das características de ocupação da área;
 - caracterização das vias de tráfego e de sua superfície de cobertura;
 - condições de impermeabilização do solo;
 - aspectos de poluição.
- adoção do modelo de simulação a ser utilizado na modelagem hidrológica da bacia;
- reconhecimento das propriedades do modelo adotado;

- coleta de dados por meio da estação hidrométrica e das análises laboratoriais desenvolvidas para o estudo qualitativo dentro do projeto;
- modelagem hidrológica, atribuindo-se a definição e o ajuste dos parâmetros necessários para o desencadeamento das simulações, segundo modelo adotado (calibração e validação).

6.5.1 Reconhecimento da área de estudo

As informações referentes a este tópico já foram apresentadas no item 6.2.3.

6.5.2 Modelo de simulação

A simulação computacional é uma ferramenta poderosa para análise dos problemas ambientais e hidrológicos, os quais são complexos e abrangentes. Como os modelos descrevem as interações entre os processos físicos, químicos e biológicos, torna-se possível avaliar novas respostas dos sistemas a situações que diferem daquelas observadas nos dados das séries históricas. Medidas de controle e cenários alternativos para a bacia hidrográfica, naquilo que se refere, por exemplo, ao uso do solo ou a modificações no sistema de drenagem, podem ser testados para que sejam verificadas a eficiência e a variabilidade.

Os modelos permitem ainda examinar todo o processo de decisão, na medida em que o conjunto de procedimentos para análise do problema, desde a coleta de dados até o diagnóstico final e a escolha das medidas de controle, depende de decisões que devem ser tomadas pelas partes interessadas. Tais decisões podem ser avaliadas em conjunto, permitindo uma confiabilidade maior nas soluções adotadas.

Diante dos diversos modelos de simulação, optou-se por adotar, para uso na área de estudo, o SWMM¹. O modelo foi escolhido por ser bem detalhado e abrangente, quando se trata de eventos relacionados ao escoamento superficial em áreas urbanas, com propagação do escoamento por meio de tubulações e de estruturas de armazenamento/tratamento e com considerável resolução espacial e temporal. Além disso, pode ser utilizado também para períodos longos de simulação e para englobar aspectos de qualidade das águas pluviais.

O modelo SWMM permite a simulação com até dez indicadores de qualidade da água, com estruturas, como estações de bombeamento, armazenamento e tratamento, e com sedimentação e erosão. Ademais, o corpo receptor pode ser simulado em domínio bidimensional.

É um modelo já amplamente testado e requer uma quantidade bastante significativa de dados de entrada, com descrição detalhada da bacia e das estruturas do sistema,

da caracterização do corpo receptor e dos hidrogramas observados combinados com dados de qualidade das águas pluviais.

6.5.3 Dados coletados

Os dados de entrada para a calibração do modelo SWMM foram obtidos a partir do monitoramento quantitativo (chuva e vazão).

A aquisição dos dados para o desencadeamento dos estudos de qualidade, dentro do processo de simulação, proveu de coletas das águas de escoamento superficial nos pontos de amostragens distribuídos na Bacia Mirassol.

O poluente selecionado para o caso em estudo foi a DQO.

6.5.4 Modelagem hidrológica

6.5.4.1 Subdivisão da bacia

Adotou-se, inicialmente, a seguinte orientação:

Na maior parte dos casos, as estimativas de vazões são realizadas em cruzamentos de ruas, considerados como pontos de análise da rede de drenagem. Assim, deve ser delimitada a área de contribuição a montante de cada um destes pontos de análise. Para contornar a complexidade da análise, considera-se que cada trecho de sarjeta receba as águas pluviais da quadra adjacente, exceto quando a topografia for muito acentuada, impossibilitando esta hipótese (POMPÊO, 2001).

Para levar em conta os aspectos de variabilidade espacial das características físicas da bacia, bem como a variabilidade temporal dos diversos eventos hidrológicos, o modelo de simulação propõe que a área de estudo deve ser subdividida em zonas menores. Tais zonas são entendidas como subáreas contribuintes para a formação do escoamento superficial. Cada subárea terá sua parcela de contribuição influenciada pelos diversos parâmetros hidrológicos atribuídos às suas delimitações.

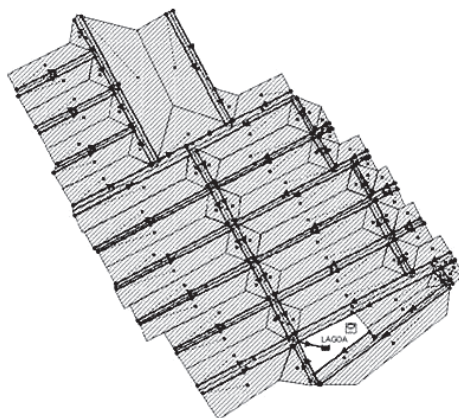
Os conceitos expostos a seguir foram utilizados para a delimitação das subáreas na região de estudo:

- as quadras da área de estudo foram consideradas como potenciais geradoras do escoamento superficial. Para analisar a contribuição de cada uma dessas dentro dos aspectos de simulação, foi indispensável a imposição de coeficientes que representam, da melhor forma possível, as características hidráulicas e hidrológicas das referidas áreas;
- utilizando-se dos mesmos conceitos desenvolvidos para os projetos de drenagem urbana, cada quadra foi dividida tomando-se como semelhança

um telhado de quatro águas, sendo cada uma dessas águas responsáveis pelo direcionamento do escoamento superficial gerado em sua área interna a uma superfície de condução específica;

- as ruas também são consideradas como subáreas na formação do escoamento. Este processo desencadeia a implementação de coeficientes específicos para o referido tipo de subárea. A área de cada uma das ruas também direcionará o escoamento superficial gerado para uma superfície de condução que terá comprimento e seção definida;
- no total foram geradas 148 subáreas;
- os valores numéricos das áreas das quadras e das ruas foram retirados do AutoCAD e implementados no SWMM em hectares;
- o início dos escoamentos e a confluência entre eles indicaram a formação dos nós, geradores ou receptores, da mesma forma em que se evidenciam nos projetos de drenagem;

A Figura 6.25, demonstrada a seguir, apresenta a utilização dos conceitos elucidados anteriormente para a delimitação das subáreas na bacia.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.25 Subdivisão das quadras em áreas contribuintes.

6.5.4.2 Dados de entrada

Conforme mencionado no item 6.5.2, o SWMM é um modelo que requer uma quantidade de bastante significativa dados de entrada. Portanto, é necessário fornecer, além dos aspectos de ajuste intrínsecos à utilização do próprio modelo, os parâmetros de

caracterização climatológicos, hidrológicos e hidráulicos da bacia. Os itens prescritos em sequência relacionam a inserção dos parâmetros considerados na modelagem.

6.5.4.3 Parâmetros e ajustes do modelo

Modelo de infiltração

O emprego de simplificações, conforme expresso em Tucci e Silveira (2004), resultou na adoção do equacionamento de Green-Ampt como modelo de infiltração.

Para a aplicação do modelo de Green-Ampt, é necessário adotar alguns coeficientes representativos das características do solo. Para tanto, torna-se imprescindível fornecer os valores dos parâmetros descritos a seguir: K (condutividade hidráulica), Ψ (sucção capilar), \emptyset (porosidade do solo), FC (capacidade de campo) e WP (ponto de murcha permanente).

Tempo de concentração

A determinação do tempo de concentração, segundo Tucci, Porto e Barros (1995), pode ser obtida por meio de formulações que levam em consideração as condições físicas da bacia. A proposta escolhida no ato da simulação apresenta os parâmetros relacionados pelo equacionamento que se segue:

$$tc = 447.(n.L)^{0,6} .S^{0,3} .I^{-0,4}$$

em que, tc é o tempo de concentração, em minutos; n é a rugosidade de Manning; S representa a declividade do talvegue, em m/m; L refere-se ao comprimento do talvegue, em Km e I é a intensidade da chuva, em mm/h;

Parâmetros hidrológicos

Os fatores hidrológicos do modelo envolvem a quantificação e a caracterização de todas as subáreas, conforme mencionado no item 6.5.4.1, e a apresentação dos dados de precipitação de chuva por meio do pluviômetro representativo da bacia, localizado na lagoa de infiltração.

O percentual impermeável da área dos lotes foi adotado segundo uma aproximação das condições reais presenciadas e do tipo de material empregado para cobertura das superfícies.

O emprego do número de Manning para as superfícies dos lotes e das ruas, definido para áreas impermeáveis e permeáveis dos mesmos, foi adotado de acordo com as referências dispostas no modelo de simulação.

Sabe-se que a interceptação é definida como sendo a retenção de parte da precipitação acima da superfície do solo. Na bacia hidrográfica, existem obstruções naturais e artificiais ao escoamento, acumulando parte do volume precipitado. O volume de

água retido nessas áreas é evaporado ou infiltrado. O modelo de simulação requer que seja definida a profundidade ou a lâmina de armazenamento nas depressões das áreas dos lotes e das ruas. Tal profundidade deve ser atribuída tanto para a parte permeável como para a impermeável das referidas áreas. A lâmina de armazenamento ficou estabelecida de acordo com os seguintes critérios:

- área impermeável dos lotes: 1 mm;
- área permeável dos lotes: 0,5 mm;
- área impermeável dos arruamentos: 0,5 mm;
- área permeável dos arruamentos: 0,5 mm.

A quantificação do escoamento superficial gerado não contará com a influência de águas provenientes de aquífero, sendo, dessa maneira, formada apenas pela incidência da precipitação efetiva na bacia experimental.

O modelo de simulação permite a análise da qualidade da água por meio dos elementos que constituem a poluição difusa. Entende-se que a poluição gerada pelo escoamento superficial da água em zonas urbanas 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.

A identificação das fontes geradoras do material carreado 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).

A bacia experimental possui característica predominantemente residencial, fato que foi imposto na simulação para as condições de uso de terra. Tal adoção tem, conjuntamente com outras definições, o objetivo de realizar o estudo qualitativo dos escoamentos superficiais gerados. O SWMM permite simular a formação, o fluxo e o transporte de até dez poluentes, bastando, para isso, fornecer alguns parâmetros com relação às unidades de concentração do(s) poluente(s), concentração nas águas de chuva precipitadas, aspectos relativos às águas subterrâneas, infiltração e coeficiente de decaimento. Pode-se, ainda, trabalhar com equações que descrevem o acúmulo do poluente para os casos de existência de dias secos ou em tempos de chuva (períodos úmidos).

Com relação aos eventos de chuva, a série pluviométrica utilizada na simulação compreende um total de 27 eventos, entre o período dos dias 16 de junho de 2007 e 8 de setembro de 2007, com registro da precipitação a cada 5 min.

Parâmetros hidráulicos

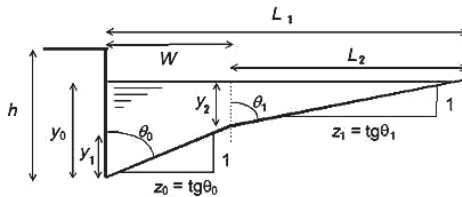
A determinação dos parâmetros hidráulicos implica na definição dos nós da rede de drenagem, entendidos como junções pelo SWMM, na identificação dos elementos responsáveis pela condução do escoamento superficial e na caracterização das estruturas de armazenamento existentes (lagoas de detenção/infiltração).

Uma importante definição é a qualificação da superfície de escoamento por meio dos coeficientes de rugosidade e da perda de carga. Para essa determinação, recorreu-se a uma avaliação entre os valores sugeridos pelo SWMM e os apresentados em Porto (2004).

As sarjetas da bacia em estudo apresentam a característica mais próxima do que se entende como concreto rugoso, assumindo, dessa forma, o valor do número Manning igual a 0,017.

Os nós da rede de drenagem foram criados no início e no fim dos elementos de condução do escoamento superficial, possibilitando a ligação entre os mesmos e a sua mudança de direção. Tais ligações ocorrem principalmente nos limites da bacia e no cruzamento dos arruamentos, conforme orientação exposta no item 6.5.4.1.

Foi gerada no modelo de simulação uma sarjeta padrão com seção mista, conforme a Figura 6.26. A Tabela 6.2 apresenta os valores adotados para o dimensionamento da sarjeta padrão.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.26 Seção transversal de uma sarjeta do tipo mista.

Tabela 6.2 > Dimensões adotadas para a seção transversal da sarjeta.

LARGURA DA VIA (m)	LARGURA DO PASSEIO (m)	LARGURA DO CANTEIRO (m)	FAIXA A PRESERVAR (m)	W (m)
10	1,5	0	0	0,6
Largura L ₁ (m)	Largura L ₂ (m)	Altura Y ₁ (m)	Altura Y ₂ (m)	Inclinação (%)
3,50	2,90	0,03	0,058	2
Z ₀ =tgθ ₀	Z ₁ =tgθ ₁	Y ₀	Área (m ²)	
20	50	0,088	0,128	

Parâmetros de qualidade

Com relação aos aspectos de qualidade, estes são definidos pela caracterização do(s) poluente(s) e de sua área de ocorrência, segundo duas situações distintas. Para a primeira situação, devem ser informados os parâmetros que evidenciam o acúmulo do poluente em momentos em que não se verifica a ocorrência de precipitação, ou seja, os poluentes existentes nas superfícies e no ar atmosférico são continuamente depositados nesses meios, originando o que se entende por "deposição seca". Na segunda situação, tem-se a caracterização da lavagem desses poluentes para os períodos de chuva; em outras palavras, a chuva realiza a lavagem dos poluentes depositados nas superfícies, bem como dos que estiverem no meio atmosférico, fato que pode ser compreendido como a "deposição úmida".

Conforme expresso no item 6.5.3, os dados apresentados anteriormente para a concentração do poluente DQO foram retirados das análises laboratoriais das águas de escoamento superficial, coletadas em pontos distribuídos ao longo da bacia. A Tabela 6.3 indica os valores da DQO para esses pontos, segundo os eventos de precipitação observados.

Tabela 6.3 > Valores medidos de DQO, em mg/L, para as águas de escoamento superficial.

PARÂMETRO	PONTO	7/5/2008	8/5/2008	29/5/2008	30/5/2008	1/7/2008	8/7/2008
DQO (mg/L)	M1	64,31	66,24	21,44	81,60	72,12	86,40
	M2	21,44	88,32	42,88	57,6	31,25	96
	M3	150,1	-	42,88	57,6	-	-
	M4	69,68	132,5	64,32	57,6	70,31	-
PARÂMETRO	PONTOS	9/7/2008	18/7/2008	22/7/2008	25/7/2008	22/8/2008	
DQO (mg/L)	M1	31,4	84,61	24,22	43,1	64,7	
	M2	10,4	15,38	7,75	98,2	133,33	
	M3	-	-	-	-	-	
	M4	33,6	96,15	32,94	46,55	11,76	

Considerando que cada um dos pontos distribuídos ao longo da bacia é representativo de uma determinada área dessa mesma bacia, foi possível realizar um equacionamento a fim de transformar a concentração da DQO de mg/L (miligramas por litro) para kg/ha (quilogramas por hectare). Tal transformação é imprescindível, tendo-se em vista a necessidade de informar a concentração máxima do poluente nas formulações que descrevem a "deposição seca".

A partir dos dados de precipitação e das áreas de contribuição, calcula-se o volume precipitado efetivo para cada uma das áreas representativas dos amostradores. A Tabela 6.4 apresenta os resultados da DQO, expressa em kg/ha, simulada nos pontos de monitoramento da bacia de Mirassol.

Tabela 6.4 > Valores da DQO (kg/ha) por amostrador segundo os eventos registrados.

	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (ha)	P _{TOTAL} (m ³)	DQO _{MEDIÇÃO} (mg/L)	C*	DQO (kg/ha)
AMOSTRADOR	EVENTO 07/05/2008	- P_{TOTAL} = 4,826 mm			
M1	4,68	225,72	64,31	0,46	1,428
M2	2,64	127,26	21,44	0,46	0,476
M3	8,12	391,08	150,1	0,46	3,332
M4	11,62	560,83	69,68	0,46	1,547
AMOSTRADOR	EVENTO 08/05/2008	- P_{TOTAL} = 3,048 mm			
M1	4,68	142,56	66,24	0,46	0,928
M2	2,64	80,37	88,32	0,46	1,237
M3	8,12	247,39	-	0,46	-
M4	11,62	354,20	132,50	0,46	1,858
AMOSTRADOR	EVENTO 29/05/2008	- P_{TOTAL} = 3,048 mm			
M1	4,68	142,56	21,44	0,46	0,301
M2	2,64	80,37	42,88	0,46	0,601
M3	8,12	247,39	42,88	0,46	0,601
M4	11,62	354,20	64,32	0,46	0,902
AMOSTRADOR	EVENTO 30/05/2008	- P_{TOTAL} = 33,27 mm			
M1	4,68	1.556	81,6	0,46	12,490
M2	2,64	877	57,6	0,46	8,816
M3	8,12	2.700	57,6	0,46	8,816
M4	11,62	3.866	57,6	0,46	8,816
AMOSTRADOR	EVENTO 01/07/2008	- P_{TOTAL} = 108,97 mm			
M1	4,68	5.096	78,12	0,46	39,157
M2	2,64	2.873	31,25	0,46	15,664
M3	8,12	8.844	-	0,46	-
M4	11,62	12.662	70,31	0,46	35,242
AMOSTRADOR	EVENTO 08/07/2008	- P_{TOTAL} = 2,794 mm			
M1	4,68	130,68	86,4	0,46	1,110
M2	2,64	73,67	96	0,46	1,234
M3	8,12	226,77	-	0,46	-
M4	11,62	324,69	-	0,46	-
AMOSTRADOR	EVENTO 09/07/2008	- P_{TOTAL} = 17,526 mm			
M1	4,68	819	31,4	0,46	2,531
M2	2,64	462	10,4	0,46	0,838
M3	8,12	1.422	-	0,46	-
M4	11,62	2.036	33,6	0,46	2,709
AMOSTRADOR	EVENTO 18/07/2008	- P_{TOTAL} = 8,636 mm			
M1	4,68	403,93	84,61	0,46	3,361
M2	2,64	227,73	15,38	0,46	0,611
M3	8,12	700,95	-	0,46	-
M4	11,62	1.003,59	96,15	0,46	3,820
AMOSTRADOR	EVENTO 22/07/2008	- P_{TOTAL} = 8,128 mm			
M1	4,68	380,17	24,22	0,46	0,906
M2	2,64	214,33	7,75	0,46	0,290
M3	8,12	659,71	-	0,46	-
M4	11,62	944,55	32,94	0,46	1,232
AMOSTRADOR	EVENTO 25/07/2008	- P_{TOTAL} = 50,80 mm			
M1	4,68	2.376	43,1	0,46	10,072
M2	2,64	1.339	98,2	0,46	22,947
M3	8,12	4.123	-	0,46	-
M4	11,62	5.903	46,55	0,46	10,878
AMOSTRADOR	EVENTO 22/08/2008	- P_{TOTAL} = 5,588 mm			
M1	4,68	261,37	64,7	0,46	1,663
M2	2,64	147,35	133,33	0,46	3,427
M3	8,12	453,55	-	0,46	-
M4	11,62	649,38	11,76	0,46	0,302

LEGENDA: C* REPRESENTA O COEFICIENTE DE DEFLÚVIO, OBTIDO POR MEIO DE UMA MÉDIA ARITMÉTICA DOS VALORES ENCONTRADOS PARA OS EVENTOS EXPLICITADOS ACIMA.

Finalmente, foi realizada uma média aritmética com os valores da DQO (kg/ha), com os resultados apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 > Valores médios da DQO (kg/ha).

AMOSTRADOR	MÉDIA POR AMOSTRADOR	MÉDIA GERAL
M1	6,6416	5,4702
M2	6,0684	
M3	2,6182	
M4	6,5525	

A média geral foi utilizada para indicar a concentração máxima da DQO (kg/ha) na equação de acúmulo do poluente presente.

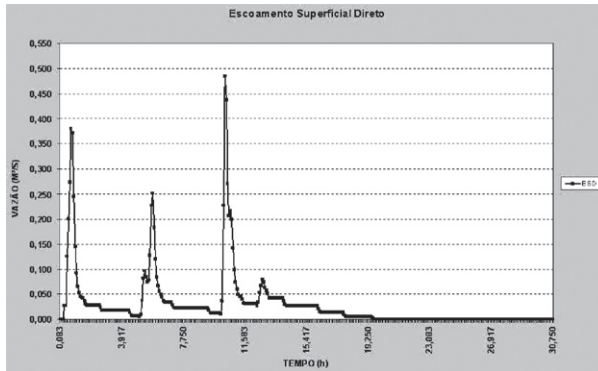
6.5.4.4 Processo de calibração

A realização da calibração e a validação do modelo foram executadas por meio de um processo iterativo. No processo da iteração, existe uma reconfiguração dentro do modelo de simulação de um ou mais coeficientes representativos da bacia. O objetivo maior da mudança dos valores dos coeficientes é atingir um resultado tido como valor de parâmetro válido na atividade de calibração. Para o caso em estudo, os resultados dos valores obtidos para os parâmetros do modelo foram alcançados por meio de um processo de tentativa e de erro, até se obterem hidrogramas simulados compatíveis com os observados por medição. Na medida em que os hidrogramas gerados pelo SWMM atingem, dentro de limites aceitáveis, conformações próximas com os observados, e que são medidos por meio da estação hidrométrica, finaliza-se a etapa de calibração. A validação dos resultados inclui também a verificação dos erros gerados pelo desencadeamento da simulação por intermédio do SWMM. Tais erros são, em geral, intrínsecos à utilização do próprio modelo.

As modificações sugerem, dentro do projeto em questão, a variação de coeficientes como: grau de impermeabilização dos lotes, nível de perdas de escoamento por armazenamento em depressões, valores representativos das características dos solos, indicação dos tipos de superfícies nas quais se processam os escoamentos, valores de perda de carga nos elementos de drenagem, entre outros fatores.

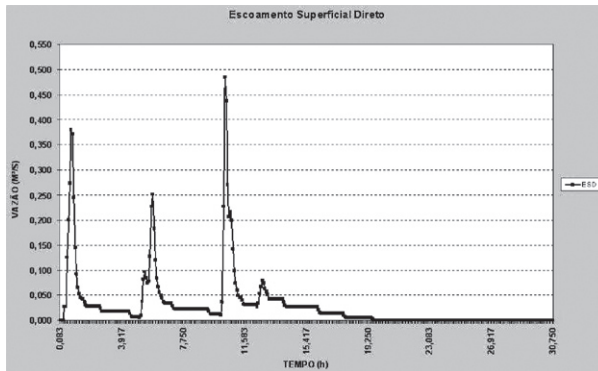
6.5.5 Resultados

Levando-se em consideração a necessidade de comparar os resultados gerados pelo SWMM e os obtidos em campo, os gráficos apresentados nas Figuras 6.27 e 6.28 fornecem, respectivamente, os valores do escoamento superficial direto (ESD) e de Runoff, apresentados para o sistema total da bacia, referentes à estação hidrométrica da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) e o proposto pelo modelo.



FONTE: UFRN (2008)

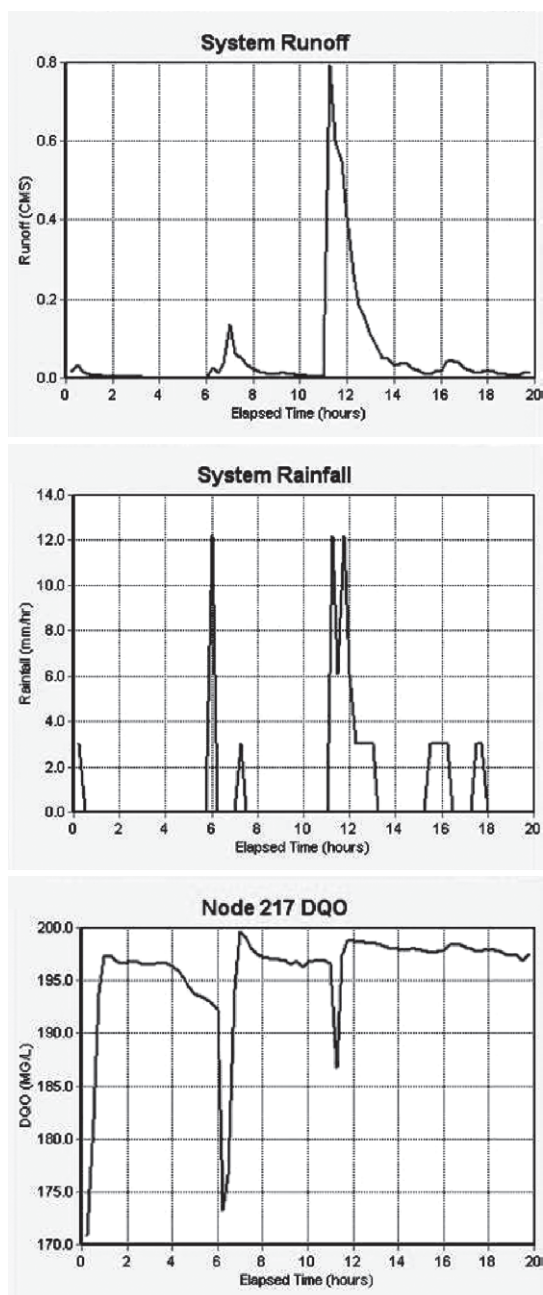
Figura 6.27 Hidrograma observado em campo.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.28 Hidrograma gerado pelo SWMM.

Quanto ao estudo qualitativo, os gráficos obtidos para a avaliação da DQO apresentaram uma boa configuração nos aspectos de comportamento. O resultado de tal configuração é perceptível quando analisados comparativamente os seguintes gráficos: escoamento superficial gerado para a bacia, hidrograma e o gráfico de DQO apresentado para um ponto localizado na cota mais baixa dessa mesma bacia (lagoa de infiltração). A Figura 6.29 explicita o comentário realizado anteriormente.

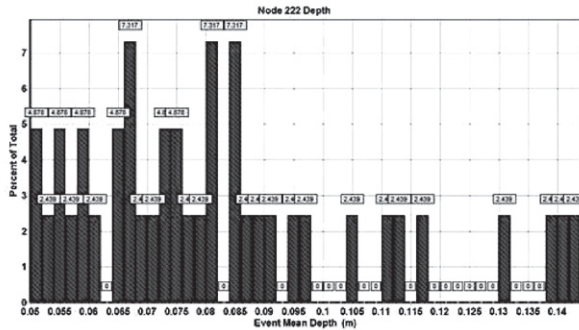


FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.29

(a) Escoamento superficial; (b) Hietograma; (c) Demanda química de oxigênio em um ponto localizado na lagoa imediatamente a montante da lagoa de infiltração.

Os resultados gerados são passíveis ainda de análise estatística a partir da configuração de histogramas de frequência elaborados pelo modelo de simulação. Uma exemplificação para o caso seria a necessidade de se avaliar a variação da lâmina de escoamento em uma junção ou em uma sarjeta qualquer do sistema ao longo do tempo. A Figura 6.30 expõe a representação do histograma de frequência para um exemplo do caso anterior.



FONTE: UFRN (2008)

Figura 6.30 Histograma de frequência (elaborado pelo SWMM).

6.5.6 Conclusões

De acordo com os resultados apresentados, percebe-se que as informações geradas pelo modelo enquadram-se em uma configuração válida diante dos dados inseridos para a caracterização da bacia experimental. Observou-se que os erros de continuidade especificados pelo SWMM estão significativamente abaixo dos 10% atribuídos como limite para consideração dos resultados.

Levando-se em conta que toda a área da bacia experimental já se apresenta devidamente caracterizada dentro do modelo de simulação e que as informações geradas pelo SWMM podem ser utilizadas, todo o processo de calibração e de validação fica na dependência apenas dos ajustes dos coeficientes e dos parâmetros representativos da bacia, conforme comentado em item anterior. Uma consideração a esse comentário pode ser retirada a partir dos resultados apresentados nas Figuras 6.27 e 6.28, em que os gráficos demonstram semelhança de resposta, embora diagnostiquem distorções quando analisados comparativamente aos seus valores pontuais.

A continuidade da associação entre o monitoramento de campo e a modelagem hidrológica maximiza, potencialmente, a capacidade de gerar, por meio de avaliações dos resultados, melhores destinos de utilização para as águas de escoamento superficial coletadas. Para tal fim, é imprescindível realizar ainda uma análise mais prolongada

dos eventos registrados na bacia experimental. O objetivo primordial dessa finalidade é aumentar o parâmetro de confiabilidade dos resultados expostos.

6.6 Análise Crítica

O estudo quali-quantitativo de manejo das águas pluviais urbanas em bacia piloto, realizado na cidade de Natal, é um marco importante para o desenvolvimento de pesquisas teórico-experimentais envolvendo a complexidade do ambiente urbano, em que se inter-relacionam a questão urbanística de uso e a ocupação do solo, com a infraestrutura e os aspectos específicos da drenagem urbana, considerando-se os deflúvios superficiais tanto com relação as suas magnitudes quanto aos aspectos sanitários da qualidade de suas águas.

A primeira etapa das pesquisas, que corresponde ao período de dois anos de implantação da bacia piloto, foi importante para a caracterização da área, da aquisição e da instalação de equipamentos, assim como o desenvolvimento de equipamentos alternativos para a coleta de amostras de água durante os períodos chuvosos. Foi uma etapa difícil, em que se utilizou inevitavelmente o critério de tentativas e de erros, a fim de se alcançar os objetivos relacionados às medições, tanto em quantidade quanto em qualidade das águas pluviais.

As instalações na bacia piloto foram completadas no aspecto de coleta de amostras de água e de medições parciais de vazões, tendo em vista que o vertedor instalado tem limitações de uso condicionadas ao nível de acumulação de águas na lagoa. A falta de flexibilidade de cotas e de posicionamentos limitou o projeto desse medidor. Porém, foi a forma encontrada dentro dos prazos e dos limites financeiros disponíveis com relação ao orçamento e ao cronograma do projeto.

As instalações de coletores em pontos distribuídos na bacia permitiram a coleta de amostras de água durante os processos de transformação chuva-vazão na bacia. No entanto, os volumes coletados e os tempos observados sugerem o redimensionamento dos coletores, possivelmente por meio de tanques de maior magnitude e monitorados por intermédio de medidores de nível, e de cápsulas para retenção de água durante o processo de enchimento.

Com relação à modelagem, uma investigação mais minuciosa com relação aos parâmetros hidrológicos na bacia será de grande utilidade para a avaliação confiável desses parâmetros distribuídos. Entretanto, o desafio maior será a modelagem de alguns parâmetros de qualidade, tendo em vista a sensibilidade de qualquer desses parâmetros em relação ao estado da bacia, às chuvas antecedentes e à distribuição espacial do contaminante disposto na superfície dos terrenos.

Ressalta-se a importância de continuidade das pesquisas, tanto com relação aos aspectos básicos mencionados anteriormente quanto ao manejo que se pretende implantar na lagoa de infiltração da bacia, por meio da separação das primeiras águas, do tratamento e da injeção da água de melhor qualidade no aquífero, fazendo uso de poços de injeção.

Referências Bibliográficas

- BRASIL. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. *Gestão do território e manejo das águas urbanas*. Brasília: Ministério das Cidades, 2005. 270p.
- CEDERGREN, H.R. *Drenagem dos pavimentos de rodovias e aeródromos* – Livros técnicos e científicos. Tradução de Hugo Nicodeno Guida. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980. 177p.
- GARCIA, J.I.B.; PAIVA, E.M.C.D. Comparação das respostas do modelo SWMM para diferentes amplitudes de cheia. In: I SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO SUL, Santa Maria-RS, 2005. *Anais do I Simpósio de Recursos Hídricos do Sul*, Santa Maria-RS, nov. 2005. v.1. p. 1-17.
- GREGORY, K.J.; WALLING, D.E. *Drainage basin form and process*. 1. ed. London: Edward Arnold, 1973. 458p.
- MOREIRA, L.F.F.; MEDEIROS, V.M.A.; SANTANA, S.C. Calibração de parâmetros hidrológicos numa bacia urbana em Natal/RN. In: V Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, Natal-RN, 2000. v. 2. p. 396-406.
- POMPÊO, C.A. *Notas de aula: sistemas urbanos de microdrenagem*. Florianópolis: USC, 2001.
- PORTO, R.M. *Hidráulica básica*. 3. ed. São Carlos: Editora da EESC-USP, 2004. 519p.
- TEMPRANO, J. et al. Stormwater quality calibration by SWMM: a case study in Northern Spain. *Water SA*, v. 32, n.1, p.55-64, janeiro 2006. Disponível em: <<http://www.wrc.org.za>>. Acesso em: 19 de outubro de 2006.
- TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem urbana: coleção ABRH de recursos hídricos*. 5. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 1995. 428p.
- TUCCI, C.E.M.; SILVEIRA, L.L.A. *Hidrologia: ciência e aplicação*. 3. ed., primeira reimpressão. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2004. 943p.

Notas

1 O SWMM – Storm Water Management Model – (USEPA, 1969 *apud* JAMES *et al*, 1999) é um sistema modular, originado em 1969, pela USEPA (United States Environmental Protection Agency) e possui um módulo de propagação hidrodinâmica em redes e canais abertos.

7

Microrreservatório de Detenção em Logradouro Público

Cabral, J.J.S.P.; Cartaxo, A.L.; Antonino, A.C.D.; Borba Filho, B.F.L.; Santos L.L.

7.1. Introdução

O sistema de drenagem das águas pluviais urbanas se sobressai como um dos mais sensíveis aos problemas causados pela urbanização, tanto em razão das modificações dos processos do ciclo hidrológico por causa do crescimento das cidades como devido à interferência com os demais sistemas de infraestrutura.

Num sistema de drenagem de um núcleo habitacional submetido ao processo de expansão urbana, facilmente comprova-se a sua ineficiência imediatamente após as precipitações significativas, trazendo transtornos à população quando causa inundações e alagamentos. Além desses problemas, ocorre também o aparecimento de doenças, como a leptospirose, diarreias, a febre tifoide e a proliferação dos mosquitos anofelinos, os quais podem disseminar a malária. Como medida preventiva, deve-se adotar um sistema de escoamento eficaz que possa sofrer adaptações para atender à evolução urbanística que aparece no decorrer do tempo.

Um sistema geral de drenagem urbana é constituído pelos sistemas de micro e macrodrenagem. A microdrenagem urbana é definida pelo sistema de bocas-de-lobo, de sarjetas e de condutos pluviais ao nível de loteamento ou de rede primária urbana. Por sua vez, a macrodrenagem é formada pelos eixos principais de escoamento de forma a atenuar os problemas de erosões, de assoreamento e de inundações ao longo dos principais talvegues (fundo de vale, galerias de grandes dimensões, estruturas auxiliares, canais e riachos).

A construção de microrreservatórios nos logradouros públicos (ruas ou praças) atua no sistema de microdrenagem de modo a evitar a formação de maiores picos de vazão que venham a causar alagamentos excessivos.

Por outro lado, a urbanização provoca impermeabilização dos solos e acelera os escoamentos pela superfície, de maneira que uma rede de drenagem, que anteriormente era eficiente num certo trecho da cidade, pode começar a apresentar elevados riscos de falha após o aumento da urbanização.

Segundo Tomaz (2002), reservatório de retenção ou piscinão é um reservatório aberto ou fechado que tem por função regular a vazão de saída num valor pretendido, de maneira a atenuar os efeitos a jusante da vazão desejada, com o objetivo de reter a água por certo tempo, evitando os picos de enchentes.

Conforme Spirn (1995), arquiteta americana, os paisagistas, os arquitetos e os historiadores americanos consideram os sistemas de parques de Boston, Massachusetts, Estados Unidos, conhecido como Emerald Necklace, como um marco no planejamento dos parques americanos, mas poucos sabem que um terço do sistema foi projetado para o controle de enchentes e para a melhora da qualidade das águas, e não fundamentalmente para recreação.

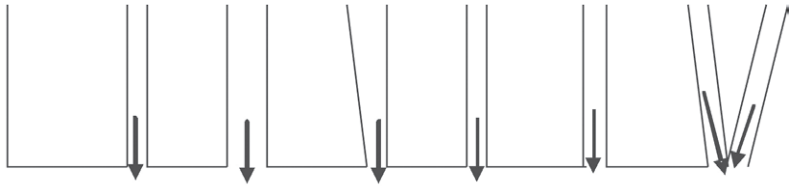
A construção de microrreservatórios em determinados pontos da rede pode corrigir esses problemas e continuar a utilização da rede de drenagem já existente. Esses pequenos reservatórios podem ser denominados de reservatórios de retenção hídrica.

No Brasil, tem-se construído piscinões, principalmente em São Paulo, Minas Gerais e Rio Grande do Sul. O estado de São Paulo é um exemplo na construção de reservatórios de retenção hídrica. Segundo o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), além de mais de uma dezena de reservatórios já existentes, o governo prevê a construção de vários reservatórios, o que amenizará os problemas causados pelo grande escoamento superficial existente nessas áreas urbanizadas.

O presente capítulo descreve um estudo de caso de um microrreservatório construído sob o pavimento de uma rua num bairro tradicional e totalmente urbanizado de Recife, Pernambuco.

7.1 Características do Local

A cidade de Recife é formada por uma planície de cotas muito baixas (entre 1 e 10 m) e cercada por uma cadeia de morros de baixa altitude. Com o crescimento das últimas décadas, a cidade se propagou em direção às cidades vizinhas, formando uma região



Canal Derby-Tacaruna - Av. Agamenon Magalhães

Figura 7.2

Direcionamento das águas pluviais do bairro Espinheiro para o canal que constitui o eixo da macrodrenagem.



FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.3

Canal Derby-Tacaruna, na Avenida Agamenon Magalhães, eixo norte-sul da cidade de Recife.

Devido ao crescimento acelerado do bairro, grande parte das áreas permeáveis foi se tornando impermeável, o que contribuiu para a diminuição da infiltração e o aumento do escoamento superficial pelas ruas e avenidas. Assim sendo, a infraestrutura do bairro não é eficiente e tampouco comporta o total da população existente hoje. Diante disso, em períodos chuvosos, ocorrem alagamentos que se concentram em trechos da Avenida Conselheiro Portela, da Rua Santo Elias (Figura 7.4), da Rua do Espinheiro e da Avenida João de Barros.

A Figura 7.5 mostra a imagem QuickBird com a limitação da área de estudo no Bairro do Espinheiro e a Figura 7.6 mostra as ruas que fazem parte do estudo.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.4 Alagamentos ocorridos na área de estudo.



FONTE: QUICKBIRD.

Figura 7.5 Recorte de imagem QuickBird com limitação do Bairro do Espinheiro.



FONTE: QUICKBIRD MODIFICADO.

Figura 7.6

Localização da área de estudo do Bairro do Espinheiro com as especificações das ruas que estão inseridas no estudo.

7.2 Local da Construção do Microrreservatório

Para reduzir os riscos de alagamento em um dos pontos críticos da drenagem, foi analisada a possibilidade de construção de um pequeno reservatório de retenção para amortecimento dos picos de vazão das águas pluviais no Bairro Espinheiro, no local indicado na Figura 7.7.

Devido às dificuldades da administração pública e à falta de continuidade da equipe técnica, não foi possível encontrar o projeto do sistema de drenagem construído algumas décadas atrás.

Foi necessário fazer o levantamento das características do sistema de drenagem, e a Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana (EMLURB), órgão da Secretaria de Serviços Públicos, da prefeitura da cidade do Recife, realizou o cadastro do sistema de drenagem de águas pluviais existente no Bairro Espinheiro, com o apoio das equipes da instituição.

Durante a realização do cadastro do sistema de drenagem de águas pluviais existente no Bairro Espinheiro pela EMLURB, foram analisados alguns modelos para obtenção da capacidade de escoamento do sistema de galerias existentes na área de estudo. Resolveu-se fazer as análises usando a fórmula do método racional para cálculos mais simples e o modelo Storm Water Management Model (SWMM) para fazer a análise do sistema de drenagem como um todo.

Após a obtenção do cadastro do sistema de águas pluviais do Bairro do Espinheiro, foram inseridas as informações da rede de drenagem de águas pluviais no programa SWMM, com as cotas determinadas no cadastro e os dados geométricos e hidrológicos necessários para iniciar o processo de simulação.

A Figura 7.9 mostra as áreas de contribuição determinadas para alguns poços de visita já existentes.

7.3 Simulação Computacional com o Programa SWMM

O SWMM (USEPA, 1969 *apud* JAMES *et al*, 1999) é um sistema modular originado em 1969 pela USEPA (United States Environmental Protection Agency) e possui um módulo de propagação hidrodinâmica em redes e em canais abertos. O pacote desse modelo é bastante completo, pois ele se propõe a resolver problemas qualitativos e quantitativos.

Huber e Dickinson (1992) apresentam a estrutura do modelo em nove blocos ou módulos, sendo quatro computacionais e cinco de serviços, além do executivo. Os quatro módulos computacionais são divididos em: bloco Runoff, que se refere à transformação de chuva em vazão; bloco Transport, referente ao transporte na rede de drenagem segundo o conceito da onda cinemática; bloco Extran, que se trata da modelação hidrodinâmica em condutos e canais; e bloco Storage/Treatment, que diz respeito à qualidade das águas.

O módulo Runoff permite a simulação quali-quantitativa do escoamento gerado em áreas urbanas e a sua propagação na superfície ou em canais de forma simplificada. O módulo processa suas rotinas com base em dados de precipitação ou em neve, simulando degelo, infiltração em áreas permeáveis (modelos de Horton ou Green-Ampt), detenção na superfície e escoamento na superfície e em canais, podendo ser utilizado para simulações de eventos isolados ou contínuos.

O escoamento superficial é obtido por meio de um reservatório não linear para cada subárea e pode ser representado pela combinação das equações de Manning e da continuidade. A resolução da equação diferencial não linear é resolvida segundo o processo iterativo de Newton-Raphson.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.9 Áreas de contribuição para os principais poços de visitas, no Bairro do Espinheiro.

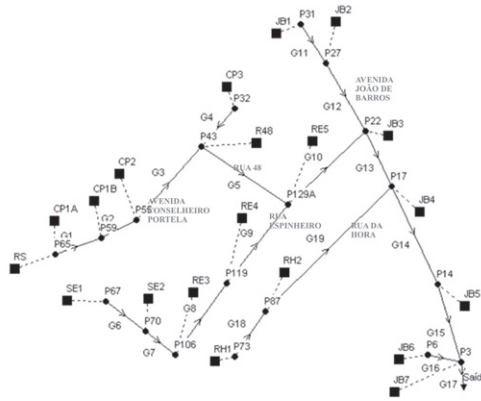
Para a análise das sub-bacias, estas são subdivididas em três subáreas: duas são impermeáveis, com armazenamento por detenção e sem armazenamento por detenção, e a terceira é permeável, com armazenamento na depressão do solo.

O modelo hidrodinâmico Extran propaga o escoamento utilizando as equações completas de Saint-Venant, tendo a vazão e a cota piezométrica como variáveis. A solução se dá por meio de um esquema explícito adiantado no tempo, segundo o método de Euler modificado. Nas simulações, são utilizados intervalos de tempo pequenos, menores que 60 segundos, fazendo com que o tempo de simulação seja uma variável importante no uso do modelo (ROESNER *et al*, 1988).

O módulo simula efeitos de jusante, fluxo reverso, fluxo a superfície livre e/ou sob pressão. O sistema de drenagem é concebido como uma série de vínculos e de nós. Os vínculos (links) transmitem fluxo entre os nós, sendo que a variável dependente é

a vazão. Já os nós têm características de armazenamento, sendo a equação da continuidade aplicada aos nós e a equação da quantidade de movimento aplicada ao longo dos vínculos (links).

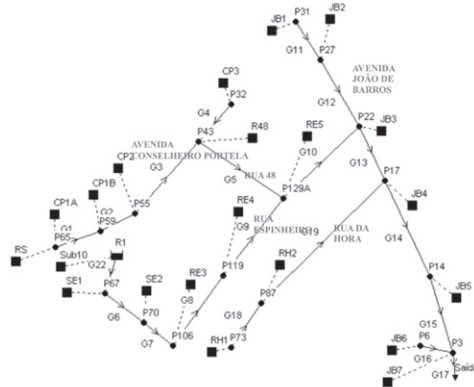
Esse módulo permite a simulação de efeitos de remanso, de condutos sob pressão e de estruturas especiais, como vertedores, orifícios, bombas e reservatórios. O Extran utiliza um sistema de nós interligados para a discretização física do sistema de drenagem e



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.10

Rede de drenagem do Bairro do Espinheiro, baseada no cadastro realizado pela prefeitura da cidade de Recife.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.11

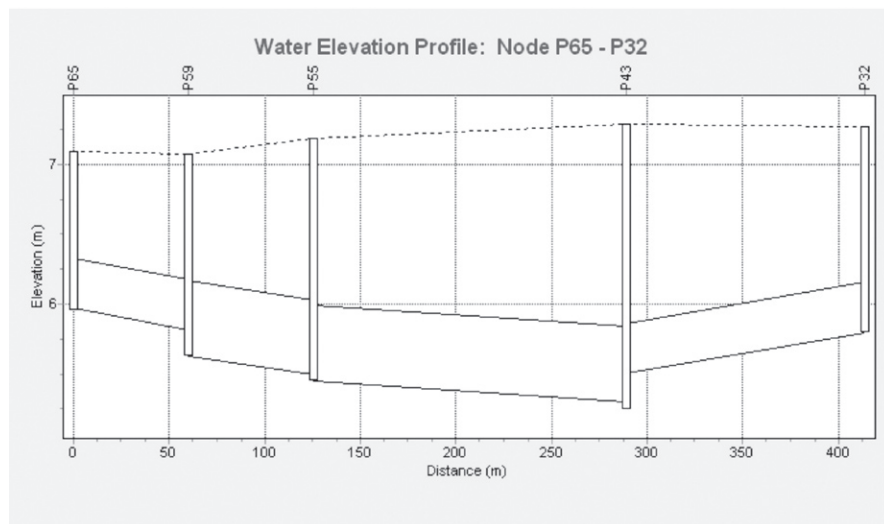
Localização do microrreservatório (R1) na rede de drenagem do Bairro do Espinheiro, com saída para a Rua Santo Elias.

para a solução matemática por diferenças finitas para as equações completas de Saint-Venant, com fluxo não permanente e gradualmente variado. A versão 5.0 é a mais recente, com interface Windows e disponível no site: <http://www.epa.gov/ednrmrl/swmm/>.

As Figuras 7.10 e 7.11 mostram a rede de águas pluviais implantada no programa SWMM, a partir do cadastro realizado pela prefeitura de Recife, e a implementação do microrreservatório para minimizar os alagamentos da área.

7.3.1 Simulações realizadas

Foram realizadas várias simulações com o modelo SWMM para verificar o funcionamento da rede de drenagem existente no Bairro do Espinheiro e analisar como ficaria o comportamento do sistema com a implantação de algumas modificações, inclusive com a construção de microrreservatório numa das ruas. A Figura 7.12 mostra o perfil longitudinal de uma das galerias.

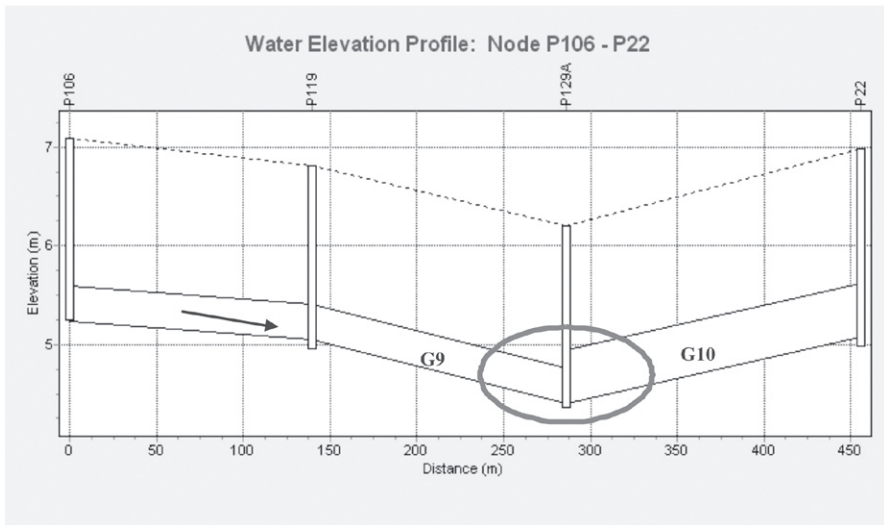


FONTE: CARTAXO,A.L

Figura 7.12

Imagem da galeria da Avenida Conselheiro Portela. No ponto P43 sai uma galeria pela rua transversal.

Ao se fazer a implantação das informações, verificou-se que alguns trechos estavam dificultando o fluxo devido à declividade não adequada, causada talvez por recalque de parte trecho. A Figura 7.13 mostra uma das galerias que estão com problemas de declividade e que interferem no deslocamento do fluxo.



FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.13

Galeria existente na Rua Espinheiro com trecho com declividade invertida, provavelmente devido ao recalque do ponto P129A.

Foram encontrados outros problemas nas cotas das galerias que chegam aos poços de visita da Rua Espinheiro. A prefeitura ficou encarregada de corrigi-los no local, assim a simulação foi realizada com os valores corrigidos das cotas das galerias que chegam aos poços P129A, da Rua Espinheiro, e do poço P27, da Avenida João de Barros.

Entrada dos dados

Inicialmente, é necessário entrar com todas as informações referentes à geometria do sistema de drenagem, incluindo cotas no início e no fim das galerias, diâmetros das galerias, profundidade dos poços de visita e outras informações que forem necessárias para caracterizar corretamente o sistema. O programa permite que se informe valores de vazão que entram em determinados pontos da rede, e esse cálculo foi feito pelo método racional. A Tabela 7.1a mostra os dados da área de estudo, cujas colunas continuam nas Tabelas 7.1b e 7.1c.

Tabela 7.1a > Informações das galerias e das vazões para a simulação com o SWMM.

POÇOS (SWMM - Junction)	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (SWMM - Sub-catchment)	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (AutoCAD)	GALERIA (SWMM - Conduit)	TRECHO PERTENCENTE À GALERIA	EXTENSÃO DO TRECHO (m)
P 65	CP 1A / RS	AC 25A / AC 44	1	P65 -> P64 - P63 - P62 - P60 -> P59	59,870
P 59	CP 1B	AC 25B	2	P59 -> P58 - P57 - P56 -> P55	63,400
P 55	CP 2	AC 24	3	P55 -> P54 - P53 - P52 - P51 - P50 - P49 - P48 - P47 - P46 - P45 - P44 -> P43	163,690
P 32	CP 3	AC 14	4	P32 -> P33 - P34 - P35 - P36 - P37 - P38 - P39 -> P43	124,760
P 43	R48	AC 13	5	P43 -> P145 - P144 - P143 - P142 - P141 - P140 - P139 - P138 -> P129A	166,860
P 67	SE 1	AC 26A	6	P67 -> P68 -> P70	67,370
P 70	SE 2	AC 26B	7	P70 -> P71 - P72 -> P106	86,690
P 106	RE 3	AC 22	8	P106 -> P107 - P108 - P109 - P110 - P111 - P112 - P113 - P114 - P115 - P116 - P117 - P118 -> P119	139,810
P 129A	RE 5	AC 11	10	P129A -> P130 - P131 - P132 - P133 - P134 - P135 - P136 - P137 -> P22	169,740
P 31	JB 1	AC 6A	11	P31 -> P30 - P29 - P28 -> P27	46,460
P 27	JB 2	AC 6B	12	P27 -> P26 - P24 - P23 -> P22	185,310
P 22	JB 3	AC 5	13	P22 -> P21 - P20 - P19 - P18 -> P17	95,300
P 17	JB 4	AC 4	14	P17 -> P16 - P15 -> P14	147,040
P 14	JB 5	AC 3	15	P14 -> P13 - P11 - P10 - P9 -> P3	154,480
P 3	JB 7	AC 7	17	P3 -> P2 -> SAÍDA1	37,170
P 6	JB 6	AC 8	16	P6 -> P5 - P4 -> P3	45,690
P 73	RH 1	AC 20	18	P73 -> X -> P87	145,970
P 87	RH 2	AC 10	19	P87 -> X - X -> P17	278,150

Tabela 7.1b > Informações das galerias e das vazões para a simulação com o SWMM.

ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (km ²)	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (ha)	COTAS (m)		DECLIVIDADE (m/m)	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO Tc (min)	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO Tc+5 (min)
		C2	C1			
0,032084	3,2084	5,974	5,819	0,002589	15,34	20,34
0,00542	0,542	5,629	5,494	0,002129	17,29	22,29
0,01261	1,261	5,454	5,304	0,000916	49,65	54,65
0,01466	1,466	5,801	5,304	0,003984	22,88	27,88
0,01747	1,747	5,244	4,408	0,005010	26,20	31,20
0,009858	0,9858	5,736	5,616	0,001781	19,40	24,40
0,009218	0,9218	5,576	5,409	0,001926	22,86	27,86
0,007548	0,7548	5,239	5,059	0,001287	38,58	43,58
0,01019	1,019	5,059	4,408	0,004447	24,80	29,80
0,01216	1,216	5,154	5,085	0,000407	69,82	74,82
0,02011	2,011	6,745	6,386	0,007727	8,28	13,28
0,007881	0,7881	6,336	5,035	0,007021	24,94	29,94
0,005531	0,5531	4,975	4,407	0,005960	15,92	20,92
0,01245	1,245	4,377	3,439	0,006379	21,66	26,66
0,008024	0,8024	3,439	2,911	0,003418	28,61	33,61
0,0008513	0,08513	2,891	2,687	0,005488	7,96	12,96
0,003359	0,3359	3,828	3,051	0,017006	6,04	11,04
0,01257	1,257	5,767	4,96	0,005529	22,76	27,76
0,02275	2,275	5,07	4,407	0,002384	51,69	56,69

Tabela 7.1c > Informações das galerias e vazões para a simulação com o SWMM.

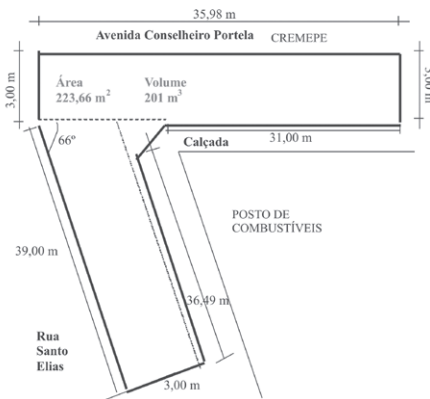
COEFICIENTE DE ESCOAMENTO	INTENSIDADES RECIFE		INTENSIDADE (mm/h)	VAZÃO (L/s)	DIÂMETRO (m)	MANNING	VAZÃO MÁXIMA DA TUBULAÇÃO (L/s)	PERCENTAGEM DE REDUÇÃO DA VAZÃO (%)	VAZÃO ADMISSÍVEL DA TUBULAÇÃO (L/s)
	i1 (mm/h)	i2 (mm/h)							
0,86	79,03	71,11	79,03	606,23	0,40	0,013	105,91	90	95,32
0,86	75,83	69,85	75,83	98,26	0,60	0,013	283,19	90	254,87
0,86	48,68	54,50	54,50	164,30	0,60	0,013	185,78	90	167,20
0,86	68,29	66,50	68,29	239,34	0,40	0,013	131,38	90	118,24
0,86	64,67	64,68	64,68	270,14	0,60	0,013	434,39	90	390,95
0,86	72,71	68,53	72,71	171,37	0,40	0,013	87,85	90	79,06
0,86	68,30	66,51	68,30	150,53	0,30	0,013	42,42	90	38,18
0,86	54,73	58,80	58,80	106,11	0,40	0,013	74,69	90	67,22
0,86	66,13	65,43	66,13	161,10	0,40	0,013	138,80	90	124,92
0,86	41,20	48,28	48,28	140,35	0,60	0,013	123,73	90	111,36
0,86	94,74	76,18	94,74	455,48	0,30	0,013	84,96	90	76,46
0,86	65,98	65,35	65,98	124,31	0,40	0,013	174,41	90	156,97
0,86	78,04	70,73	78,04	103,20	0,60	0,013	473,79	90	426,41
0,86	69,76	67,20	69,76	207,63	0,60	0,013	490,16	90	441,15
0,86	62,36	63,43	63,43	121,68	0,60	0,013	358,79	90	322,91
0,86	95,68	76,43	95,68	19,47	0,60	0,013	454,65	90	409,18
0,86	101,81	77,97	101,81	81,76	0,30	0,013	126,04	90	113,44
0,86	68,43	66,57	68,43	205,64	0,40	0,013	154,77	90	139,29
0,86	47,75	53,79	53,79	292,54	0,40	0,013	101,62	90	91,46

7.4 Dimensões do Microrreservatório de Detenção

O objetivo do microrreservatório de retenção foi o de reduzir os problemas de alagamento na área, aproveitando a antiga rede existente, evitando, assim, o custo excessivo de fazer uma nova galeria até o canal da macrodrenagem.

Chin (2000) e Mays (1999) sugerem uma sequência para determinação do volume de um reservatório de retenção:

- fazer um dimensionamento preliminar do reservatório de retenção;
- fazer uma relação preliminar da estrutura de saída do reservatório de retenção;
- fazer o *routing* do hidrograma de escoamento superficial e do escoamento de saída;
- verificar os picos de descarga do desenvolvimento para ver se é menor ou igual à antes do desenvolvimento.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.14

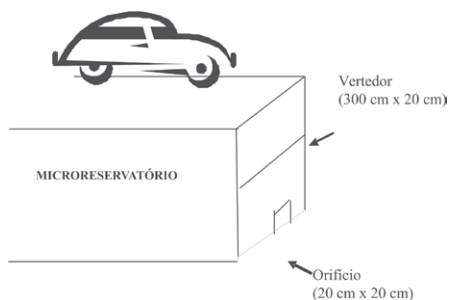
Microrreservatório de retenção com as medidas iniciais (depois sofreu modificações).

Uma das dificuldades existentes na maior parte das cidades brasileiras é justamente obter as informações do sistema de drenagem existente para prosseguir com a sequência prescrita por Chin (2000).

No caso em estudo do Bairro do Espinheiro, foi analisada a vazão máxima que a galeria antiga comportava, a vazão que chegava e foi computado o balanço de massa entre as vazões afluentes e defluentes do reservatório e o volume acumulado. Foi utilizado o SWMM para analisar o comportamento conjunto do reservatório e da rede de drenagem. Devido às limitações de espaço (árvores, outras redes, pequena

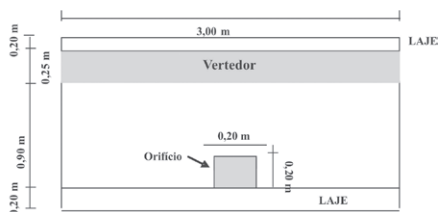
disponibilidade de cotas), optou-se por um volume de aproximadamente 200 m^3 , com um orifício de saída de $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$. Foi realizado o cálculo estrutural e adotou-se a espessura de 20 cm para as paredes e lajes.

Inicialmente, foi planejado o reservatório de retenção com parte na Rua Conselheiro Portela e parte na Rua Santo Elias. No entanto, ao se fazer o detalhamento no local,



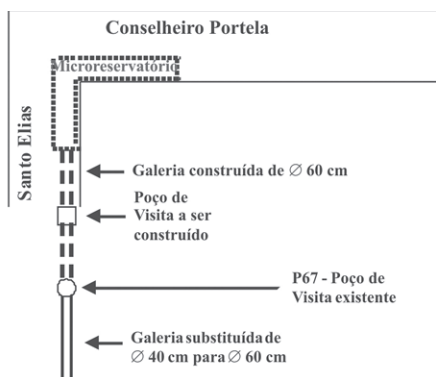
FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.15 Representação do microrreservatório.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.16 Vista frontal do microrreservatório de detenção.



FONTE: CARTAXO.A.L.

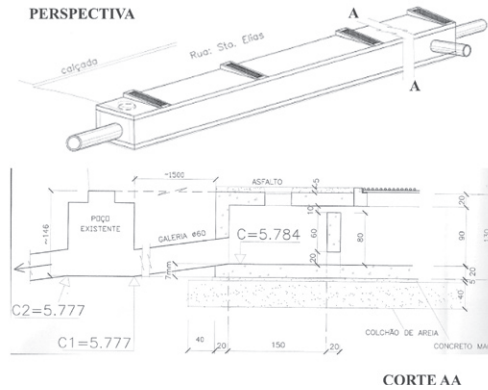
Figura 7.17 Planta baixa da estrutura de saída do microrreservatório (projeto inicial).

verificou-se que havia uma rede de telefonia pelo subsolo, com tubulações e caixa de passagem abaixo da pavimentação da Rua Conselheiro Portela, não deixando espaço para a construção do reservatório.

Foi necessário modificar a localização do microrreservatório, passando a ficar totalmente na Rua Santo Elias, numa extensão de 100 m. As entradas da água pluvial no microrreservatório foram planejadas para ocorrerem nas bocas-de-lobo ao lado das sarjetas e também por meio de estruturas fixas (grades) colocadas na tampa do reservatório. Uma parte da grade da tampa pode ser levantada, funcionando como tampa de inspeção e possibilitando também a limpeza do reservatório.

A estrutura de saída da água pluvial do reservatório foi construída para a Rua Santo Elias. A ligação entre o reservatório e a galeria existente está apresentada na Figura 7.17. O orifício de saída do reservatório foi construído de forma quadrada, com 20 cm de lado. Foi construído também um vertedor para o caso do orifício inferior não dar ventimento.

A Figura 7.18 representa a perspectiva do microrreservatório, com as entradas das galerias de águas pluviais da Rua Santo Elias. Além disso, a Figura 7.18 mostra o corte AA, com as devidas cotas da área de saída do microrreservatório, e a caixa de inspeção conectada à galeria da Rua Santo Elias.



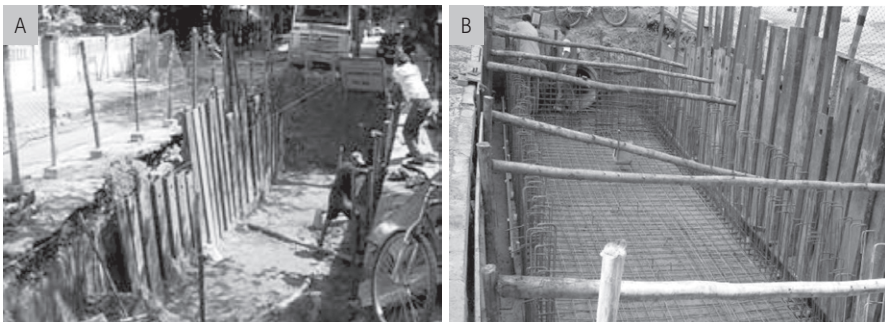
FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.18 Perspectiva e corte do microrreservatório.

A saída das águas do microrreservatório ocorre por gravidade e é direcionada para a Rua Santo Elias. Esta saída ocorre por meio de um orifício de 20 cm x 20 cm. A saída do reservatório pelo orifício está ligada a uma galeria de 60 cm, indo até o poço P67, no qual se encontra com outra galeria de 40 cm de diâmetro.

7.5 Execução do Microrreservatório

A construção do microrreservatório iniciou-se no mês junho de 2007 e se estendeu até meados do segundo semestre do mesmo ano. As etapas realizadas incluíram escavação, escoramento (Figura 7.19a), colocação de formas e de ferragem (Figura 7.19b), concretagem, execução das entradas de águas pluviais (Figura 7.20) e instalação dos equipamentos de monitoramento.



FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.19 (a) Início da obra em junho; (b) Imagem do dia 5 de julho.



FONTE: CARTAXO,A.L.

Figura 7.20 Imagens da construção no mês de agosto de 2008.

A ideia seria construir um reservatório maior, no entanto encontraram-se algumas restrições, como tubulações da rede telefônica, tubulação de esgoto, árvores na calçada, que não permitiram alargar muito o reservatório. Devido à pequena declividade da rua e a pouca profundidade da galeria de jusante, não foi possível aprofundar muito o reservatório. Assim, o tempo de retorno da obra do reservatório ficou de aproximadamente dois anos.

A Figura 7.21 mostra alguns detalhes da obra concluída.



FONTE: CARTAXO,A.L.

Figura 7.21 Obras concluídas. Grade por cima do reservatório e bocas-de-lobo (grelhas) na sarjeta.

7.6 Dificuldades de Manutenção

Pelo fato de Recife ser uma cidade localizada numa região considerada de alta precipitação (2.200 mm por ano), além dos problemas locais, como o baixo gradiente hidráulico das galerias da sua planície, problemas de impermeabilização de alguns bairros, aterramentos de mangues e a questão da educação da população que joga lixo nas ruas e obstrui as entradas das redes de drenagens, torna-se necessário um planejamento cuidadoso da manutenção do sistema de drenagem para não dificultar o escoamento adequado das águas pluviais.

A manutenção das galerias é essencial para o adequado funcionamento do sistema de drenagem urbana. Em Recife, observa-se que os canais, pelo fato do lixo ficar visível, possuem um plano anual de limpeza que funciona razoavelmente. No entanto, a manutenção das galerias precisa ser aprimorada. Acontecem, muitas vezes, obstruções e reduções das seções de escoamento nas galerias devido a sua baixa declividade, sedimentos, folhas e resíduos sólidos que se acumulam e prejudicam o funcionamento do sistema de drenagem.

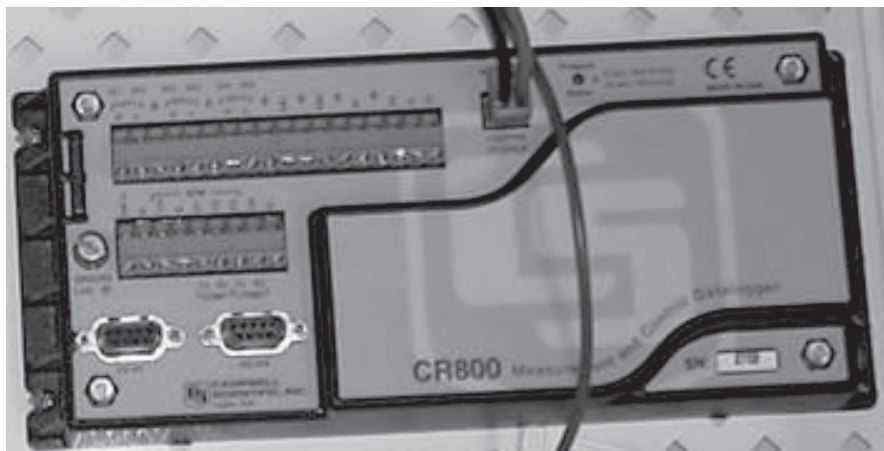
7.7 Monitoramento da chuva

Para acompanhar o funcionamento do estudo realizado na área, foi necessário medir a intensidade da chuva e o nível d'água produzido pela chuva no microrreservatório. Para isso, analisaram-se vários tipos de fornecedores e de equipamentos, e se achou mais viável os sensores de nível d'água e de precipitação da Campbell Scientific. A preferência pela Campbell foi pela eficiência, garantia e avançada tecnologia para a coleta de dados, além de manter a continuidade de equipamentos já utilizados pelo Grupo de Recursos Hídricos da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

Para o monitoramento na bacia, foi adquirida uma estação hidrológica automática composta por:

- coletor de dados (CR800);
- pluviômetro de báscula 24 cm, resolução de 0,1 mm (TE525MM);
- transdutor de pressão (CS420);
- software para *dataloggers* compacto (PC400).

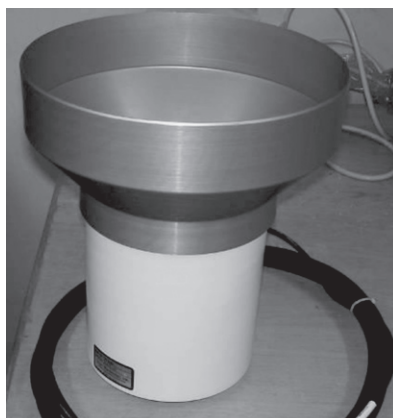
As Figuras 7.22, 7.23 e 7.24 mostram os equipamentos e sensores da estação de monitoramento.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.22

Datalogger CR800, com 2 MB de memória e limites operacionais de -25°C a 50°C .



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.23

Pluviômetro TE525MM.



FONTE: CARTAXO.A.L.

Figura 7.24

Transdutor de pressão CS420.

A Figura 7.25 mostra a localização da estação hidrológica instalada no Bairro Espinho. O sensor de chuva foi instalado em cima da laje de cobertura de um posto de combustível, de modo a se ter uma área com o mínimo possível de obstruções. Se tivesse sido colocado na altura padrão de 1,50 m do solo, haveria muitas interferências dos prédios e das árvores existentes ao longo de todo o bairro.



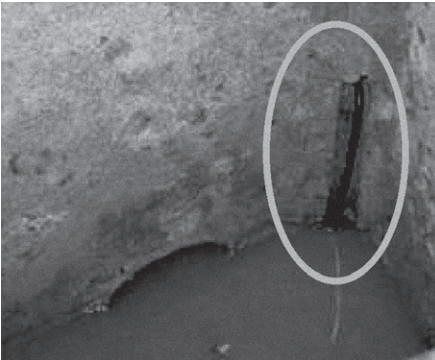
FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.25

Estação de monitoramento. O sensor de chuva foi instalado em cima de uma laje de cobertura de um posto de combustível.

Monitoramento do nível no reservatório

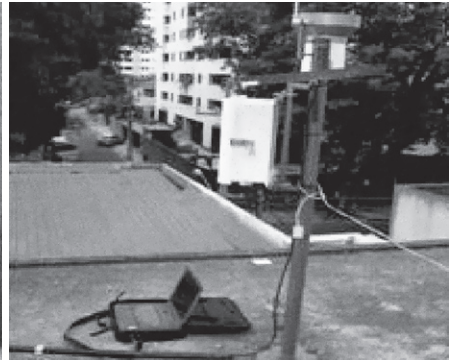
A Figura 7.26 mostra o sensor de pressão instalado numa caixa de alvenaria ligada por uma tubulação ao reservatório, de modo que possa manter sempre o mesmo nível d'água dentro do microrreservatório e sofrer menos oscilações. O cabo que transmite as informações tem aproximadamente 50 m, partindo de dentro da caixa de monitoramento, na Rua Santo Elias, e vai até o *datalogger* da estação hidrológica que foi instalada. O cabo foi colocado dentro de um tubo de PVC de uma polegada para ficar mais protegido.



FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.26

Transdutor de pressão instalado numa caixa de alvenaria conectada por uma tubulação ao reservatório.



FONTE: CARTAXO.A.L

Figura 7.27

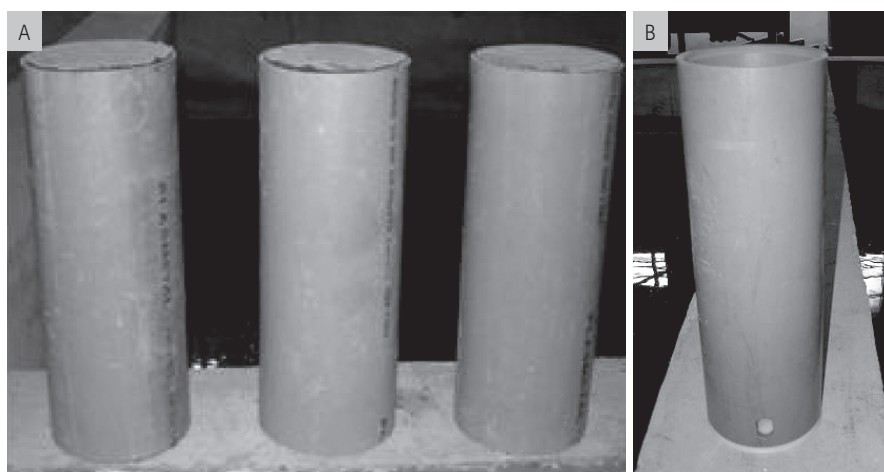
Coleta de dados da estação hidrológica do Bairro Espinheiro, em cima de uma laje de cobertura.

A Figura 7.27 mostra a localização da caixa do *datalogger* e do sensor de chuva sobre a laje de um posto de combustível, situado na esquina da Rua Santo Elias com a Rua Conselheiro Portela, bem como o laptop levado periodicamente ao local para baixar os dados armazenados. O local apresentou a vantagem de ser seguro contra roubo e atos de vandalismo, e o sensor de chuva ficou afastado de obstáculos, como árvores e outros prédios.

A coleta dos dados da estação hidrológica iniciou-se em novembro de 2007 e os dados coletados semanalmente e a análise dos mesmos foram realizados no Laboratório de Recursos Hídricos.

Monitoramento da qualidade da água

Para o monitoramento da qualidade da água, foram utilizadas na coleta das amostras as Garrafas Nava, cuja concepção e desenvolvimento do protótipo foram realizados pela Universidade de São Paulo (USP). A Figura 7.28 mostra o início da fabricação das garrafas modelo Nava, utilizando tubos de PVC para as paredes laterais, e o fechamento do topo e da base sendo feito com madeira encaixada sob pressão e vedação feita com silicone.



FONTE: CARTAXO, A.L.

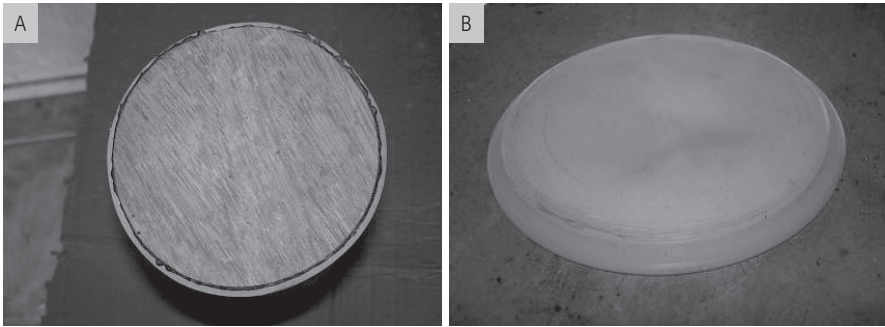
Figura 7.28

(a) Garrafas modelo Nava adaptada pela UFPE para garrafas da subida, utilizando tubulação de esgoto com paredes mais finas; (b) Garrafas da descida, usando o mesmo tipo de tubulação indicado pela USP.

As garrafas da subida (Figura 7.28a) foram confeccionadas com canos usados para sistemas de esgoto, as quais possuem 100 mm de diâmetro e paredes mais finas que os canos utilizados para as garrafas de descida. A tampa utilizada para fechar as duas extremidades das garrafas de subida foi de madeira Angelim (resistente a água, de acordo com a Figura 7.29a). Para não haver vazamento, colocou-se uma borracha para vedação e também silicone ao redor da tampa de madeira. Este procedimento foi utilizado para as duas extremidades.

Para as garrafas de descida (Figura 7.28b), foram utilizados canos usados para abastecimento de água com diâmetro de 100 mm, com parede mais grossa que o cano utili-

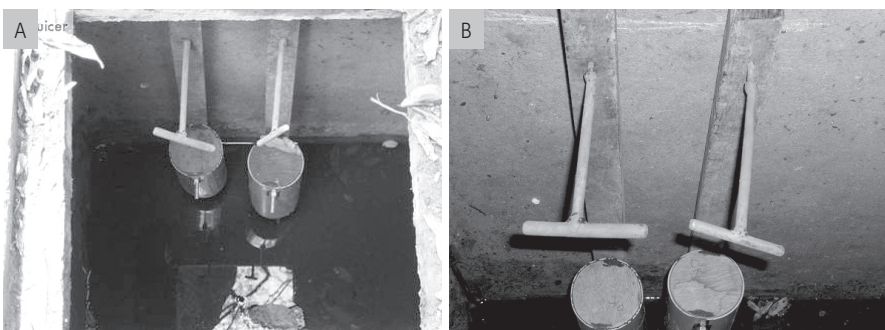
zado para as garrafas de descida. Foi confeccionada também uma tampa rosqueável, em nylon, num torno (Figura 7.29b). Verificou-se que a opção em madeira era mais barata e de mais fácil execução.



FONTE: CARTAXO, A.L.

Figura 7.29 Tampas para as garrafas coletoras de água; (a) Confeccionadas em madeira (Angelim) e encaixadas sob pressão; (b) Confeccionada em nylon, sendo as roscas feitas num torno mecânico.

Para os trabalhos de coleta de água pluvial, foram utilizados dois amostradores localizados no poço de visita. Os tubos possuem um orifício na parte superior no qual é inserido um parafuso que prende o tubo a uma haste de madeira. Cada amostrador foi fixado na parede do microrreservatório em dois níveis diferentes: 25 e 35 cm do fundo do reservatório, respectivamente.



FONTE: SANTOS, L

Figura 7.30 a) Vista superior do poço de visita com duas garrafas NAVA instaladas; b) Parafusos confeccionados para fixar a haste na parede.

Para facilitar a montagem do equipamento na parede do microrreservatório, foi confeccionado um dispositivo soldando uma haste metálica na cabeça do parafuso, evitando, com isso, a necessidade de se usar a chave de fenda (Figura 7.30). Além disso, a haste de madeira foi confeccionada para deixar os coletores sempre na mesma altura (25 e 35 cm) da laje do fundo, evitando, assim, a necessidade do operador descer no microrreservatório.

Após a montagem do equipamento no microrreservatório, ocorreram poucas precipitações e com pequenas intensidades (a partir de novembro). Foi observado durante essas precipitações que os amostradores não captavam a água. Uma explicação seria o fato dos tubos coletores estarem bem fixados na haste, criando um bolsão de ar no interior dos tubos, impedindo, assim, a entrada de água. A solução mais viável foi afrouxar os parafusos e deixar os tubos de PVC folgados junto à haste de madeira. Dessa forma, quando a água atingiu o orifício na parte superior do tubo, o ar escapou pelo furo junto à haste. Na Tabela 7.2 são mostradas algumas análises realizadas pela UFPE.

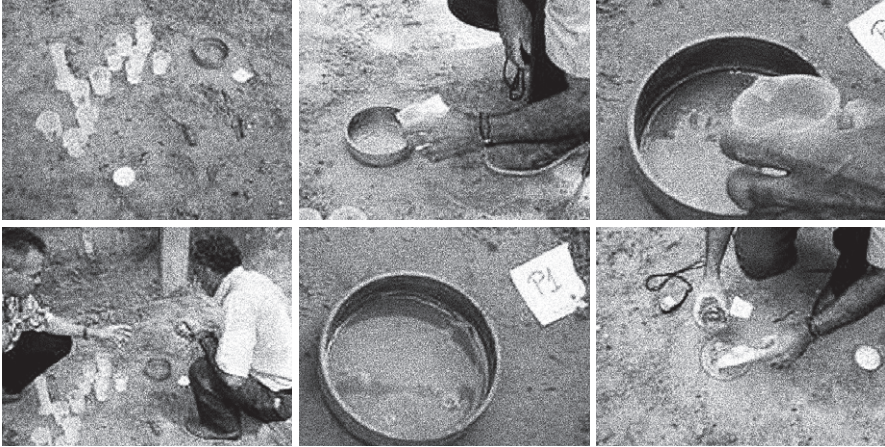
Tabela 7.2 > Parâmetros analisados para avaliação da qualidade das águas realizados pela UFPE no reservatório de detenção do Bairro do Espinheiro.

PARÂMETROS	UFPE				UNIDADE
	30/10/2008 ¹	27/11/2008 ²	21/01/2009 ²	21/01/2009 ³	
pH	7,50	7,50	6,90	7,00	-
Turbidez	2,18	4,80	2,89	3,92	uT
Condutividade elétrica	307,00	277,00	281,00	362,00	mS/cm a 25° C
Amônia em NH ₃	5,14	3,32	18,20	20,80	mg/L
Nitrito em N	0,46	0,01	0,01	0,01	mg/L
Nitratos em N	1,16	ND	ND	ND	mg/L
Alcalinidade de hidróxidos (CaCO ₃)	0,00	0,00	0,00	0,00	mg/L
Alcalinidade de carbonatos (CaCO ₃)	0,00	0,00	0,00	0,00	mg/L
Alcalinidade de bicarbonatos (CaCO ₃)	38,00	22,00	22,00	32,00	mg/L
Alcalinidade total (CaCO ₃)	38,00	22,00	22,00	32,00	mg/L
Dureza total (CaCO ₃)	96,20	69,60	50,10	55,10	mg/L
Sólidos suspensos	4968,00	13,20	40,00	44,00	mg/L
Cálcio Ca ₂	24,30	54,00	14,00	16,00	mg/L
DBO _{5,20}	67,00	10,40	Em análise	Em análise	mg/L
DQO	175,00	115,00	67,00	93,00	mg/L
Ferro total	0,76	1,77	1,07	1,66	mg/L
Manganês	0,21	0,11	ND	ND	mg/L
Zinco	0,02	1,25	0,58	0,50	mg/L
Cobre	ND	ND	ND	ND	mg/L
Cromo total	ND	0,01	0,03	0,04	mg/L
Níquel	0,30	0,24	0,02	0,29	mg/L

LEGENDA: ¹ = AMOSTRA RETIRADA DO FUNDO DO MICRORRESERVATÓRIO; ² = AMOSTRA RETIRADA A 25 CM DO FUNDO DO MICRORRESERVATÓRIO; ³ = AMOSTRA RETIRADA A 35 CM DO FUNDO DO MICRORRESERVATÓRIO; ND = NÃO DETECTADO; LIMITES DE DETECÇÃO : COBRE: 0,01 mg/L, CROMO: 0,001 mg/L. FONTE: STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATE (2005).

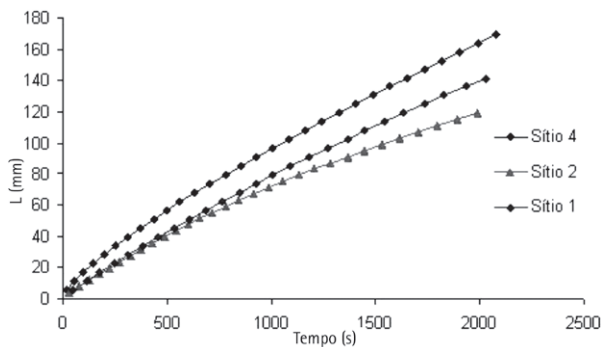
7.8 Infiltração no Local

Na cota em que está implantado o microrreservatório, localizado na Rua Santo Elias no Bairro do Espinheiro, foram realizados ensaios de infiltração em quatro sítios (Figura 7.31). Utilizou-se um infiltrômetro com 15 cm de diâmetro, sendo que no sítio 1 o volume aplicado foi de 100 cm^3 , enquanto que nos sítios 2 e 4 o volume aplicado foi de 70 cm^3 . As Figuras 7.32 e 7.33 mostram o comportamento da infiltração acumulada e do fluxo de infiltração para os sítios 1, 2 e 4, respectivamente.



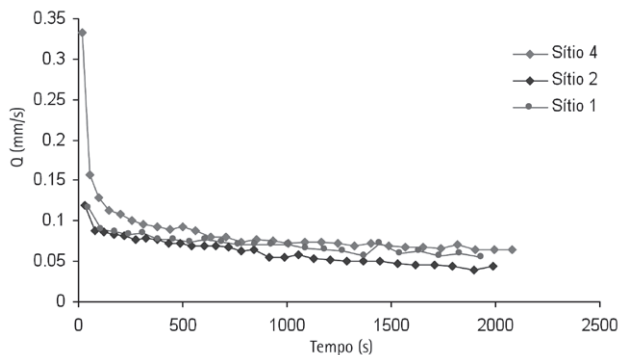
FONTE: ANTONINO.

Figura 7.31 Sequência do ensaio de infiltração.



FONTE: ANTONINO.

Figura 7.32 Evolução da infiltração acumulada para os sítios 1, 2 e 4.



FONTE: ANTONINO.

Figura 7.33 Fluxo de infiltração para os sítios 1, 2 e 4.

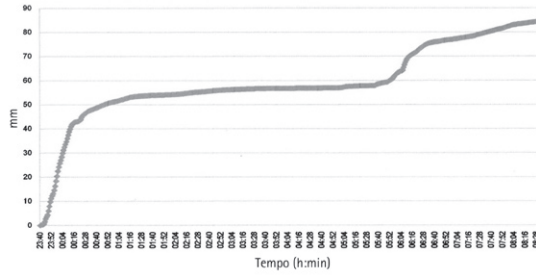
Ao se analisar a capacidade de infiltração, a ideia inicial era utilizar um reservatório com fundo permeável, de modo que uma parte da água armazenada pudesse ir se infiltrando lentamente, e com isto reduzir um pouco a vazão que segue para a galeria. No entanto, ficou resolvido não realizar a infiltração com águas pluviais das ruas para não carrear poluentes para o aquífero. Mas tem sido incentivado que os moradores façam infiltração em seus lotes com a água de chuva que caiu em seus respectivos terrenos e não escoou pelas ruas.

7.9 Análise de Alguns Eventos de Chuva e Volumes Acumulados

A seguir são analisados dois eventos de chuva e os níveis correspondentes no reservatório a fim de verificar o comportamento do reservatório no sistema de drenagem. O primeiro caso analisado corresponde a uma chuva de grande intensidade que provocou extravasamento do reservatório, embora atingindo um nível muito mais baixo do que atingia antes. Ou seja, para este caso de chuva torrencial, o reservatório amortizou as vazões, mas ainda houve um pequeno alagamento. No outro evento analisado, o reservatório evitou totalmente o alagamento.

7.9.1 Evento de março de 2008

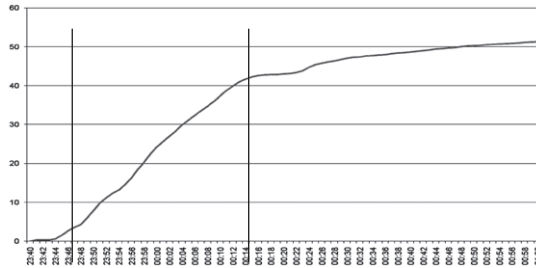
Numa noite, no fim do mês de março de 2008, ocorreu um evento pluviométrico com uma chuva total de 84 mm. A duração total do evento foi de aproximadamente 9h, conforme pode ser visto na Figura 7.34. Observando a figura com cuidado, verifica-se que na primeira meia hora a chuva foi de grande intensidade, conforme mostrado na Figura 7.35 que corresponde a um detalhamento dos dados da chuva da Figura 7.34.



FONTE: CARTAXO,A.L.

Figura 7.34

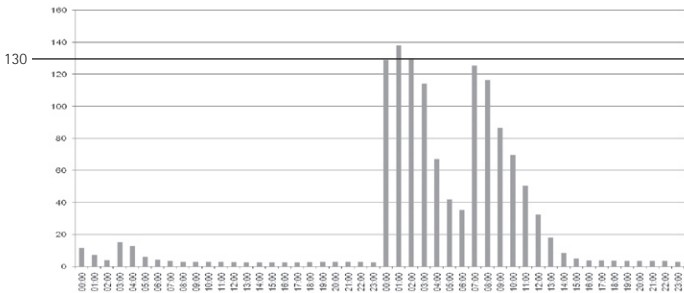
Período da chuva: 23h40 do dia 30 de março de 2008 até 8h28 do dia 31 de março de 2008.



FONTE: CARTAXO,A.L.

Figura 7.35

Período mais crítico da chuva: 23h44 do dia 30 de março de 2008 até 0h14 do dia 31 de março de 2008.



FONTE: CARTAXO,A.L.

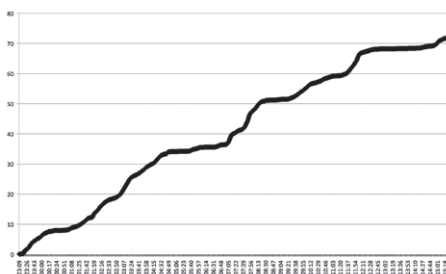
Figura 7.36

Nível do reservatório. Período da chuva – 0h do dia 30 de março de 2008 até 23h do dia 31 de março de 2008. Observe que o reservatório chegou a ficar 10 cm acima do nível da tampa em torno da 1h do dia 31 de março de 2008.

Observa-se, portanto, que no início da chuva, o total pluviométrico foi de 43 mm em 30 min, o que corresponde a uma intensidade de chuva de 86 mm/h. Utilizando a equação de chuva intensa da Região Metropolitana do Recife, calcula-se que o tempo de retorno para essa chuva foi de 12,85 anos, bastante elevado para microdrenagem. Para efeito de comparação, adotando o tempo de retorno de dois anos, que é muito usado em microdrenagem, a chuva, em meia hora, seria de 27 mm. Portanto, nessa primeira meia hora de chuva, o volume precipitado foi 60% superior ao valor de projeto e o reservatório extravasou 10 cm, conforme pode ser visto na Figura 7.36.

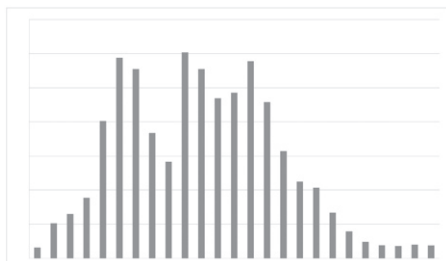
7.9.2 Evento de agosto de 2008

Foi analisado outro evento de chuva, ocorrido em agosto de 2008, com um total pluviométrico de um pouco mais de 70 mm. Este evento teve a duração de 16h e não houve grandes variações de intensidade, conforme pode ser visto na Figura 7.37. Verifica-se, neste caso, que o reservatório comportou-se adequadamente e não houve extravasamento (Figura 7.38), mesmo sendo um dia com um total pluviométrico bastante elevado.



FONTE: CARTAXO,A.L.

Figura 7.37 Precipitação pluviométrica de 1 a 2 de agosto de 2008 no Bairro do Espinheiro.



FONTE: CARTAXO,A.L.

Figura 7.38 Nível d'água dentro do reservatório, das 23h do dia 1 de agosto às 23h do dia 2 de agosto de 2008. Não houve extravasamento (O limite é 130 cm).

Comentários Finais

O microrreservatório reduziu os picos de inundação, embora não os eliminou totalmente. Para chuvas com tempo de retorno de dois anos, o reservatório funcionou bem, mas para uma chuva de tempo de retorno de 13 anos, o nível do reservatório extrapolou e a água ficou 10 cm acima da superfície (mesmo assim, um alagamento bem menor do que anteriormente).

Na região do Espinheiro, existe uma coleta eficiente do esgoto doméstico, de modo que as informações de qualidade de água obtidas nas coletas no reservatório do sistema de drenagem referem-se aos poluentes das ruas e dos lotes em especial aos poluentes provenientes do trânsito, como automóveis e ônibus, que vão se acumulando nas ruas e são carreados por ocasião dos eventos de chuva.

É muito importante que seja elaborado um planejamento da manutenção do sistema com inspeção e limpezas periódicas. Em poucas semanas após a limpeza, existe um acúmulo de folhas, papel e sacos plásticos nas bocas-de-lobo e nos poços de visita. Perto dos postos de combustíveis e das oficinas mecânicas também existe acúmulo de material de limpeza e graxa no sistema de drenagem. A prefeitura faz diariamente uma varrição da rua, mas seria bom incluir também uma inspeção regular no sistema de galerias.

É importante também um planejamento de atividades para educação ambiental das pessoas que transitam pelo bairro. Observou-se que os moradores cuidam bem do lixo de suas residências, colocando-o para coleta nas horas adequadas e bem acondicionados. No entanto, as pessoas que circulam pelo bairro não tomam cuidado com o lixo. Verificaram-se cascas de frutas, embalagens de alimentos e copos descartáveis próximos às paradas de ônibus e aos pontos de táxi, bem como papéis e pequenos objetos sendo jogados fora pelas janelas de ônibus e de automóveis de passeio.

Agradecimentos

A equipe agradece o apoio da EMLURB (prefeitura da cidade do Recife) e, em especial, ao diretor de manutenção, o engenheiro Antônio Valdo de Alencar. Agradece também os comentários e sugestões do professor Alessandro Paoletti (Politécnico de Milão) e toda a equipe italiana que participou da missão de estudos sobre drenagem urbana, organizada pelo Programa de Modernização do Setor Saneamento (PMSS) do Ministério das Cidades.

Referências bibliográficas

CHIN, D.A. *Water-resources engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 2000. 750p.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA (DAEE). *Revista DAEE*, São Paulo, p. 4-9, abr.1999.

_____. *Plano diretor de macrodrenagem do Alto Tietê*. Diagnóstico do rio Alto Tietê entre barragem Edgard de Souza e barragem da Penha, rio Aricanduva, córrego Pirajussara, córrego dos Meninos, rio Baquirivu-Guaçu, São Paulo. 1999. Disponível em: <<http://www.daeec.sp.gov.br>>.

_____. *Plano diretor de macrodrenagem do Alto Tietê*. *Revista DAEE*, São Paulo, dez. 1998.

_____. *Revista DAEE*, São Paulo, p.31-38, out. 1998.

HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E. *Storm water management model, version 4: user's manual*. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Athens, Georgia: USEPA, 1992.

MAYS, L.W.; TUNG, Y-K. *Hydrosystems engineering and management*. New York, McGraw-Hill, 1992. 530p.

SPIRN, A.W. *O jardim de granito – a natureza no desenho da cidade*. São Paulo: Edusp, 1995. 360p.

TOMAZ, P. *Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais*. São Paulo: Editora Navegar, 2002. 475p.

8 Estudos de Caso em Avaliação Quali-Quantitativa dos Resíduos Sólidos na Drenagem Urbana

Marques, D.M.; Silveira, A.L.L.; Jaworowski, A.L.O.; Gehling, G.

8.1. Introdução

Nesta seção, apresentam-se dois trabalhos desenvolvidos pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH-UFRGS) relacionados à presença de sólidos nos sistemas de drenagem urbana.

O primeiro se refere à quantificação de resíduos sólidos em sistema de drenagem pluvial de uma bacia de Porto Alegre, Rio Grande do Sul (NEVES; TUCCI, 2008), apresentado no item 8.2. Já o segundo diz respeito a um experimento com armadilha para retenção de resíduos sólidos em sistemas de drenagem, trabalho desenvolvido por Jaworowski *et al* (2005), apresentado no item 8.3.

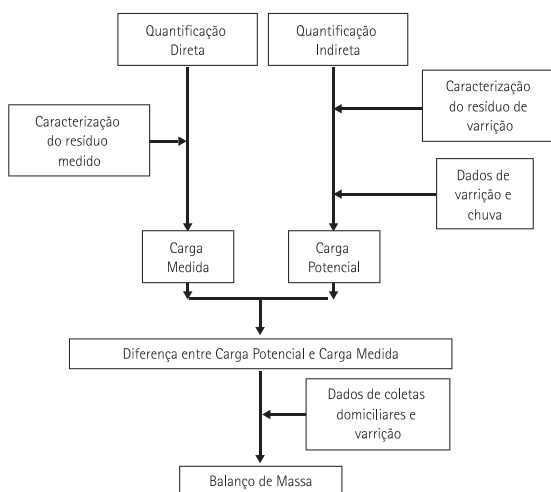
8.2 Resíduos Sólidos na Drenagem Urbana: Aspectos Conceituais

Neves e Tucci (2008) desenvolveram estudos que levaram a uma quantificação dos resíduos sólidos carreados em redes pluviais de uma bacia urbana em Porto Alegre. A pesquisa foi desenvolvida dentro do programa de doutorado do IPH-UFRGS, com bolsa do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). Para estimar os resíduos, os referidos autores adotaram as seguintes metodologias:

- estimativa da quantidade de resíduos que chega à drenagem urbana – foi utilizado um método indireto com base nos dados de limpeza urbana e de precipitação;
- medida do total de resíduos sólidos que atingiu a saída da bacia hidrográfica – foram medidos os volumes que chegaram à seção de saída, correspondente ao poço da casa de bombas de número 12 (CB12) da bacia de detenção do parque Marinha do Brasil. A bacia possui 1,92 km², dos quais 63% estão urbanizados com áreas comerciais e residenciais. Mediram 288 kg de lixo na saída da bacia na detenção num período de oito meses, enquanto que, no mesmo período, 940 kg entraram na drenagem pelo método indireto. A diferença entre as duas estimativas é atribuída ao material retido, o qual foi diluído nos condutos da bacia ou que ainda não foi transportado até a sua saída. Portanto, somente 30,6% dos resíduos sólidos atingiram a saída da bacia (considerando a parcela ocupada da mesma).

8.2.1 Metodologia de estimativa

Foram utilizadas duas metodologias de quantificação de resíduos (Figura 8.1), denominadas aqui de medida direta e indireta, apesar de medirem em locais diferentes. A quantificação direta mediu os resíduos na saída da bacia, com base na pesagem e na caracterização dos resíduos vindos pela rede de drenagem. A quantificação indireta mediu a quantidade de resíduos na entrada da drenagem, a partir de dados de chuva e de varrição diários.



FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

Figura 8.1

Processo de estimativa quantitativa de resíduos.

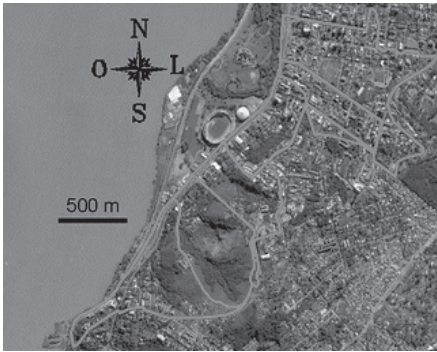
As quantidades de resíduos para um período definido podem ser expressas por:

$$R_{sb} = R_{ed} + \Delta S \quad \text{Equação 1}$$

em que: R_{sb} é o resíduo na saída da bacia, obtida por medidas; R_{ed} refere-se ao resíduo que entra na drenagem, obtido pelo método indireto, e ΔS é a variação de resíduo retido no sistema de drenagem.

8.2.2 Área de estudo

A bacia hidrográfica contemplada por Neves e Tucci (2008), em Porto Alegre, é apresentada na Figura 8.2 e tem uma área de 1,92 km², sendo 21% comercial, 42% residencial e o restante da bacia com áreas verdes com grande declividade. Em sua obra, os referidos autores descrevem as características da bacia.



FONTE: NEVES (2006).

Figura 8.2

Imagem de satélite sobre a área da bacia.

Na bacia hidrográfica, há a coleta domiciliar, a coleta seletiva e a varrição que abrangem praticamente toda a sua área. Não se percebe pontos com despejos clandestinos de resíduos sólidos domiciliares. Contudo, por haver avenidas importantes, com vários pontos de parada de ônibus, comércio, carros transitando da zona sul para o centro da cidade, há uma maior possibilidade de serem vistos resíduos nas sarjetas, como jornais, informes e panfletos, latas de refrigerante e garrafas PET, copos e sacos plásticos, entre outros. Isto tudo é recolhido pela varrição.

Quanto à limpeza e à desobstrução de redes, é função da seção leste do Departamento de Esgotos Pluviais (DEP). Na época da execução desta pesquisa, entre novembro de 2003 e junho de 2004, esse serviço era acionado somente após a solicitação de moradores incomodados com o acúmulo de água nas ruas.

A seção sudeste tem área de 24,2 km², mas a efetiva varrição ocorre em apenas 14,7 km². Nesta seção, há três subseções, sendo que uma é responsável pela região da bacia hidrográfica. Os logradouros são divididos nos que são varridos diariamente e nos que são chamados bairros, isto é, que são varridos até três vezes por semana, quinzenalmente, mensalmente ou eventualmente.

8.2.3. Quantificação direta

O total de lixo carreado até a seção de saída da bacia hidrográfica foi obtido pela medição dos volumes de resíduos que chegam à detenção e ficam retidos nas grades (abertura de 5 cm) do poço da CB12, o qual corresponde à saída da detenção.

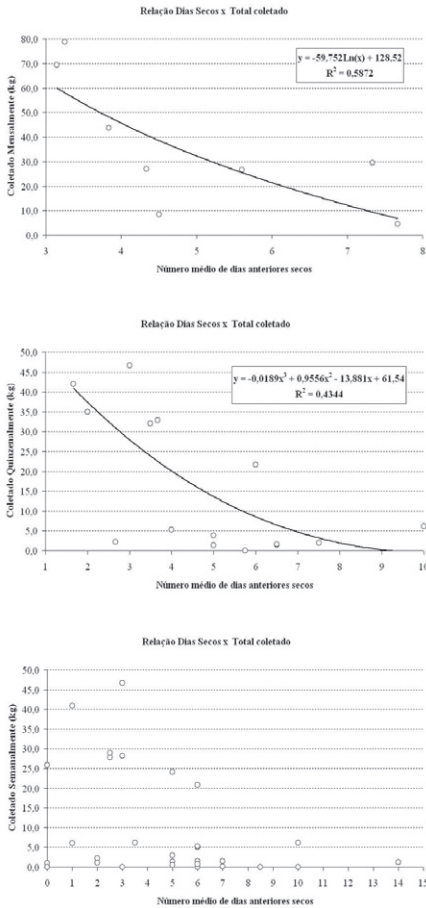
Neves e Tucci (2008) consideraram a eficiência de retenção semelhante ao caso das Gross Pollutants Traps (GPTs), mostradas em Allison, Chiew e McMahon (1998). As GPTs reduzem a velocidade média do escoamento por meio de uma bacia de detenção. Parte do material se sedimenta e parte flutua, sendo esta retida em uma grade colocada a jusante, geralmente sobre um vertedor. A eficiência máxima é de 65%, que é a proporção do material retido com relação ao total (ALLISON; CHIEW; MCMAHON, 1998).

Para o caso em estudo, considerou-se que, hidraulicamente, o sistema bacia de retenção-poço-grade do parque Marinha do Brasil assemelha-se às estruturas do tipo GPT. Contudo, há três observações: a primeira é que há um zelador na casa de bombas que trabalha na limpeza da grade, puxando o material que vai chegando à mesma, inclusive sob chuva; a segunda observação é a própria bomba, que imprime uma velocidade maior ao material que chega, causando maior dificuldade para o zelador; e a terceira observação é que, como não há limpeza constante na bacia de retenção, o aporte de águas residuárias ocasiona a proliferação de aguapés, os quais diminuem a malha da grade, de forma que o zelador retira o material de tamanho menor que 5 cm, junto com a vegetação. Então, se por um lado o zelador, com o seu trabalho, e o aguapé, na grade, aumentam a eficiência de remoção, as bombas forçam parte do material para ultrapassar a barreira da grade, diminuindo a eficiência.

Neves e Tucci (2008) detalham como a eficiência do sistema de gradeamento, monitorada ao longo de oito meses, varia em função da intensidade de chuvas, da operação ou parada das bombas e da presença de aguapés.

Sendo assim, nesta pesquisa, as eficiências adotadas assumiram dois valores em função dessas peculiaridades: 65 e 100%. Os totais de resíduos flutuantes foram divididos pelo fator eficiência de 65% nos dias de chuva forte, em que a ação da mesma e o estímulo das bombas forçavam os resíduos a passarem pela grade. Nos meses de abril a junho, isto foi mais frequente, conforme se observa em tabela apresentada por Neves e Tucci (2008), na qual está declarado para cada dia o total pesado e o peso corrigido afetado pelo fator (0,65 ou 1,00). Os valores dos pesos totais para o período de oito meses são: sem a correção pelos valores de eficiência, 195,74 kg, e com a correção, 287,81 kg. Logo, a eficiência global no período foi de $100 \times 195,74 / 287,81 = 68\%$.

Inicialmente, planejaram-se visitas com uma frequência de duas vezes por semana. Após as observações prévias, a frequência foi aumentada. O resíduo era retirado, guar-



FONTE: NEVES (2006).

Figura 8.3 Relação com o número médio de dias anteriores secos. a) Mensal; b) Quinzenal; c) Semanal.

dados e associado ao dia em que chegou. Deixava-se o resíduo secando ao sol para posterior caracterização. O período total de observação foi de oito meses (novembro de 2003 a junho de 2004).

Na Figura 8.3, são apresentadas as relações entre a precipitação e o volume coletado de resíduos, considerando o intervalo mensal, quinzenal e semanal. Observa-se que a tendência é sempre de uma relação crescente entre as duas variáveis, com o intervalo quinzenal tendo uma tendência um pouco mais próxima da linear. Analisando-se os gráficos da Figura 8.3, observou-se que, sobretudo no caso mensal, quanto mais varrição, menos se coleta no poço. Mais varrição significa mais dias em que foi possível o trabalho das equipes de limpeza e/ou mais material no solo (mais pedestres e carros). Logo, podem ser obtidas relações entre o número médio de dias anteriores secos com os totais coletados no poço, como mostra a Figura 8.3.

8.2.4 Retenção do material sólido na drenagem

Em 5 de janeiro de 2004, foram lançadas quatro garrafas pequenas de água mineral em bocas-de-lobo espalhadas pela bacia (1,5 km de distância da detenção) para se observar a possibilidade de verificação de um tempo médio entre o lançamento e a chegada do material na CB12. As garrafas tinham no interior um papel protegido que indicava o local e a data de lançamento. Uma atingiu o poço da CB12 em 15 de abril (100 dias depois) e a outra, em 13 de maio (128 dias) do mesmo ano. Nos dias próximos a 15 de abril não houve precipitação, a não ser 4 mm em 9 de abril. Já nos dias próximos a 13 de maio, houve grande precipitação no dia 7 de maio, o que pode ter desprendido boa parte do lixo na rede, e precipitações em 12 de maio e dias posteriores.

As demais garrafas não foram vistas na CB12, o que somente constata a necessidade de uma série de experimentos sistemáticos para se obter o tempo em que o material fica na rede. Os tempos de retenção mostram uma forte tendência de entupimento do sistema de drenagem.

8.2.5 Quantificação indireta

O método parte do pressuposto de que o valor não coletado nos dias chuvosos atinge a drenagem. Para isso, devem-se considerar dois grupos: valores coletados em dias chuvosos (ou $P > P_c$, a partir do qual a chuva tem efeito, o que permite denominá-la de precipitação de corte) e valores coletados em dias secos.

A metodologia que compreende esse método possui duas etapas distintas. Na primeira etapa, faz-se um estudo de um valor ou de uma faixa que promova a separação entre os grupos (desprezando chuvas muito pequenas). Na segunda, deve-se fazer a quantificação a partir de parâmetros desses grupos.

Considerando que existe uma série de n valores de precipitação (P) e outra série de n valores de varrição (Vr) com o mesmo intervalo de tempo no mesmo período, os passos testados foram:

- a precipitação de corte (P_c) divide os dados de varrição, tal que um valor $Lr(k) = Vr(i)$ será do grupo 1, se $P_i \leq P_c$, e $Lc(j) = Vr(i)$, do grupo 2, se $P_i > P_c$, sendo que P_i é a precipitação no dia i , i se refere ao dia e $Vr(i)$ diz respeito à varrição do dia i . O resultado é uma série de k valores de varrição Lr e outra de j valores Lc ;
- verificou-se após vários testes que o valor apropriado de precipitação de corte é de 0,5 mm.

Foram definidos dois procedimentos, descritos a seguir como métodos 1 e 2:

- método 1: determinando Lmr igual a média dos k valores de varrição de Lr , e Lmc igual a média dos j valores de varrição Lc , a quantidade de resíduos que não é coletada nos dias chuvosos é a entrada da drenagem, portanto

$$DF = nd (Lmc - Lmr) \quad \text{Equação 2}$$

em que: $nd = j$, igual ao número de dias chuvosos ($P > P_c$).

- método 2: neste procedimento, utilizam-se o ajuste de uma distribuição estatística aos dois grupos de dados e o método de Monte Carlo para se obter a distribuição estatística da diferença dos valores. A metodologia é a seguinte:

1. considere $F1$ a distribuição estatística de valores do grupo de dias secos (Lr valores) e $F2$ a distribuição estatística dos valores de dias com chuvas (Lc);
2. para um período definido de tempo (alguns meses ou anos, no estudo foram oito meses), em cada intervalo de tempo i , se $P_i < P_c$, $DF = 0$, se $P_i > P_c$, são gerados dois números aleatórios com as distribuições $F1$ e $F2$. A diferença DF é calculada pela Equação 2;
3. calcula-se $DF(r)$ como a soma dos valores de DF_i no período;
4. repetem-se os passos b e c para um número muito grande ns ($r = 1, 2, \dots, ns$);
5. ajusta-se uma distribuição estatística aos valores de $DF(r)$.

Os dados obtidos foram chuva e varrição diária, caracterização do sistema de drenagem e da bacia no DEP e dados para caracterização da limpeza urbana no Departamento Municipal de Limpeza Urbana (DMLU).

Os dados de varrição foram os seguintes:

- totais coletados diários nas ruas da seção sudeste de varrição, no período de estudo;
- relatórios mensais de fiscalização das ruas varridas na seção sudeste do DMLU, no período de estudo;
- mapas em meio digital das seções de limpeza, setores de coleta domiciliar e cadastros de redes de drenagem pluvial em papel.

Os dados de precipitação foram do pluviômetro do 8º Distrito do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) e do pluviógrafo do arroio Cavalhada, próximo ao local.

Os dados diários de varrição dizem respeito à seção sudeste. Para transferi-los para a bacia em estudo, testaram-se dois critérios: massa específica (massa/área) e comprimento específico (massa/comprimento). Para o primeiro caso, dispõe-se do valor de área efetivamente varrida da seção sudeste. Como a bacia hidrográfica em estudo não possui dentro de sua área nenhum despejo clandestino, e as equipes de varrição praticamente coletam material de todas as ruas, verificou-se que a transferência adotada não é fonte de erro significativo, ou seja, são utilizadas as áreas de 14,65 km² para a seção sudeste e de 0,956 km² para a bacia (área efetivamente urbanizada).

A amostra resultante para aplicação é a que tem 171 valores diários de varrição, de segundas às sextas-feiras, em quilogramas (kg). Desta forma, os métodos indiretos obtêm um valor de DF na seção sudeste (DF_{SE}), em kg. Este valor é dividido pela área efetiva de 14,65 km², surgindo assim o DF específico ($DF_{esp,SE}$), em kg/km². O resultado desta operação é utilizado na transferência para a bacia hidrográfica.

Resultados do método 1

Para esta aplicação, para o período em estudo de oito meses e para os dados em kg, $Lmc = 6.073,9$ kg (média dos dias secos da região sudeste) e $Lmr = 5.377,9$ kg (média dos dias com chuva da região sudeste), o valor de nd foi de 47 dias, ou seja, cerca de um dia chuvoso a cada quatro dias. Assim, aplicando-se a Equação 2, $DF_{SE} = 47 \times (6.073,9 - 5.377,9) = 32.712$ kg, o valor por unidade de bacia fica:

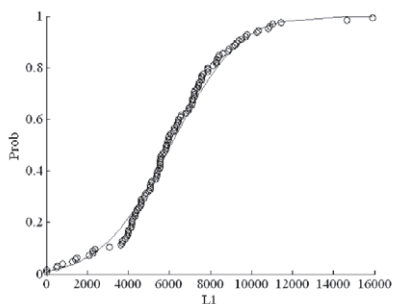
$$DF_{esp,SE} = 32.712 / 14,65 = 2.232,9 \text{ kg/km}^2$$

Para transferir o valor acima para a bacia hidrográfica em estudo, é necessário multiplicar pela sua área e pela proporção de resíduos sólidos produzidos pela população, se comparado ao total da varrição urbana (englobam também sedimentos, galhos, folhas, pedras etc.). O valor médio obtido de várias amostras é de 23%, em que A_{bacia} é a área efetiva de varrição da bacia hidrográfica (neste caso, $0,952 \text{ km}^2$).

$$DF_{bacia} = 0,23 \times DF_{esp,SE} \times A_{bacia} = 489 \text{ kg}$$

Resultados do método 2

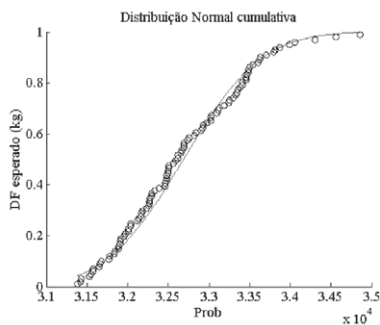
Os grupos separados também são os mesmos e as amostras se ajustaram bem a uma distribuição normal (Figuras 8.4 e 8.5).



FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

Figura 8.4

Ajuste dos valores de amostra de dias secos à distribuição de probabilidade normal (F1).



FONTE: NEVES E TUCCI (2008).

Figura 8.5

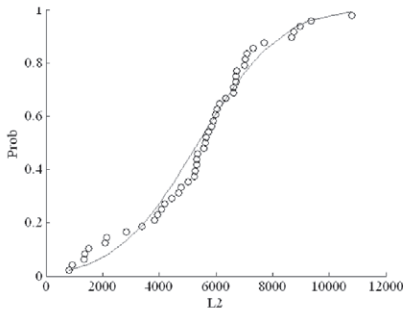
Ajuste dos valores de amostra de dias chuvosos à distribuição de probabilidade normal (F2).

Para cada dia do período de oito meses, foi gerado um número aleatório para $F1$ e para $F2$ e obtidos os valores de acordo com sua distribuição. Foi obtida a diferença entre os dois valores, considerando a condição estabelecida de precipitação. A soma destes valores representa um ponto amostral. Esse processo é repetido 1.000 vezes, obtendo-se um valor médio.

Tomando-se agora 100 conjuntos ou amostras de 1.000 valores, foi construída uma distribuição amostral dos valores esperados.

A Figura 8.6 mostra o ajuste da distribuição normal de frequência acumulada, configurando assim a distribuição amostral. A média da distribuição amostral de DF foi de 32.684,6 kg e desvio padrão de 759,5 kg na seção sudeste. Para 95% de nível de confiança, o intervalo é o seguinte:

$$DF_{SE} = 32.684,6 \pm 1.488,6 \text{ kg}$$



FONTE: NEVES E TUCCI (2008)

Figura 8.6

Ajuste do resultado de 100 simulações do método 2.

Utilizando o mesmo processo de transferência que foi realizado no método 1, tem-se para a bacia:

$$DF_{bacia} = 490,5 \pm 22,3 \text{ kg}$$

Este valor corresponde à amostra de 171 valores diários, sem os fins de semana. A análise seguinte inclui este componente, aumentando o valor de DF .

Análise de tendenciosidade dos períodos de coleta

A parcela de DF para o caso dos sábados, domingos e feriados é chamada de $DFDS$. Os fins de semana não possuem coleta obrigatória e a coleta é bem menor que

nos demais dias. Entre novembro de 2003 e junho de 2004, a participação no total coletado foi de 10,6%, ou seja, 89,4% corresponderam aos demais dias da semana.

A média coletada pela varrição na seção sudeste, no período de estudo, foi de 4.632,88 kg/dia. Nos fins de semana, coletou-se um valor menor em 26,5% da média. Nas segundas-feiras, coletaram-se 37,7% a mais do que a média. Já o valor de segunda é 87,3% maior do que a média dos fins de semana.

Entretanto, ocorreram situações diferentes:

- fins de semana com mais coleta do que o normal, seguido de segundas-feiras com menos coleta do que o normal, caracterizando uma compensação;
- fins de semana com pouca coleta e segundas-feiras também, caracterizando uma situação fora do que se espera.

Considerando as ocorrências não esperadas, ou seja, quando o início de semana não compensar o pouco coletado no fim de semana, admite-se que o montante participa

da composição de *DFDS*. O primeiro passo é identificar quando ocorreram dois fatos ao mesmo tempo: fim de semana com coleta inferior a 0,735 da média do período de estudo e segunda-feira com coleta inferior à média multiplicada por 1,377.

Assim, como no método 1 já apresentado, são criados dois grupos: um representa os dias em que houve a tal coincidência e o outro representa os dias em que não houve. Chamando de *LFDS* a média do primeiro grupo, de *LS* a média do segundo e de *nd* o número de dias em que ocorreram os valores do primeiro grupo, tem-se a Equação 3, semelhante à Equação 2:

$$DFDS = nd \cdot (LFDS - LS) \quad \text{Equação 3}$$

A transferência para a bacia hidrográfica é feita da mesma maneira que foi para *DF* e os resultados foram: $DFDS_{SE} = 30.031,6$ kg, $DFDS_{esp,SE} = 2.049,9$ kg/km² e $DFDS_{bacia} = 450,7$ kg.

A incerteza pode ser inserida da mesma maneira que no método 2. A média da distribuição amostral de *DFDS* esperado foi de 29.960,5 kg e desvio padrão de 386,3 kg na seção sudeste. Para 95% de nível de confiança, vale o intervalo $DFDS_{SE} = 29.960,5 \pm 757,13$ kg, que, transferindo para a bacia, fica: $DFDS_{bacia} = 449,7 \pm 11,7$ kg.

Total estimado pelo método indireto

Considerando então o valor de *DF* obtido com a amostra de 171 valores e o valor obtido com os fins de semana, que é de denominado *DFDS*, o valor potencial total é de 940 ± 34 kg. O balanço de massa a seguir utiliza este valor juntamente com o valor obtido na medição direta.

Caracterização dos resíduos

Na Tabela 8.1 é apresentada uma caracterização dos resíduos obtida da varrição e dos resíduos na saída da drenagem. Pode-se observar que alguns resíduos desaparecem na drenagem como o papel.

Tabela 8.1 > Características dos resíduos sólidos no sistema de drenagem.

TIPO	ENTRADA NA DRENAGEM % DO TOTAL ¹	SAÍDA DA DETENÇÃO % DO TOTAL
Plásticos, PET e polipropileno	42,1	81,77
Papel	39,1	0,76
Tecidos, sapatos etc.	2,6	9,97
Vidros	5,4	2,00
Latas	6,5	2,25
Outros	4,3	3,25

LEGENDA: 1 = ESTIMATIVA DE AMOSTRAS DE VARRIÇÃO.

FONTE: NEVES E TUCCI (2008)

Indicadores e balanço de massa

A Tabela 8.2 mostra os indicadores gerais da bacia hidrográfica, considerando os dados obtidos de varrição e de coleta domiciliar e também os resultados resumidos.

A coleta de resíduo domiciliar é de $0,53 \text{ kg.hab}^{-1}.\text{dia}^{-1}$, ou $203,7 \text{ kg.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$, e a quantidade de resíduos coletada no sistema de varrição é de $4,97 \text{ kg.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$. Deixa-se de coletar o valor da carga potencial ($DF+DFDS$), ou seja, $940 \text{ kg}/8$ meses, ou $1.410 \text{ kg.ano}^{-1}$, ou ainda, $108,3 \text{ g.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$. Esta quantidade entra na bacia hidrográfica ou no sistema de drenagem.

O valor de resíduos na saída da drenagem foi de $288 \text{ kg}/8$ meses, ou 432 kg.ano^{-1} , ou ainda, $33,2 \text{ g.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$, que chega na detenção, resultante dos $108,3 \text{ g.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$ que entram na drenagem. Portanto, é de se esperar que este volume contribua para o entupimento e a redução da capacidade de escoamento da rede ao longo do tempo. Uma parcela desses resíduos é de papel, que não chega à saída e, portanto, que deverá se diluir dentro da rede de drenagem. Na Tabela 8.2 é apresentada a média dos resíduos, na qual se observa que o papel corresponde a 39,1% na entrada e apenas 0,76% do volume da saída. O volume que dilui corresponde a 38,9%, o volume retido, 30,4%, e o volume que escoar para jusante, 30,6%. Observa-se assim que $3,6 \text{ kg.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$ dos resíduos sólidos produzidos pela população ficam retidos na drenagem.

O total de lixo produzido é a soma do que é coletado nos domicílios, mais o que é coletado na varrição e o que se deixa de coletar. O serviço de limpeza urbana deixou de coletar 0,05% do total de lixo produzido, ou 2,1% do total de lixo coletado pela varrição.

Na bacia de Porto Alegre, a carga de $33,2 \text{ g.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$ que sai da drenagem tem o equivalente a $3,58 \text{ kg.hab}^{-1}.\text{ano}^{-1}$. Isto se deve ao fato de que a área tem bons serviços de limpeza.

Tabela 8.2 > Características da bacia hidrográfica.

ITEM	INDICADOR
Área	192 ha
População (2000)	13.019 hab
Densidade populacional	67,8 hab/ha
Uso do solo	42% residencial, 21% comercial e o restante praticamente sem habitação
Parcela da bacia na programação de varrição	0,956 km ² ou 49,8% da área
Densidade de ruas programadas para varrição	0,16 km/ha
Frequências de varrição	Uma vez por semana na maior parte da área residencial; dias alternados na menor parte da área residencial; diariamente na área comercial; quinzenalmente em dois trechos de duas avenidas.
Coleta Domiciliar	1.652 toneladas em 8 meses ou 0,53 kg.hab ⁻¹ .dia ⁻¹
Coleta da varrição	4,97 kg.hab ⁻¹ .ano ⁻¹
Lixo na entrada da drenagem	108,3 g.hab ⁻¹ .ano ⁻¹ 11,7 kg.ha ⁻¹ .ano ⁻¹
Lixo na saída da drenagem ¹	33,2 g.hab ⁻¹ .ano ⁻¹ ou 3,58 kg.ha ⁻¹ .ano ⁻¹
Retido na drenagem	75,1 g.hab ⁻¹ .ano ⁻¹
Papel na entrada	42,3 g.hab ⁻¹ .ano ⁻¹
Papel na saída	2,5 g.hab ⁻¹ .ano ⁻¹

LEGENDA: ¹ = VALOR CALCULADO EM FUNÇÃO DA ÁREA OCUPADA DA BACIA.

FONTE: NEVES E TUCCI (2008)

8.2.6 Conclusões

A quantificação dos resíduos produzidos pela população que chega à drenagem é a necessária para orientar a gestão do sistema dentro da cidade. Devido às dificuldades em mensurar esses resíduos no conjunto da bacia hidrográfica, foram utilizados dois métodos: um é baseado na medida da quantidade que chega à saída da drenagem para os sistemas fluviais e outro é um método indireto com base em relações entre a precipitação e a coleta.

Várias são as incertezas envolvidas, e os resultados buscam, na realidade, entender os processos e identificar a magnitude dos valores encontrados.

Observou-se que a quantidade de resíduos que entra na drenagem pela eficiência da limpeza urbana é cerca de três vezes superior à quantidade de resíduos que sai na drenagem de uma bacia de 1,92 km², com 63% da área ocupada. A parcela retida e diluída, como papel, representa 38,9% do total; a parcela que chega a jusante, 30,6%; e o volume que efetivamente bloqueia a drenagem, 30,4%, representando 3,4 kg.ha⁻¹.ano⁻¹.

Este valor é compatível com valores da Nova Zelândia e Austrália e mais baixo que os valores da África do Sul.

Esses números mostram que o sistema de limpeza na região é eficiente, pois apenas 2,4% dos resíduos das ruas chegam à drenagem, mas, mesmo assim, medidas de gestão podem aprimorar e reduzir ainda mais os resíduos na drenagem.

Observaram-se dois indicadores importantes nesse estudo:

- a maioria dos resíduos na saída da drenagem e o correspondente retido são plásticos, geralmente sem valor de reciclagem;
- a quantidade de resíduos varia com os dias chuvosos.

Com base nestas duas constatações, é possível desenvolver medidas de controle do uso de plásticos, principalmente embalagens de supermercados, e, de outro lado, planejar o sistema de varrição de acordo com a previsão de chuva, antecipando-se aos eventos, o que seguramente diminuirá ainda mais a quantidade de resíduos que reduzam a drenagem de escoamento.

8.3 Armadilha Experimental para Retenção de Resíduos Sólidos

Marais, Armitage e Wise (2004) quantificaram a massa de resíduos sólidos carregada pelo sistema de drenagem pluvial da cidade de Cape Town, na África do Sul. O referido trabalho incentivou o IPH-UFRGS a buscar uma forma de levantar dados qualitativos de sólidos transportados por arroios urbanos no Brasil. Para tanto, foi construída uma armadilha para resíduos sólidos com a qual se procedeu à remoção dos resíduos transportados por arroio na área do *campus* do Vale da UFRGS.

Nas subseções 8.3.1 a 8.3.4, descrevem-se a armadilha para resíduos que foi utilizada, a metodologia de apreensão adotada, os resultados relativos aos resíduos retidos e as conclusões.

8.3.1 Descrição da área de estudo

Optou-se por montar a armadilha em um trecho de um arroio que passa dentro do *campus* da UFRGS, próximo ao IPH, em Porto Alegre. No entanto, a bacia hidrográfica desse arroio está, em sua maior parte, inserida no município de Viamão, Região Metropolitana de Porto Alegre.

O arroio escolhido apresenta características típicas de cursos d'água localizados em áreas urbanas no Brasil:

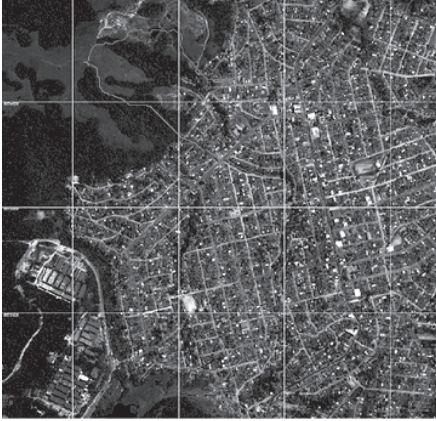
- moradias irregulares situadas às margens;
- deposição de resíduos sólidos urbanos e de origem industrial nos leitos e nas margens;
- ligações clandestinas de esgoto.

Os resíduos sólidos depositados nas margens, juntamente com os resíduos do sistema de drenagem afluyente, são transportados pelo arroio, causando o assoreamento progressivo de seu leito e frequentes transbordamentos, além da contaminação da água.

O município de Viamão possui área de 1.494,2 km² e se localiza na extremidade sudeste da Região Metropolitana de Porto Alegre. A rede hidrográfica do município apresenta-se dividida em três grandes bacias: as Bacias do Rio Gravataí (RG), do Lago Guaíba (LG) e da Laguna dos Patos (LP). O relevo do município caracteriza-se por uma variação desde morros graníticos, na faixa oeste, coxilhas suaves, na faixa central e áreas extensas de banhados, ao norte e ao sudeste. De sua população de 226.669 habitantes (IBGE, 2000), 93% concentram-se em zona urbana pouco industrializada, em que predominam habitações de baixa renda. O sistema de esgoto beneficia 12,37% das residências, e as moradias apresentam modo irregular de ocupação, concentrando-se na divisa com Porto Alegre e ao longo da rodovia RS-40. As principais dificuldades para o desenvolvimento urbano ordenado correspondem ao serviço de coleta e ao tratamento de esgoto, regularização do comércio, recolhimento dos resíduos sólidos e desenvolvimento da rede de telefonia e dos serviços hospitalares.

A bacia hidrográfica do arroio em estudo tem aproximadamente 0,82 km², situada na Vila Santa Isabel, no município de Viamão (Figura 8.7). A bacia estudada está inserida na bacia hidrográfica do Arroio Mãe d'Água, a qual, por sua vez, é integrante da bacia do Arroio Dilúvio. A bacia tem características típicas das localizadas nas periferias de grandes cidades urbanas brasileiras, apresentando carência de infraestrutura e de saneamento básico, população de baixa renda, urbanização acelerada e contaminação dos recursos hídricos. A população de 5.900 habitantes a caracteriza como de concentração demográfica elevada. O arroio já foi praticamente desprovido de sua mata ciliar e permeia lotes residenciais, praticamente todos urbanizados. Uma imagem aerofotogramétrica da bacia hidrográfica do Arroio Mãe d'Água é apresentada na Figura 8.7.

A bacia possui coleta diária de resíduos sólidos, sendo que 99% dos domicílios do município de Viamão são atendidos pela coleta, ficando descoberta apenas as áreas próximas aos corpos d'água e onde não é possível o acesso dos caminhões coletores. Nesses locais, a coleta é feita em pontos em que estão instaladas caixas coletoras, nas quais os moradores depositam seus resíduos sólidos.



FONTE: OLIVEIRA, SILVEIRA E SCHETTINI (2005).

Figura 8.7

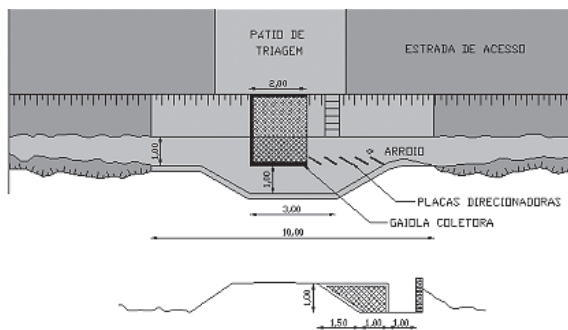
Imagem de satélite da bacia hidrográfica do Arroio Mãe d'Água.

8.3.2 Metodologia na montagem e operação do modelo

Na elaboração do projeto da armadilha para resíduos sólidos, levaram-se em consideração a praticidade da construção e os recursos financeiros necessários. As facilidades de operação e de limpeza também foram relevantes no projeto, pois não se dispunham de recursos humanos específicos para as mesmas. Consideraram-se ainda a robustez e a estabilidade da estrutura, visto que no local de instalação são comuns atos de vandalismo e de depredação. Uma vez que se pretende também avaliar a viabilidade de utilização da estrutura em arroios de cidades brasileiras em situação semelhante, os fatores acima foram requisitos importantes.

Na bibliografia que contempla as armadilhas para captação de resíduos sólidos em arroios, a indicada para condições mais próximas ao local disponível para implementação e que melhor atende aos requisitos propostos para elaboração do projeto foi a armadilha para poluentes grosseiros *Guiding Range*, da empresa australiana Baramy, especializada em sistemas de tratamento de água de chuva. O projeto baseou-se

Na bibliografia que contempla as armadilhas para captação de resíduos sólidos em arroios, a indicada para condições mais próximas ao local disponível para implementação e que melhor atende aos requisitos propostos para elaboração do projeto foi a armadilha para poluentes grosseiros *Guiding Range*, da empresa australiana Baramy, especializada em sistemas de tratamento de água de chuva. O projeto baseou-se



FONTE: OLIVEIRA, SILVEIRA E SCHETTINI (2005).

Figura 8.8

Esquema da armadilha para resíduos sólidos em arroios.



FONTE: ACERVO IPH-UFRGS

Figura 8.9

Local de implantação da armadilha antes da sua construção.



FONTE: ACERVO IPH-UFRGS

Figura 8.10

Execução da estrutura de concreto armado de concreto armado da armadilha.

então nesse dispositivo, e foram feitas as devidas modificações para adequação ao local e às condições existentes. A Figura 8.8 apresenta um desenho esquemático da armadilha projetada.

O dispositivo da Figura 8.8 consiste em placas orientadoras, as quais devem direcionar os resíduos transportados pelo arroio para uma gaiola de captação de 3,5 m³, a qual é basculada com o auxílio de uma talha mecânica para esvaziamento periódico. O resíduo capturado é então disposto no piso pavimentado, localizado ao lado da gaiola, onde o mesmo é classificado e pesado. Para o assentamento da armadilha no



FONTE: ACERVO IPH-UFRGS

Figura 8.11

Local já em operação com a armadilha.



FONTE: ACERVO IPH-UFRGS

Figura 8.12

Armadilha içada e pátio coberto para classificação de resíduos.



FONTE: ACERVO IPH-UFRGS

Figura 8.13 Operação de descarga de resíduos após evento pluviométrico.



FONTE: ACERVO IPH-UFRGS

Figura 8.14 Aferição volumétrica e pesagem de resíduos sólidos.

arroio, canalizou-se um trecho de 10 m de extensão, com largura de 1 m antes e depois da gaiola, e largura de 2 m no local em que esta é disposta.

O planejamento inicial do estudo previa que a armadilha seria içada periodicamente apenas o tempo necessário para seu esvaziamento, devendo de imediato ser submersa novamente no arroio. Entretanto, observou-se que o tempo de enchimento era demasiadamente pequeno, optando-se, assim, por manter a armadilha submersa apenas quando da ocorrência de precipitações. Durante as estas, vigiava-se o local, procedendo-se ao erguimento e ao esvaziamento da armadilha cada vez que a mesma estivesse cheia. Somente assim ocorreriam extravasamentos do arroio a montante da estrutura, devido ao acúmulo pontual de resíduos (OLIVEIRA; SCHETTINI; SILVEIRA, 2005a).

Nas Figuras 8.9 a 8.12, são apresentadas imagens das fases da construção da estrutura e após o término da obra.

Após a segregação, cada tipo de resíduo tinha sua massa medida em balança tipo gancho, com capacidade de 31 kg e precisão de 200 g, aferida pelo Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO), e seu volume medido em caixa plástica graduada de 50 L. Nas Figuras 8.13 e 8.14 são apresentadas imagens de coleta e de caracterização dos resíduos sólidos.

8.3.3 Resultados da caracterização dos resíduos sólidos

Foram realizadas caracterizações gravimétricas e volumétricas dos resíduos sólidos transportados e análises físico-químicas da água do arroio. Os resultados de pesos e de volumes de resíduos coletados em 11 campanhas de caracterização estão apresentados nas Figuras 8.15 e 8.16, respectivamente.

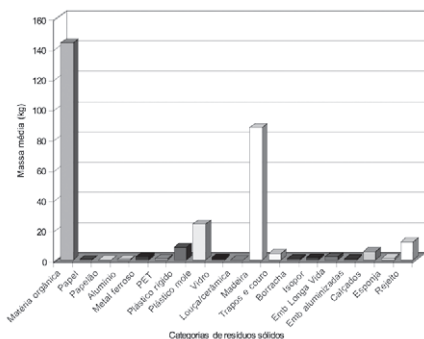


Figura 8.15

Massa média por categoria de resíduo sólido.

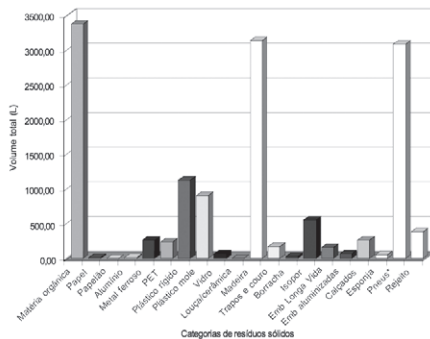


Figura 8.16

Volume médio por categoria de resíduo sólido.

A categoria madeira era representada por troncos de árvores, tábuas e sarrafos provenientes da construção civil. Já a matéria orgânica era composta por restos de frutas, legumes, folhas de árvores e pequenos galhos. Deve-se observar que, diferentemente dos resíduos sólidos domiciliares, os resíduos coletados no arroio vêm encharcados, e, mesmo aguardando-se dois dias secos para realizar a caracterização, os mesmos ainda apresentavam água em seus poros, principalmente a matéria orgânica, a madeira e o papel. Os rejeitos representam os materiais miúdos e de tal forma são agregados uns aos outros que a sua separação torna-se difícil, sendo então pesados e medidos juntos.

Os materiais encontrados em maior quantidade são a matéria orgânica, em média 143 kg e 337 L, e a madeira, 87 kg e 330 L. Em seguida, os plásticos, sendo que o rígido representa, em média, 8 kg e 113 L e o mole, 24 kg e 90 L. Ressaltam-se as pequenas quantidades encontradas de PET, em média 0,9 kg e 22 L, e de alumínio, 0,16 kg e 0,6 L. Chamam atenção ainda os grandes volumes de isopor, em média 54 L, e de calçados, 5kg e 25L, sendo que estes não foram separados na primeira caracterização, pois não havia tal categoria. Esta foi criada justamente pela quantidade expressiva observada na primeira coleta.

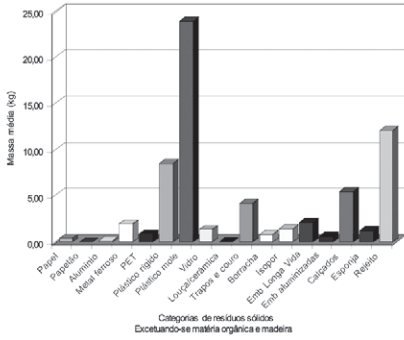


Figura 8.17

Massa média por categoria de resíduo sólido, excetuando-se matéria orgânica e madeira.

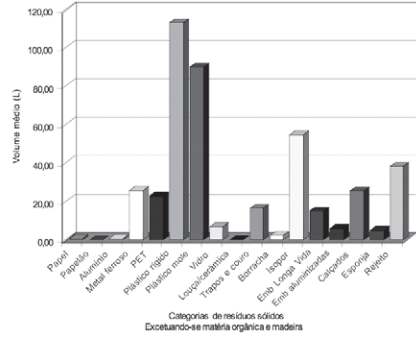


Figura 8.18

Volume médio por categoria de resíduo sólido, excetuando-se matéria orgânica e madeira.

Para melhor comparação entre as categorias, nas Figuras 8.17 e 8.18 são apresentados os resultados de massa e de volume médios por categoria de resíduos sólidos, excetuando-se a matéria orgânica e a madeira. Os resíduos de papel e de papelão são encontrados em pequenas quantidades, provavelmente por desagregarem-se ao longo do arroio, misturando-se à matéria orgânica.

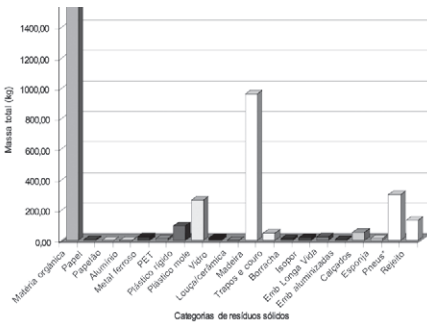


Figura 8.19

Massa total por categoria de resíduo sólido..

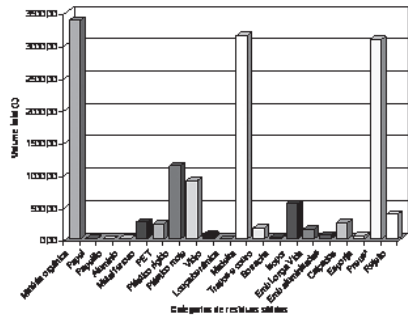


Figura 8.20

Volume total por categoria de resíduo sólido.

Nas Figuras 8.19 e 8.20 estão apresentados os totais de resíduos por categorias de resíduos sólidos retirados do arroio e caracterizados nas 11 coletas realizadas, observando-se que, na primeira coleta, não foram medidos os volumes dos resíduos.

Foram recolhidos pneus na armadilha somente em uma das caracterizações, por isso essa categoria não entrou nas médias, somente nos totais de resíduos coletados.

No total, isto é, nas 11 caracterizações, foram retirados do arroio e caracterizados 3.550 kg, representando 13.829 L de resíduos sólidos; 1.577 kg e 3.375 L de matéria orgânica; 961 kg e 3.140 L de madeira; 94 kg e 1.133 L de plástico rígido; 263 kg e 900 L de plástico mole; e 299 kg e 3.078 L de pneus em apenas uma das coletas (e não nas 11 caracterizações). A causa desse evento foi identificada como consequência do rompimento de uma barreira de pneus que protegia um talude a montante da armadilha.

8.4 Conclusões

A armadilha para resíduos sólidos mostrou-se bastante satisfatória em termos de captação e de retenção dos resíduos do arroio, observando-se que foi utilizada apenas durante os eventos de precipitação. A operação e a limpeza do equipamento são fáceis, embora manuais, necessitando de, no mínimo, dois operadores. Pode-se considerá-la também robusta e estável o suficiente para resistir a atos de vandalismo e de depreciação, os quais são comuns no local onde está instalada.

Nas 11 caracterizações realizadas, foram retirados do arroio e caracterizados 3.550 kg de resíduos, massa que correspondeu a 13.829 L de resíduos sólidos. As categorias mais representativas foram, pela ordem: matéria orgânica, com um total de 1.577 kg e 3.375 L; madeira, com 961 kg e 3.140 L; os plásticos, com 94 kg e 1.133 L de plásticos rígidos e 263 kg e 900 L de plásticos moles. Em uma única coleta foram recolhidos 299 kg, representando 3.078 L de pneus, sendo a causa desse evento atribuída ao rompimento de uma barreira de pneus que protegia um talude a montante da armadilha.

Deve-se considerar que, diferentemente dos resíduos sólidos domiciliares, os resíduos coletados no arroio vêm encharcados. Assim, mesmo aguardando-se dois dias secos para realizar a caracterização, observou-se que os materiais, principalmente a matéria orgânica, a madeira e o papel, ainda apresentavam água retida em seus poros. Daí os altos valores de massa dessas categorias. Os valores médios de resíduos sólidos capturados na armadilha foram de 295 kg e 1.075 L, sendo realizadas coletas somente durante os eventos de precipitação. Os resultados obtidos indicam que as maiores quantidades foram de matéria orgânica e de madeira, seguidas dos plásticos rígidos e moles, destacando-se ainda os calçados e os grandes volumes de isopor. As pequenas quantidades coletadas dos resíduos PET e alumínio estão relacionadas ao valor comer-

cial destes materiais. Isto leva a uma atividade de coleta por catadores de sucata antes de os resíduos chegarem ao arroio, ou mesmo na separação pelos próprios geradores do resíduo, para comercialização.

Referências Bibliográficas

ALLISON, R.A.; CHIEW F.H.S.; MCMAHON, T.A. *A decision-support-system for determining effective trapping strategies for gross pollutants*. Report 98/3. Victoria, Austrália: Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology, 1998.

MARAIS, M.; ARMITAGE N.; WISE, C. The measurement and reduction of urban litter entering stormwater drainage systems: Paper 1 – Quantifying the problem using the city of Cape Town as a case study. *Water SA*, v. 30, n. 4, 2004.

NEVES, M.G.F.P.; Tucci, C.E. Resíduos sólidos na drenagem urbana: aspectos conceituais. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 13, n. 3, p.125-126, 2008.

NEVES, M.G.F.P. *Quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana*. 2006. 249f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

OLIVEIRA, A.L.; SCHETTINI, E.B.C.; SILVEIRA, A.L.L. Qualidade da água e caracterização de resíduos sólidos em arroio urbano da Região Metropolitana de Porto Alegre. *XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, João Pessoa-PB, 2005.

OLIVEIRA, A.L.; SILVEIRA, A.L.L.; SCHETTINI, E.B.C. Monitoramento dos resíduos sólidos e da qualidade da água em arroio urbano da Região Metropolitana de Porto Alegre. VI Encontro Nacional de Águas Urbanas. Belo Horizonte-MG, 2005.

9

Qualidade da Água em Reservatórios de Contenção de Cheias Urbanas

Porto, M.; Martins, J.R.S.; Armelin, L.F.

9.1. Introdução

O objetivo deste estudo foi realizar o diagnóstico das condições de um reservatório de contenção de cheias, a prospecção de suas causas de rejeição por parte da população e propor soluções para o problema de inserção urbana deste reservatório e para a melhoria da qualidade da água, mantendo a principal função de retenção de cheias.

O estudo de caso foi uma pequena bacia urbana situada no município de Santo André, estado de São Paulo. A bacia piloto contém um reservatório de detenção, o qual tem o objetivo é atenuar picos de cheias no Ribeirão dos Meninos, afluente do Rio Tamanduateí, cuja bacia hidrográfica é uma das mais importantes e também umas das mais problemáticas da Região Metropolitana de São Paulo.

O reservatório Bom Pastor, apesar de sua eficiência com relação ao controle de cheias, enfrenta problemas de rejeição da população em função da qualidade das águas afluentes, principalmente em épocas de estiagem, devido à proliferação de insetos, mau cheiro e aspecto desagradável. Este é um problema bastante comum nas áreas urbanas brasileiras, pois, apesar do reservatório encontrar-se em região atendida por rede de esgoto, há muitas ligações clandestinas na rede de drenagem. A solução dessa situação em áreas densamente ocupadas é difícil, daí a decisão deste estudo de testar propostas de convivência com volumes residuais de esgoto não coletados, por meio de soluções locais de tratamento.

Para obtenção dos objetivos propostos, foram realizados levantamentos de dados hidrológicos, hidráulicos e de qualidade da água. Dinâmicas participativas foram realizadas, visando o engajamento do público ao projeto.

9.2 Caracterização da Área de Estudo

9.2.1 Localização da área de estudo

A bacia piloto deste estudo refere-se ao reservatório Bom Pastor, o qual está localizado na Região Metropolitana de São Paulo (Figura 9.1), no município de Santo André. Esse reservatório pertence à bacia do Ribeirão dos Meninos, afluente da margem direita do Rio Tamanduaeté, o qual, por sua vez, é afluente do Rio Tietê.

O reservatório de retenção Bom Pastor (Figura 9.2) está implantado dentro do córrego Araçatuba, cuja função é reter o excedente de água na bacia, evitando, assim, além da enchente local, o transbordamento do Ribeirão Meninos, do qual o córrego Araçatuba é afluente.



FONTE: SIGRH (2007).

Figura 9.1 Localização da bacia piloto.

Este equipamento *in line* recebe as águas de drenagem de uma pequena bacia hidrográfica, na qual a urbanização já está consolidada. O sistema é constituído de um canal reservatório (Figura 9.3), cujo armazenamento ocorre ao longo de todo o canal, diferentemente dos demais reservatórios existentes na região.

enchentes. Entretanto, existiam reclamações quanto à presença de mosquitos, mau cheiro e aspecto ruim.

O sistema de esgotamento sanitário empregado é do tipo separador absoluto, ou seja, existem redes separadas de drenagem pluvial e de esgoto sanitário. Entretanto, foram observados ao longo dos anos lançamentos clandestinos de esgoto na rede de drenagem. Apesar dos esforços do Serviço Municipal de Saneamento Ambiental de Santo André (SEMASA), concessionária responsável pelos serviços de saneamento, em eliminar as ligações clandestinas de esgoto na rede de drenagem pluvial por meio de programas caça-esgoto e de manutenção, ainda existe a contaminação das águas pluviais por esgoto doméstico.

Com relação à situação institucional, o projeto está sendo desenvolvido no município de Santo André, onde a gestão das águas urbanas é diferente dos demais municípios da região, por estar concentrada num mesmo órgão. O SEMASA administra toda a distribuição de água potável, o esgotamento sanitário, a drenagem de águas pluviais e a gestão de resíduos sólidos do município. Além disso, Santo André é um dos únicos municípios brasileiros a cobrar uma taxa específica para operação do sistema de drenagem urbana.

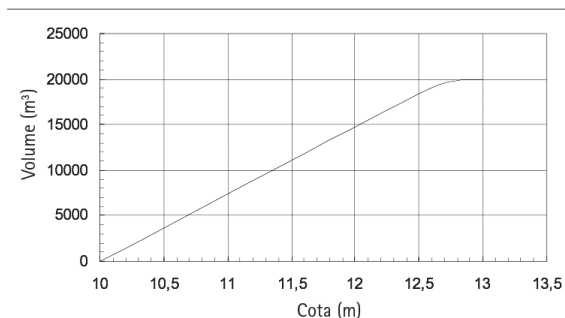
9.2.3 Características do reservatório de contenção de cheias

O Bom Pastor é composto pelo próprio reservatório e por um canal reservatório, os quais foram construídos sobre o antigo leito do córrego Araçatuba.

As características gerais do reservatório são:

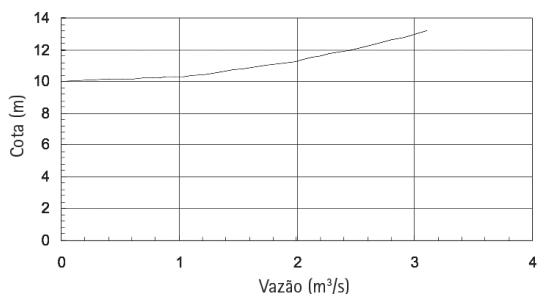
- seção: trapezoidal;
- boca: 15 a 50 m;
- base: 6 a 40 m;
- altura: 1,25 m (média útil);
- declividade: 0,0015 m/m;
- tipo: canal trapezoidal, gramado com a calha central em gabião;
- extensão: aproximadamente 800 m;
- volume: $R1 + R2 = 19.200 \text{ m}^3$.

As características hidráulicas do reservatório e da estrutura de controle estão indicadas nas Figuras 9.4 e 9.5 por meio das curvas cota-volume e cota-descarga do reservatório de detenção Bom Pastor, respectivamente.



FORNTE: DAEE/ENCIBRA (1991).

Figura 9.4 Curva cota-volume do reservatório de detenção Bom Pastor.



FORNTE: DAEE/ENCIBRA (1991).

Figura 9.5 Curva cota-descarga do reservatório de detenção Bom Pastor.

9.2.4 Estudo hidrológico

Postos de monitoramento existentes

O monitoramento hidrológico do Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo (SAISP) é realizado pela rede telemétrica de hidrologia do Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) e pelo radar meteorológico de São Paulo, de propriedade do DAEE e adquirido em convênio com a Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP). O SAISP é operado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH).

Essas informações foram incluídas para a caracterização do comportamento das chuvas intensas no local, mostrando o quanto as chuvas de curta duração são mais intensas.

Nas Tabelas 9.1 a 9.3, podem ser observados os dados dos postos telemétricos operados pelo SAISP. Nas mesmas, são apresentados valores de intensidade-duração-frequência, em que a unidade dos dados está em mm/min.

Tabela 9.1 > Posto E3-085 da Vila Prosperidade GM.										
ANO	10'	20'	30'	60'	120'	180'	360'	720'	1.080'	1.440'
1974	1,21	0,995	0,733	0,56	0,34	0,287	0,125	0,07	0,047	0,035
1975	1,07	0,94	0,846	0,493	0,294	0,201	0,08	0,05	0,03	0,023
1976	1,93	1,445	1,483	1,13	0,665	0,263	0,138	0,076	0,052	0,036
1977	2,19	1,605	1,373	0,756	0,322	0,305	0,173	0,108	0,083	0,064
1978	1,71	1,535	1,346	0,776	0,506	0,344	0,183	0,095	0,07	0,054
1979	2,25	1,965	1,64	1,051	0,56	0,291	0,145	0,075	0,05	0,037
1980	2,01	1,355	1	0,551	0,294	0,233	0,151	0,104	0,07	0,021
1981	2,34	1,96	1,833	1,27	0,64	0,431	0,177	0,09	0,085	0,068
1982	1,75	1,03	0,746	0,411	0,227	0,212	0,124	0,093	0,064	0,044
1983	1,86	1,475	1,316	0,925	0,474	0,343	0,194	0,122	0,093	0,077
1984	1,67	1,285	1,196	0,836	0,62	0,435	0,22	0,112	0,071	0,021
1985	2,27	1,715	1,386	0,89	0,482	0,324	0,168	0,084	0,056	0,043
1986	1,89	1,7	1,256	0,828	0,417	0,279	0,15	0,081	0,043	0,037
1987	1,56	1,01	0,813	0,485	0,28	0,215	0,126	0,094	0,079	0,065
1988	1,63	1,325	1,063	0,711	0,389	0,289	0,152	0,091	0,101	0,085
1989	2,19	1,8	1,49	0,851	0,46	0,314	0,157	0,088	0,062	0,046
1990	2,06	1,525	1,103	0,623	0,359	0,291	0,159	0,048	0,051	0,026
1991	2,06	1,465	1,093	0,723	0,553	0,482	0,311	0,094	0,06	0,042
1992	2,11	1,625	1,303	0,766	0,383	0,255	0,178	0,104	0,115	
1993	2,02	1,5	1,39	0,88	0,495	0,35				
1994	1,45	1,235	1,176	0,818	0,481	0,347	0,199			
1995	2,57	2,15	1,54	0,561	0,365	0,253				

FONTE: SIGRH (2007).

Tabela 9.2 > Posto E3-150 de Rudge Ramos.

ANO	10'	20'	30'	60'	120'	180'	360'	720'	1.080'	1.440'
1974	1,83	1,495	1,213	0,821	0,467	0,311	0,175	0,072	0,049	0,049
1975	0,98	0,86	0,766	0,543	0,33	0,248	0,151	0,089	0,059	0,045
1976	2,1	1,695	1,236	0,663	0,381	0,264	0,15	0,1	0,071	0,062
1977	1,2	1,15	1,086	0,785	0,411	0,281	0,142	0,06	0,06	0,047
1978	1,49	1,22	1,103	0,818	0,465	0,334	0,173	0,087	0,06	0,041
1979	1,48	1,1	0,81	0,545	0,29	0,195	0,105	0,055	0,046	0,026
1980	1,68	1,625	1,416	0,938	0,265	0,21	0,171	0,121	0,083	0,022
1981	1,7	1,405	1,233	0,961	0,384	0,295	0,12	0,068	0,058	0,052
1982	1,2	1,02	0,883	0,568	0,355	0,202	0,144	0,105	0,072	0,054
1983	2,02	1,765	1,67	1,128	0,564	0,386	0,208	0,109	0,091	0,071
1984	1,6	1,05	0,706	0,496	0,207	0,156	0,141	0,079	0,059	0,021
1985	1,69	1,43	1,336	1,011						
1986	1,93	1,58	1,4	1,045	0,577	0,391				
1987	1,47	1,05	0,973	0,813	0,226	0,154	0,121	0,082	0,065	0,06
1988	0,86	0,65	0,58	0,468	0,367	0,265	0,221	0,131	0,127	0,101
1989	1,85	1,615	1,26	0,7	0,361	0,282	0,147	0,08	0,051	
1990	2,42	1,66	1,206	0,623	0,311	0,244	0,103	0,051	0,048	0,036
1991	2,03	1,65	1,266	0,703	0,567	0,379	0,127	0,079	0,067	0,065
1992	2,97	2,16	1,59	0,825	0,422	0,281				
1993	2,44	2,33	1,773	0,336	0,282	0,236	0,15			
1994	1,55	1,35	1,41	0,78	0,415	0,283	0,142	0,074		
1995	1,13	1,01	0,953	0,75	0,488	0,348	0,194	0,041	0,027	0,026
1996	1,3	1,03	0,853	0,545	0,25	0,181	0,159			

FONTE: SIGRH (2007).

Tabela 9.3 > Posto E3-148 de Mauá.

ANO	10'	20'	30'	60'	120'	180'	360'	720'	1.080'	1.440'
1974	1,41	1,03	0,766	0,396	0,261	0,226	0,118	0,072	0,038	0,035
1975	1,83	1,25	1,036	0,686	0,401	0,297	0,163	0,082	0,056	0,043
1976	1,85	1,345	1,09	0,671	0,429	0,286	0,175	0,127	0,104	0,081
1977	1,2	1	0,823	0,55	0,397	0,197	0,132	0,085	0,049	0,041
1978	1,46	1,31	1,166	1,06	0,639	0,432	0,216	0,091	0,052	0,064
1979	1,77	1,43	1,243	0,881	0,32	0,227	0,082	0,053	0,043	0,033
1980	1,9	1,82	1,576	1,186	0,633	0,471	0,212	0,123	0,075	0,058
1981	1,59	1,255	1,126	0,716	0,392	0,275	0,148	0,076	0,06	0,05
1982	1,56	1,535	1,396	0,815	0,409	0,272	0,145	0,107	0,074	0,069
1983	1,46	1,14	0,886	0,573	0,364	0,246	0,146	0,123	0,082	0,071
1984	1,04	0,67	0,48	0,295	0,231	0,172	0,136	0,082	0,061	0,021
1985	0,86	0,85	0,766	0,631	0,365	0,25				
1986	1,39	1,115	0,99	0,665	0,443	0,343	0,147	0,091	0,063	0,051
1987	1,37	1,1	0,92	0,663	0,46	0,203	0,127	0,093	0,073	0,074
1988	0,8	0,71	0,653	0,393	0,25	0,265	0,141	0,08	0,063	0,055
1989	1,54	1,375	0,95	0,643	0,253	0,192	0,106	0,045	0,033	0,034
1990	1,27	1,045	0,963	0,796	0,494	0,386				
1991	1,04	0,85	0,703	0,521	0,46	0,368	0,269	0,078		
1992	1,7	0,93	0,673	0,416	0,256	0,197	0,121	0,08	0,08	0,068
1993	1,8	1,4	0,99	0,52	0,376	0,288	0,187			
1994	1,78	1,34	1,153	0,741	0,35	0,243	0,126	0,085	0,072	0,059
1995	2,41	1,725	1,393	0,96	0,516	0,377	0,198			
1996	1,68	1,47	1,313	1,116	0,59	0,398	0,219	0,112	0,075	0,047

FONTE: SIGRH (2007).

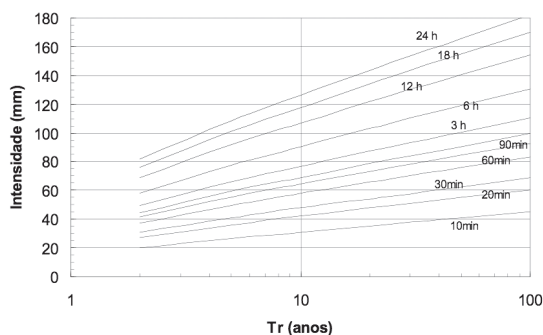
Relação intensidade–duração–frequência

A Equação intensidade–duração–frequência (IDF) válida para Santo André, segundo o plano diretor, elaborado em 1995, é apresentada pela Equação 1.

$$h = (t-6)^{0,233} \{12,9-4,22 \cdot \ln \ln [T/(T-1)]\} \quad \text{Equação 1}$$

em que: h é a precipitação total (mm), T refere-se ao período de retorno (anos) e t é a duração da chuva (min).

A Figura 9.6 apresenta a precipitação obtida por meio da utilização da Equação de chuva para Santo André.



FONTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANDRÉ (1995).

Figura 9.6 Precipitação segundo a Equação de chuva de Santo André.

Simulação chuva-vazão

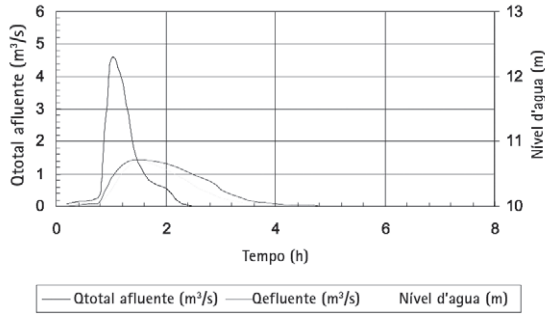
A estimativa dos hidrogramas de enchente foi efetuada com base na modelação matemática do processo hidrológico por meio do modelo matemático CABc desenvolvido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI-USP). Este modelo emprega o método de transformação chuva-vazão para eventos – Soil Conservation Service (SCS) –, o qual foi desenvolvido pelo United States Department of the Interior para simulação do processo de infiltração e geração do escoamento superficial direto.

Para determinação das vazões afluentes, foram utilizadas as seguintes informações da área de estudo:

- área de contribuição: 0,26 km²;
- tempo de concentração: 0,22h;
- declividade média: 0,1 m/km;
- área impermeável (PDMAT): 65%;
- área diretamente conectada: 20%;
- CN (SCS): 67 (do terreno original);
- duração da precipitação considerada: 2h.

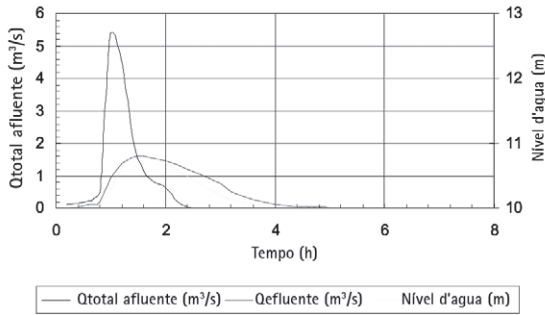
A Figura 9.7 indica a área de contribuição do reservatório Bom Pastor.

As alturas de precipitação, obtidas por meio da Equação IDF desenvolvida no Plano Diretor de Santo André, foram determinadas e encontram-se na Tabela 9.4, para os diferentes tempos de retorno.



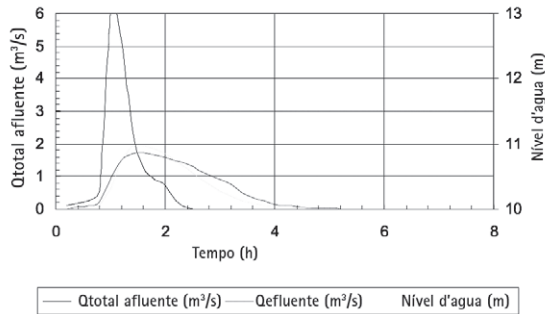
FONTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANDRÉ (1995).

Figura 9.9 Hidrograma de cheia para tempo de retorno 25 anos.



FONTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANDRÉ (1995).

Figura 9.10 Hidrograma de cheia para tempo de retorno 50 anos.



FONTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANDRÉ (1995).

Figura 9.11 Hidrograma de cheia para tempo de retorno 100 anos.

A Tabela 9.5 indica as vazões afluentes e amortecidas pelo reservatório Bom Pastor para os tempos de retorno analisados.

Tabela 9.5 > Vazões afluentes e amortecidas pelo reservatório Bom Pastor.

TR	QAF (m ³ /s)	QEFL (m ³ /s)	VAR NA (m)
10	3,448	1,24	0,513
25	4,487	1,438	0,688
50	5,291	1,586	0,834
100	6,111	1,724	0,984

FONTE: FCTH (2008)

9.3 Monitoramento da Bacia Hidrográfica

9.3.1 Monitoramento hidrológico

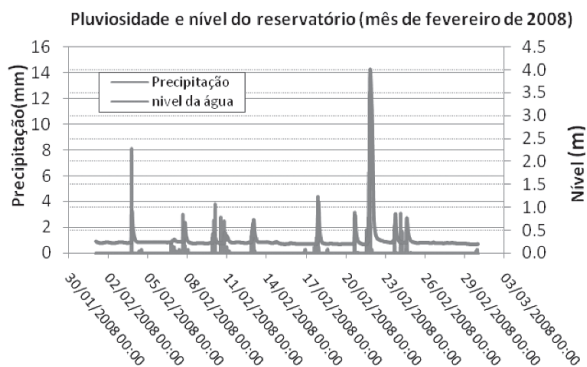
O objetivo do monitoramento hidrológico foi avaliar a magnitude dos volumes de cheias. A precipitação e o nível d'água do reservatório foram os dados hidrológicos medidos de forma contínua. A precipitação foi obtida por meio da estação meteorológica instalada na bacia (Figura 9.12), a qual forneceu dados instantâneos de temperatura, umidade relativa, pressão e vento. O nível do reservatório foi medido por meio de limnógrafo, localizado na saída do mesmo.



FONTE: GOOGLE (2007)

Figura 9.12 Localização dos equipamentos de monitoramento.

A Figura 9.13 apresenta um evento observado no mês de fevereiro de 2008, no qual se observam a precipitação e o nível d'água no reservatório Bom Pastor.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.13 Exemplo de monitoramento de precipitação e nível d'água.

9.3.2 Monitoramento de qualidade da água

A análise dos dados de qualidade da água permitiu diagnosticar a situação de poluição em que se encontrava o reservatório, bem como avaliar o potencial de utilização da estrutura de retenção para melhoria da qualidade da água.

O monitoramento da qualidade da água do reservatório foi realizado por meio de observações de tempo seco e durante os episódios de chuva.

Para determinação da situação da qualidade da água ao longo do canal do reservatório, foram escolhidos seis pontos estratégicos (Figura 9.14) para serem realizadas as amostragens. O ponto 1 indica o exutório da bacia de drenagem, o qual coincide com a válvula de abertura para o esvaziamento do piscinão.

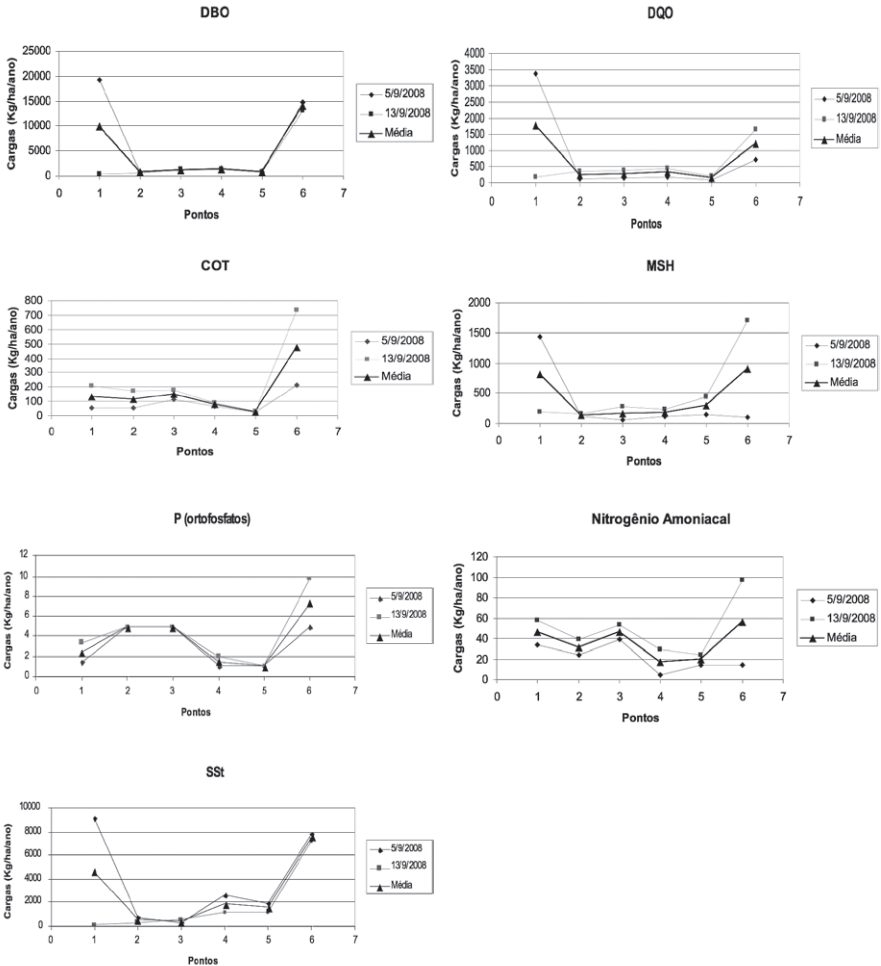


FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.14 ◆ Localização dos pontos de monitoramento de tempo seco.

Monitoramento em tempo seco

Inicialmente, foi necessário analisar as concentrações e as cargas dos poluentes já existentes no corpo hídrico, independentemente do escoamento superficial (cargas de base). Essa carga é proveniente da água da vazão de base do córrego, acrescida do esgoto sanitário originário de ligações clandestinas na tubulação de drenagem pluvial.



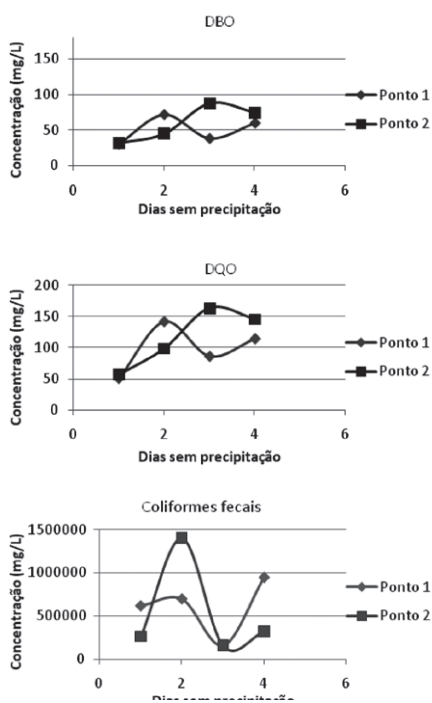
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.15

Perfis de qualidade ao longo do canal reservatório nos dias 5 e 13 de setembro de 2007.

Para um melhor entendimento da variação da qualidade da água ao longo do reservatório, no período seco, foram elaborados os gráficos que constam na Figura 9.15 para as variáveis indicativas de poluição. As variáveis analisadas foram demanda biológica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), carbono orgânico total (COT), materiais solúveis em hexano (MSH), ortofosfatos (P), nitrogênio amoniacal e sólido suspenso total (SST). Os gráficos apresentam o resultado de duas campanhas de monitoramento realizadas nos dias 5 e 13 de setembro de 2007 e a avaliação estatística, por meio da média.

Analisando os gráficos, observa-se que não existe grande variabilidade dos parâmetros para cada ponto de coleta, exceto nos pontos 1 e 6, nos quais se observam discrepâncias.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.16

Varição da qualidade da água em relação aos dias sem precipitação.

Essas não conformidades levaram a pesquisas no local, onde se percebeu, juntamente ao ponto 1, a existência de ocupação irregular que lançava seus esgotos *in natura* nesta área. Quanto ao ponto 6, foi informado que alguns dias antes da realização do monitoramento havia ocorrido a limpeza de fossa séptica de residência próxima ao ponto.

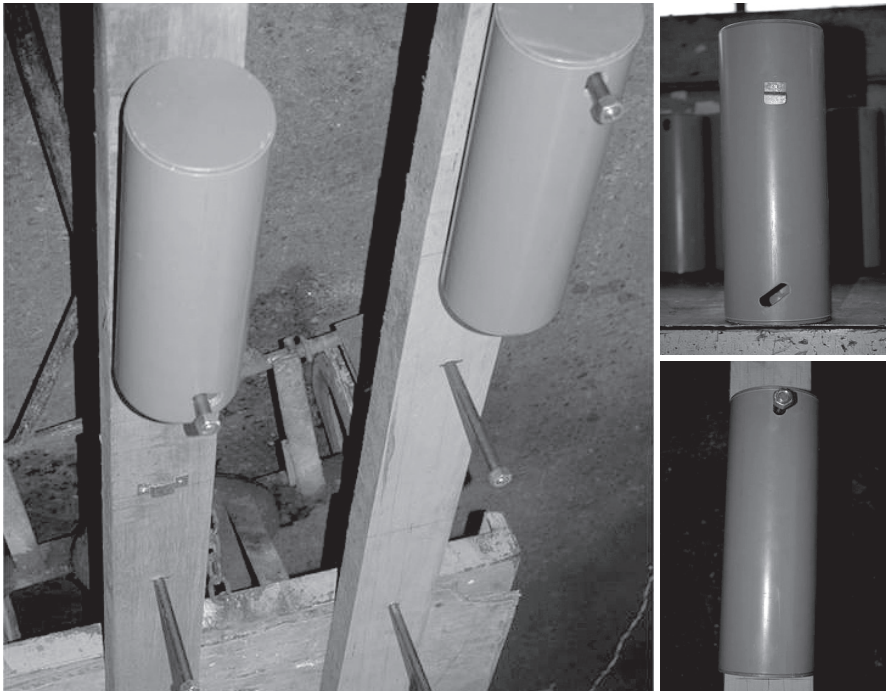
Uma segunda estratégia foi constituída de coletas realizadas durante a condição de dias antecedentes sem ocorrência de precipitação (um a quatro dias), nos quais as coletas foram realizadas nos pontos de monitoramento 1 e 2. Os resultados não confirmaram a hipótese de que a precipitação é a única ocorrência que afeta a concentração de constituintes da poluição, pois as concentrações de determinados constituintes (variáveis) de poluição, para determinados intervalos de tempo, aumentaram com o número de dias sem precipitação.

Os gráficos que constituem a Figura 9.16 demonstram os resultados desse tipo de monitoramento para as variáveis DQO, DBO e coliformes totais nos pontos de monitoramento 1 e 2.

Monitoramento em tempo úmido

O monitoramento da qualidade durante os episódios de chuva foi realizado por meio de garrafas de espera, as quais foram dispostas em réguas, conforme pode ser observado na Figura 9.17, sendo que as mesmas foram instaladas nas laterais da saída do reservatório.

Dois tipos de garrafas foram utilizados: um para coletar água à medida que o nível do reservatório sobe e outro para coletar quando o nível baixa. As garrafas foram dispostas com espaçamento de 0,5 m entre elas. As variáveis de qualidade da água analisadas foram físicas, químicas, biológicas e metais.



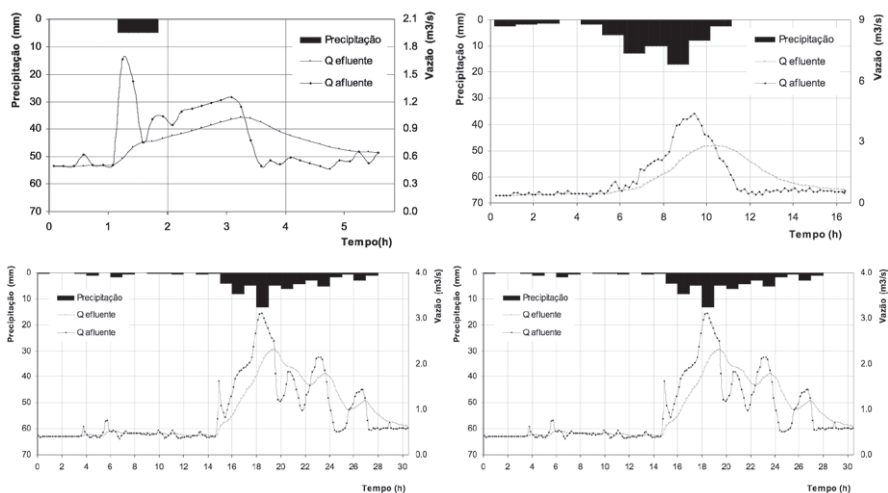
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.17 Equipamentos de monitoramento.

Para o tempo úmido foram analisados quatro eventos:

- evento 1: dia 6 de novembro de 2007;
- evento 2: dia 19 de dezembro de 2007;
- evento 3: dia 29 de janeiro de 2008;
- evento 4: dia 21 de fevereiro de 2008.

Os hidrogramas que compõem a Figura 9.18 mostram as informações relacionadas ao monitoramento da chuva e ao nível d'água do reservatório no ponto de monitoramento 1.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.18 Hidrograma e ietograma de cheias nos quatro eventos.

No intuito de analisar o escoamento superficial, foi calculada, para cada variável de qualidade relevante, uma média ponderada, denominada concentração média do evento (*CME*), de cada evento. O uso desta é apropriado para avaliar os efeitos do escoamento superficial nos corpos d'água receptores. A Equação 2 indica como cada *CME* foi calculada.

$$CME = \frac{M}{V} = \frac{\int_0^T C_t Q_t dt}{\int_0^T Q_t dt} \cong \frac{\sum C_t Q_t \Delta t}{\sum Q_t \Delta t} \quad \text{Equação 2}$$

em que: CME é a concentração média do evento (mg/L); M refere-se à massa total do poluente durante o evento (g); V diz respeito ao volume total durante o evento (m^3); C_t é referente à concentração no tempo t (mg/L); Q_t é a vazão média no intervalo de tempo (m^3/s); Δt refere-se ao intervalo de tempo entre o início do evento e o instante em que foi medida a concentração (s).

Determinadas as concentrações médias do evento, foi possível a definição da carga total poluente veiculada durante os eventos monitorados. As Tabelas 9.6 a 9.9 mostram os resultados.

Tabela 9.6 > Carga total poluente no evento do dia 6 de novembro de 2007.

VARIÁVEL	CME (mg/L)	VOLUME PRECIPITADO (m^3)	CARGA TOTAL (kg)	CARGA/ÁREA (kg/ha)
DBO	33		75,7	3,03
DQO	193		442,5	17,70
MSH	50		114,7	4,59
P	4,4		10,1	0,40
NKT	9	2.293	20,6	0,83
SST	45		103,2	4,13
Ferro	2,1		4,8	0,19
Manganês	0,1		0,2	0,01
Zinco	0,02		0,05	0,002

FONTE: FCTH (2008)

Tabela 9.7 > Carga total poluente no evento do dia 19 de dezembro de 2007.

VARIÁVEL	CME (mg/L)	VOLUME PRECIPITADO (m^3)	CARGA TOTAL (kg)	CARGA/ÁREA (kg/ha)
DBO	não monitorado		-	-
DQO	não monitorado		-	-
MSH	não monitorado		-	-
P	não monitorado	15.877	-	-
NKT	não monitorado		-	-
SST	não monitorado		-	-
Ferro	0,9		14,29	0,55
Manganês	0,06		0,95	0,04
Zinco	0,27		4,29	0,16
Cobre	2,99		47,47	1,83
Chumbo	0,53		8,41	0,32
Cádmio	0		0,00	0,00

FONTE: FCTH (2008)

Tabela 9.8 > Carga total poluente no evento do dia 28 de janeiro de 2008.

VARIÁVEL	CME (mg/L)	VOLUME PRECIPITADO (m ³)	CARGA TOTAL (kg)	CARGA/ÁREA (kg/ha)
DBO	25,82	10.677	275,68	10,60
DQO	64,26		686,10	26,39
MSH	114,32		1220,59	46,95
P	0,78		8,33	0,32
NKT	2,66		28,40	1,09
SST	2,66		28,40	1,09
Ferro	4,74		50,61	1,95
Manganês	0,56		5,98	0,23
Zinco	0,1		1,07	0,04
Cobre	0,02		0,21	0,01
Chumbo	0,01		0,11	0,00
Cromo	0,03		0,32	0,01

FONTE: FCTH (2008)

Tabela 9.9 > Carga total poluente no evento do dia 21 de fevereiro de 2008.

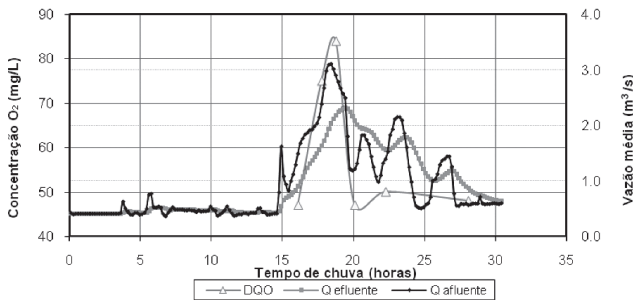
VARIÁVEL	CME (mg/L)	VOLUME PRECIPITADO (m ³)	CARGA TOTAL (kg)	CARGA/ÁREA (kg/ha)
DBO	40,87	27.310	1116,16	42,93
DQO	89,43		2442,33	93,94
MSH	41,94		1145,38	44,05
P	0,27		7,37	0,28
NKT	2,57		70,19	2,70
SST	154,63		4222,95	162,42
Ferro	6,64		181,34	6,97
Manganês	0,61		16,66	0,64
Zinco	0,56		15,29	0,59
Cobre	0,08		2,18	0,08
Chumbo	0,07		1,91	0,07
Cádmio	0,006		0,16	0,01

FONTE: FCTH (2008)

O transporte de poluentes, que neste caso consiste naqueles dispostos sobre a superfície da bacia, acrescido do esgoto doméstico proveniente de ligações clandestinas na rede de águas pluviais, tem como destino final o reservatório Bom Pastor. As concentrações de poluentes no escoamento gerado variam ao longo do evento hidrológico, assim como variam as vazões que formam um polutograma com a mesma forma genérica do hidrograma correspondente. Com a utilização das garrafas de espera, pôde-se

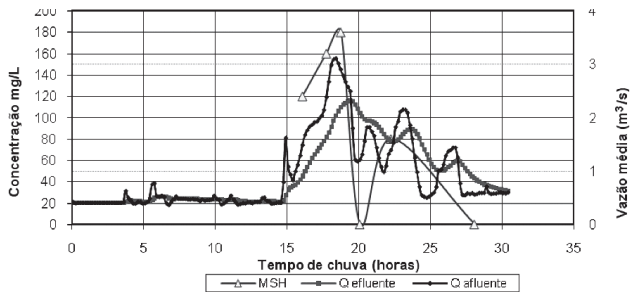
ter uma ideia bastante aproximada da distribuição temporal da concentração durante o evento. Um dos fenômenos observados na previsão de polutogramas é a ocorrência da carga de lavagem, que é mais comumente explicada na literatura (GUPTA; SAUL, 1996; LEE *et al*, 2002; BRITES, 2005) como a remoção inicial do material acumulado no período entre as chuvas, significando que o seu pico deveria ocorrer antes do pico da vazão. A carga de lavagem pode não ser observada em todos os eventos hidrológicos.

Os polutogramas observados para os eventos monitorados dessa bacia apresentaram uma característica peculiar, que é a ocorrência de dois picos. O ponto 1, onde estão instaladas as garrafas coletoras, está localizado no exutório do reservatório de detenção *in line* e sofre influência da reservação permanente de montante. Observando alguns dos polutogramas gerados (Figuras 9.19 a 9.26), supõe-se que determinados poluentes, que estão acumulados no reservatório, são diluídos na contribuição do escoamento superficial e outros têm a concentração incrementada pelo escoamento superficial. Seria necessária a observação de um número maior de eventos para que se pudessem consolidar hipóteses relacionadas ao transporte de poluentes nesta bacia.



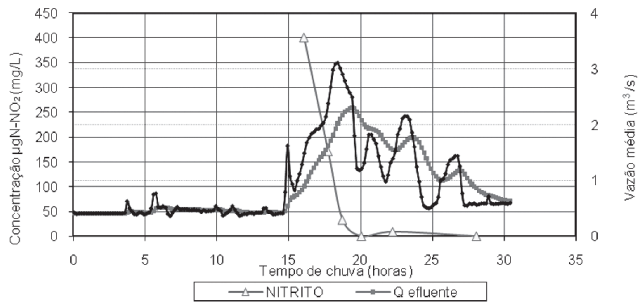
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.19 Polutograma para DQO no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



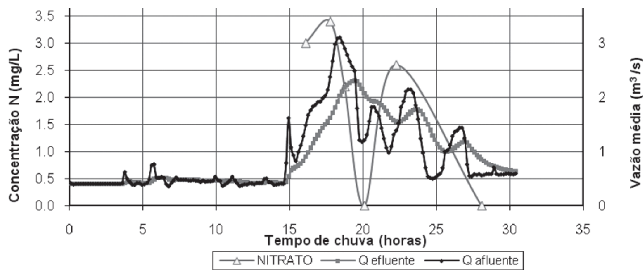
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.20 Polutograma para MSH no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



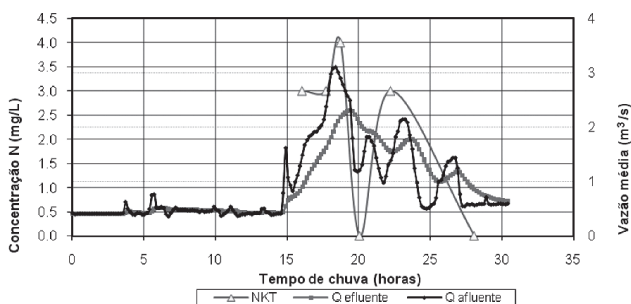
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.21 Polutograma para nitrito no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



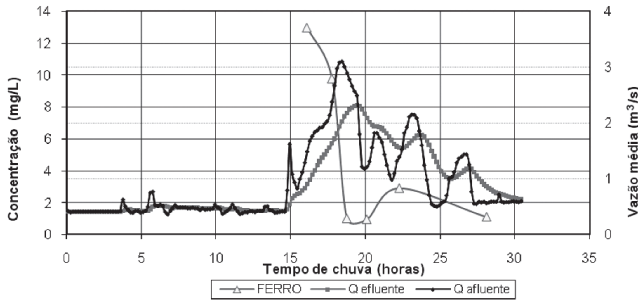
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.22 Polutograma para nitrato no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



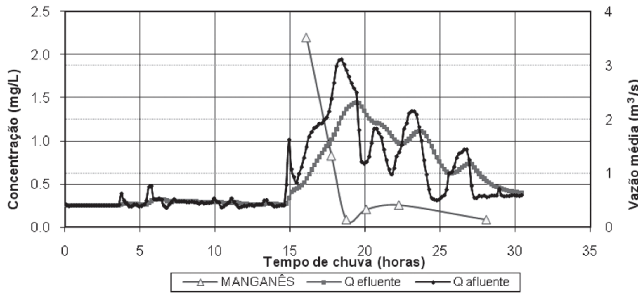
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.23 Polutograma para NKT no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



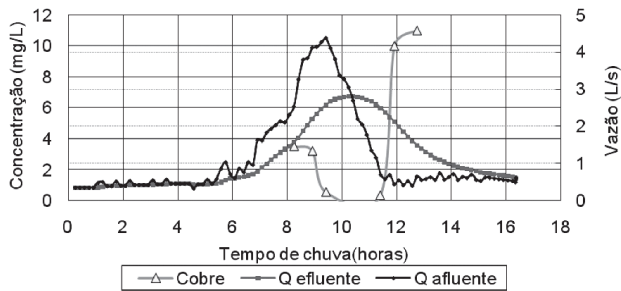
FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.24 Polutograma para ferro no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.25 Polutograma para manganês no evento do dia 28 de janeiro de 2008.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.26 Polutograma para cobre no evento do dia 19 de dezembro de 2007.

9.4 Soluções para a Estrutura Urbana e a Qualidade da Água

As soluções analisadas para a melhoria da qualidade da água consideraram a aplicação de medidas no âmbito da própria bacia hidrográfica. Assim, optou-se pela permanência das vazões de base e pelo início do escoamento das chuvas no próprio reservatório, implantando-se sistemas de tratamento simplificados *in line* de maneira a melhorar a situação atual de qualidade da água. Esta solução requereu tratamento paisagístico do reservatório e de seu entorno.

As intervenções previstas foram filtros biológicos (FBs), *wetland* e paisagismo integrado. Outro recurso foi analisado para que as soluções implantadas pudessem ser preservadas, garantindo a durabilidade das obras. Esse recurso está relacionado à participação social e contemplou o envolvimento da população do entorno no projeto.

9.4.1 Filtro biológico

Filtros biológicos (FBs) funcionam como reatores que têm a capacidade de melhorar a qualidade da água que passa através do seu interior. No meio suporte que existe dentro do filtro, que neste caso foi a brita, ocorre a fixação e o desenvolvimento de micro-organismos na forma de biofilmes, os quais são responsáveis pela degradação da matéria orgânica. Para um melhor desempenho dos filtros, é recomendável a previsão de bacia de sedimentação de sólidos a montante da entrada dos mesmos, evitando a entrada de sólidos grosseiros nas estruturas e, conseqüentemente, reduzindo a sua vida útil, bem como o seu desempenho.



FONTE: GOOGLE (2007)

Figura 9.27

Localização dos FBs no reservatório Bom Pastor.



FONTE: FCTH (2008).

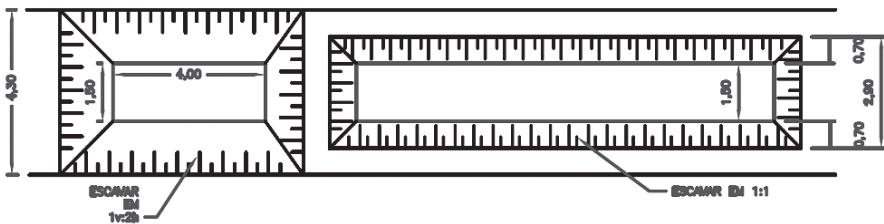
Figura 9.28

FB2 em funcionamento.

Dois FBs foram implantados no reservatório Bom Pastor com a finalidade de redução da carga poluidora do escoamento de base. A Figura 9.27 mostra a localização das implantações na área de estudo e a Figura 9.28 apresenta uma foto do FB2 na área de estudo.

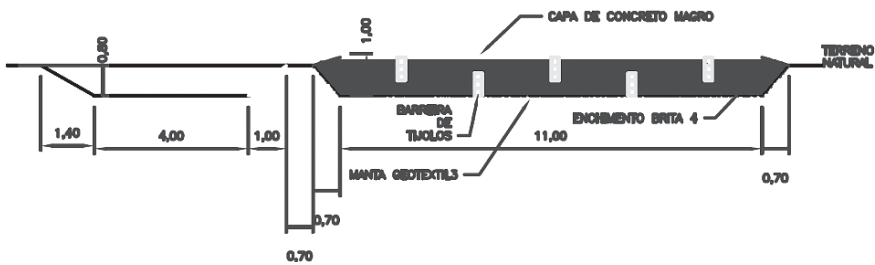
A bacia de sedimentação de sólidos a montante da entrada do filtro só pode ser realizada para o FB1.

As Figuras 9.29 e 9.30 apresentam a planta de projeto e o corte longitudinal do FB implantado no reservatório Bom Pastor.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.29 Planta de projeto do FB implantado no reservatório Bom Pastor.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.30 Planta de projeto do FB implantado no reservatório Bom Pastor.

Monitoramento dos filtros biológicos

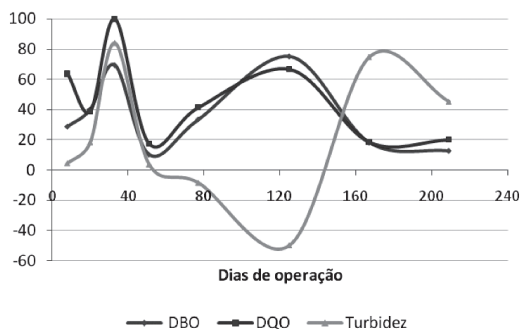
O monitoramento dos FBs foi realizado pela necessidade de verificar a eficiência do funcionamento das estruturas. Esta análise consistiu-se de amostragem da água nas entradas e nas saídas dos filtros.

Os resultados das análises indicaram que as eficiências de tratamento foram satisfatórias para o FB1, com evolução contínua dos mesmos ao longo do tempo de operação. Já o FB2 apresentou um desempenho ruim para os primeiros 100 dias de operação.

Após observou-se uma evolução no tratamento, porém com eficiências notadamente menores que as do FB1.

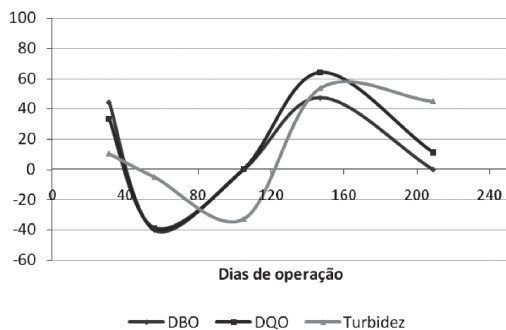
Dois fatores foram fundamentais para explicar a diferença de desempenho entre os biofiltros. O primeiro diz respeito a um ponto de lançamento de uma oficina mecânica contendo elementos prejudiciais, como óleos e produtos químicos, a montante do FB2, no qual se acredita que os óleos estejam causando determinada obstrução e dificultando sobremaneira a aeração natural no interior do mesmo. Outro fator relevante é que devido à falta de espaço, não foi implantada a montante do FB2 uma bacia de deposição de sólidos suspensos, como foi feito para o FB1.

As Figuras 9.31 e 9.32 apresentam o comportamento dos parâmetros DBO, DQO e turbidez no tempo em relação à eficiência da remoção da poluição para os FB1 e FB2, respectivamente.



FONTE: FCTH (2008).

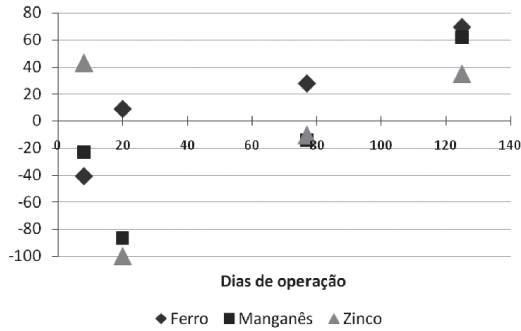
Figura 9.31 Eficiência da remoção do FB1 (%).



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.32 Eficiência da remoção do FB2 (%).

As análises de metais pesados (Figura 9.33) indicaram um incremento de determinados metais na água devido aos materiais utilizados no processo construtivo das estruturas (leito de brita), porém, com o tempo, o processo foi estabilizado e iniciou-se naturalmente a remoção dos parâmetros.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.33 Eficiência na remoção de metais pesados no FB1 (%).

De uma maneira geral, observou-se uma considerável variação na eficiência da remoção de poluentes ao longo do tempo, processo esse que depende de inúmeras variáveis. Apesar do funcionamento deficiente, notou-se redução nos odores, e a água tornou-se mais clara depois da passagem pelo FB.

9.4.2 Wetland

O sistema de *wetland* se caracteriza por compreender uma área úmida onde o solo encontra-se saturado. O sistema adotado foi o de fluxo superficial, em que o nível da água está acima da superfície do solo e a vegetação emerge acima do nível da água. Devido às condições aeróbicas desse tipo de tratamento, essa técnica foi adotada por reduzir significativamente os odores, uma vez que se trata de uma área residencial.

Critérios e parâmetros de projeto

A área determinada para a implantação do sistema foi o reservatório maior, imediatamente a montante da válvula *flap*, cuja área superficial é, aproximadamente, 5.300 m². Neste projeto específico, foi considerada a vazão de base mínima, a qual foi medida em mês seco, $Q_{min} = 41$ s.

Usualmente, considera-se para *wetlands* urbanas uma área para fitodepuração variando entre 3 e 5% da bacia contribuinte. A área disponível corresponde a 20% da área da bacia, sendo, portanto, adequada para a execução do projeto. A profundidade (h) varia de 0,30 a 0,60 m.

Foi previsto a montante do sistema um espaço para a realização de um pré-tratamento que consiste em acumulação de sólidos suspensos. Esta ação foi necessária para que os sólidos mais grosseiros não adentrem ao local da vegetação, assoreando as células destinadas a implantação das plantas e dificultando a manutenção.

Os taludes que abrigam as células foram feitos de maneira a suavizar a paisagem e a minimizar a erosão. Foi previsto um grande dique que praticamente dividiu o reservatório em duas partes, com a finalidade de direcionar o fluxo. Este procedimento aumentou o tempo de detenção hidráulica na *wetland*. Acima desse dique, o projeto de paisagismo propôs a instalação de passeio para que o público pudesse ter acesso.

Segundo Crites, Middlebrooks e Reed (2006), uma *wetland* superficial requer tempo de detenção hidráulica, considerado como ótimo, de sete dias, porém a publicação "A handbook of constructed wetlands", da United States Environmental Protection Agency (USEPA, 1992), cita que se pode adotar como tempo de detenção mínimo o período de um dia. A determinação desse parâmetro no projeto foi resultante da soma dos tempos de detenção hidráulica (T_d) em todas as células, exceto naquela em que acontece a sedimentação. O resultado foi $T_d = 2,10$ dias.

Vegetação na *wetland*

A vegetação que se desenvolveu espontaneamente no reservatório (Figura 9.34) teve que ser retirada, pois não existem estudos sobre fitodepuração utilizando esses gêneros de plantas e não se sabe se estas removem poluição da água.



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.34

Vegetação existente no reservatório antes da implantação da *wetland*.

Optou-se pelo plantio de indivíduos adultos, pois esta técnica é mais rápida e tem probabilidade maior de vingar. O gênero de macrófita determinado para o local foi a *Typha* (Figura 9.35), devido às características de qualidade da água locais. O pH medido varia entre 6,0 e 7,1 e a temperatura entre 10 e 30°C. A Tabela 9.10 apresenta a classificação das macrófitas utilizadas em *wetlands* em relação a sua resistência.

Tabela 9.10 > Relação dos gêneros de plantas utilizadas em *wetlands*.

ESPÉCIE EMERGENTE	TEMPERATURA DESEJÁVEL (°C)	TOLERÂNCIA À SALINIDADE (mg/L)	PH ÓTIMO
<i>Typha</i>	10 a 30	30.000	4,0 a 10,0
<i>Juncus</i>	16 a 26	20.000	5,0 a 7,5
<i>Phragmites</i>	12 a 33	45.000	2,0 a 8,0
<i>Schoenoplectus</i>	16 a 27	20.000	4,0 a 9,0
<i>Carex</i>	14 a 32	20.000	5,0 a 7,5

FONTE: ADAPTADO DE REED (1991).



FONTE: FCTH (2008).

Figura 9.35 Gênero *Typha* previsto para a *wetland* Bom Pastor.

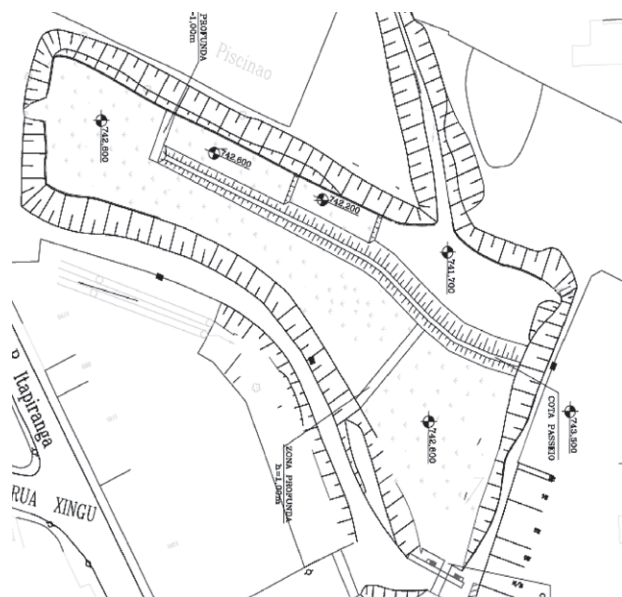
As questões de maior preocupação com a implantação e operação da *wetland* são:

- controle do nível d'água;
- uniformidade da distribuição da água;
- integridade da berma e dique;
- saúde e crescimento da vegetação;
- remoção de vegetação indesejável.

Implantação da wetland

A Figura 9.36 apresenta o desenho de implantação do sistema proposto, sendo que a primeira célula é destinada à deposição de sólidos e as demais são células destinadas à vegetação ao tratamento da água.

Duas zonas profundas foram previstas para a mistura da água. A importância das zonas profundas está na homogeneização que propiciam, melhorando a qualidade do tratamento.



FONTE: FCTH (2008)

Figura 9.36 Desenho de implantação da wetland Bom Pastor.

Controle de mosquitos

O controle de mosquitos é uma tarefa difícil em águas poluídas com grande concentração de matéria orgânica.

O impedimento de formação de áreas estagnadas ajuda no combate à proliferação de mosquitos, pois a água parada é local de deposição de ovos pela fêmea.

Torna-se necessário o fornecimento de condições ao sistema para que haja um equilíbrio na cadeia alimentar. Experiências têm mostrado que a inclusão de animais predadores de mosquitos tem melhorado as condições das wetlands. Algumas espécies de peixes comem as larvas e determinados anfíbios se alimentam de pernilongos. Inseticidas bactericidas também têm sido usados.

9.4.3 Recuperação da paisagem urbana

O SEMASA demonstrou interesse na transformação da área referente ao reservatório e ao canal reservatório Bom Pastor em um parque linear. Esse instrumento tem sido apontado como uma medida sustentável de uso e de ocupação das áreas urbanas de fundo de vale, nos âmbitos ambientais, sociais, econômicos e culturais.

Essas áreas, dentro do território brasileiro, são consideradas pela legislação ambiental como Áreas de Preservação Permanente (APPs), ou seja, proibidas de edificação, mas, na realidade, caracterizam-se como espaços residuais da paisagem natural remanescente, quando existente, e encontram-se geralmente invadidas e degradadas.

O conceito parque linear é referente à necessidade de recuperação dos córregos e dos fundos de vale, permitindo garantir ajardinamento e/ou arborização de faixa mínima ao longo das margens, como preservação aos recursos hídricos. Assim, o parque linear dará tratamento ao leito do córrego e estimulará, por meio de educação ambiental, o uso adequado do espaço público e, especialmente, o respeito à natureza. Despejo de lixo e de esgoto será coibido e a limpeza preconizada.

A iniciativa do SEMASA busca aproveitar a recuperação da qualidade da água pelas medidas de manejo aplicadas no reservatório, promovendo o uso público desta área para o lazer, a cultura, a educação e a circulação não motorizada.

9.4.4 Envolvimento populacional

As expectativas dos executores do projeto de garantir melhorias quanto à qualidade da água, à aceitação pela comunidade do entorno da área da estrutura de detenção e à integração da estrutura de retenção à paisagem urbana passaram a ser fundamentais para o sucesso do projeto.

Assim, concomitantemente às alternativas físicas implantadas, o projeto introduziu um enfoque social mais amplo e de visão de maior prazo. Com isso, o projeto passou a focalizar o envolvimento dos moradores em suas várias fases. Isto significa que, além do levantamento das causas de rejeição dos moradores, estes participaram também de outras atividades de maneira a garantir a sustentabilidade dos resultados obtidos com a implantação da solução técnica. O instrumento para esse envolvimento é o monitoramento por moradores em seu domicílio e arredores. Essa atividade deve garantir a manutenção da infraestrutura implantada e a qualidade da água em um processo de gestão compartilhada com técnicos do SEMASA.

O processo de implantação da proposta de monitoramento por moradores na área do entorno da estrutura de retenção

O monitoramento por moradores nada mais é do que a observação sistemática e contínua de aspectos que possam afetar o bom funcionamento da estrutura implantada e o empreendimento de ação corretiva para solucionar eventuais problemas. Estes podem ser: a deposição, de maneira inadequada, de lixo doméstico e de outros resíduos sólidos na área; a ocupação irregular do solo; mato alto na calçada, atraindo roedores e insetos; o lançamento de esgoto no reservatório. Outros aspectos que podem afetar indiretamente o projeto, mas que afetam a água urbana, podem ser monitorados pelo morador, como o desperdício e as perdas de água no domicílio e arredores. No caso do problema não poder ser solucionado pelo próprio morador, este deve contatar o órgão encarregado, o que justifica a necessidade de apoio de técnicos.

Dinâmicas participativas foram o elemento principal para o engajamento do público no projeto, com vistas ao planejamento e à implementação do monitoramento. Estas dinâmicas foram realizadas com os moradores, em sessões que contaram com a participação de técnicos da concessionária e de executores do projeto. O objetivo destas foi informar os moradores, ouvir as causas da rejeição da atual estrutura do reservatório de retenção e suas demandas para melhorias na área. Procurou-se também conscientizar os moradores sobre a necessidade da obra e motivá-los a se comprometerem a participar de um processo mais contínuo de cuidados por meio do monitoramento.

Nos contatos iniciais com os moradores, era comum escutá-los reclamar em relação às enchentes na época de chuvas, ao mau cheiro em época seca, ao mau aspecto devido à vegetação compacta e de crescimento incontrolado e à presença de pernilongos e roedores.

Ficou claro que os moradores eram favoráveis à intervenção para o melhoramento da qualidade da água no reservatório de detenção e do seu aspecto físico, além do controle de roedores e insetos.

A convocação dos moradores contou com a colaboração da igreja católica, núcleo de organização localizado na área de projeto, onde foram realizadas todas as reuniões. A primeira reunião (Figura 9.37) prestou esclarecimentos técnicos sobre o projeto e o processo de envolvimento dos moradores. Na mesma, foi apresentada a metodologia das dinâmicas e do uso de técnicas participativas como os mais adequados para a conscientização e o compromisso dos moradores com os cuidados com a obra.

Durante a primeira dinâmica, foram desenhados mapas hidrossociais em grupos, um para cada trecho em torno do reservatório (Figura 9.38).



FONTE: FCTH (2008)

Figura 9.37 Primeira reunião de esclarecimentos com moradores da área do reservatório.



FONTE: FCTH (2008)

Figura 9.38 Grupo desenhando um mapa hidrossocial.

Os mapas hidrossociais contêm um elenco razoável de problemas percebidos por moradores, para os quais se esperam alguma solução. Os mapas desenhados identificam as ruas e as praças da área em um bairro planejado, os principais edifícios (escola, igreja), as residências e as ocupações subnormais à saída do reservatório. Os problemas identificados foram:

- vegetação densa e alta que facilita a proliferação de roedores, pernilongos, sapos e baratas;
- presença de cavalos na área do reservatório, trazendo carrapatos;
- lixo correndo solto nas ruas em época de chuva;
- esgoto lançado a céu aberto e/ou esgoto descarregado direto no rio;
- bocas-de-lobo que levantam durante as chuvas;
- principais locais de inundação concentrada em ruas e/ou locais de transbordamento;
- principais locais de inundação chegando às casas;
- local onde há córrego encanado;
- locais de residências subnormais e invasões e/ou moradores de rua;
- bueiros sujos, o que provoca retenção da água da chuva, sobretudo devido ao lixo da feira livre;
- pontos de entrada de água no reservatório, mesmo quando não há chuva;
- cheiro de esgoto em partes do reservatório.

A identificação dos problemas pelos próprios moradores contribuiu para a definição de tópicos a serem monitorados pelos mesmos com o apoio de técnicos. Dado o interesse levantado pelo mapa hidrossocial e a informação nele registrada, este foi transcrito por engenheiros para uma visualização mais técnica dos problemas detectados.

Durante a segunda dinâmica (classificação de moradias na área do projeto), moradores ajudaram a identificar as condições das melhores, regulares e piores moradias. A identificação partiu dos seguintes critérios: tamanho da casa, número de quartos, bens da família residente, ligação na rede de esgoto, ligação na rede de água e o número de habitantes. A Tabela 9.11 mostra estes critérios.

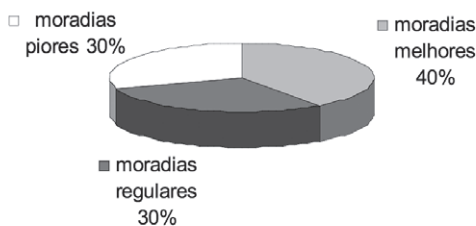
As moradias melhores e regulares não apresentaram diferenças com relação à ligação à rede de água e esgoto. Esta diferença se acentuou quando se fez a comparação com as moradias em pior situação, uma vez que muitas destas não estavam ligadas à rede de esgoto, com precária higienização na maioria das casas e seus arredores.

Tabela 9.11 > Caracterização das moradias na área do reservatório Bom Pastor.

MORADIAS MELHORES (40%)	MORADIAS REGULARES (30%)	MORADIAS PIORES (30%)
4 quartos, 4 banheiros	2 quartos, 1 banheiro, 1 sala, 1 cozinha, casa térrea, metragem terreno: 10x30m.	1 quarto, 1 banheiro
	6 a 8 pessoas na família	Casas com 1, 2 ou 3 pessoas
	Bens: carro, TV, geladeira, DVD, micro-ondas.	Bens: geladeira
Rede de abastecimento de água	Rede de abastecimento de água	Água encanada
Rede de abastecimento de esgoto	Rede de esgoto com válvula antirretorno	Algumas ligadas à rede de esgoto, mas a maioria, não
	Jardim	Frente à área verde (junto à saída do reservatório)
		Ratos: muitos

FONTE: FCTH (2008)

É interessante notar que 40% das moradias foram classificadas como moradias melhores, sendo 30% regulares e 30% piores. Observou-se uma reversão da comum situação representada pela maioria de moradias regulares ou piores. A localização das moradias foi registrada nos mapas, revelando que há um bolsão de casas em pior situação localizadas em um assentamento ilegal junto à saída do reservatório, onde se verificou o lançamento de esgoto doméstico. Entre essas casas, existem diferenças em termos de construção: melhores e piores. A Figura 9.39 indica o resultado da identificação do tipo de moradias na área do reservatório.



FONTE: FCTH (2008)

Figura 9.39 Porcentagem do tipo de moradias na área do reservatório Bom Pastor.

A terceira dinâmica (caminhada pela área de abrangência do projeto), realizada num sábado pela manhã (Figura 9.40), tornou possível visualizar os problemas já identificados nos mapas produzidos e esclarecer, *in loco*, as possibilidades do projeto em contribuir para a diminuição dos problemas identificados, como a redução de insetos,

a melhoria na qualidade da água, a colocação de nova vegetação e o paisagismo. O objetivo do maior prazo foi interessar o morador a participar do monitoramento em seu domicílio e arredores, de maneira a contribuir para maximizar os benefícios do projeto uma vez implantado e para assegurar a durabilidade da intervenção.

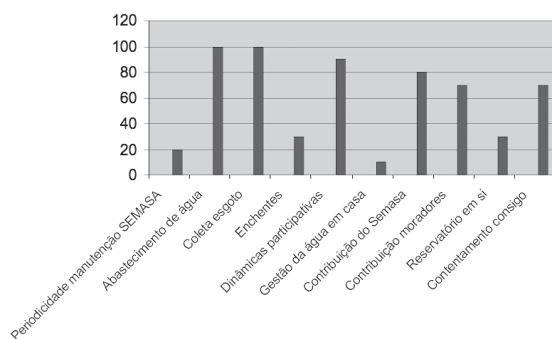


FONTE: FCTH, 2008.

Figura 9.40 Moradores e técnicos durante a caminhada à volta do reservatório.

Após a caminhada, foi realizada a quarta dinâmica (percepção em escala classificatória) na rua, que serviu para a priorização dos problemas já identificados durante a elaboração do mapa hidrossocial e da caminhada.

A Figura 9.41 apresenta o grau de satisfação dos moradores quanto a vários aspectos relacionados aos problemas registrados no mapa e como percebem a contribuição do SEMASA e dos próprios moradores para melhorias ambientais na área do reservatório de detenção.



FONTE: FCTH (2008)

Figura 9.41 Grau de contentamento de moradores.

Conclusões com relação ao engajamento dos moradores no Projeto Qualidade da Água em Reservatórios de Controle de Cheias Urbanas – POLIDREN

Santo André é um dos poucos municípios brasileiros a cobrar uma taxa específica para operação do sistema de drenagem urbana. A cobrança de taxa pela drenagem faz com que a população exija ganhos em termos de maior controle da drenagem como forma de melhoria de qualidade de vida. Este fato reforça o interesse em se fazer parte das dinâmicas participativas propostas pelo projeto.

Algumas das conclusões sobre o engajamento dos moradores são enumeradas a seguir:

- as dinâmicas confirmaram a importância e a dificuldade do engajamento do público em um processo participativo. Em relação à importância, as técnicas facilitaram o entrosamento e a espontaneidade dos participantes, o que favoreceu a troca de informações. Quanto à dificuldade, tratou-se de um processo mais demorado do que simplesmente informar o morador sobre a obra hidráulica que viria a beneficiá-lo e aplicar questionários. Para a preservação da futura obra, além de entender os benefícios que trará para a comunidade em geral, é preciso que os moradores se sintam engajados na sua preservação;
- a participação de técnicos do SEMASA com poder de decisão foi fundamental para o sucesso das dinâmicas;
- A definição do projeto que trará melhorias à paisagem da área junto com os moradores foi essencial, uma vez que a remodelação paisagística deu nova face à área, e a previsão é que, com isto, os moradores passem a valorizar mais a estrutura de detenção e procurem preservá-la.

Conclusões

A bacia piloto estudada apresentou inúmeros problemas que são verificados nas bacias urbanas: urbanização descontrolada, com ocupação das várzeas dos corpos d'água; poluição dos recursos hídricos; inundações; contaminação da rede de drenagem por esgoto doméstico.

O projeto enfrentou problemas também comuns em se tratando de hidrologia e de qualidade da água em áreas urbanas. Foi necessário instalar equipamentos de monitoração adequados às condições locais, o que significou colocar a estação de monitoramento hidrológico no telhado de uma casa e, portanto, fora das condições ideais, e desenvolver um sistema de monitoramento de qualidade da água para eventos úmidos que pudesse ser deixado no local com baixo risco de sofrer vandalismo.

Os resultados alcançados permitiram confirmar a situação de quantidade e de qualidade da água da bacia e propor um sistema para depurar a carga clandestina de esgoto que chega ao reservatório, de maneira a melhorar o aspecto paisagístico do reservatório e possibilitar uma melhor convivência da população com a estrutura hidráulica de controle.

Para tal, medidas alternativas foram implantadas, porém a manutenção dos equipamentos públicos implantados deverá ser permanente, caso contrário corre-se o risco de perda dos investimentos feitos, além do descontentamento das pessoas que vivem nos arredores.

O envolvimento populacional auxilia na questão, porém o Poder Público deve estar sempre presente para que as pessoas tenham uma instituição a qual possam recorrer quando surgirem problemas e para solucioná-los.

A atuação da população, no que se refere ao monitoramento da estrutura urbana, acaba se tornando uma força fiscalizadora que o Poder Público não possui de maneira satisfatória para o atendimento de todo o município.

Referências Bibliográficas

CRITES, R.W.; MIDDLEBROOKS, E.J.; REED, S.C. *Natural wastewater treatment systems*. Livro, 2006.

DEPARTAMENTO DE ÁGUA E ENERGIA ELÉTRICA (DAEE)/ENCIBRA. Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia Hidrográfica Alto do Tietê. Bacia Superior do Ribeirão dos Meninos. Capítulo 6. *Estudos hidrológicos e hidráulicos*. São Paulo, 1991. Disponível em: <www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos>.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA (FCTH). *Qualidade das Águas em Reservatórios de Cheias Urbanas*. PROSAB – EDITAL 5 – TEMA 4: Drenagem Urbana Sustentável. Relatório Final. Dezembro, 2008.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA/SISTEMA DE ALERTA A INUDAÇÕES DE SÃO PAULO (FCTH/SAISP). *Rede telemétrica do Alto Tietê*. São Paulo, 2008. Disponível em: <www.saisp.br>.

GUPTA, K.; SAUL, A.J. Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows. *Water Resource*. v. 30, n. 5, p.1244-1252, 1996.

JNS ENGENHARIA E CONSULTORIA. *Projeto de drenagem Bom Pastor*. Santo André, SP, 1991.

LEE, J.H. et al. First flush analysis of urban storm runoff. *Science of the Total Environmental*, v. 293, n.1-3, p. 163-175, 2002.

PORTO, R.M. Atenuação de vazões de pico em bacias de detenção. *Revista Brasileira de Engenharia*, ABRH, v. 7, n. 2, p. 5-17, 1988.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANDRÉ. *Plano Diretor de Drenagem de Santo André*. Santo André, SP, 1998.

- REED, S.C. Constructed wetlands for wastewater treatment. *Biocycle*, v. 32, n. 1, p. 44-49, 1991.
- SERVIÇO DE SANEAMENTO AMBIENTAL DE SANTO ANDRÉ (SEMASA). *Informações e relatórios da gerência de drenagem – DMO/GD – SEMASA*, 2006.
- SISTEMA DE INFORMAÇÕES PARA GERENCIAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Banco de Dados Hidrometeorológicos*. Disponível em: <http://www.sigrh.sp.gov.br/>. Acesso em: 12 de janeiro 2007.
- TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem urbana*. Porto Alegre: ABRH/Editora Universidade/UFRGS, 1995.
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). *A handbook of constructed wetlands*. Volume 1. General Considerations. Washington, 1992. vol 1 a vol 5. Disponível em: www.epa.gov/OWOW/wetlands/pdf/hand.pdf.
- WILKEN, P.S. *Engenharia de drenagem superficial*. São Paulo: CETESB, 1978.

10

Avaliação de Fluxo de Poluentes em Tempo Seco e Durante Eventos de Chuva em uma Microbacia Urbanizada no Município de Belo Horizonte, Minas Gerais

Vieira, P.C.; Seidl, M.; Nascimento, N.O.; Sperling, M.V.

10.1. Introdução

As condições dos corpos hídricos em áreas urbanas no Brasil, em sua grande maioria, encontram-se comprometidas devido, principalmente, à carência ou à inadequação de diversos componentes da infraestrutura sanitária. Intervenções nas bacias hidrográficas em áreas urbanas por meio de ações integradas e eficazes em saneamento ambiental, fundamentadas na promoção da saúde humana e da preservação do meio ambiente, ainda são insuficientes diante da necessidade em que se encontram esses corpos hídricos.

Informações do Caderno Setorial de Recursos Hídricos (BRASIL, 2006), do panorama das águas superficiais reproduzidos pela Agência Nacional das Águas (BRASIL, 2005) e do Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte (PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, 2004), confirmam tal situação. Nestes, são relatados, na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais, a carência de 328 km de rede interceptora e a ausência de rede coletora de esgoto para 17% da população (391.000 hab), elementos considerados básicos no saneamento. A falta desses elementos resulta no lançamento inadequado das águas residuárias, o que se reflete na qualidade dos corpos hídricos, os quais são representados no Índice de Qualidade das Águas (IQA) como péssimo (71%) e ruim (14%).

Esta condição do esgotamento sanitário praticado em nossas bacias reflete a realidade encontrada na grande maioria das cidades brasileiras, nas quais os rios ou os córregos canalizados recebem contribuições de águas pluviais e de esgoto durante

todo o ano hidrológico. O comprometimento dos corpos hídricos superficiais, segundo Von Sperling (2007), ocorre com mais intensidade em locais de grande adensamento populacional e/ou reduzida capacidade de assimilação dos cursos de água.

O Plano Municipal de Saneamento (PMS) aponta essa situação como a principal causa de todos os córregos, canalizados ou não, do município de Belo Horizonte, encontrarem-se poluídos por lançamentos de efluentes de origem industrial, comercial e, principalmente, domiciliar, associada a fontes pontuais e difusas de contaminação.

A caracterização e o controle das fontes pontuais de poluição para os corpos hídricos, no meio urbano, vêm sendo amplamente estudados e aperfeiçoados ao longo da história moderna da humanidade. Ao contrário, as fontes difusas de poluição promovidas pelo uso e ocupação do solo na bacia, diretamente relacionadas ao ciclo hidrológico local, apenas vêm sendo investigadas recentemente de forma mais aprofundada e, principalmente, por países desenvolvidos na busca por alternativas sustentáveis de controle da poluição (CAMPBELL *et al*, 2004; LEE *et al*, 2007; HCCREMS, 2008; VON SPERLING, 2005).

O processo de urbanização desordenada proporciona alterações no regime hídrico devido à impermeabilização do solo na bacia, causando o aumento do volume e da velocidade do escoamento superficial, gerando maior capacidade de arraste e, conseqüentemente, maior carga poluidora. Esta carga gerada na bacia hidrográfica passa a ser composta por fontes pontuais e difusas, aumentando seu potencial poluidor aos ambientes aquáticos (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005; TUCCI; PORTO; BARROS, 1995; URBONAS; STAHERE, 1993), podendo ser constituída pela presença de agentes poluentes, como hidrocarbonetos, solventes, pesticidas, macronutrientes (C, N, P), metais tóxicos, sólidos em suspensão e micro-organismos patogênicos (BURTON; PITT, 2002).

Além de tais condições, têm-se os fatores que justificam a investigação do comportamento de corpos hídricos, dentre os quais se destacam:

- o reconhecimento de que o monitoramento ambiental é um componente essencial em qualquer projeto de reabilitação e manejo dos recursos hídricos;
- a existência de uma imensa variabilidade natural, o que torna difícil a aplicação de um programa de monitoramento de uma para outra.

Nesse contexto, inserem-se os programas de pesquisa e de desenvolvimento em recursos hídricos em áreas urbanas:

- Sustainable Water Management Improves Tomorrow's Cities Health (SWITCH), promovido pela UNESCO;

- Manejo de Águas Pluviais Urbanas, promovido pelo Programa de Pesquisa em Saneamento Básico 5 (PROSAB) – Tema 4, com o propósito de desenvolvimento de metodologias para o gerenciamento e para o controle da poluição dos recursos hídricos.

Desse modo, esta pesquisa teve como proposta caracterizar as condições de qualidade e de quantidade das águas em uma microbacia urbanizada – o Córrego do Brejo do Quaresma –, no município de Belo Horizonte, apresentadas nos períodos hidrológicos secos e chuvosos.

10.2 Área de Estudo

A microbacia do Córrego Brejo do Quaresma está localizada na região de Venda Nova, extremo noroeste da cidade de Belo Horizonte, e possui uma área de drenagem de 130 ha, com uma ocupação predominante residencial (Figura 10.1).

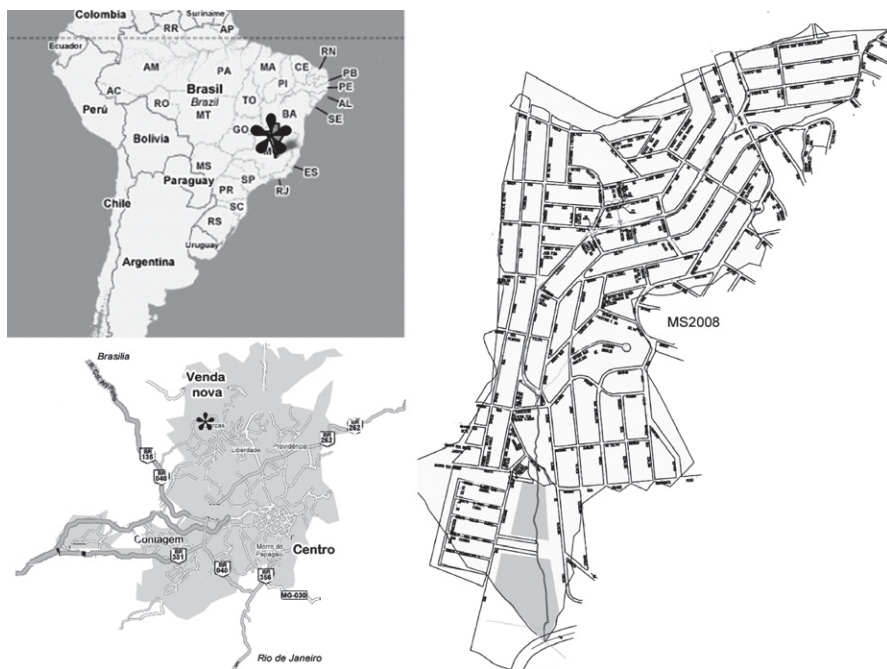


Figura 10.1

Localização da microbacia Brejo do Quaresma, no município de Belo Horizonte, e do ponto de amostragem na bacia.

O clima da Região Metropolitana de Belo Horizonte é de predominância tropical, basicamente de regime sazonal de chuvas (estações úmidas, chuvosas e secas). A temperatura média anual é 21,1°C, com pequena variação entre as estações. A média de precipitação anual é de 1.450 mm (PBH, 2008).

A microbacia é tributária da bacia elementar do Córrego Vilarinho e está inserida na bacia do Ribeirão Isidoro, principal afluente do Ribeirão da Onça, sub-bacia do Rio das Velhas. A bacia elementar do Córrego Vilarinho apresenta uma alta densidade populacional, tendo sua área urbanizada compreendendo 98% do total (IBGE, 2000 *apud* PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, 2004).



FONTE: UFMG

Figura 10.2 Trechos do córrego urbanizado Brejo do Quaresma.



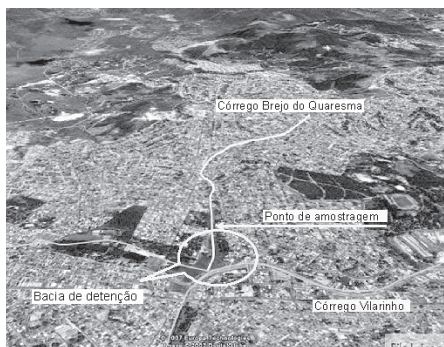
FONTE: UFMG

Figura 10.3 Bacia de detenção de águas de chuva e Córrego Brejo do Quaresma.

Para uma população estimada em 15.000 hab e uma densidade populacional de 122 hab/ha, segundo projeções do censo demográfico de 2000, a microbacia do Córrego Brejo do Quaresma (Figura 10.2) apresenta características de um ecossistema impactado pela ação antrópica. Este, caracterizado pela extensão total de 2.200 m, com trechos em leito canalizado aberto (1.400 m) e fechado (800 m), apresenta erosões no leito natural, com margens ocupadas por construções irregulares, além do acúmulo de resíduos sólidos e do lançamento de esgoto doméstico via águas pluviais na rede de drenagem e direta-

mente ao córrego. Estes fatores, segundo o Plano Diretor de Drenagem Urbana e PMS, são devidos à parcialidade e/ou à inexistência da rede coletora de esgoto.

A microbacia do Córrego Brejo do Quaresma possui uma bacia de retenção de águas de chuva do tipo aberta (Figura 10.3), denominada bacia de retenção Vilarinho, onde os dois córregos, Lagoinha e Quaresma, encontram-se antes de desaguiarem no Córrego Vilarinho. No entanto, além da função de regularizar os picos de escoamento produzidos pela chuva na bacia do Córrego Vilarinho, a bacia de retenção também é utilizada de forma irregular pela comunidade, como local de criação de animais, depósito de resíduos de construção civil etc.



FONTE: GOOGLE EARTH (2007).

Figura 10.4

Microbacia do Córrego Brejo do Quaresma; localização da bacia de retenção de águas de chuvas (ponto de amostragem).

10.2.1 Estação de monitoramento

O monitoramento da qualidade e da quantidade das águas do Córrego Brejo do Quaresma foi realizado inicialmente em um ponto localizado próximo a sua foz (45 m) e, logo após, foi implementado em outro local, denominado de estação de monitoramento, localizado a jusante do canal principal, próximo do vertedor da bacia de retenção Vilarinho, e também a 320 m em percurso, até a confluência com o Córrego Lagoinha, antes de desaguar no Córrego Vilarinho, como é apresentado nas Figuras 10.4 e 10.5, a seguir.



FONTE: UFMG

Figura 10.5

Localização da estação de monitoramento do Córrego Brejo do Quaresma.

10.2.2 Caracterização quali-quantitativa das águas

A campanha de amostragem foi realizada durante um ano hidrológico – entre maio de 2007 e maio de 2008 – por meio de coletas em condições de tempo seco (ausência de chuva de no mínimo 48h antes da coleta) e em eventos chuvosos (duração máxima de 4h de precipitação). No período hidrológico seco (maio a setembro de 2007), foram realizadas cinco campanhas em tempo seco e uma durante um evento chuvoso, e no período hidrológico chuvoso (outubro de 2007 a março de 2008), foram realizadas cinco campanhas em tempo seco e quatro campanhas durante os eventos chuvosos.

A partir de novembro de 2008, iniciou-se outra campanha de monitoramento com os sensores (Figura 10.6) de nível d'água (pressão/vazão), de condutividade elétrica e de precipitação (pluviôgrafo), instalados na estação de monitoramento para a coleta de dados contínuos em tempo seco e durante os eventos chuvosos e capturando os dados por meio de armazenador de dados (*datalogger*).

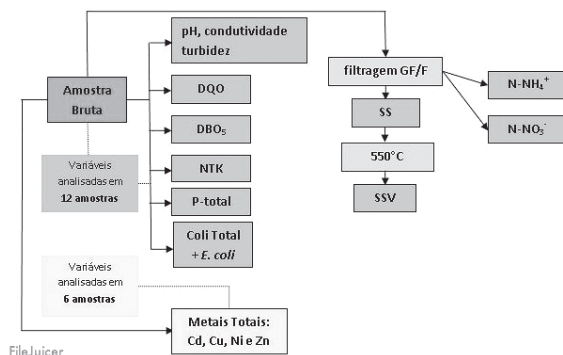


FONTE: UFMG

Figura 10.6 Sensores de nível d'água, condutividade e precipitação.

10.2.3 Parâmetros qualitativos

As variáveis (Figura 10.7) representativas dos parâmetros físico, físico-químico e microbiológico, utilizadas no monitoramento, foram adotadas devido ao significado sanitário e de acordo com as características de uso e de ocupação do solo na microbacia do Córrego Brejo do Quaresma. As metodologias analíticas implementadas e utilizadas para as análises das variáveis indicadoras de qualidade das águas monitoradas foram baseadas nos métodos padronizados pela American Public Health Association, American Water Works Association e Water Environment Federation (APHA; AWWA; WEF, 2005), no "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater".



FONTE: UFMG

Figura 10.7

Fluxograma das variáveis indicadoras de qualidade utilizadas e da preparação das amostras em tempo seco e chuvoso.

As medidas dos valores de oxigênio dissolvido, de pH e de condutividade elétrica foram tomadas *in situ* por meio de uma sonda multiparâmetro da marca Orion (modelo 5 star). Os demais parâmetros foram analisados nos laboratórios de análises físico-químicas e de microbiologia do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (DESA) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EEUFMG).

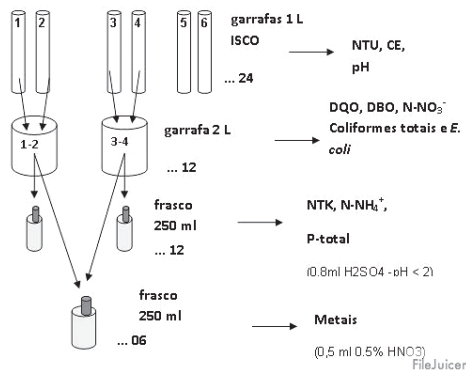
As coletas da água em tempo seco e nos eventos chuvosos foram realizadas por meio de amostragem na calha principal do Córrego Brejo do Quaresma, fazendo uso de amostradores sequenciais automáticos (modelos 4700 e 3700, marca ISCO). Os amostradores apresentam uma capacidade de uso para 24 garrafas de 1 L e em seu sistema há a função de amostragem de água em alíquotas por garrafas, em um determinado tempo requerido. Essa função foi utilizada na amostragem em tempo seco. Foi programada, então, a coleta diurna (24h) com amostragens de alíquotas de 500 ml a cada 30 min, sendo que, no fim da amostragem de 24h, foram obtidas 24 amostras compostas de 1 L.

Para os eventos chuvosos com amostragem no início, durante e no fim da chuva, a programação de coleta do amostrador foi de uma sucção de 1 L, ou seja, uma garrafa a cada 10 min, com cada garrafa tendo uma alíquota simples. A quantidade total das amostras coletadas em um evento foi obtida em função da duração da chuva, não ultrapassando 4h de precipitação.

Portanto, seguindo as recomendações de APHA, AWWA e WEF (2005), as amostras foram preservadas ao gelo (4°C) durante e até a chegada aos laboratórios do DESA/EEUFMG, onde, para determinadas análises, foram realizadas outras técnicas de preservação (acidificação).

A amostragem em tempo seco com 24 garrafas, coletadas uma a cada hora, foi usada para a composição de 12 garrafas, ou seja, 12 amostras compostas. As amostras foram compostas na sequência de amostragem (cada duas garrafas de 1 L compoendo uma amostra de 2 L) para a realização das análises das variáveis indicadoras de matéria orgânica, de nutrientes e de organismos patogênicos. Para as análises dos metais pesados, foram trabalhadas seis amostras compostas para cada duas garrafas das 12 compostas anteriormente (Figura 10.8).

Nos eventos chuvosos, o procedimento de composição das amostras foi realizado por meio da medição prévia da condutividade e da turbidez, observando-se os períodos de início, meio e término da chuva para que não fosse composta uma amostra com períodos diferentes na amostragem.



FONTE: UFMG

Figura 10.8 Composição das amostras coletadas a cada duas horas em 24h de amostragem.

10.2.4 Parâmetros quantitativos

A precipitação durante os eventos chuvosos monitorados (campanha maio de 2007 a maio de 2008) foi observada por meio dos dados de intensidade da precipitação (mm/h) e precipitação acumulada (mm/mês) registrados pela estação climatológica automática da Pampulha (Belo Horizonte), administrada pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Os dados climatológicos após coletados e tratados são fornecidos no seguinte site: <http://www.inmet.gov.br/sonabra/maps/automaticas.php>.

Destaca-se que a microbacia do Córrego Brejo do Quaresma, localizada a aproximadamente 8,5 km da estação climatológica automática da Pampulha, encontra-se entre as mesmas isoietas de precipitação anual, 1.400 e 1.500 mm, traçadas pelo Estudo de Chuvas Intensas na Região Metropolitana de Belo Horizonte (GUIMARÃES, 1997).

Para a campanha iniciada em novembro de 2008, em percurso, a precipitação na microbacia é medida pelo sensor de precipitação (pluviógrafo de báscula) da marca Seba Hydro-metrie (modelo RG50), com intervalos de coleta de dados a cada 1 min (mm/minuto).

As medidas de vazões na campanha de maio de 2007 a maio de 2008, aferidas durante as amostragens em tempo seco, foram realizadas por meio de medições de descargas, e para os eventos chuvosos monitorados, por meio do modelo Storm Water Management Model (SWMM), versão 5.0 (ROSSMAN *et al*, 2007), no bloco Runoff, no qual se faz a simulação hidrológica de chuva em vazão, por intermédio do escoamento gerado na bacia urbana, e a sua propagação na superfície ou em canais de forma simplificada, acrescida pela vazão natural.

A simulação dos eventos pelo SWMM foi realizada pelo método Kinematic wave, e a microbacia estudada foi dividida em sete sub-bacias para uma melhor homogeneização de áreas com semelhante uso e ocupação do solo. Para este fim, foi adotado o critério de análise da área por imagens de satélite do Google Earth™.

Os parâmetros físicos, hidráulicos e hidrológicos adotados na modelagem, denominados de dados de entrada, são apresentados na Tabela 10.1 O coeficiente de impermeabilização (*CI*) da área do solo da área de estudo foi calculado por meio do método MULT (FRANCE, 1986), utilizando-se uma densidade de 0,5 pontos/cm² para uma probabilidade de acerto de 99%. O coeficiente de escoamento superficial (*CN*) foi definido por meio do método Soil Conservation Service (SCS). Neste, foi adotado o critério binário na distinção de permeabilidade da área, ou seja, área permeável ou área não permeável. Para o *CN* da equação do método, utilizou-se o valor de 77, baseado no valor de *CN* sugerido em bacias urbanas, segundo SCS.

Tabela 10.1 – Parâmetros adotados e considerados para a simulação dos eventos na microbacia do Córrego Brejo do Quaresma.

SUB-BACIA	PARÂMETROS				
	Área (ha)	CN	CI (%)	Largura média (m)	Declividade (m/m)
B1/1	12,63	89	59	313	0,087
B1/2	15,1	90	61	236	0,043
B2/1	4,64	91	68	201	0,098
B2/2	8,35	89	58	180	0,095
B3/1	42,95	88	51	598	0,019
B3/2	33,23	90	63	718	0,011
B4	8,58	94	80	156	0,080

LEGENDA: CN = COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL; CI = COEFICIENTE DE IMPERMEABILIZAÇÃO.

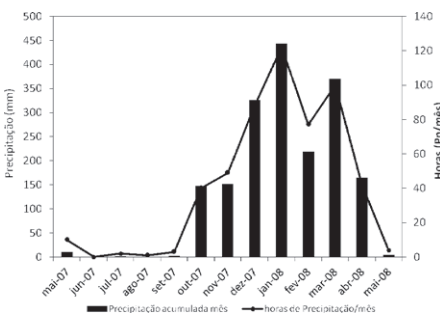
10.2.5 Tratamento dos dados

Os dados obtidos no monitoramento foram analisados por meio de estudos estatísticos preliminares e de estatísticas básicas, com a finalidade de organização e de caracterização do comportamento das condições de qualidade e de quantidade na amostragem em tempos extremos (seco e chuvoso).

A análise estatística dos resultados obtidos no monitoramento (qualidade e quantidade) foi realizada com a finalidade de se obter uma melhor compreensão da distribuição da normalidade e da variabilidade dos dados no tempo seco e nos eventos chuvosos. Esta análise foi realizada por meio da aplicação de testes fornecidos pelo software Statistica 6.1 (StatSoft, Inc., 2003).

A normalidade de cada parâmetro (qualidade e quantidade) foi analisada quanto a sua distribuição ao longo de toda a campanha de amostragem, em tempo seco e eventos chuvosos. Para a determinação da normalidade, foi considerada a hipótese de que os dados não se comportavam distribuídos normalmente em torno da mediana, com nível de significância (p) menor que 5% ($p < 0,05$) e nível de confiança maior que 95%.

Verificada a normalidade dos dados, partiu-se para a determinação da variância por meio da aplicação de testes paramétricos (distribuição normal) e não paramétricos (distribuição não normal), segundo sua condição de distribuição. Para tal, foi assumida a hipótese de que as concentrações dos parâmetros e as vazões na microbacia são efetivamente diferentes em tempo seco e em eventos chuvosos. A análise da variância foi realizada entre os resultados das condições extremas de tempo, representadas pelos grupos de dados (tempo seco e eventos chuvosos), com nível de confiança de 95% ($p < 0,05$).



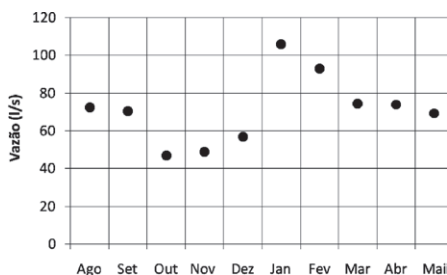
FONTE: UFMG

Figura 10.9

Precipitações mensais e horas de precipitação durante o período monitorado.

10.3 Resultados e Discussão

As precipitações mensais acumuladas durante o período monitorado são apresentadas conjuntamente com as horas de precipitação por mês na Figura 10.9. No período estudado (366 dias) – campanha maio de 2007 a maio de 2008 –, foi medido pela estação climatológica do INMET (Pampulha) o total de 1.835 mm de chuva, com um acumulado de 538h (correspondendo a um equivalente de 22 dias acumulados) com precipitações.



FONTE: UFMG

Figura 10.10

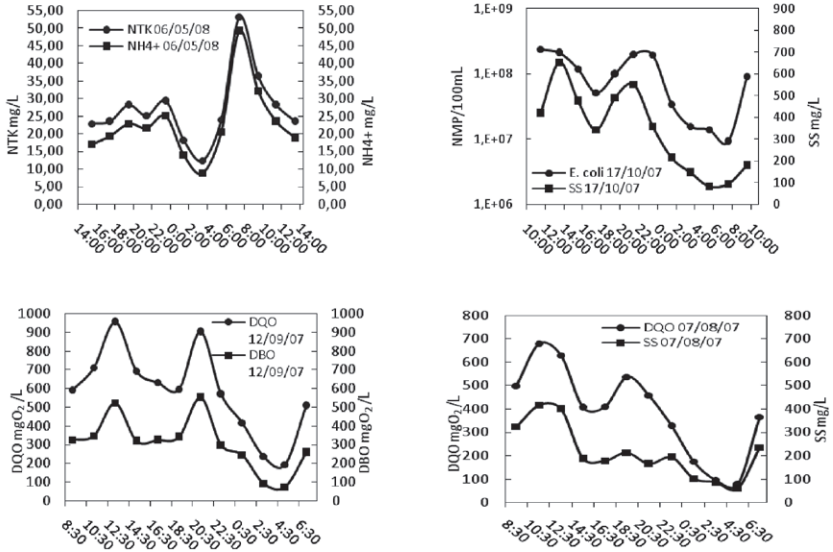
Vazões monitoradas em tempo seco durante o ano hidrológico regional – períodos chuvosos (outubro a março) e secos (abril a setembro).

As vazões monitoradas em tempo seco ao longo do ano hidrológico regional, o qual é constituído por períodos chuvosos (outubro a março) e secos (abril a setembro), são representadas pelo fluviograma da Figura 10.10, no qual se apresenta os seguintes valores: mínimo de 46 L/s, médio de 70 L/s e máximo de 96 L/s. Considerou-se ainda que as vazões de tempo seco eram constituídas principalmente pelas contribuições do esgoto doméstico gerados na microbacia e despejadas no córrego.

O comportamento diurno em tempo seco no córrego é representado por séries temporais das concentrações dos parâmetros de qualidade (Figura 10.11). As variações diurnas dos parâmetros apresentados apontam para uma tendência no comportamento do corpo hídrico relacionada à condição do esgotamento sanitário da microbacia, o que ocorreu, possivelmente, devido à ausência de rede interceptora de esgoto. Assim, o córrego, na função de esgotamento sanitário da microbacia, apresenta uma semelhança quanto a um hidrograma típico de esgoto, com picos pronunciados em certos períodos do dia.

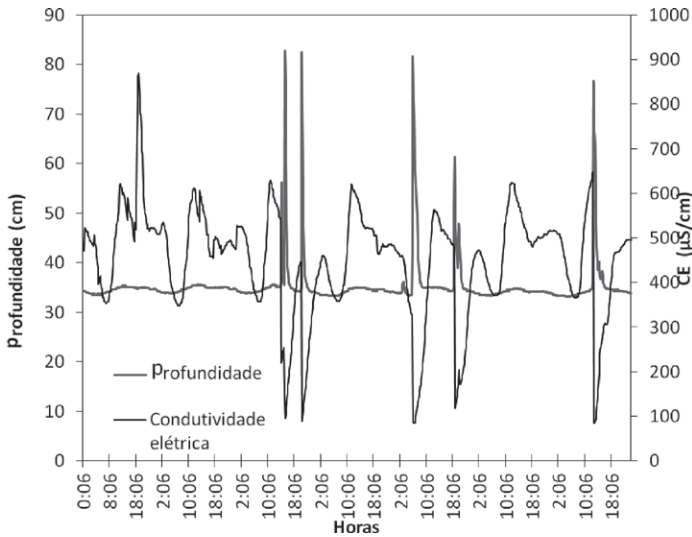
Os picos das concentrações dos parâmetros apresentados em tempo seco são observados com maiores presenças no início da manhã, entre 6 e 8h, e no início da noite, entre 18 e 20h. Um terceiro pico, menos acentuado, é presenciado no início da tarde. Também é observada nas séries temporais dos parâmetros monitorados uma diminuição acentuada durante a madrugada, iniciando-se após as 22h. Portanto, o comportamento do córrego em tempo seco aponta uma relação muito próxima com os períodos diários de maior consumo de água e, conseqüentemente, na maior geração de esgoto.

Tal fato pode ser associado às bacias hidrográficas urbanas que não possuem rede interceptora, nas quais o corpo hídrico possui não somente a função de drenar as suas águas naturais e pluviais, mas também a do esgoto doméstico provindo diretamente das redes coletoras. Esta situação é apontada por Vieira *et al* (2007) em um estudo de caracterização das águas em duas microbacias urbanas, sendo que uma destas, que não possuía rede interceptora, apresentou o padrão de qualidade ditado por esgoto doméstico, com variações diurnas das concentrações de determinados parâmetros semelhantes ao hidrograma típico de esgoto.



FONTE: UFMG

Figura 10.11 Séries temporais diurnas das concentrações dos parâmetros em tempo seco.



FONTE: UFMG

Figura 10.12 Série temporal semanal de condutividade e de profundidade no período de 14 a 20 de janeiro de 2009.

Os resultados das variações diurnas durante uma semana, monitorados pelos sensores de condutividade elétrica e de profundidade no córrego, indicam uma condição predominante de esgoto durante o tempo seco e uma provável diluição dos constituintes dissolvidos durante os eventos de precipitação (Figura 10.12).

Os principais parâmetros pluviométricos dos eventos chuvosos monitorados na campanha de maio de 2007 a maio de 2008 estão apresentados na Tabela 10.2, acrescidos dos horários de início e fim dos eventos monitorados.

Tabela 10.2 > Parâmetros pluviométricos estudados para as campanhas dos eventos chuvosos monitorados.

DATAS	HORÁRIO		EVENTO MONITORADO		PRECIPITAÇÕES ANTERIORES	
	Início	Final	Mm/H(')	Duração (h)	Mm	Intervalo (h)
24/02	10:00	13:00	9,87	3	0,6	9
27/02	15:00	17:00	10,4	2	0,6	41
12/03	18:00	21:00	7,13	3	2	17
06/04	14:00	17:00	4,33	3	19	2

LEGENDA: (') = INTENSIDADE DA PRECIPITAÇÃO (MM/H).

A análise do comportamento dos parâmetros monitorados ao longo dos eventos indica um padrão geral de relação entre as maiores e as menores concentrações em função das precipitações e de suas características (intensidades, duração, períodos sem chuva e precipitação anterior), mesmo devido à influência de outras particularidades, como o tipo de ocupação da bacia, o tamanho da área de drenagem, a área impermeabilizada e os horários dos eventos coletados. Acredita-se que o horário de coletas possa ter grande influência devido ao padrão diurno estabelecido pelo esgoto doméstico na microbacia, determinando os horários de maior e de menor concentração.

Desta forma, foram observadas alterações que podem estar associadas diretamente às condições do tempo apresentadas para os eventos monitorados. Por exemplo, os eventos de maior precipitação e de maior intensidade foram os que proporcionaram, respectivamente, as maiores concentrações em pico, percentil 90%, e também em medianas para os SS e metais pesados, como zinco (Zn), cobre (Cu), cádmio (Cd) e níquel (Ni). Estes eventos também foram os que proporcionaram as menores concentrações de matéria orgânica e NTK e $N-NH_4^+$, caracterizando o fenômeno da diluição. No evento de menor precipitação e intensidade, observaram-se maiores medianas de DBO_5 , *Escherichia coli* e também de NTK e $N-NH_4^+$, e menores concentrações de Zn e Ni.

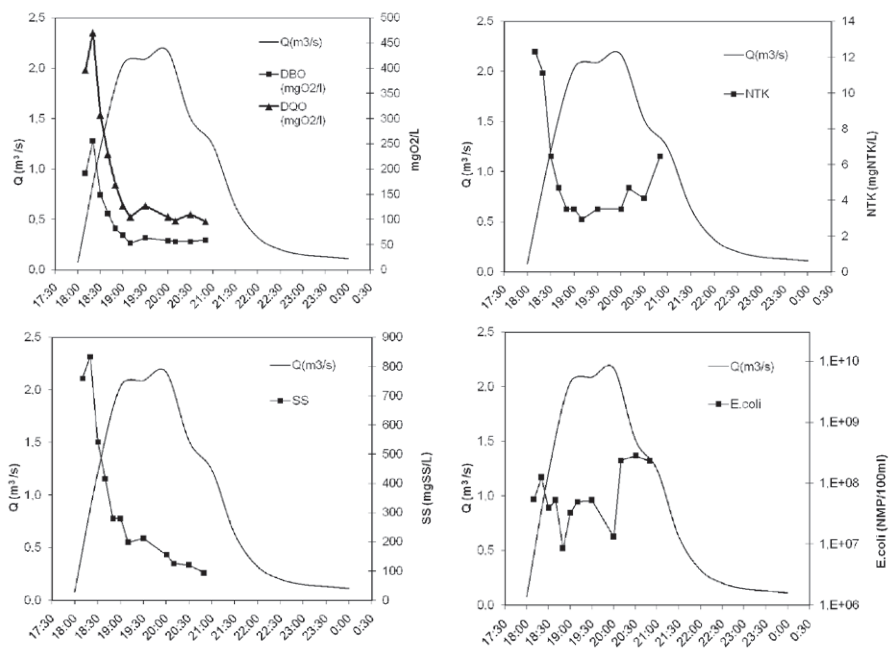
Com relação às variações das concentrações dos parâmetros ao longo dos eventos e aos polutogramas relacionados com os hidrogramas e os ietogramas dos eventos monitorados, foi observado um comportamento inversamente proporcional entre as

concentrações de determinados parâmetros de qualidade e as vazões ao longo dos eventos de chuva. Tal comportamento foi apresentado pelos nutrientes, principalmente NTK, $N-NH_4^+$ e P-total, na maioria dos eventos, com exceção ao dia 27 de fevereiro de 2007. Tal fato, possivelmente, esteja associado ao fenômeno de diluição promovido pelo acréscimo das águas de chuva, que também pode ser observado por meio da diminuição da condutividade elétrica no início dos eventos.

Os parâmetros indicadores de matéria orgânica (DQO e DBO_5), em determinados eventos, apresentaram comportamento semelhante e também comportamentos de oscilações ao longo do evento e de picos (concentrações máximas) anteriores aos picos de vazão. No entanto, para os parâmetros SS, SSV, turbidez e metais pesados, foram observadas concentrações máximas anteriores aos picos e com diminuições sucessivamente ao longo de todos os eventos monitorados. Vieira *et al* (2008) apontaram que as concentrações de alguns poluentes carreados em áreas urbanas, geralmente em grandes áreas impermeabilizadas, tendem a ser muito mais altas no início do que no meio ou no fim da precipitação.

As bactérias indicadoras de contaminação fecal (coliformes e *E.coli*) não apresentaram um comportamento geral de acréscimo ou de diluição da densidade durante os eventos chuvosos, possivelmente devido ao seu padrão de distribuição na água. Von Sperling (2007) comenta que para a diluição de coliformes é necessário o aumento de 100 vezes do volume do efluente para cada 1 *log* das bactérias, sugerindo, assim, o comportamento estável dos coliformes, mesmo com os acréscimos máximos de vazão durante os eventos chuvosos monitorados, com picos atingindo até 70 vezes a média da vazão em tempo seco. O evento do dia 12 de março de 2008 (Figura 10.13) representa o comportamento de diluições para matéria orgânica e nutrientes, os picos de concentrações anteriores aos de vazão para os SS e as oscilações nas densidades de coliformes.

O comportamento dos parâmetros monitorados apresentou nítidas diferenças quanto aos valores observados entre as diferentes condições de tempo monitoradas (seco e chuvoso), conforme mencionado anteriormente. Para determinados parâmetros (condutividade, DQO, DBO_5 , NTK, NH_4 , P-total e metais pesados), foram observadas diminuições consideráveis nos valores das concentrações apresentadas em tempo seco, em relação aos eventos chuvosos, e vice-versa, em relação a outros parâmetros (SS). Observou-se também a condição de estabilidade entre os eventos monitorados, no caso dos coliformes, já que a ordem de grandeza de suas altas densidades não é tão afetada pela diluição.



FONTE: UFMG

Figura 10.13 Hidrograma, ietograma e polutogramas do evento de 12 de março de 2008.

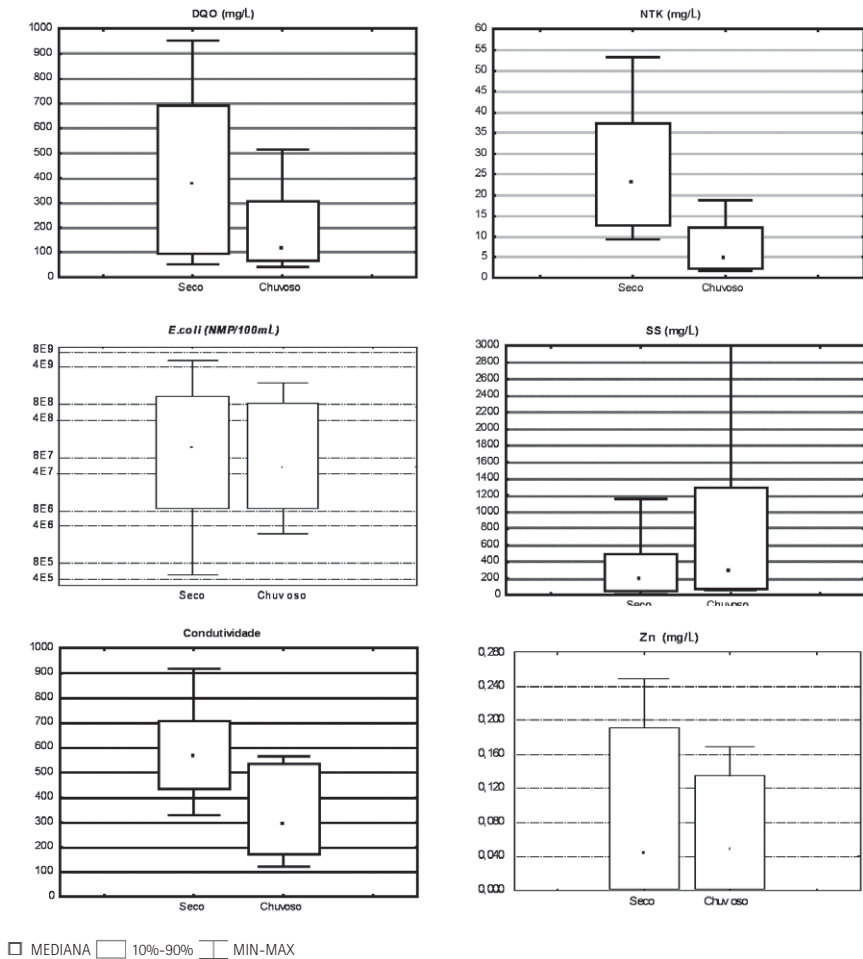
Portanto, com a finalidade de se obter uma melhor compreensão da distribuição e da variabilidade dos dados entre o tempo seco e os eventos chuvosos, foram realizadas análises estatísticas dos resultados dos parâmetros monitorados por meio de testes de normalidade e de variância.

A distribuição ao longo de toda a campanha de amostragem (seco e chuvoso), para todos os parâmetros monitorados, apresentou, de acordo com os testes de normalidade adotados (qui-quadrado – χ^2 – e Kolmogorov-Smirnov), uma condição de distribuição não normal (para um nível de confiança maior que 95%, na hipótese de que os dados não se comportem distribuídos normalmente em torno da mediana).

Verificada a distribuição dos dados, foi realizada a determinação da variância por meio da aplicação de testes não paramétricos (distribuição não normal), segundo sua condição de distribuição apresentadas pelos dados. Os testes utilizados foram de Mann-Whitney (CONOVER, 1999), Wald-Wolfowitz (NAGHETTINI; PINTO, 2007) e Kolmogorov-Smirnov (CONOVER, 1999).

Os resultados dos testes apresentaram para todos os parâmetros, com exceção dos metais pesados (Zn e Cu) e dos coliformes (totais e *E.coli*), a condição de ocorrência de variabilidade significativa ($p < 0,05$) entre os resultados de tempo seco e chuvoso,

ou seja, os parâmetros comportaram-se de forma diferente sob as condições analisadas de tempo (seco e chuvoso), confirmando as observações feitas anteriormente. As medidas de tendência central e de dispersão, segundo os testes adotados, confirmaram a suposição de comportamento diferenciado dos parâmetros de qualidade entre condições de tempo diferentes (seco e chuvoso). Esses resultados da variância são representados pelos gráficos Box-whisker e apresentados na Figura 10.14, para os parâmetros DQO, NTK, SS, *E.coli*, condutividade e Zn.



FONTE: UFMG

Figura 10.14

Representação gráfica da variabilidade entre os resultados de tempo seco e dos eventos chuvosos.

Os testes de variância aplicados aos resultados de coliformes totais e do *E.coli* apresentaram níveis de confiança menores que 95% quanto aos testes Mann-Whitney e Wald-Wolfowitz, apontando não somente para uma possível igualdade das densidades de coliformes entre as condições de tempo diferentes (seco e chuvoso) como também a forma como se distribuem ao longo do conjunto. Portanto, pode-se assim justificar a tendência de um padrão de distribuição não definida das bactérias no meio aquático, ou seja, a condição de maior volume pode não significar uma condição de maior distribuição ou de diluição.

Para os metais (Zn e Cu), os testes Mann-Whitney e Kolmogorov-Smirnov não apresentaram um nível de significância maior do que 5%, ou seja, as medidas centrais e as amplitudes dos resultados apresentados pelos metais (Zn e Cu) demonstraram semelhanças (igualdades), com níveis de confiança próximos de 71% para o zinco e 95% para o cobre. Isso pode ser explicado devido ao fato de que as condições de ocupação na bacia não representaram fontes com poder de influência significativa nos eventos chuvosos.

A Tabela 10.3 apresenta de forma sintetizada os resultados das variáveis e de suas estatísticas de monitoramento em tempos secos e chuvosos, bem como dos valores máximos permitidos (VMP) para corpos hídricos de água doce classe 2 (Resolução CONAMA nº 357/2005) e dos valores usuais de esgoto doméstico reportados pela literatura, para que se possa ter uma comparação com as condições de qualidade apresentadas no corpo hídrico monitorado.

Tabela 10.3 > Estatísticas descritivas das concentrações observadas na microbacia, dos valores especificados na legislação ambiental e das faixas típicas de esgoto doméstico bruto.

		DOO (mg/L)	DBO ₅ (mg/L)	SST (mg/L)	<i>E.COLI</i> (NMP/100mL)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	P-TOTAL (mg/L)	ZN (mg/L)
Classe 2 CONAMA	VMP ⁽¹⁾	–	5	–	1E+3	2	0,1	180
Tempo seco	P.10% ⁽²⁾	103	35	48	9,1E+6	9,5	1,1	1
	Média ⁽³⁾	374	186	235	8,1E+8	20,0	2,6	62
	P.90% ⁽⁴⁾	689	320	487	1,1E+9	34,5	4,5	192
Evento de chuva	P.10% ⁽²⁾	148	18	88	9,4E+6	0,6	0,2	3
	Média ⁽³⁾	70	70	582	8E+7	3,6	1	47
	P.90% ⁽⁴⁾	287	151	1230	8E+8	8,5	2	80
Esgoto bruto6	Faixa ⁽⁵⁾	250- 400	450-800	200-450	E+6-E+9	20-35	4-15	20-7680

LEGENDA: ⁽¹⁾ = VALOR MÁXIMO PERMITIDO; ⁽²⁾ = PERCENTIL 10%; ⁽³⁾ = MÉDIA ARITMÉTICA; ⁽⁴⁾ = PERCENTIL 90%; ⁽⁵⁾ = VALORES TÍPICOS EM ESGOTO URBANO; FONTE: ADAPTADO DE VON SPERLING (2005).

10.4 Conclusões e Recomendações

Nos resultados das campanhas em tempo seco, observa-se um comportamento indicativo à sazonalidade local, apontado pelas medidas de tendência central e pelo posicionamento dos dados para os parâmetros indicadores de matéria orgânica (DQO e DBO_5), de nutrientes (N e P) e de sólidos suspensos. Os resultados apresentaram um maior percentil – 50 e 90% das concentrações – no período seco anual (maio a outubro) do que no período chuvoso local (novembro a abril).

As variações diurnas dos parâmetros apresentados apontam para uma tendência no comportamento do corpo hídrico relacionada à condição do esgotamento sanitário da microbacia, o qual, possivelmente, ocorre devido à ausência de rede interceptora de esgoto. E assim, o córrego, na função de esgotamento sanitário da microbacia, apresenta um comportamento com um hidrograma típico de esgoto, com picos pronunciados nas horas de almoço e de jantar.

Nos resultados apresentados no monitoramento realizado no Córrego Brejo do Quaresma, podem-se observar, no comportamento das condições de qualidade nos eventos chuvosos, consideráveis diminuições nas concentrações dos parâmetros de condutividade, DQO, DBO_5 , NTK, NH_4^+ , P-total e metais pesados, supostamente devido ao fenômeno da diluição promovida pelo aumento substancial do volume de água transportado pelo córrego que variou de uma vazão de $0,07 \text{ m}^3/\text{s}$, em tempo seco, para uma máxima, durante os eventos chuvosos, de até $4,75 \text{ m}^3/\text{s}$. Mesmo assim, estes parâmetros mantiveram faixas de concentrações e CME acima das exigidas para corpo hídrico de classe 2, conforme a Resolução CONAMA nº 357/05, devido principalmente às contribuições de esgoto e aos sedimentos durante os eventos de chuva. De forma análoga, observa-se um acréscimo nas concentrações de SS e nos resultados de turbidez para os eventos chuvosos.

Sendo assim, as altas concentrações de matéria orgânica (DQO e DBO_5), nutrientes (N e P) e sólidos (SS e SSV), conjuntamente com altas densidades de coliformes (totais e *E.coli*) apresentadas em tempo seco e nos eventos chuvosos, associadas às condições de ocupação na bacia (residencial) e também ao sistema de esgotamento sanitário (sem rede interceptora de esgoto), sugerem que as águas do Córrego do Brejo do Quaresma são ditadas pelo padrão de esgoto doméstico gerado e despejado diretamente no córrego, e, assim, sem condições de cumprir com os usos preponderantes segundo seu enquadramento (classe 2), conforme os padrões de qualidade determinados pela legislação em vigor.

A pesquisa de avaliação dos fluxos poluentes em tempo seco e durante eventos de chuva na microbacia do Brejo do Quaresma, realizada entre maio de 2007 a maio de

2008, conduz a algumas recomendações com base nas observações e nas conclusões levantadas até esta etapa do programa de monitoramento:

- implementação do monitoramento de parâmetros de qualidade da água inerentes e associados ao tipo de uso e de ocupação do solo na bacia em estudo. Estes parâmetros devem ser eficientes a custo/benefício e também determinar claramente sua fonte de contaminação para os corpos hídricos, como os policíclicos aromáticos (PAHs), indicadores de contaminação de subprodutos dos combustíveis fósseis, os surfactantes (LAB, LAS) e o Polychlorinated biphenyl (PCB), usado na indústria elétrica;
- uso de indicadores de qualidade, tal qual o IQA, o IVA e o WQI, para melhor avaliação espacial e temporal (CUDE, 2001; DA SILVA; JARDIM, 2006; SEIDL *et al*, 2008c);
- aquisição on-line de dados hidrometeorológicos e de qualidade na bacia em estudo, com maior frequência de coleta. Medição da vazão em tempo seco e durante os eventos chuvosos por meio de sensores de nível combinados com sensores de condutividade e de turbidez;
- identificação das fontes de incertezas e avaliação das suas influências nas estimativas de cargas poluidoras. Avaliar as limitações do modelo de cálculo das cargas, incluindo os dados de entrada assumidos, como a representatividade dos eventos chuvosos monitorados, ou seja, as frequências destes eventos conforme uma série histórica local;
- adoção de tecnologias eficientes para o controle e para o tratamento da poluição difusa em áreas urbanas. As dificuldades locais para o controle da poluição, dentre elas, as disponibilidades de áreas e as carências de recursos humanos e financeiros, apontam para a necessidade do uso de tecnologias sustentáveis e eficientes, tal como as áreas úmidas artificiais (pântanos). No caso do Córrego Quaresma, propõe-se uma área úmida artificial composta de lagoas de estabilização, com ou sem macrófitas, seguida por filtros prateados com fluxos subsuperficiais (SEIDL *et al*, 2008a,b).

Agradecimentos

O primeiro autor recebe bolsa de doutorado do Projeto SWITCH (6º Programa Quadro da União Europeia). O segundo autor recebe bolsa de pesquisador visitante do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). O terceiro autor é financiado pelo CNPq e pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) por meio da concessão de bolsas de pesquisador PQ e do programa PPM, respectivamente. O quarto autor recebe apoio do CNPq, como bolsa PQ. Recursos

do Projeto SWITCH complementaram os recursos provenientes do PROSAB (Edital 5), essencialmente para cobrir parte dos custos de operação da estação de monitoramento e de análise de qualidade de água.

Referências Bibliográficas

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION (APHA); AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA); WATER ENVIRONMENT FEDERATION (WEF). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 20. ed. Washington: APHA, AWWA, WEF, 2005.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266p.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Secretaria Nacional de Recursos Hídricos (SNRH). *Caderno setorial de recursos hídricos: saneamento*. Brasília: Plano Nacional de Recursos Hídricos/SRH, 2006. 68p.

_____. Ministério do Meio Ambiente. Agência Nacional de Águas. *Cadernos de recursos hídricos*. Panorama da qualidade das águas superficiais no Brasil. Brasília: TDA Desenho & Arte Ltda., 2005. 172p.

BURTON, G.J.A.; PITT, R. *Stormwater effects handbook: a toolbox for watershed managers, scientists, and engineers*. Washington, DC: Lewis Publishers, 2002. 929p.

CAMPBELL, N. et al. *Diffuse pollution: an introduction to the problems and solutions*. London: IWA Publishing, 2004.

CUDE C.G. Oregon water quality index: a tool for evaluating water quality management effectiveness. *Journal of the American Water Resources Association (JAWRA)*, v. 37, n.1, p.125-137, 2001.

DA SILVA, G.S.; JARDIM, W.F. Um novo índice de qualidade das águas para proteção da vida. *Quim. Nova*, v. 29, n. 4, p. 689-694, 2006.

FRANCE. Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports (MULT). *Méthode estatistique*. Lyon: Délégation aux techniques de l'Aménagement – Service Technique de l'Urbanisme, 1986.

HUNTER CENTRAL COAST REGIONAL ENVIRONMENTAL MANAGEMENT STRATEGY (HCCREMS). *Urban Water*. Managing the urban watercycle: tools e resource: Catchment Pollution Calculators. Urbanwater.info is a project of the or. This is a program of the Hunter and Central Coast Councils, in NSW, Australia, 2008.

LEE, H. et al. Design of stormwater monitoring programs. *Water Research*, v. 41, p. 4186-4196, 2007.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP). Grupo de Gestão em Saneamento. *Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte 2004/2007: Saneamento para Todos*. Belo Horizonte, 2004.

SEIDL, M. et al. Instream treatment facility for creek revitalization, Belo Horizonte (Brazil) – setup and pollutant load. In: *11th INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN DRAINAGE (ICUD)*, Edinburgh, Scotland, UK, 2008. Organised by University of Sheffield, University of Abertay Dundee, Heriot Watt University and University of Exeter (www.icud.org), 2008a.

_____. Setup of an in stream treatment facility for urban creek revitalization, Belo Horizonte (Brazil). In: SWITCH 2nd SCIENTIFIC MEETING, Belo Horizonte, MG, Brasil, November, 2008b.

_____. Integrated quality indicators for urban water management – example of Belo Horizonte. In: XXXI CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL (AIDIS), Santiago, Chile, 12-15 Octubre de 2008. Organised by Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Chile – (www.aidis.cl), 2008c.

TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem urbana*. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1995. 428p.

URBONAS, B.; STAHERE P. *Stormwater – best management, practices and detention for water quality, drainage, and CSO management*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993, 449p.

VIEIRA, P.C. et al. Avaliação da carga poluente difusa em uma microbacia na área urbana de Belo Horizonte – MG, Brasil. In: XXXI CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL (AIDIS), Santiago, Chile, 12-15 Octubre de 2008. Organised by Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Chile – (www.aidis.cl), 2008a.

_____. Caracterização da qualidade das águas em microbacias urbanizadas (Belo Horizonte – MG). In: XXIII SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL (SILUBESA), Belém, Pará, Brasil, 10-14 março de 2008. *Apresentação Oral no XXIII Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Belém, Pará, 2008b.

VON SPERLING, M. Quality standards for water bodies in Brazil. In: 11TH INTERNATIONAL CONFERENCE SO DIFFUSE POLLUTION/1ST JOINT MEETING OF THE IWA DIFFUSE POLLUTION AND URBAN DRAINAGE SPECIALIST GROUPS, Belo Horizonte, 2007.

_____. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias*. Vol 1. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos 3.ed. Belo Horizonte: UFMG/DESA, 2005. 452p.

11

Experimentos com Trincheira de Infiltração e Vala de Detenção

Silva, A.; Vieira, L.; Nascimento N.; Seidl M.

11.1. Introdução

Dispositivos de armazenamento ou de infiltração de águas pluviais, ou, ainda, que combinam ambos os processos, são adotados há muitos anos em diferentes países (BROWNE *et al*, 2007; CERTU, 1998; SCHUELER, 1983; FUJITA, 1994). No Brasil, a experiência com o emprego dessas soluções, particularmente no caso de sistemas infiltrantes, é pequena e presente, sobretudo em contextos de trabalhos de pesquisa (SOUZA; GOLDENFUM, 2004). O emprego mais generalizado dessas soluções requer iniciativas em diferentes domínios. Um dos mais importantes parece ser o de se opor a uma natural resistência do meio técnico a soluções pouco conhecidas. É, portanto, relevante desenvolver experimentos com potencial de demonstração das características de desempenho, construtivas, de emprego e outras relativas a esses tipos de dispositivos, bem como capazes de se constituir em sítios para a capacitação e para o treinamento.

Por outro lado, os métodos de dimensionamento desses dispositivos são relativamente simplificados e, usualmente, consideram apenas um dos inúmeros cenários das condições reais de operação dos mesmos (BROWNE *et al*, 2007; SWITCH, 2009). Fatores como o estado inicial do sistema, o volume inicial armazenado no dispositivo e o estado de umidade do solo, assim como as características do evento pluvial, como a intensidade da precipitação e sua distribuição temporal e espacial, podem criar situações críticas para o funcionamento do dispositivo e distintas das condições de projeto

(NASCIMENTO; DINIZ; BAPTISTA, 2001; SOUZA; GOLDENFUM, 2004). Sob outro ângulo, os riscos de poluição do solo e de águas subterrâneas por dispositivos de armazenamento e de infiltração são um tema de crescente preocupação e de interesse por parte da comunidade científica e de gestores de sistemas (GAUTIER, 1998).

O contexto brasileiro pode apresentar particularidades e desafios para o emprego desses dispositivos no que se refere, por exemplo, aos distintos regimes de chuva observados no território nacional, às questões particulares associadas à manutenção de vias e de dispositivos de drenagem pluvial, às características das fontes de poluição difusa e, em alguns casos, aos riscos de contaminação por esgoto doméstico, entre outros aspectos.

Os experimentos em curso, realizados em Belo Horizonte, Minas Gerais, com uma trincheira de infiltração e uma vala de retenção, no contexto dos projetos do Programa de Pesquisa de Saneamento Básico (PROSAB – Edital 5) e do Sustainable Water Management Improves Tomorrow's Cities Health (SWITCH – projeto de pesquisa parcialmente financiado pela União Europeia – 6º Programa Quadro), focam-se nas questões e nos objetivos mencionados anteriormente, a saber:

- estabelecer critérios para a escolha dos dispositivos mais adequados a diferentes contextos locais (tipo e uso do solo, topografia etc.);
- estabelecer procedimentos para o projeto, a implantação e a operação de tais dispositivos;
- definir as necessidades operacionais e de manutenção dos sistemas pluviais equipados com tais dispositivos;
- avaliar os custos de construção e de manutenção e o ciclo de vida dos dispositivos;
- demonstrar as aplicações possíveis de tais tecnologias e desenvolver programas de capacitação e de treinamento em gestão de águas pluviais com foco no uso de técnicas compensatórias.

O presente capítulo descreve os experimentos e apresenta e discute os resultados obtidos com seu monitoramento durante parte do ano hidrológico (2008-2009), entre outubro de 2008 e janeiro de 2009.

11.2 Descrição dos Experimentos com Trincheiras de Infiltração e Vala de Detenção

Quatro experimentos com dispositivos de infiltração e um com vala de retenção operam atualmente em Belo Horizonte, realizados no contexto dos projetos PROSAB e SWITCH. Três deles são monitorados: as trincheiras de infiltração no *campus* da Uni-

versidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e na bacia hidrográfica Nossa Senhora da Piedade e a vala de retenção no *campus* da UFMG. Os outros dois experimentos são dirigidos principalmente às questões relacionadas às alternativas para implantação desses tipos de dispositivos em áreas já construídas.

O experimento instalado em área do *campus* da UFMG recebe escoamentos superficiais provenientes de uma via que liga a área central de Belo Horizonte à região norte da cidade – a Avenida Presidente Carlos Luz. A área de contribuição aos dispositivos experimentais, com 3.600 m², drena quatro pistas da avenida, no sentido norte da cidade (Figura 11.1a). O escoamento gerado nesta área é drenado por sarjetas até uma boca-de-lobo, na qual ele é coletado e conduzido até a área do experimento. O volume de escoamento superficial efetivamente coletado depende da eficiência de captação da boca-de-lobo, a qual varia com a vazão afluente. Estimativas preliminares do pico de vazão, o qual o sistema é capaz de coletar, indicaram valores em torno de 40 L/s, embora os resultados experimentais tenham indicado que se podem captar vazões um pouco superiores, atingindo 50 L/s. Uma caixa de passagem permite a divisão dos escoamentos afluentes em duas partes, de forma a alimentar, simultaneamente, a trincheira de infiltração e a vala de retenção. As vazões afluentes aos dispositivos são monitoradas por meio de calhas Parshall implantadas no circuito de alimentação de cada dispositivo. A Figura 11.1b ilustra a alimentação dos dispositivos e as calhas Parshall que compõem o sistema de monitoramento, as quais também são dotadas de sensores de pressão para o registro contínuo de profundidades de escoamento. A Figura 11.2 mostra os dispositivos de infiltração e de retenção.

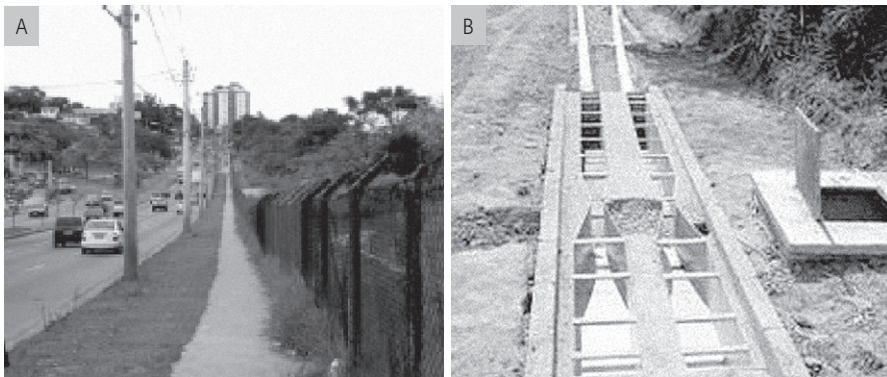


Figura 11.1 (a) Vista parcial da área de contribuição; (b) Dispositivos de medição de fluxo.

Para o dimensionamento dos dispositivos de infiltração e de retenção, adotou-se uma chuva de projeto com tempo de retorno de dez anos, baseado na Equação regional intensidade-duração-frequência (IDF), para a Região Metropolitana de Belo Horizonte (PINHEIRO; NAGHETINI, 1998). A duração da chuva de projeto foi definida por meio da si-

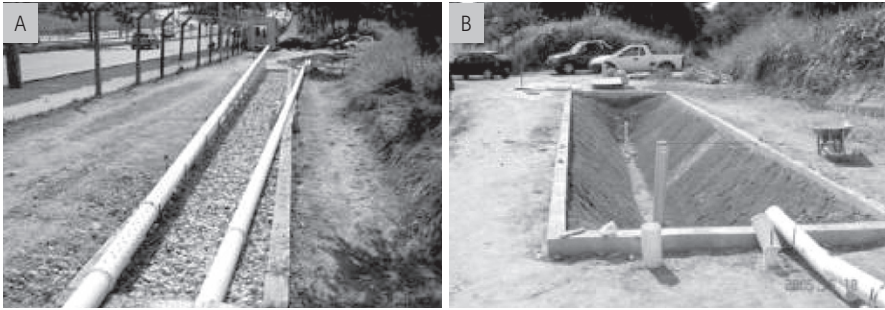


Figura 11.2 a) Trincheira de infiltração; b) Vala de retenção.

mulação de eventos de diferentes durações, adotando-se a que resultou na maior vazão de saída de cada dispositivo. Os hidrogramas de entrada foram calculados utilizando-se um hidrograma sintético triangular, com vazão de pico calculada pelo método racional e tempo de base feito igual a duas vezes o tempo de concentração da área de contribuição. Os hidrogramas de saída foram calculados por meio de propagação hidrológica do hidrograma de entrada, pelo método PULS modificado. De modo a estimar os hidrogramas de saída da trincheira de infiltração (vazão infiltrada ao longo do tempo), diversas medições da condutividade hidráulica saturada foram realizadas na área com o emprego do permeâmetro de Guelph. O valor médio das medições realizadas, $K = 5,21 \cdot 10^{-5}$ m/s, foi adotado para dimensionamento. Trata-se de um valor típico para solos siltosos.

O protocolo de monitoramento do experimento encontra-se sinteticamente ilustrado na Figura 11.3.

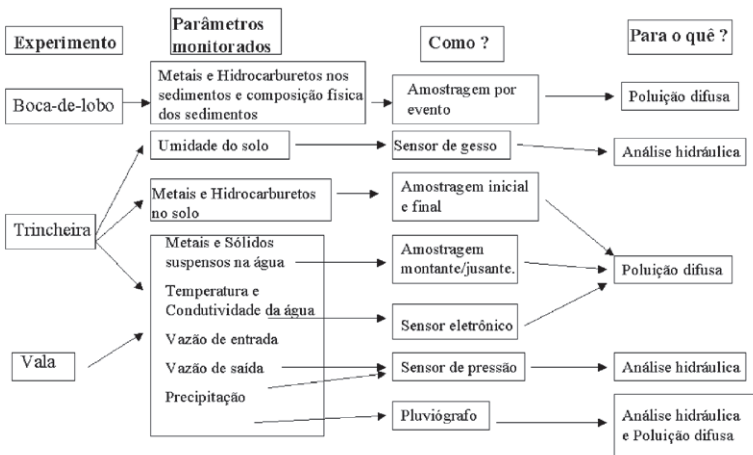


Figura 11.3 Análise esquemática do projeto de pesquisa.

O monitoramento compreendeu as seguintes variáveis hidrológicas:

- chuva medida por um pluviógrafo de báscula instalado a 500 m da área do experimento;
- vazão de entrada ao dispositivo medida por calha Parshall equipada com sensor piezoresistivo;
- níveis d'água armazenada em cada dispositivo medidos por sensores piezoresistivos, permitindo a estimativa dos volumes armazenados e das vazões de saída durante os eventos por meio do emprego da Equação de continuidade;
- umidade do solo monitorada em torno da trincheira de infiltração por meio de blocos de gesso calibrados em laboratório sobre amostras de solo provenientes do local de implantação;
- monitoramento da qualidade da água por meio da coleta de amostras compostas à entrada e  saída dos dispositivos (Figura 11.4). Os parâmetros de monitoramento da qualidade da água são: condutividade, pH, temperatura, turbidez, solos suspensos totais, metais pesados (cobre – Cu; níquel – Ni; zinco – Zn; cádmio – Cd; magnésio – Mg) e hidrocarbonetos polinucleares aromáticos (HPA).

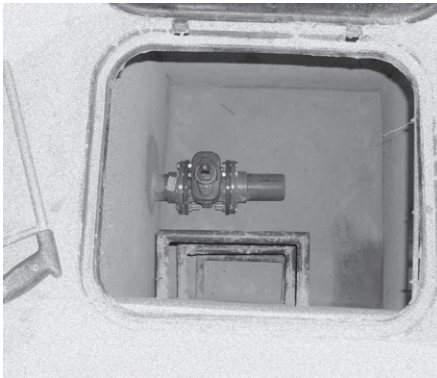


Figura 11.4

Dispositivo para a coleta de água a jusante da trincheira de infiltração.

O monitoramento desse experimento também incluiu a coleta e a análise físico-química dos sedimentos e de outros resíduos sólidos depositados na boca-de-lobo (Figura 11.5). A composição física e química dos sedimentos e dos resíduos depositados  associada às características dos eventos pluviais no período, como a intensidade, a duração e o volume de precipitação e a duração do período seco antecedente  ocorrência de chuvas.

Durante a construção da trincheira de infiltração, amostras do solo foram coletadas em quatro profundidades diferentes, a partir do fundo do dispositivo:

0,5, 1, 1,5 e 2 m. Estas amostras foram submetidas a análises físico-químicas de modo a detectar a presença no solo de poluentes, como metais pesados, HPA, $Norg_{tot}$ e P_{tot} e



Figura 11.5

Boca-de-lobo na Avenida Presidente Carlos Luz: depósitos de sedimentos e outros resíduos.

COT, anteriores à operação da trincheira de infiltração. Os resultados obtidos caracterizam o estado inicial do solo no local de implantação da trincheira e serão comparados aos resultados de análises semelhantes sobre amostras de solo obtidas no mesmo local, após três anos de operação da trincheira. Este procedimento possibilitará a estimativa dos riscos de contaminação do solo devido à operação da trincheira de infiltração.

11.3 Resultados Preliminares

Ao final de maio de 2008, a trincheira de infiltração e a vala já se encontravam operacionais. No entanto, exceto pela coleta de depósitos de sedimentos da boca-de-lobo, nenhuma outra medida foi realizada até outubro do mesmo ano, em razão da não ocorrência de precipitações durante a estação seca, de abril a setembro, típica do clima local.

Depósitos de sedimentos e de outros materiais foram coletados na boca-de-lobo em quatro ocasiões diferentes. Análises físicas destes depósitos permitiram sua classificação em três categorias: sedimentos (material granular); lixo, composto principalmente de plástico, metais e vidro; e matéria orgânica, constituída principalmente por folhas e galhos (ver Tabela 11.1). O número de amostras analisadas é ainda pequeno para se investigar as relações entre o peso e a composição dos depósitos com a duração dos períodos secos e as características da chuva. Contudo, parece evidente que as alturas de chuva aumentam o percentual de sedimentos na composição e no peso total. Há que se ter em conta que houve deterioração do pavimento durante o período chuvoso amostrado, causando ao longo do tempo um aumento da área erodível na área de contribuição.

A Tabela 11.2 apresenta os resultados das análises químicas dos depósitos amostrados na boca-de-lobo. Esses resultados foram comparados aos limites estabelecidos pela Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1999), de São Paulo, para a avaliação de contaminação de solos, mostrando que três metais, Pb, Cu e Zn, ultrapassaram tais limites. No contexto amostrado, estes poluentes estão, sobretudo,

associados à circulação automotiva. A série de HPA amostrada encontra-se dentro dos limites sugeridos pela CETESB, considerando-se os compostos para os quais há referências fornecidas. Já o nitrogênio total e o fósforo total apresentaram concentrações muito elevadas.

Tabela 11.1 > Características dos depósitos na boca-de-lobo à entrada no sistema.

DIAS SECOS ANTES DA CHUVA	ALTURA DE CHUVA	DURAÇÃO DA CHUVA	TR* ESTIMADO	MASSA MATERIAL GRANULAR		MASSA MATÉRIA ORGÂNICA		MASSA DE PAPEL, PLÁSTICO E METAL		MASSA TOTAL
-	(mm)	(dias)	(anos)	(kg)	(%)	(kg)	(%)	(kg)	(%)	(kg)
0,5	82	0,2	20	2,01	91,1	0,03	1,4	0,17	7,5	2,2
1,5	4,2	1	< 1	8,09	95,3	0,17	2	0,23	2,7	8,48
21	0	-	-	6,5	53,4	5	41,1	0,68	5,6	12,18
12	19,8	1	< 1	25,5	97,7	0,26	1	0,33	1,3	26,1
6	12,8	1	< 1	23,82	82,9	4,88	16,6	0,14	0,5	28,84
30	23,8	1	< 1	62,8	84	10	13,4	1,98	2,6	74,78
11	66,8	3	1	67,45	89	8,11	10,7	0,24	0,3	75,8
5	321,8	6	50	98,01	99,3	0,27	0,3	0,46	0,5	98,74

LEGENDA: *TR = TEMPO DE RETORNO DO EVENTO PLUVIAL.

Amostras de solo obtidas sob o fundo da trincheira de infiltração antes do início de sua operação, como previamente descrito, foram analisadas (Tabela 11.3). Os resultados das análises estão abaixo dos limites de concentração dos parâmetros, de acordo com os padrões brasileiros (CETESB, 1999). O HPA, o Cu e o Cd não foram detectados. Portanto, o solo, sob a trincheira, não apresenta condições de contaminação em seu estado inicial.

Com relação ao monitoramento hidrológico, dez eventos puderam ser monitorados desde o início da estação das chuvas. Dois dele são brevemente discutidos aqui, os eventos de 1º e de 7 de novembro de 2008. Em 1º de novembro, a chuva começou à 1h16 e parou às 2h26, acumulando uma altura de chuva de 55 mm, com um período de retorno estimado em 20 anos. Em 7 de novembro, o evento de chuva apresentou uma duração maior, de aproximadamente 4h, com altura de 18,6 mm, tendo um período de retorno estimado como inferior de um ano. A Figura 11.6 ilustra o evento de 1º de novembro para a trincheira de infiltração e a Figura 11.7, o de 7 de novembro para a trincheira de detenção.

Tabela 11.2 > Resultados de análise química de sedimentos coletados na boca-de-lobo.

PARÂMETROS	CONCENTRAÇÕES (mg/kg)			Referência de qualidade ou prevenção (CETESB)
	Data			
	31/10/08	07/11/08	27/11/08	
Cádmio (Cd)	0,98	0	0,18	0,5
Chumbo (Pb)	13,52	25,21	14,71	17
Cromo (Cr)	27,57	17,29	14,84	40
Níquel (Ni)	10,93	4,80	10,37	13
Zinco (Zn)	81,09	118,23	92,74	60
Magnésio (Mg)	177,39	259,56	181,31	não disponível
Cobre (Cu)	650,62	11,57	59,69	35
Naftaleno	0,0044	0,0068	0,013	0,12
Acenaftileno	-	0,001	0,0066	não disponível
Acenafteno	-	-	-	não disponível
Fluoreno	-	-	0,0046	não disponível
Fenantreno	0,0098	0,0176	0,0359	não disponível
Antraceno	0,0015	-	0,0144	0,039
Fluoranteno	0,0155	0,0292	0,0609	não disponível
Pireno	0,0271	0,0336	0,072	não disponível
Benzo[a]antraceno	0,0047	0,0061	0,0217	0,025
Criseno	0,0176	0,0374	0,1038	8,1
Benzo[b]fluoranteno	0,0074	0,0181	0,0291	não disponível
Benzo[k]fluoranteno	0,0034	0,0121	0,0123	0,38
Benzo[a]pireno	0,0052	0,0327	0,0241	0,052
Indeno[1,2,3-cd]pireno	0,0047	0,0111	0,0154	0,031
Dibenzo[a,h]antraceno	0,0018	0,0089	0,007	0,08
Benzo[ghi]perileno	0,0112	0,0057	0,0301	0,57
Fósforo total	424,76	421,08	183,89	não disponível
Nitrogênio total	588,04	890,05	958,4	não disponível

Tabela 11.3 > Resultados das análises de solo: amostras coletadas sob a trincheira de infiltração.

PARÂMETROS	CONCENTRAÇÃO (mg/kg)				Limites (CETESB, 1999)
	Profundidade (m)				
	0,5	1	1,5	2	
Pb	6	5,54	7,7	5,25	17
Cr	9,07	10,61	10,35	10,72	40
Ni	1,44	2,04	1,36	2,15	13
Zn	9,64	12,96	10,41	12,35	60
Mg	15,4	17,99	17,79	17,05	não disponível
P _{tot}	147,56	178,7	210,28	88,33	não disponível

A vazão de saída da trincheira de infiltração foi estimada por meio de dois métodos: (i) a Equação discreta de continuidade (Equação 11.1) e (ii) o método PULS modificado.

$$S_j = S_o + \sum_{i=1}^j (I_i - Q_i) \quad \text{Equação 1}$$

As vazões de entrada (I) para a trincheira de infiltração e para a vala de retenção são estimadas com base no registro contínuo do nível d'água nas calhas Parshall (Figura 11.1b). O volume armazenado em cada dispositivo (S), no tempo, é estimado com base nos registros contínuos dos níveis d'água armazenados nos mesmos. As vazões de saída (Q) são, então, obtidas para cada intervalo de tempo durante o evento, utilizando a Equação 1.

Na Figura 11.6, o hidrograma de saída da trincheira mostra uma instabilidade numérica em sua porção ascendente, possivelmente devido ao intervalo de tempo adotado nas medições (5 min). Esse resultado levou à fixação do intervalo de registro em 1 min para as medições subsequentes.

O método de PULS modificado foi o modelo de propagação empregado para o projeto da trincheira de infiltração. Por esta razão, este método também foi empregado aqui para simular o evento de 1º de novembro, adotando-se a condutividade hidráulica à saturação de projeto da trincheira ($K = 5,21 \cdot 10^{-5}$ m/s). Neste caso, apenas o hidrograma de entrada e o nível d'água na trincheira foram utilizados para a simulação. Comparando os hidrogramas de saída assim obtidos, pode-se afirmar que há um acordo relativamente bom entre ambos, apesar da instabilidade numérica constatada no método da Equação da continuidade.

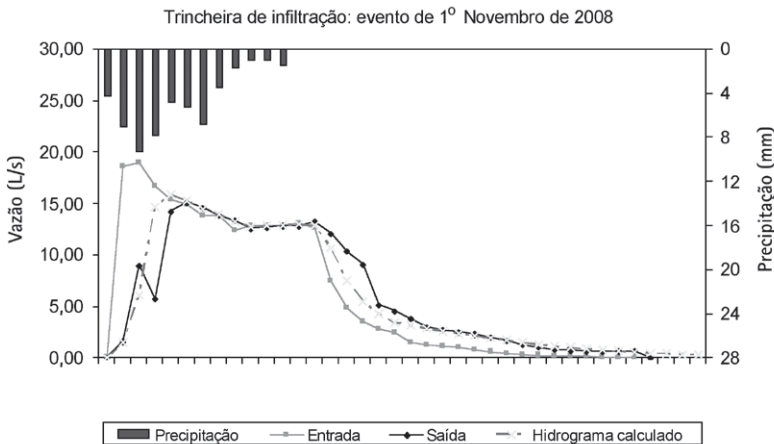


Figura 11.6

Trincheira de infiltração: hidrograma, hidrogramas de entrada e de infiltração.

A adoção do método PULS, com condutividade hidráulica constante ao longo do evento, é excessivamente simplificadora dos processos físicos que efetivamente ocorrem na trincheira de infiltração, durante os eventos pluviais. Ele foi aqui empregado tão somente por ter sido adotado para dimensionamento e por razões de simplicidade matemática. Modelos mais complexos que têm em conta o estado inicial de umidade e outros parâmetros do solo encontram-se em fase de implementação no contexto desta pesquisa.

Ressalta-se que o evento de 1º de novembro levou a trincheira de infiltração à saturação, com extravasamento de parte dos escoamentos afluentes, o que era esperado, tendo em conta que o evento observado possuía tempo de retorno estimado em 20 anos, enquanto o dispositivo foi dimensionado para um evento de projeto com tempo de retorno de 10 anos. De acordo com os níveis d'água medidos na trincheira de infiltração, ela começou a transbordar à 1h40, 25 min após o início da chuva, tendo cessado o extravasamento cerca de uma hora depois. Utilizando a simulação por PULS, foi possível estimar o volume transbordado em 38,8 m³, com o volume infiltrado alcançando 26,6 m³. Mesmo considerando-se sua falha em absorver todo o escoamento afluente, a trincheira de infiltração provou ser mais eficiente na redução da vazão de pico do que a vala de detenção, com uma vazão de pico afluente de 19 L/s e de extravasamento de 12,5 L/s, contra 16,1 L/s para o caso da vala.

A chuva de 7 de novembro de 2008 exemplifica um evento frequente ($TR < 1$) de longa duração e de baixa intensidade de precipitação. A trincheira de infiltração absorveu o volume afluente de 34,1 m³. O funcionamento da vala de detenção para amortecimento

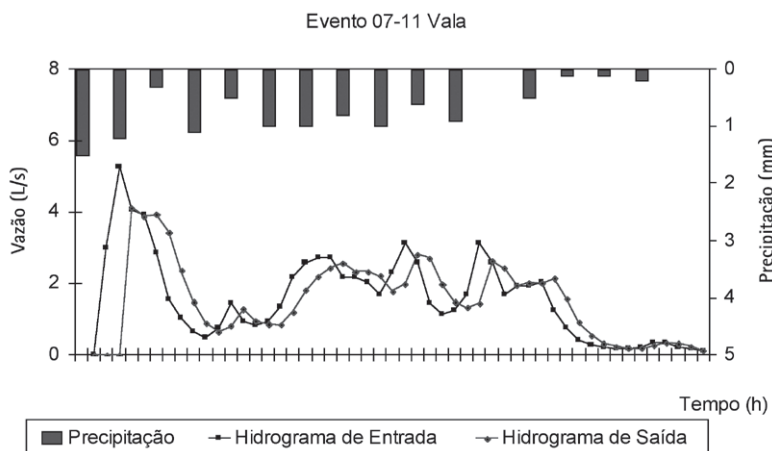


Figura 11.7 Trincheira de detenção: hietograma, hidrogramas de entrada e saída.

do hidrograma de entrada foi o esperado (Figura 11.7) e a vazão de pico do evento foi reduzida em 22%. Como esse dispositivo foi construído para controlar um evento de 10 anos, ele tende a ser menos eficiente no controle de eventos muito frequentes. Um tempo de detenção mais longo, no caso de eventos frequentes, poderia também contribuir para aumentar sua eficiência em abatimento de poluição, uma questão que ainda se encontra em análise para o experimento, com possíveis modificações do controle de saída a serem adotadas em futuro próximo.

A Tabela 11.4 apresenta um balanço do desempenho dos dois dispositivos durante o período outubro de 2008 a janeiro de 2009. Esses resultados permitem constatar que a trincheira de infiltração operou sem falhas para todos os eventos observados nesse período, a exceção do evento de 1º de novembro. O desempenho da vala de detenção, em termos de amortecimento de cheias, variou com as características dos eventos. De forma geral, esse desempenho foi superior para eventos com vazões de pico mais elevadas, tendo em conta os critérios adotados para seu dimensionamento.

Tabela 11.4 > Desempenho da trincheira de infiltração e da vala de detenção.

DATA	VAZÃO DE PICO (L/s)					
	Trincheira de infiltração			Vala de detenção		
	Entrada	Extravasamento	Redução	Entrada	Saída	Redução
1/11/2008	19,1	12,5	64,4%	19,4	16,1	17,1%
7/11/2008	6,7	-	100%	5,3	4,1	21,5%
13/11/2008	6,9	-	100%	5,8	4,8	17,3%
17/11/2008	5,2	-	100%	4,6	4,3	6,8%
19/11/2008	11,6	-	100%	11,4	5,8	49,6%
28/11/2008	17,5	-	100%	18,7	7,7	58,6%
29/11/2008	25,1	-	100%	27	13,7	49,1%
22/12/2008	25,1	-	100%	24,4	10,5	57,2%
27/12/2008	26,4	-	100%	26,3	11,3	57,0%
3/1/2009	25,1	-	100%	27,3	12,5	54,3%

Amostras compostas de água foram coletadas à entrada e à saída dos dispositivos para avaliação de seu desempenho em termos de abatimento da poluição difusa de origem pluvial proveniente da área de contribuição. As Tabelas 11.5, 11.6a e 11.6b apresentam resultados de análises de qualidade de água realizadas nessas amostras para os parâmetros SST, pH, Cr, Cu, Pb, Zn, Ni, Cd, Mn. Os resultados são listados apenas para a vala de detenção. De fato, a coleta de água, realizada por dispositivo de captação de água percolada a partir da trincheira, evidenciou inconsistências por possível carreamento de solo sob o dispositivo. Posteriormente, foram executadas intervenções

no dispositivo com vistas a eliminar esse comportamento anômalo, porém resultados de análise de qualidade de água para a trincheira de infiltração não se encontram ainda disponíveis.

Ressalta-se, por outro lado, que, durante o período coberto pelo monitoramento da vala de detenção, o pavimento da via sofreu processo de degradação, resultando em pontos de ruptura e levando a processos de erosão da base e da sub-base da via. Com isso, a produção de sedimentos da área de contribuição aumentou com o tempo.

A vala de detenção mostrou eficiência em redução de SST, em média, da ordem de 50%, com o melhor resultado em 80% e o pior em apenas 6%. Neste último caso, o pequeno volume de precipitação (4,2 mm) e a duração do evento (4h) sugerem que, de fato, praticamente não houve detenção dos escoamentos, não ocorrendo, portanto, a decantação dos sedimentos transportados.

Tabela 11.5 > Vala de detenção (desempenho na redução de SST).

DATA	CARACTERÍSTICAS DA CHUVA				PARÂMETROS DE QUALIDADE DA ÁGUA		
Evento	Período seco antes da chuva	Duração da chuva	Altura da precipitação	TR estimado	Local da amostra	SST	pH
	(dias)	(minutos)	(mm)	(anos)		(mg/L)	
31/10/08	12	30	19,8	< 1	Entrada	1.596	7,9
					Saída	308	8
07/11/08	1,5	420	18,6	< 1	Entrada	616	7,3
					Saída	256	8,1
27/11/08	8	240	4,2	< 1	Entrada	1.955	7,71
					Saída	1.835	8,14
08/12/08	9	90	13,6	< 1	Entrada	1.660	7,5
					Saída	702	7,96
22/12/08	3	30	4,8	< 1	Entrada	1.452	-*
					Saída	529	-*

LEGENDA: TR = TEMPO DE RETORNO; * PHMETRO COM DEFEITO.

Tabela 11.6a > Vala de detenção (desempenho na redução de poluentes nos eventos de 31 de outubro de 2008 e 7 de novembro de 2008).

PARÂMETROS	CONCENTRAÇÕES (mg/L)						RESOLUÇÃO CONAMA Nº 357, CLASSE 2 (mg/L)
	31/10/2008			07/11/2008			
	Entrada mg/L	Saída mg/L	Remoção (%)	Entrada mg/L	Saída mg/L	Remoção (%)	
Cr	0,047	0,005	89	0	0	0	0,05
Cu	0,124	0,048	61	0,068	0,023	66	0,009
Pb	0,116	0,006	95	0,031	0,002	94	0,01
Zn	0,222	0,099	55	0,296	0,078	74	0,18
Ni	0,013	0,006	54	0,009	0,004	56	0,025
Cd	0	0	0	0	0	0	0,001
Mn	0,795	0,167	79	0,234	0,125	47	0,1

Tabela 11.6b > Vala de detenção (desempenho na redução de poluentes nos eventos de 31 de outubro de 2008 e 7 de novembro de 2008).

PARÂMETROS	CONCENTRAÇÕES (mg/L)						RESOLUÇÃO CONAMA Nº 357, CLASSE 2 (mg/L)
	27/11/2008			08/12/2008			
	Entrada mg/L	Saída mg/L	Remoção (%)	Entrada mg/L	Saída mg/L	Remoção (%)	
Cr	0,096	0,077	20	0,025	0,017	32	0,05
Cu	0,197	0,171	13	0,09	0,056	38	0,009
Pb	0,102	0,063	38	0,027	0,002	93	0,01
Zn	1,02	0,77	25	0,367	0,166	55	0,18
Ni	0,054	0,043	20	0,024	0,014	42	0,025
Cd	0	0	0	0	0	0	0,001
Mn	1,015	0,835	18	0,289	0,156	46	0,1

O monitoramento da série de metais pesados para os quatro eventos mencionados (Tabelas 11.6a e 11.6b) evidenciou que as águas de escoamento superficial provenientes da área de contribuição não atendem os limites da resolução CONAMA nº 357/2005 para o padrão de classe 2 (BRASIL, 2005). De uma forma geral, a exceção do Ni e do Cd, todos os demais poluentes analisados violam os limites mencionados, particularmente o Cu, o Zi, o Pb e o Mn. Estes poluentes tipicamente têm origem na infraestrutura viária e na circulação de automóveis: o desgaste de pneus é a principal fonte de Cu e Zi; a abrasão do pavimento asfáltico origina o Pb; e o Mn tem origem na erosão do solo ou, eventualmente, no desgaste de peças de aço.

O desempenho da vala de retenção em termos de abatimento das concentrações destes poluentes apresentou variabilidade elevada. De uma forma geral, os resultados sugerem que precipitações com maior volume e com maior intensidade resultam, igualmente, em maior eficiência de remoção de poluentes, o que é coerente com os critérios adotados em projeto, os quais privilegiaram, sobretudo, metas de amortecimento de cheias e não propriamente objetivos de controle de poluição. Considerando-se as concentrações dos poluentes em foco, monitoradas à saída do dispositivo, percebe-se que as vazões efluentes não atingiram os limites estabelecidos para a classe 2, a despeito de porcentagens de remoção por vezes bastante significativas, da ordem de 70 a 90% de redução de concentrações. Estes resultados estão em consonância com os indicadores de desempenho de dispositivos de retenção relatados na literatura (CHEBBO, 1992; BACHOC, 1992; USEPA, 1999).

Conclusões

Os experimentos executados pelos projetos PROSAB e SWITCH, em Belo Horizonte, discutem questões relevantes para a gestão de águas urbanas. Eles foram concebidos para atender a objetivos associados de pesquisa, de demonstração e de capacitação.

Os resultados de monitoramento compreendem, até o presente momento, três meses chuvosos. Esses resultados, embora correspondam a uma série curta de observações, permitem constatar o adequado desempenho dos dispositivos em controle de escoamentos e em redução da poluição difusa de origem pluvial proveniente do sistema viário. Os resultados também permitiram constatar algumas deficiências do aparato experimental, notadamente o sistema de coleta de águas percoladas proveniente da trincheira de infiltração. Modificações recentes para evitar problemas de inconsistência de dados foram incorporadas a esse dispositivo. No mesmo sentido, a coleta de amostras de água à entrada dos dispositivos foi modificada para permitir o emprego de um amostrador automático, o que aumentará a precisão da estimativa de concentração e a carga de poluentes afluentes aos dispositivos.

Acredita-se que, com o aprimoramento do aparato experimental e a constituição de uma série mais longa de dados de monitoramento, os experimentos aqui descritos possibilitarão novos desenvolvimentos em termos de análise estatística, de modelagem de diferentes fases dos processos de escoamento pluvial e funcionamento dos dispositivos, de análises de incertezas em medições e modelagem, entre outras atividades futuras a serem realizadas pelos projetos PROSAB e SWITCH, em Belo Horizonte.

Agradecimentos

Esta pesquisa é apoiada pelo projeto SWITCH assim como pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq – (Produtividade em Pesquisa (PQ) e concessão de pesquisadores visitantes, programa PROSAB), pela Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP), com o programa PROSAB, e pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), concessão do Programa Pesquisador Mineiro (PPM).

Referências Bibliográficas

- BACHOC, A. *Le transfert des solides dans les réseaux d'assainissement unitaire*. 1992. Thèse (Doctorat) – Institut National Polytechnique de Toulouse, Toulouse, 1992.
- BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução nº 357, de 17 de março de 2005*. Brasília: Ministério do Meio Ambiente/CONAMA, 2005.
- CERTU. *Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial*. Lyon, France: Collection CERTU, 1998. 156p.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (CETESB). *Manual de gerenciamento de áreas contaminadas*. São Paulo: CETESB, 1999.
- BROWNE, D. et al. A new model for stormwater infiltration systems. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN DRAINAGE, NOVATECH, Lyon, 2007, p. 623-630.
- CHEBBO, G. *Solides des rejets pluviaux urbains caractérisation et traitabilité*. 1992. Thèse (Doctorat en Sciences et Techniques de l'Environnement) – École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1992.
- GAUTIER, A. *Contribution à la connaissance du fonctionnement d'ouvrages d'infiltration d'eau de ruissellement pluvial urbain*. 1998. 208p. Thèse (Doctorat) – Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, 1998.
- NASCIMENTO, N.O.; DINIZ, M.; BAPTISTA, M. Risk assessment of flood control failure in a storm water drainage system incorporating multiple detention basins. In: 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN DRAINAGE, NOVATECH, Lyon, 2001, p. 299-306.
- PINHEIRO, M.; NAGHETTINI, M. Análise regional de frequência e distribuição temporal das tempestades na região metropolitana de Belo Horizonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 3, n. 4, p. 73-88, out/dez. 1998.
- SOUZA, V.C.B.; GOLDENFUM, J. A. Critical analysis of data from two infiltration trenches under subtropical climate conditions. In: 5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUSTAINABLE TECHNIQUES AND STRATEGIES IN URBAN WATER MANAGEMENT, Lyon, 2004.

SUSTAINABLE WATER MANAGEMENT IMPROVES TOMORROW'S CITIES HEALTH (SWITCH). 2009. *Review of best practice guidelines for stormwater management*. Deliverable 2.1.4. Disponível em: <www.switchurbanwater.eu>. 2009. in preparation.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). *Preliminary data summary of urban storm water best management practices*. EPA/821/R-99/012. Washington, DC: EPA, 1999. 184p.

12

Avaliação da Percepção Pública do Risco de Enchentes e de Medidas de Controle de Inundações em Áreas Urbanas

Nascimento, N.; Guimarães, E.; Mingoti, S.A.; Moura, N.; Faleiro, R.

12.1. Introdução

A participação da população na tomada de decisão tem um papel importante na formulação de políticas nas esferas locais em diferentes cidades brasileiras. Um exemplo é o orçamento participativo – um inovador instrumento de tomada de decisão referente a investimentos em saneamento, habitação, sistema viário, revitalização de cursos d'água e gestão de águas pluviais, envolvendo intensa participação pública em escala local –, atualmente adotado por alguns municípios no Brasil. Em Belo Horizonte, capital do estado de Minas Gerais, além do orçamento participativo, arranjos institucionais promovem a participação pública por meio de processos representativos em conselhos colegiados, como o Conselho Municipal de Saneamento Ambiental (COMUSA), o Conselho Municipal de Políticas Urbanas e outros (COSTA; COSTA, 2007).

A tomada de decisão na esfera municipal frequentemente envolve avaliar diferentes alternativas de manejo de águas pluviais, buscando o controle de inundações e a redução da poluição difusa de origem pluvial. Nestes processos, é comum o confronto entre soluções convencionais e não convencionais de drenagem, como controle de saída (*end of pipe*) versus controle na fonte (*source control*), ou canalizar versus revitalizar cursos d'água, entre outros. É sabido que as chamadas técnicas compensatórias em drenagem pluvial oferecem um amplo potencial para integração dos objetivos do manejo de águas pluviais com o desenvolvimento de amenidades locais,

resultando em usos multifuncionais do espaço urbano. Nas cidades brasileiras, com a exceção das bacias de detenção, as técnicas compensatórias ainda são raramente empregadas e, portanto, relativamente desconhecidas pelos cidadãos. A aceitação pública desse tipo de recurso depende, então, de um grande número de aspectos que envolvem o conhecimento de seu funcionamento, as alternativas que podem ser oferecidas para uma integração adequada com o ambiente local e informações sobre os riscos que podem estar associados a ele (por exemplo, perturbações e falhas devido à falta de manutenção, riscos sanitários, riscos de afogamento etc.). Nesse contexto decisório, a percepção pública do ambiente urbano pode, portanto, ter um papel significativo.

Quando o foco é em alternativas de controle de enchentes, particularmente no caso de medidas não estruturais, a percepção pública sobre os riscos de enchentes pode ser, do mesmo modo, relevante. Na verdade, medidas não estruturais geralmente requerem a aceitação pública de conviver com enchentes e a resistência em aceitar esse tipo de solução, especialmente quando alternativas estruturais também estão sendo avaliadas. Um excesso de confiança no desempenho de alternativas estruturais que reduzam a frequência de enchentes pode enviesar o processo de tomada de decisão e, finalmente, levar a uma ocupação inadequada de áreas sujeitas a inundações, aumentando o impacto potencial das enchentes, no caso de falhas estruturais. Esses resultados apontam para a necessidade do envolvimento público desde o início do processo de tomada de decisão, em vez de apenas validar as escolhas já feitas por especialistas. Também é relevante ter em mente que geralmente existem lacunas entre o conhecimento de especialistas e o entendimento leigo de riscos de enchentes. Portanto, a estimativa da percepção pública de riscos de enchentes pode, certamente, ter um papel positivo no estreitamento dessas lacunas.

Alertas de enchentes são uma alternativa atual de gestão de risco, as quais só são efetivas se associadas a ações de mitigação e de recuperação, componentes essenciais de planos emergenciais para enchentes, requerendo o envolvimento público permanente. Além do mais, nos processos de planejamento e de implementação de planos de emergência de enchentes, também é importante levar em conta experiências públicas existentes, tais como conviver com enchentes e como organizações locais normalmente operam durante inundações. Na realidade, planos de emergência de enchentes devem ser complementares, e não substitutivos, às experiências existentes no controle de enchentes (ALEXANDER, 2002).

Medidas regulatórias, que é outro exemplo de estratégias não estruturais, podem envolver restrições ao uso da terra com base no zoneamento de áreas de risco de enchentes ou na adoção de políticas de longo prazo, o que levaria a uma progressiva

mudança no uso da terra em área sujeitas a inundações. Em ambos os casos, a regulamentação do uso do solo pode causar importantes impactos em termos socioeconômicos (impactos no mercado imobiliário, rompimentos de elos sociais causados pela mudança de pessoas das zonas de risco). Sua adoção e sua durabilidade a longo prazo requerem medidas para reduzir rupturas sociais e para promover a aceitação pública, assim como um permanente e sólido apoio político.

Questões com relação à aceitação pública de técnicas compensatórias, assim como a percepção pública do ambiente urbano e do risco de enchentes, estão consideradas neste trabalho, com base na análise dos resultados de um projeto de pesquisa executado em Belo Horizonte. A percepção pública desses aspectos foi estimada empregando questionários estruturados. Pesquisas foram feitas em duas bacias hidrográficas urbanas nas quais as bacias de detenção são empregadas, principalmente para o controle de enchentes: as bacias de detenção de Santa Lúcia e de Vilarinho. As duas áreas possuem significativas diferenças em termos socioeconômicos e no tipo de estrutura de armazenamento, permitindo uma rica discussão sobre a aceitação pública desse tipo de alternativa para águas pluviais, no contexto urbano.

12.2 Breve Descrição dos Estudos de Caso

A cidade de Belo Horizonte está situada às coordenadas 20° sul e 44° oeste e possui uma altitude de 720 a 1.300 m. Ela está localizada em uma região montanhosa de solos tropicais originários da decomposição de rochas metamórficas. O clima tropical de altitude predomina na região, com precipitação anual média de 1.500 mm, e com uma temperatura anual média de 21°C. A estação chuvosa dura de outubro a março, quando se concentram 90% da precipitação anual total. A maior precipitação mensal média (315 mm) ocorre em dezembro. A intensidade da chuva também é relativamente alta (200 mm/h, no caso de evento com período de retorno de 10 anos e duração de 5 min, e 70 mm/h, para evento com período de retorno de 50 anos e 1h de duração).

12.2.1 A bacia hidrográfica do Riacho do Leitão e a barragem Santa Lúcia

No início dos anos de 1970, a barragem de Santa Lúcia foi instalada na bacia do Córrego do Leitão com o propósito principal de reduzir os riscos de enchentes ao longo deste, então já canalizado em concreto. A área da bacia do Córrego do Leitão, a montante da barragem, é de 370 ha e a capacidade de armazenamento inicial da bacia de detenção era de 300.000 m³. Apesar da topografia irregular e da fraca coesão do solo, essa área se tornou urbanizada a partir de 1974, levando à intensa erosão do solo e a deslizamentos. A bacia de detenção se tornou, então, uma receptadora de sedimentos,

de esgoto doméstico e de lixo, ocasionando em uma significativa redução da capacidade de armazenamento e no estabelecimento de uma área intensamente poluída.

De 1988 a 1995, a prefeitura de Belo Horizonte desenvolveu um projeto de recuperação para a área, que incluía a recuperação da área de armazenamento, como um espelho d'água desconectado do sistema de drenagem pluvial, e o estabelecimento de um parque – o Parque Santa Lúcia – equipado com diferentes amenidades: jardins e áreas verdes, ciclovias, campos de futebol e quiosques (Figura 12.1a). Após os trabalhos de dragagem, a capacidade da barragem atingiu 70.000 m³, isto é, 23% da capacidade original. Apesar dessa redução de volume de espera, simulações hidrológicas do sistema de drenagem sugerem que a bacia de detenção de Santa Lúcia ainda é capaz de evitar enchentes a jusante para eventos com períodos de retorno de até 10 anos.

O parque e a bacia de detenção de Santa Lúcia localizam-se em uma área habitada por duas comunidades contrastantes em termos de renda: uma população de classe média alta, geralmente vivendo em casas unifamiliares, e uma população de baixa renda, vivendo em uma favela.

12.2.2 A bacia hidrográfica do Riacho Vilarinho e a bacia de detenção do Vilarinho

A bacia do Vilarinho é uma bacia de detenção seca, *off-line* em relação ao curso d'água principal e ao Córrego Vilarinho, e inserida em uma área urbana frequentemente inundada. Ela foi construída no final dos anos de 1990, com uma capacidade de armazenagem de 80.000 m³, para controlar escoamentos originários de áreas a montante na bacia do Córrego Vilarinho. Como no caso do Córrego do Leitão, o Córrego Vilarinho está canalizado em concreto ao longo de toda a Avenida Vilarinho, uma via importante e uma área comercial central na região norte da cidade. A bacia de detenção do Vilarinho recebe parte das vazões do Córrego Vilarinho durante períodos de vazões altas, assim como contribuições permanentes de dois tributários: os córregos Lagoinha e Brejo do Quaresma, ambos drenando bacias de cerca de 1 km². A bacia do Córrego do Brejo do Quaresma é equipada com rede de esgoto, mas os interceptores estão ausentes, e, como consequência, todo o esgoto coletado é lançado no córrego, o qual se encontra severamente poluído por matéria orgânica e por resíduos sólidos jogados na área (Figura 12.1b).

A bacia de detenção do Vilarinho é pobremente integrada ao ambiente urbano local, e o acesso da população à área é proibido, apesar de mal controlado. Reclamações relativas a perturbações, como odor e mosquitos, são comuns entre as pessoas da região.

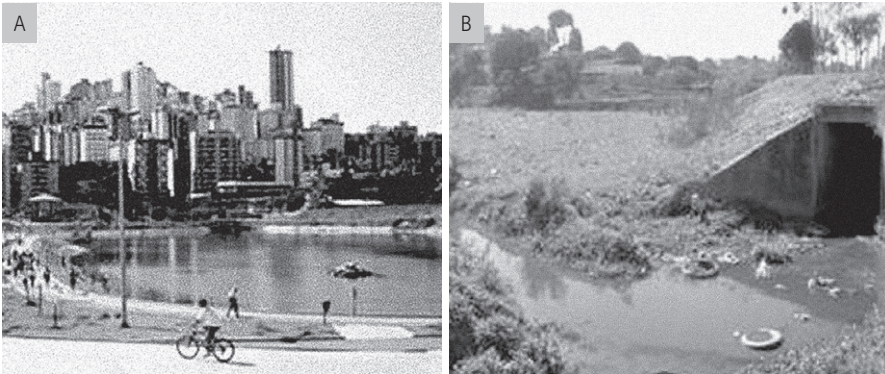


Figura 12.1

(a) Barragem Santa Lúcia;
 (b) Bacia de retenção do Vilarinho (vista parcial)

12.3 Aspectos Metodológicos

Há uma grande variedade de métodos normalmente empregados na avaliação da percepção de aspectos de riscos naturais e de qualidade ambiental. Alguns métodos, baseados em abordagens psicológicas, focam-se em avaliações e em escolhas com presença de risco ou em processos cognitivos associados à aceitação do risco (SLOVIC; KUNREUTHER; WHITE, 2000; SLOVIC; FISCHHOFF; LICHTENSTEIN, 2000). Respostas culturais a desastres, construção social de percepção de riscos, identificação de práticas culturais e sociais diante de riscos naturais e tecnológicos são atualmente avaliados por abordagens sociológicas e antropológicas (OLIVER-SMITH, 1999; SEFTON; SHARP, 2007; OLIVER-SMITH; HOFFMAN, 2002; PERETTI-WATEL, 2000). Green, Tunstall e Fordham (1990) destacam as diferenças de percepção de risco de enchentes por diferentes grupos de população (por exemplo, a população em risco, engenheiros envolvidos no planejamento de esquemas de mitigação de enchentes, planejadores de emergências e pesquisadores de riscos), com base em pesquisas estruturadas por questionários.

Na presente pesquisa, o método empregado consistiu em entrevistar pessoas vivendo na região das bacias de retenção, empregando questionários estruturados. A abordagem é similar à adotada por Tunstall, Green e Fordham (1992) e Tunstall, Tapsell e Wills (1997) na avaliação da percepção pública de risco de enchentes no Reino Unido. Os principais focos do questionário foram a percepção de riscos locais (riscos associados à bacia de retenção, risco de enchentes) e o ambiente local. O questionário foi dividido em cinco partes:

- localização da habitação com relação à bacia de retenção;
- informações socioeconômicas;

- percepção sobre o meio ambiente local;
- percepção dos riscos associados à bacia de retenção;
- percepção dos riscos de inundação.

O desenho das amostras para cada bacia baseou-se em informações censitárias. Incluíram-se às amostras os proprietários e os empregados de estabelecimentos comerciais e de serviços na região do estudo. A área de estudo compreendeu a orla das bacias e a área sujeita à inundação. A orla das bacias foi definida como toda a área circundando seus limites físicos, distante não mais de 1.000 m destes limites. As áreas de risco de inundação foram materializadas com a ajuda de modelagem hidrológica e hidráulica de registros de inundações. Foi então adotada uma amostragem aleatória e estratificada para compor a amostra (Tabela 12.1).

Os potenciais entrevistados foram primeiramente contatados por carta, explicando os objetivos e os procedimentos da pesquisa, e, então, por telefone, de modo a negociar sua participação nas entrevistas. Foi assegurado aos entrevistados o direito de desistir durante a entrevista, assim como o caráter anônimo e a confidencialidade do processo.

Pesquisas em ambas as áreas foram executadas em 2004. A última grande inundação da bacia hidrográfica do Leitão foi em 1996. No caso da bacia do Vilarinho, as inundações são mais frequentes, sendo que a mais recente ocorreu em 2002.

12.4 Resultados e Discussões

12.4.1 A amostra

A Tabela 12.1 contém os principais números sobre a quantidade de residências e os estabelecimentos (comerciais e de serviços) localizados nas áreas pesquisadas.

Tabela 12.1 > Características da amostra.

SETORES	ÁREA DA SANTA LÚCIA			ÁREA DO VILARINHO		
	POP.	S _p	S _o	POP.	S _p	S _o
Orla da bacia de retenção; residencial; alta renda	376	46	24	-	-	
Orla da bacia de retenção; residencial; baixa renda	638	61	36	268	29	14
Área de risco de inundação; residencial	959	54	18	910	56	27
Área de risco de inundação; comércio e serviços	266	22	30	50	12	5
Total	2.239	183	108	1.228	97	46

POP. = POPULAÇÃO; S_p = AMOSTRA PLANEJADA; S_o = AMOSTRA OBTIDA, OU SEJA CORRESPONDE AO NÚMERO DE PESSOAS ENTREVISTADAS.

As dificuldades na obtenção de acordo em participar das entrevistas explicam o reduzido número de entrevistas realizadas em relação ao planejado. A amostra realizada (S_0) corresponde a 4,82% da população de Santa Lúcia e 3,94% da população de Vilarinho. O erro global da amostra, com nível de significância de 95%, é de 8%.

12.4.2 Dados socioeconômicos

Os dados socioeconômicos da pesquisa estão resumidos na Tabela 12.2, na qual os números são porcentagens de entrevistados classificados de acordo com as classes de renda e de educação. O parâmetro de referência da renda é o salário mínimo local, geralmente adotado para a classificação dos níveis de renda.

Tabela 12.2 > Dados socioeconômicos.

ÁREA	RENDA (%)				EDUCAÇÃO (%)		
	< 1 SM*	1 < SM < 5	5 < SM < 10	> 10 SM	ANALFABETO OU PRIMÁRIO	SECUNDÁRIO	GRADUADO
Santa Lúcia	24	46	6	24	30	39	31
Vilarinho	60	32	8	-	46	50	4

LEGENDA: * SM = SALÁRIO MÍNIMO.

O contraste entre habitantes de alta e de baixa renda é evidente no caso da região de Santa Lúcia, onde a porcentagem de pessoas ricas iguala a de pessoas muito pobres, uma questão que é coerente com a existência do bairro rico e da favela na região. O Vilarinho, em relação à Santa Lúcia, é mais homogêneo como uma área de baixa renda. Comparando as regiões de Vilarinho e de Santa Lúcia em termos de educação, surgem novamente disparidades, como o baixo percentual de graduados do primeiro.

12.4.3 Percepção do ambiente local e aceitabilidade das bacias de detenção

A percepção do ambiente em torno das bacias de detenção e a aceitabilidade dessas estruturas pelo entrevistado foram estimadas principalmente pelas seguintes questões:

- Você visita o Parque Santa Lúcia com frequência?
- Quais atividades você normalmente realiza quando visita essa área?
- Que tipos de equipamentos você gostaria que fossem instalados na área do Vilarinho?
- A bacia de detenção contribuiu para melhorar o ambiente local?
- Essa região seria melhor com ou sem a bacia de detenção?
- Quais, em sua opinião, são os principais propósitos da bacia de detenção?

A questão (a) recebeu respostas positivas ("sim") de quase todos os entrevistados, sem diferenças significativas entre pessoas de baixa e de alta renda, com 90 e 88%,

respectivamente. Apenas as pessoas que ocupam a área sujeita à inundação foram menos numerosas na seleção do "sim" (59%), possivelmente devido a fatores como distância do parque, para residentes da área sujeita a inundações, e falta de tempo, para os entrevistados dos setores de comércio e de serviços que não moram na área. Nessa pesquisa, essas hipóteses não foram ainda testadas.

Caminhadas e *jogging* são as principais atividades realizadas pelas pessoas que visitam o Parque Santa Lúcia (Figura 12.2a). Jogar futebol, andar de bicicleta e ir aos quiosques também foram mencionados. No caso de Vilarinho, visitar a área não era possível. Portanto, os entrevistados foram estimulados a expressar seus desejos de equipamentos que melhorassem a qualidade de vida na área. Equipamentos de lazer não específicos (Figura 12.2b) foram a opção mais citada, seguida de um parque ecológico e uma praça. Apesar da porcentagem baixa, a opção pela estação de tratamento de esgoto revela uma preocupação com a água do córrego, altamente poluída.

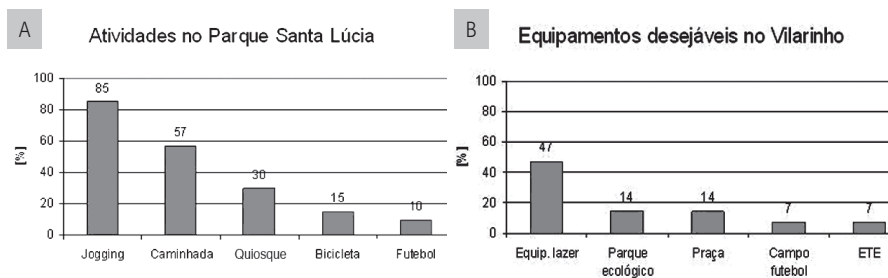


Figura 12.2 (a) Atividades feitas por visitantes da bacia de detenção de Santa Lúcia; (b) Equipamentos desejados na área da bacia de detenção de Vilarinho

Melhora nas condições do ambiente local devido às bacias de detenção foi claramente reconhecida pelos entrevistados (Figura 12.3). No entanto, perturbações devido à poluição da água e aos aspectos estéticos parecem ter levado a uma opinião menos entusiástica sobre a bacia de detenção de Vilarinho.

Em uma questão relativamente similar, perguntou-se se a bacia de detenção deveria existir ou não na região (Figura 12.4). De modo similar às respostas da questão (d), a resposta positiva ("essa região é melhor com a bacia de detenção") foi selecionada pela maioria dos entrevistados em ambas as áreas. Contudo, na região de Vilarinho, a porcentagem que dispensou a bacia de detenção ("melhor sem") não é desprezível (16%).

Com relação às principais funções das bacias de detenção, os entrevistados de Santa Lúcia marcaram o lazer como seu principal propósito (Figura 12.5), seguido do controle de inundações. Também com boa porcentagem ficou a opção de composição da

paisagem, enquanto que o controle de poluição foi selecionado por 39% dos entrevistados, o que pode ser considerado um percentual alto, visto que esse papel das bacias de retenção é dificilmente percebido – o Córrego do Leitão é canalizado nesta área e a bacia de retenção é uma estrutura *off-line*, funcionando apenas em caso de cheias significativas.

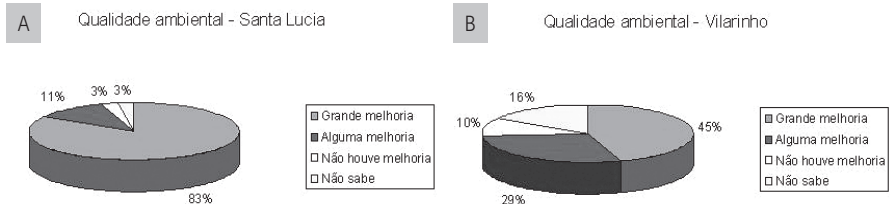


Figura 12.3 Melhora na qualidade ambiental devido à bacia de retenção.

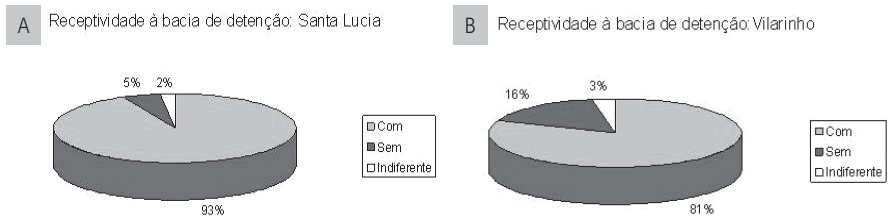


Figura 12.4 Aceitação das bacias de retenção.

Controle de inundação aparece como o principal propósito da bacia de retenção de Vilarinho, com percentual de 84% dos entrevistados (Figura 12.5), sugerindo um bom entendimento da única função da estrutura. Apesar de a composição da paisagem e o controle de poluição também aparecerem como respostas, elas apresentaram baixos percentuais de escolha.

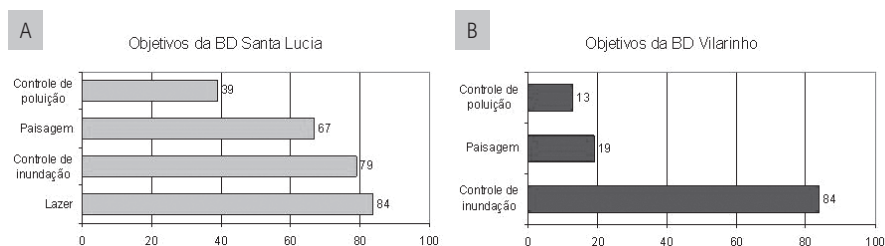


Figura 12.5 Principais propósitos das bacias de detenção (% dos entrevistados).

12.4.4 Percepção de riscos

A estimação da percepção de risco focou cinco diferentes aspectos:

- riscos associados às bacias de detenção;
- risco de inundação, comparado a outros riscos correntes na vida;
- conhecimento sobre as características das enchentes na área (com relação apenas à área de Santa Lúcia);
- escolhas entre outras medidas de controle de enchentes;
- risco aceitável de enchentes.

Os entrevistados identificaram os assaltos como o principal risco associado a ambas as regiões, possivelmente significando que essas estruturas facilitam as ações de assaltantes (Figura 12.6). Riscos à saúde também são mencionados, particularmente no caso de Vilarinho, provavelmente devido à degradação ambiental percebida nesta região. O risco de afogamento aparece como mais significativo na área de Santa Lúcia do que no caso de Vilarinho, uma questão que é provavelmente associada ao fato de a barragem Santa Lúcia ser uma bacia de detenção com espelho de água e ser acessível.

As pessoas entrevistadas também foram convidadas a determinar uma pontuação para os riscos correntes da vida (Figura 12.7), de acordo com um intervalo de 1 (risco muito baixo) a 10 (alto risco). Novamente, neste caso, os assaltos apareceram como um risco de destaque. As inundações pontuaram de médio a baixo risco, apesar de que em Vilarinho esse risco é mais percebido do que em Santa Lúcia, uma questão possivelmente associada ao fato de que a área de Vilarinho sofreu com inundações mais recentes do que a área do Córrego do Leitão. Desde os trabalhos de recuperação na bacia de detenção de Santa Lúcia (fim dos anos de 1990), a área localizada a jusante não enfrentou problemas com inundações. Em ambas as áreas, riscos tipicamente associados à vida em áreas urbanas, como acidentes de trânsito e doenças associadas à poluição ou contaminação de alimentos por químicos, também apareceram como destaques.

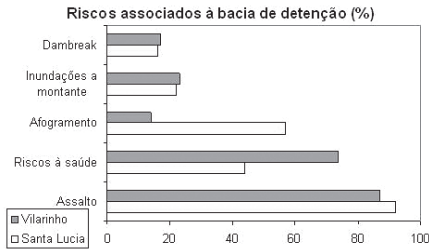


Figura 12.6 Riscos associados à bacia de detenção (% dos entrevistados).

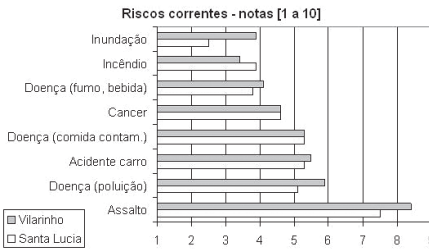


Figura 12.7 Riscos correntes na vida (% dos entrevistados).

As pessoas entrevistadas na área de risco de inundação junto ao Córrego do Leitão foram convidadas a caracterizar as inundações locais em termos de frequência, duração típica e profundidade. Apenas 17% dos entrevistados reconheceram morar em uma área de risco, uma questão provavelmente relacionada à não ocorrência de inundações na área nos últimos 12 anos. Aqueles que acreditavam ocupar uma área de risco demonstraram um bom conhecimento sobre as principais características das inundações locais: baixa profundidade, curta duração e elevadas velocidades de escoamento.

Com relação às medidas de controle de inundações, a melhora na manutenção foi eleita uma prioridade nas duas áreas pesquisadas (Figura 12.8). Um resultado relativamente surpreendente é que, em ambas as áreas, canalizar os cursos d'água ainda é a opção preferida a bacias de detenção.

Na área do Vilarinho, apesar da considerável aceitação da bacia de detenção, este tipo de estrutura para o controle de inundações foi a opção selecionada por apenas 7% dos entrevistados.

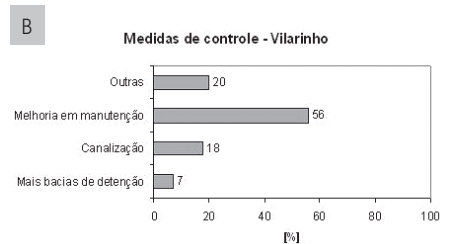
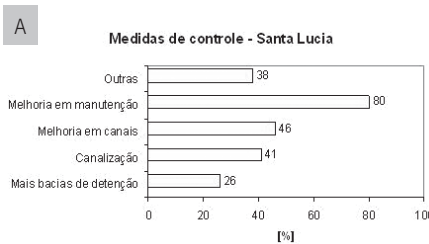


Figura 12.8 Alternativas de controle de enchente (% dos entrevistados).

De maneira a estimar a aceitação pública em conviver com inundações, os entrevistados que concordaram com a afirmação de que o risco zero em controle de inundações é inatingível foram convidados a declarar quão frequentemente eles aceitariam sofrer inundações. A Figura 12.9 ilustra as principais respostas obtidas para essa questão, em termos de período de recorrência.

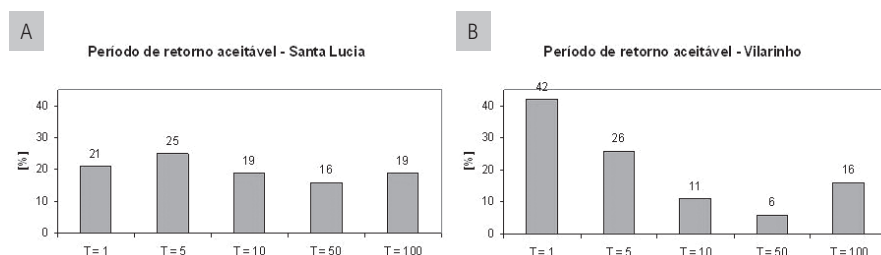


Figura 12.9 Aceitação de sofrer inundações (% dos entrevistados).

Os resultados ilustram as dificuldades de pessoas leigas em lidar com processos naturais aleatórios. O alto nível de aceitação de enchentes muito frequentes (período de retorno de 1 a 5 anos) torna evidente que os entrevistados não entenderam com clareza do que a questão tratava. Isso certamente mostra um defeito do questionário aqui empregado e a necessidade de lidar com este ponto por meio de distintas abordagens.

12.5 Conclusões

As pessoas entrevistadas demonstraram ter um bom entendimento sobre o principal papel das bacias de detenção como sendo o de controle de inundações, apesar de identificarem nestas soluções uma possível contribuição em termos de redução da poluição.

A despeito da boa aceitação dos dispositivos de armazenamento para controle de enchentes e o reconhecimento da possibilidade de combinação dessas estruturas com outros equipamentos urbanos (parques, praças etc.), canalizar cursos d'água ainda é visto como a principal alternativa para controle de inundações.

Os entrevistados residentes nas áreas de risco de inundações revelaram um bom conhecimento dos parâmetros típicos das mesmas. No entanto, lidar com conceitos probabilísticos de inundações parece ser mais difícil. De fato, questões abordadas pela pesquisa apontam uma tendência a superestimar a probabilidade de inundações e em significativas dificuldades em determinar os objetivos do controle de inundações, em termos de aceitabilidade de frequência de ocorrências desse fenômeno. Essa questão

também aponta uma possível inadequação da abordagem aqui empregada para estimar a aceitação das pessoas em conviver com inundações.

Novos desenvolvimentos, neste projeto de pesquisa, deverão focar as relações entre a percepção de risco de inundação e aspectos socioeconômicos e demográficos (gênero, idade, número de filhos etc.) e a aversão ao risco e dificuldades em lidar com o aspecto probabilístico das inundações.

Agradecimentos

O primeiro autor é financiado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), com a concessão de bolsa de Produtividade em Pesquisa (PQ) e do Programa Pesquisador Mineiro (PPM). O segundo autor recebeu concessão de bolsa de mestrado da Coordenação de Aperfeiçoamento de Nível Superior (CAPES) durante a pesquisa.

Referências Bibliográficas

- ALEXANDER, D. *Principles of emergency planning and management*. Harpenden: Terra Publishing, 2002.
- COSTA, G.M.; COSTA, H.S.M. Urban policy and institutional change in Belo Horizonte. In: FIRST SWITCH SCIENTIFIC MEETING, Birmingham, UK, 8-12 January 2007. *Proceedings of the First SWITCH Scientific Meeting*. Paper available at the SWITCH project website: <<http://www.switch-urbanwater.eu>>. Visited: 23 March 2008.
- GREEN, C.H.; TUNSTALL, S.M.; FORDHAM, M. Perception of risk of flooding. *Flood Hazard Research Centre publication*, n. 165. Enfield, UK: Middlesex Polytechnic, 1990.
- OLIVER-SMITH, A. What is a disaster? Anthropological perspectives on a persistent question. In: OLIVER-SMITH, A.; HOFFMAN, S.M. (Ed.) *The angry earth: disaster in anthropological perspective*. New York: Routledge, 1999. p.18-34.
- OLIVER-SMITH, A.; HOFFMAN, S. Why anthropologists should study disaster. In: HOFFMAN, S.M.; OLIVER-SMITH, A. (Ed.) *Catastrophe and Culture: the anthropology of disaster*. Santa Fe: School of American Research Press, 2002. p. 3-22.
- PERETTI-WATEL, P. *Sociologie du risque*. Paris: Armand Colin, 2000.
- SEFTON, C.; SHARP, L. What people think about water: lessons for citizen communication and involvement. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE NOVATECH 2007, Lyon, France, 25-28 June 2007. *Proceedings of the 6th International Conference Novatech 2007*. Lyon, France, 2007. v. 1, p. 365-372.
- SLOVIC, P.; FISCHHOFF, B.; LICHTENSTEIN, S. Cognitive processes and societal risk taken. In: SLOVIC, P. (Ed.) *The perception of risk*. London: Earthscan, 2000. p. 32-50.

SLOVIC, P.; KUNREUTHER, H.; WHITE, G.F. Decision process, rationality and adjustment to natural hazards. In: SLOVIC, P. (Ed.). *The perception of risk*. London: Earthscan, 2000. p.1-31.

TUNSTALL, S.M.; GREEN, C.H.; FORDHAM, M. Perception of flood risk and attitudes to the local environment, river management schemes and public consultation procedures. In: 2nd MEETING OF THE EUROPEAN CHAPTER OF THE SOCIETY FOR RIVER ANALYSIS, Vienna, March 1990. *Proceedings of the 2nd Meeting of the European Chapter of the Society for River Analysis*. Vienna, 1990.

TUNSTALL, S.M.; TAPSELL, S.; WILLS, J. Public perception of flood risk, rivers and flood defence. In: 32nd MAFF CONFERENCE OF RIVERS AND COASTAL ENGINEERS. Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, Keele University, 2-4 July 1997. *Proceedings of the 32nd MAFF Conference of Rivers and Coastal Engineers*. Keele, 1997.

FINANCIADORES

Ministério da Ciência e Tecnologia



APOIO



COORDENADORES

Antônio Marozzi Righetto
(Coordenador da rede)

Laboratório de Recursos Hídricos
e Saneamento Ambiental da UFRN

Avenida Senador Salgado Filho, s/n Lagoa Nova
CEP 59072-970 Natal, RN
Tel. (84) 3215-3775 ramal-213
e-mail: righetto@ct.ufrn.br

Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral

Departamento de Engenharia Civil da UFPE
Av. Prof. Moraes Rego, 1.235 Cidade Universitária
CEP 50670-901 Recife, PE
Tel. (81) 2126-7216 e 2126-8223
e-mail: jcabral@ufpe.br

David da Motta Marques

Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS
Av. Bento Gonçalves, 9500 Cx. Postal 15.029
CEP 91501-970 Porto Alegre, RS
Tel. (51) 3308-6563 e-mail: dmm@iph.ufrgs.br

Nilo de Oliveira Nascimento

Departamento de Engenharia Hidráulica
e Recursos Hídricos da UFMG
Av. do Contorno, 842 8º andar
CEP 30110-060 Belo Horizonte, MG
Tel. (31) 3409-1870 e-mail: secretaria@ehr.ufmg.br

Monica Ferreira do Amaral Porto

Escola Politécnica da USP
Avenida Professor Almeida Prado, Travessa 2
CEP 05508-900 São Paulo, SP
Tel. (11) 3091-5396 e-mail: mporto@usp.br

COLABORADORES

Carlos E. M. Tucci – IPH/UFRGS

Paulo Canedo Magalhães – COPPE/UFRJ
Flávio Mascarenhas – COPPE/UFRJ

ISBN 978-85-7022-162-9



9 788570 221629 >