

UNIDADE 3 - APLICAÇÃO DE DADOS HIDROLÓGICOS EM SÉRIES HISTÓRICAS E ESTUDOS

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	03
1 APLICAÇÃO DE DADOS HIDROLÓGICOS EM SÉRIES HISTÓRICAS E ESTUDOS.....	04
1.1 Estudos de vazões máximas e mínimas.....	04
1.1.1 Vazões máximas.....	04
1.1.2 Vazões mínimas.....	06
2 CÁLCULO DE PRECIPITAÇÃO MÉDIA EM BACIAS HIDROGRÁFICAS.....	08
2.1 Método da Média Aritmética.....	08
2.2 Método de Thiessen.....	10
2.3 Método das Isoietas.....	13
3 REGIONALIZAÇÃO DE VAZÕES.....	16
3.1 Fases do desenvolvimento da regionalização.....	20
4 REGULARIZAÇÃO DE VAZÕES (RESERVATÓRIOS) E CONTROLE DE ESTIAGENS.....	21
5 PREVISÃO E PROPAGAÇÃO DE ENCHENTES.....	30
5.1 Previsão de Enchentes.....	30
5.2 Propagação de Enchentes.....	32
6 SISTEMA DE SUPORTE À DECISÃO (SSD).....	34
6.1 Ferramenta computacional AQUANET.....	36
7 QUALIDADE DA ÁGUA: VAZÕES DE DILUIÇÃO E DECAIMENTO DE POLUENTES.....	41
7.1 Autodepuração.....	41
7.2 Vazão de Diluição.....	46

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Hidrograma típico

Figura 2 – Bacia Hidrográfica utilizada para cálculo da precipitação média pelo método da média aritmética.

Figura 3 - Bacia Hidrográfica utilizada para o cálculo da precipitação média pelo método de Thiessen.

Figura 4 – Traçado de linhas unindo postos pluviométricos da bacia em estudo.

Figura 5 – Determinação do ponto médio e traçado da linha perpendicular.

Figura 6 – Definição da região de influência de cada posto.

Figura 7 - Divisão das linhas escrevendo os valores de precipitação interpolados.

Figura 8 - Traçado das isolinhas.

Figura 9 - Determinação da precipitação média utilizando o método das isoietas.

Figura 10 – Hidrógrafa de entrada de um reservatório

Figura 11 – Volumes atuais do reservatório

Figura 12 - Curva de permanência de vazão típica.

Figura 13– Diagrama de massa para dois períodos de estiagem

Figura 14 – Propagação de uma onda de cheia.

Figura 15 – Características de um sistema de suporte a decisão

Figura 16 – Interface do modelo AQUANET

Figura 17 - Perfil das zonas de autodepuração ao longo do trecho de um rio.

1 APLICAÇÃO DE DADOS HIDROLÓGICOS EM SÉRIES HISTÓRICAS E ESTUDOS

Um conjunto de dados hidrológicos deve ser previamente analisado com base em alguns indicadores para que se possa, efetivamente, desenvolver estudos e chegar a resultados desejados. De acordo com Chevallier (1993), é essencial lembrar que a aquisição de dados hidrológicos de boa qualidade é bastante difícil, embora a medição e os aparelhos sejam simples. No entanto, é muito raro encontrar uma série de dados pluviométricos ou pluviográficos confiável. Antes de analisar a consistência dos dados, é de suma importância conhecer os métodos de aquisição e dos aparelhos usados.

Os temas a seguir mostraram a aplicação de alguns dados hidrológicos existentes.

1.1 Estudos de vazões máximas e mínimas

1.1.1 Vazões máximas

A vazão máxima de um rio é entendida como sendo o valor associado a um risco de ser igualado ou ultrapassado, que pode produzir enchentes nas margens. Elas podem ser controladas por obras hidráulicas como condutos, bueiros e vertedores, que permitem a drenagem do escoamento. A estimativa da vazão máxima é de suma importância para o dimensionamento de tais obras (TUCCI, 1993).

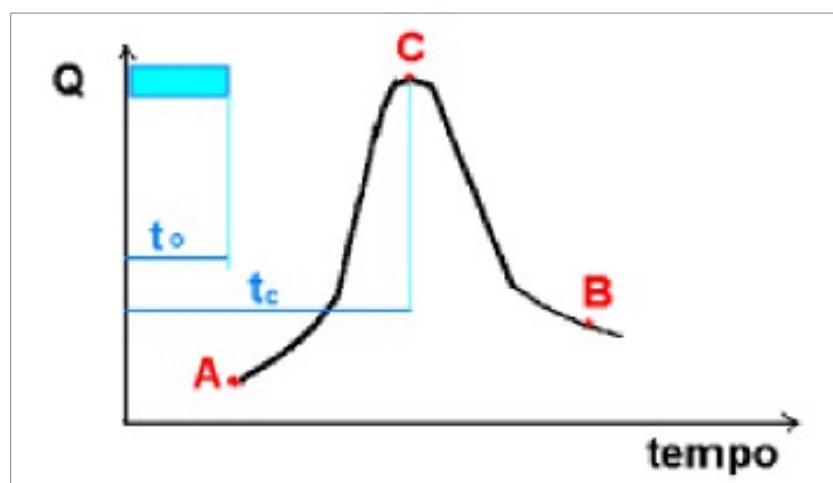
As vazões máximas são de grande interesse para o estudo de cheias e inundações, sendo as vazões mais elevadas que ocorrem em uma seção do rio (DESTEFANI, 2005). Villela e Mattos (1975) explicam que nem toda cheia causa inundações, sendo que a enchente é caracterizada por uma vazão grande de escoamento e as inundações são consideradas quando ocorre extravasamento das águas do canal.

Uma ferramenta importante no estudo das vazões máximas é o hidrograma, que representa graficamente a distribuição da vazão em função do tempo numa dada

seção de um curso d'água. Essa distribuição é interpretada como sendo a resposta da bacia hidrográfica ou área de drenagem quando estimulada pelas chuvas que caem sobre essa área (RIGHETTO, 1998). Um hidrograma de projeto ou hidrograma tipo é uma sequência temporal de vazões relacionadas a um risco de ocorrência, considerando o volume, distribuição temporal e o valor máximo da chuva (pico do hidrograma) (TUCCI, 1993).

Um hidrograma típico produzido por uma chuva intensa apresenta uma curva com um pico único (Figura 1). Porém, se houver variações abruptas na intensidade da chuva, uma sequência de chuvas intensas ou uma recessão anormal do escoamento subterrâneo, o hidrograma gerado pode apresentar picos múltiplos (Porto et al., 1999).

Figura 1 – Hidrograma típico



Fonte: Porto et al., 1999

A determinação de vazões máximas e a construção de hidrogramas são necessárias para o controle e atenuação das cheias numa determinada área, dimensionamento de obras hidráulicas de drenagem urbana, perímetro de irrigação, diques e extravasores de barragens, entre outros. As estimativas desses valores têm importância decisiva nos custos e na segurança de projetos de engenharia e podem ser realizadas com base (TUCCI, 1993):

- a) No ajuste de uma distribuição estatística;

5 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

- b) Na regionalização de vazões; e
- c) Na precipitação (método racional).

Tucci (1993) cita que a distribuição estatística pode ser ajustada se existirem dados históricos de vazão no local de interesse e as condições da bacia hidrográfica não se modificarem, e pode ser utilizada para a estimativa da vazão máxima para um risco escolhido. Já no caso de não existirem dados ou ter uma série de dados pequena, a estimativa de vazão máxima pode se dar pela regionalização de vazões máximas ou pelas precipitações.

A regionalização permite estimar a vazão máxima em locais sem dados com base em postos da região e será apresentada posteriormente. As precipitações máximas são transformadas em vazão através de modelos matemáticos já apresentados.

- **Vazões máximas com base em série histórica**

Todos os valores de vazões máximas devem ser ajustados e para isso são utilizadas distribuições estatísticas. As séries amostrais para esse cálculo de vazão máxima podem ser anuais ou parciais. As séries anuais são as vazões máximas ocorridas em cada ano, desprezando outros valores ocorridos. O ajuste de séries parciais utiliza os valores máximos escolhidos a partir de uma determinada vazão escolhida. A diferença de resultados entre as duas séries apenas ocorre para tempo de retorno pequeno (TUCCI, 1993).

1.1.2 Vazões mínimas

As vazões mínimas são geralmente consideradas as de estiagem, sendo representadas pelos valores mais baixos da série histórica. No entanto, a vazão mínima mensal é o valor mais inferior de cada mês e não é necessariamente uma vazão correspondente a um período de estiagem. Normalmente a vazão mínima é aplicada para avaliação da demanda mínima que um rio pode oferecer (DESTEFANI, 2005).

A vazão mínima é utilizada para o planejamento da bacia hidrográfica, para a avaliação do cumprimento aos padrões ambientais do corpo receptor e para a alocação de cargas poluidoras. Assim, a determinação das eficiências requeridas para os tratamentos dos diversos lançamentos deve ser determinada nas condições críticas. Estas condições críticas no corpo receptor ocorrem exatamente no período de vazão mínima, em que a capacidade de diluição é menor. A vazão crítica deve ser calculada a partir de dados fluviométricos históricos do curso d'água (VON SPERLING, 1996).

É um importante parâmetro hidrológico com grande aplicação nos estudos de planejamento e gestão do uso dos recursos hídricos. Além disso, constitui importante instrumento da Política Nacional dos Recursos Hídricos do Brasil, pois fornece estimativa estatística da disponibilidade hídrica dos escoamentos naturais de água.

Levando em conta a necessidade de se estabelecer diretrizes gerais para a definição da vazão mínima remanescente, a ser observada nas avaliações de disponibilidade hídrica, o Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH publicou a Resolução nº 129, de 29 de junho de 2011, definindo tais diretrizes.

De acordo com Tucci (1993), as vazões mínimas, em alguns casos, se caracterizam pelos menores valores das séries anuais. São associadas a uma duração t . Por exemplo, a vazão mínima de um ano qualquer com duração de 30 dias, indica que é o menor valor do ano da vazão média de 30 dias consecutivos. Usualmente, a vazão mínima de 1 dia tem pouca utilidade, já que a sequência de vazões baixas é a condição mais crítica na utilização da água. A curva de probabilidade de vazões mínimas possibilita a encontrar a estimativa de riscos de acontecerem vazões menores que um valor elencado. Esta curva pode ser utilizada em regularização de vazão para abastecimento de água e irrigação, estudos de qualidade da água, dentre outros diversos.

2 CÁLCULO DE PRECIPITAÇÃO MÉDIA EM BACIAS HIDROGRÁFICAS

7 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

Visando calcular a precipitação média em uma superfície qualquer, devemos utilizar as observações dentro dessa dada área ou região (vizinhanças). A precipitação média é dada como sendo a lâmina de água com altura uniforme sobre uma área considerada, que deve estar associada a um período de tempo.

Para calcular a precipitação média em bacias hidrográficas (ou área) existem vários métodos, porem os mais usuais são o Método da Média Aritmética, o Método de Thiessen e o Método das Isoietas, que serão vistos a seguir.

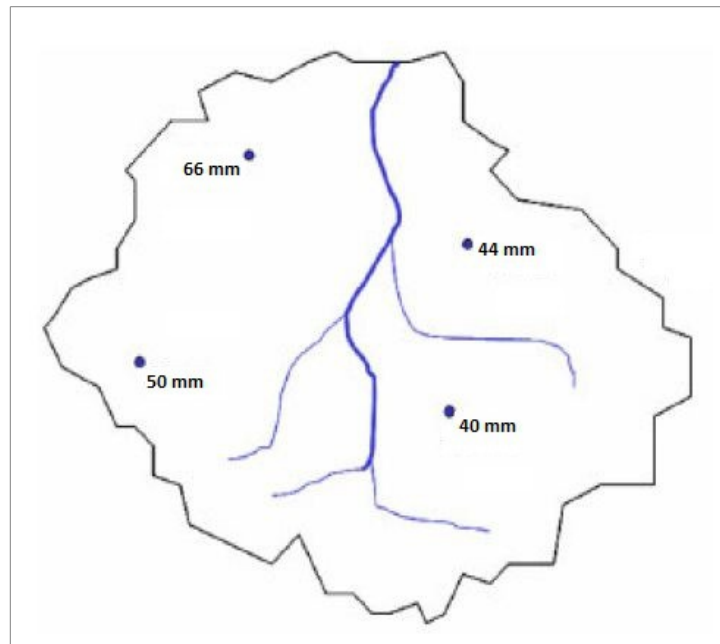
2.1 Método da Média Aritmética

Segundo Bertoni e Tucci, 1993 a precipitação média é calculada através da média aritmética dos valores médios de precipitação. É importante ressaltar que o método ignora as variações geográficas da precipitação, portanto só pode ser aplicado em regiões onde isso pode ser feito sem cometer grandes erros, como por exemplo, em áreas planas com variação gradual, suave gradiente pluviométrica e com cobertura de postos de medição bastante densa.

Um exemplo da aplicação deste método pode ser observado logo abaixo a figura 2.

Figura 2 – Bacia Hidrográfica utilizada para cálculo da precipitação média pelo método da

média aritmética.



Fonte: Teixeira, 2010.

- Equação – Equação para determinação da média aritmética

$$P_m = \frac{1}{n} \cdot \sum P_i$$

Onde:

P_m = precipitação média na área (mm);

P_i = precipitação média no i -ésimo pluviômetro (mm);

n = número total de pluviômetros.

Portanto:

$$P_m = \frac{(66 + 50 + 44 + 40)}{4} = 50 \text{ mm}$$

2.2 Método de Thiessen

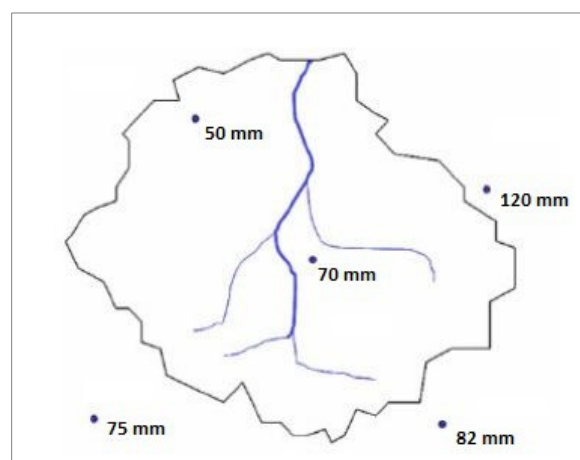
9 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

O método de Thiessen também é conhecido como o método do vizinho mais próximo, sendo um dos mais utilizados. Ele considera a não uniformidade da distribuição espacial dos postos, porém não leva em conta o relevo da bacia.

Neste método deve ser definida a área de influência de cada posto pluviométrico dentro da bacia hidrográfica.

Conforme Teixeira (2010), para calcular a precipitação em uma bacia hidrográfica com valores médios de precipitação, em uma área total de 100 km² (Figura 3), devemos adotar os seguintes passos.

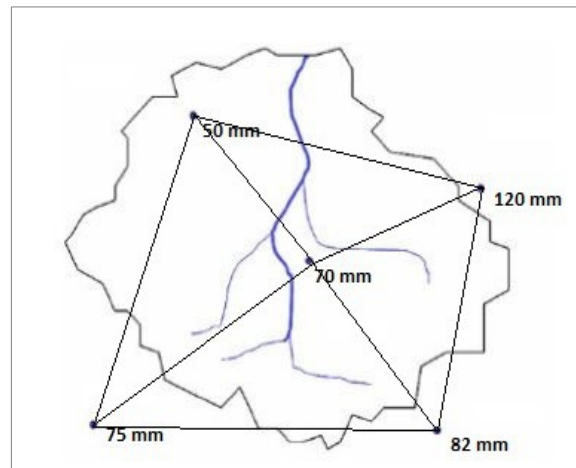
Figura 3 - Bacia Hidrográfica utilizada para o cálculo da precipitação média pelo método de Thiessen.



Fonte: Teixeira, 2010

Primeiramente devemos traçar linhas que unem os pontos pluviométricos mais próximos, conforme mostra a figura 4.

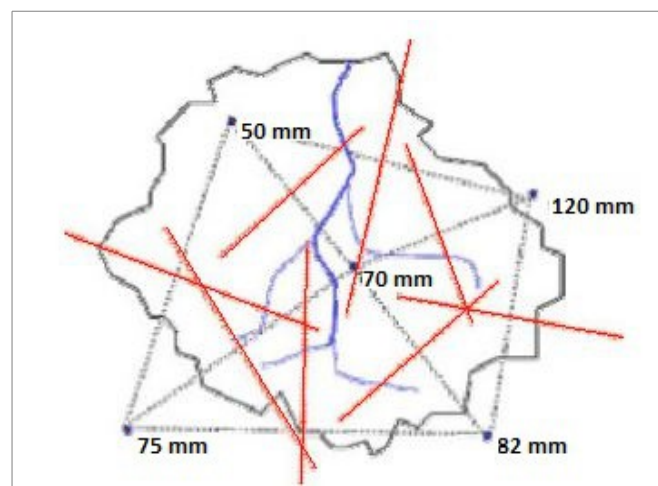
Figura 4 – Traçado de linhas unindo postos pluviométricos da bacia em estudo.



Fonte: Teixeira, 2010

Em seguida deve-se determinar o ponto médio em cada uma das linhas que foram traçadas, e a partir disso, traçar uma linha perpendicular, como mostra a figura 5.

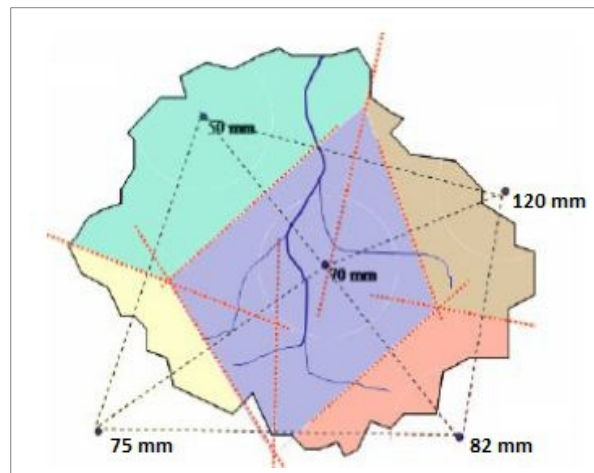
Figura 5 – Determinação do ponto médio e traçado da linha perpendicular.



Fonte: Teixeira, 2010

Através da intercepção das linhas médias que foram traçadas entre si, mais o limite da bacia, temos a área de influência de cada um dos postos conforme mostra a figura 6.

Figura 6 – Definição da região de influência de cada posto.



Fonte: Teixeira, 2010

Segundo Teixeira (2010), temos que:

- A área sobre a influência do posto com 120 mm é de 15 km²;
- A área sobre a influência do posto com 70 mm é de 40 km²;
- A área sobre a influência do posto com 50 mm é de 30 km²;
- A área sobre a influência do posto com 75 mm é de 5 km²;
- A área sobre a influência do posto com 82 mm é de 10 km².

Logo, a precipitação média da bacia será dada por:

- Equação – Precipitação média

$$P_m = \frac{\sum A_t \cdot P_t}{A}$$

Onde:

A_t : área de influência do posto i ;

P_t : precipitação registrada no posto i ;

A: área total da bacia.

Deste modo temos que:

$$Pm = 120 \cdot \frac{15}{100} + 70 \cdot \frac{40}{100} + 50 \cdot \frac{30}{100} + 75 \cdot \frac{5}{100} + 82 \cdot \frac{10}{100}$$

$$Pm = 73 \text{ mm}$$

Se o método da média aritmética fosse utilizado teríamos apenas dois postos no interior da bacia, logo a média seria 60 mm. E no caso se ser feita a média utilizando os postos que estão fora da bacia, chegaríamos a 79,5 mm.

2.3 Método das Isoietas

Este método utiliza linhas, chamadas de isoietas, que unem pontos de igual precipitação dentro de uma bacia hidrográfica.

Após termos os valores de chuva em cada posto, unem-se estes com linhas retas nas quais se interpolam linearmente os valores para as quais se pretende traçar as isolinhas¹. Considerando a mesma bacia do método de Thiessen, com área total de 100 km², aplicaremos o método de Isoietas.

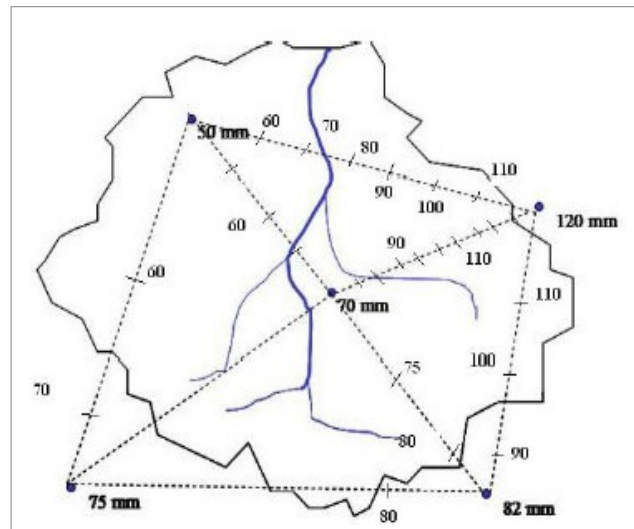
Deve ser feito o mesmo procedimento demonstrado na figura 40, onde se devem traçar as linhas que unem os postos pluviométricos mais próximos entre si.

Segundo Teixeira (2010), em seguida se dividem as linhas escrevendo os valores da precipitação interpolados linearmente, como mostra a figura 7.

1

Isolinhas são linhas de mesmo valor. Mesma precipitação pluviométrica.

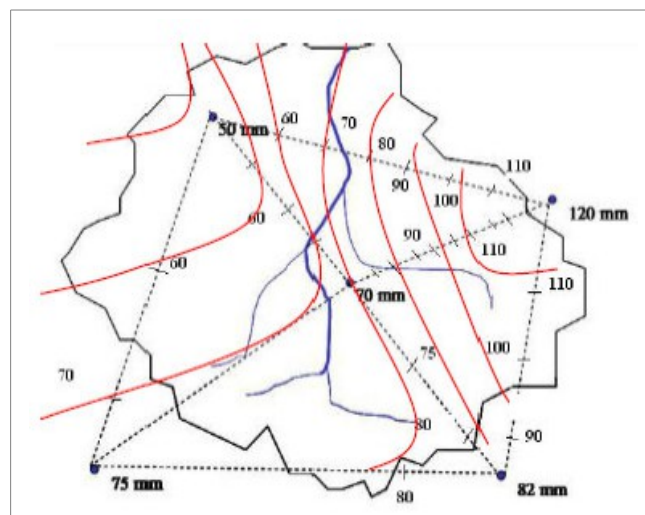
Figura 7 - Divisão das linhas escrevendo os valores de precipitação interpolados.



Fonte: Teixeira, 2010.

O próximo passo será traçar as isolinhas, conforme demonstrado na figura 8.

Figura 8 - Traçado das isolinhas.



Fonte: Teixeira, 2010

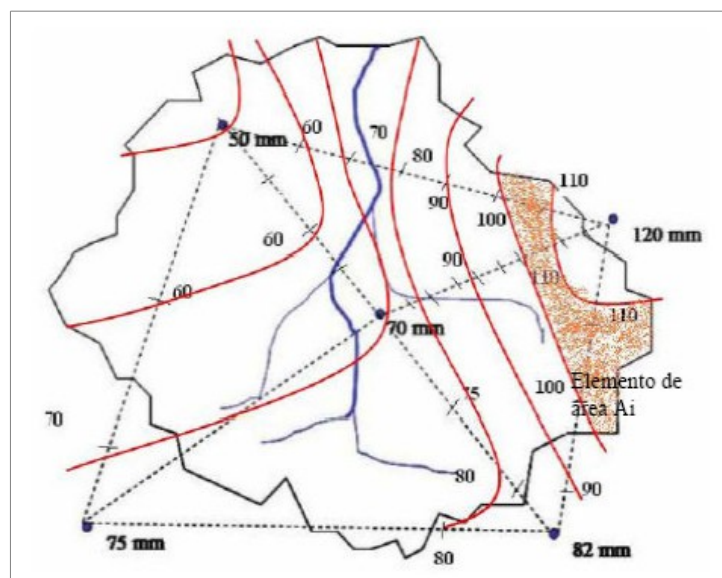
Após realizar o traçado das isolinhas, determina-se a precipitação média na bacia hidrográfica. A figura 9 mostra uma área com hachura que iremos chamar de área A_i , que é delimitada por duas isoietas. Esta área é utilizada como ponderador, segundo

a seguinte equação:

- Equação

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Figura 9 - Determinação da precipitação média utilizando o método das isoietas.



Fonte: Teixeira, 2010

3 REGIONALIZAÇÃO DE VAZÕES

15 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

A regionalização de dados hidrológicos é o alvo principal dos estudos hidrológicos envolvendo a implantação e operação de redes hidrométricas, caracterização geomorfológica das bacias hidrográficas e modelagem matemática (SMITH, 1989² apud RIGHETTO, 1998).

A obtenção de dados para os estudos em hidrologia e recursos hídricos é muito trabalhosa e, por isso, os hidrólogos tentam buscar formas e transferências de informações de um local para outro da bacia, dentro de uma área com comportamento hidrológico semelhante. Como a implantação, manutenção e operação de uma rede hidrométrica são relativamente caras, torna-se importante a otimização das informações disponíveis (TUCCI, 1993).

Dessa forma, Tucci (1993) explica que a regionalização de vazões consiste num conjunto de ferramentas que exploram ao máximo as informações existentes, visando a estimativa das variáveis hidrológicas em locais sem dados ou insuficientes, podendo ser usadas para melhor explorar as amostras pontuais e, por conseguinte, melhorar as estimativas das variáveis; verificar a consistência das séries hidrológicas; identificar a falta de postos de observação.

Tucci (1993) classifica os métodos de regionalização em três classes: métodos que regionalizam parâmetros de uma distribuição estatística, métodos que regionalizam um evento de vazão com um determinado risco e os métodos de regionalização da curva adimensional de frequências, denominados métodos de regionalização *index-flood*.

De acordo com Pinto & Naghettini (1999)³ apud Davis & Naghettini (2000),

2

SMITH, J. A., 1989, "Regional Flood Frequency Analysis Using Extreme Order Statistics of the Annual Peak Record", *Water Resources Research*, vol. 25, nº 2, PP. 311 – 317.

3

PINTO, E.J.A. & NAGHETTINI, M. Definição de regiões homogêneas e regionalização de frequência das precipitações diárias máximas anuais da bacia do alto rio São Francisco. Anais. 13º SIMPÓSIO

16 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

independentemente do método de regionalização a ser utilizado, um dos pontos cruciais é a definição de regiões estatisticamente homogêneas, ou seja, aquelas contendo várias estações cujas séries sejam oriundas de populações regidas pela mesma distribuição de probabilidades, com os parâmetros de posição e escala variando entre as estações.

Os itens a seguir esclarecerão como funciona cada método classificado por Tucci, 1993.

- **Métodos que regionalizam parâmetros de uma distribuição estatística**

Este método analisa que uma distribuição estatística ajusta bem os dados dos postos da região escolhida, considerando diferentes bacias. Sendo μ e σ os parâmetros, obtêm-se as estimativas $\mu_1, \sigma_1; \mu_2, \sigma_2; \dots; \mu_n, \sigma_n$, onde n é o número de bacias ou postos. Os parâmetros obtidos são relacionados com as características físicas e meteorológicas das bacias, chegando às seguintes expressões:

$$\mu = f_1(A, P, S, \dots)$$

$$\sigma = f_2(A, P, S, \dots)$$

Onde:

A = área (km²);

P = precipitação (mm);

S = declividade (m).

Para aqueles postos que não possuem dados ou que tiverem dados insuficientes, os parâmetros μ e σ são estimados com base nas expressões apresentadas, após a determinação das características físicas e climáticas de mapas disponíveis. Dessa

BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS (CD-ROM), Belo Horizonte, 1999.

forma, sabendo quais são os parâmetros da distribuição estatística, as vazões com o risco desejado podem ser encontradas.

- **Métodos que regionalizam a vazão com um determinado risco**

Da mesma forma que o método anterior, as distribuições a vazões de diferentes postos ou bacias são ajustadas. A vazão de alguns tempos de retorno de interesse é obtida das distribuições ajustadas a cada posto e com base nesses dados a regressão é estabelecida entre as vazões e as características físicas das bacias, obtendo-se as seguintes relações:

$$Q_{T1} = G_1 (A, P, S, \dots)$$

$$Q_{T2} = G_2 (A, P, S, \dots)$$

$$Q_{Tm} = G_m (A, P, S, \dots)$$

Onde:

$G_m (A, P, S, \dots)$ = equação de regressão para o tempo de retorno T_m .

Para aquelas bacias sem dados são utilizadas diretamente as equações acima. Neste procedimento podem-se utilizar diferentes distribuições para os postos.

- **Métodos que regionalizam uma curva de probabilidade adimensional e o fator de adimensionalidade**

Este método dimensionaliza as curvas individuais de probabilidade com base no seu valor médio, e estabelece uma curva adimensional regional média dos postos com a mesma tendência. Essa curva pode ser expressa por:

$$F_1(Q_T/Q_m) = 1/T$$

Onde:

T = tempo de retorno

Q_m = valor médio

Q_T = valor com tempo de retorno T

Separando os dois componentes de probabilidade, a vazão média e a curva adimensional de probabilidade, é possível estimar cada uma das partes, de acordo com as informações disponíveis, sendo bastante útil principalmente para locais com série menores que 10 anos.

Tucci (1993) cita ainda outros dois métodos de regionalização. Um deles é o de **funções específicas que relacionam variáveis hidrológicas**, resultando em curva de regularização, curva de infiltração e curva de permanência. São usualmente utilizados dois procedimentos: ajuste de uma função matemática aos dados de cada posto e regionalização dos parâmetros da função matemática, e adimensionalização da função, obtenção de uma curva média com base nas curvas adimensionais dos diferentes postos e a regressão entre a variável de adimensionalização e características físicas e climáticas.

O outro método é o de **parâmetros de modelos hidrológicos**, que nem sempre apresentam relações definidas entre as características físicas do sistema e os seus parâmetros. Quando o local de interesse possui dados observados, a estimativa desses parâmetros pode ser realizada, porém, quando isso não ocorre, a estimativa pode ser feita com base em experiências de outras bacias.

Um dos critérios para esse procedimento é a regionalização, que toma como base a determinação de equação de regressão entre o parâmetro ou combinação de parâmetros e características físicas e climáticas das bacias, que possam ser estimadas por mapas, e a definição do intervalo de variação possível dos parâmetros com base em informações características das bacias.

3.1 Fases do desenvolvimento da regionalização

19 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

A regionalização das curvas de probabilidade de vazões aqui apresentada segue os métodos que regionalizam uma curva de probabilidade adimensional e o fator de adimensionalidade. As fases podem ser as seguintes (TUCCI, 1993):

- Análise dos dados básicos;
- Curva adimensional de probabilidade;
- Regressão da vazão de adimensionalização;
- Regiões homogêneas;
- Mapeamento das vazões específicas.

4 REGULARIZAÇÃO DE VAZÕES (RESERVATÓRIOS) E CONTROLE DE

ESTIAGENS

A regularização das vazões naturais é um processo que tem como objetivo a melhor utilização dos recursos hídricos. Para esse fim, é necessário promover-se o represamento das águas, através da construção de barragens (reservatórios) em seções bem determinadas dos cursos d'água naturais. Com a regularização das vazões por meio da construção de reservatório pretende-se, ainda, alcançar vários outros objetivos, dentre eles: o atendimento às necessidades do abastecimento urbano ou rural (irrigação); o aproveitamento hidroelétrico (geração de energia); a atenuação de cheias (combate às inundações); o controle de estiagens; o controle de sedimentos; a recreação; e, também, permitir a navegação fluvial.

Toda vez que o aproveitamento da água prevê a retirada de uma vazão de uma dada proporção de um rio, deve-se confrontar este valor com as vazões naturais deste curso d'água. Se as vazões naturais forem expressivamente maiores que a retirada, mesmo durante os períodos de estiagem (vazões naturais mínimas), não haverá a necessidade da regularização de vazão. Contudo, se a vazão a ser retirada é superior à mínima do curso d'água, se torna necessária a reserva dos excessos sobre a vazão derivada para atender aos períodos cujas vazões naturais são menores que aquelas derivadas (VILLELA & MATTOS, 1975).

Sabendo que as vazões fluviais são muito variáveis, tendo como resultado visível a ocorrência de excesso hídrico nos períodos úmidos e a carência nos períodos de seca, é necessário que seja preconizada a formação de reservas durante as épocas chuvosas, a fim de suprir as necessidades dos períodos secos. Como as ocorrências de chuvas são eventuais, não é possível prever com precisão o tamanho da reserva de água necessária para o suprimento das demandas, levando os planejadores de recursos hídricos a duas situações ineficientes: superdimensionar as reservas à custa de altos investimentos, ou subdimensionar as reservas considerando o racionamento durante o período seco (LANNA, 1993).

Lanna (1993) também alega que a dimensão ótima para um reservatório deverá ser

considerada em função de um compromisso entre o custo de investimento na sua implantação e o custo da escassez de água durante os períodos secos. O custo do investimento é diretamente proporcional e o segundo é inversamente proporcional à dimensão do reservatório. Ainda assim, existem outros fatores que podem influenciar na tomada de decisão: a demanda de água também pode ser variável e aleatória como a vazão, e existem perdas de água em um reservatório por evaporação, infiltração e vazamentos. O fato é que o estudo de um reservatório de regularização de vazões exige o conhecimento de sua dimensão, das vazões afluentes, da demanda a ser suprida e das perdas que poderão ocorrer.

Primeiramente, conhecidas as vazões naturais ou de entrada no reservatório, pode-se calcular o volume para atender a uma dada lei para as vazões regularizadas ou de saída do reservatório. É possível também, dado um certo reservatório, determinar uma lei para as vazões regularizadas, que mais se aproxime da regularização total, isto é, da derivação constante da vazão média. As soluções destes problemas são básicas para o projeto e operação de reservatórios de regularização de vazões (VILLELA & MATTOS, 1975).

Para calcular o volume do reservatório com o intuito de atender a uma lei de regularização, aplica-se a seguinte função:

- Equação – Lei de regularização

$$Y(t) = \frac{Q_r(t)}{Q_{med}}$$

Onde:

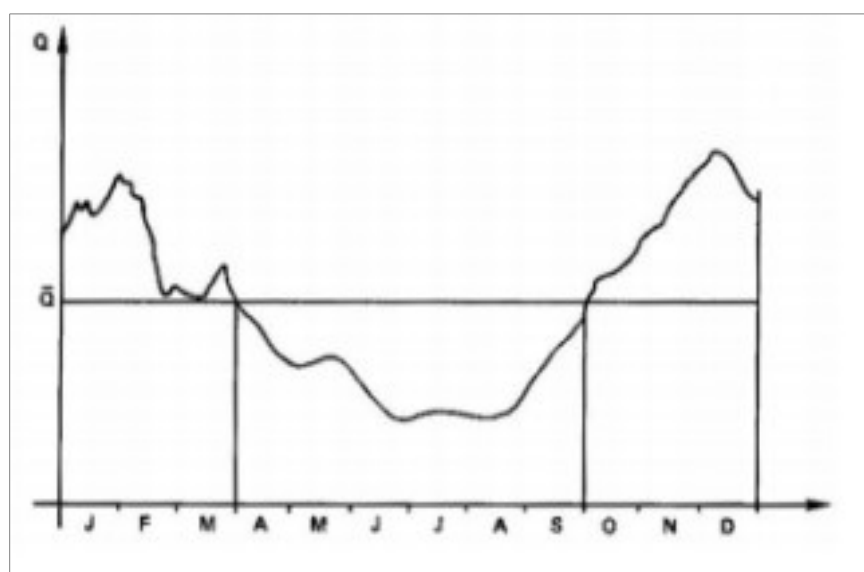
$Q_r(t)$ = vazão regularizada em função do tempo (t) (soma de todas as vazões que saem do reservatório);

Q_{med} = vazão média no período considerado.

De acordo com Villela & Mattos (1975), a capacidade mínima de um reservatório para atender a uma certa lei de regularização é dada pela diferença entre o volume acumulado que seria necessário para atender aquela lei no período mais crítico de estiagem e o volume acumulado que aflui ao reservatório no mesmo período. Levando em conta diversos períodos de estiagem, o mais crítico é aquele que resulta na maior capacidade do reservatório. Assim, pode-se calcular a capacidade do reservatório para vários períodos de estiagens e adotar a maior capacidade encontrada.

A figura 10, por exemplo, apresenta um hidrógrafa com dados de entrada de um ano:

Figura 10 – Hidrógrafa de entrada de um reservatório



Fonte: Villela & Mattos, 1975

Observando a figura, é fácil perceber que o período crítico para essa lei de regularização é estabelecido entre os meses de abril e setembro.

Supondo-se que se queira a seguinte lei de regularização:

$$Y(t)=1$$

Isso significa que se deseja uma vazão regularizada constante e igual à média (Q_{med}). O volume necessário para manter a vazão Q_{med} , durante os meses críticos é:

- Equação – Volume necessário

$$V_n = Q_{med} \cdot (\Delta t_{abr.} + \Delta t_{mai.} + \Delta t_{jun.} + \Delta t_{jul.} + \Delta t_{ago.} + \Delta t_{set.})$$

Onde:

V_n = Volume necessário (m^3);

$\Delta t_{abr.}$ = número de segundos do mês de abril;

$\Delta t_{mai.}$ = número de segundos do mês de maio e assim por diante;

Q_{med} = vazão média (m^3/s).

O volume que chega (V_a) ao reservatório neste período é:

- Equação – Volume que chega ao reservatório

$$V_a = Q_{abr.} \cdot \Delta t_{abr.} + Q_{mai.} \cdot \Delta t_{mai.} + Q_{jun.} \cdot \Delta t_{jun.} + Q_{jul.} \cdot \Delta t_{jul.} + Q_{ago.} \cdot \Delta t_{ago.} + Q_{set.} \cdot \Delta t_{set.}$$

Dessa forma, a capacidade (C_r) mínima do reservatório para manter aquela lei de regularização, será:

- Equação – Capacidade mínima

$$C_r = V_n - V_a$$

Onde:

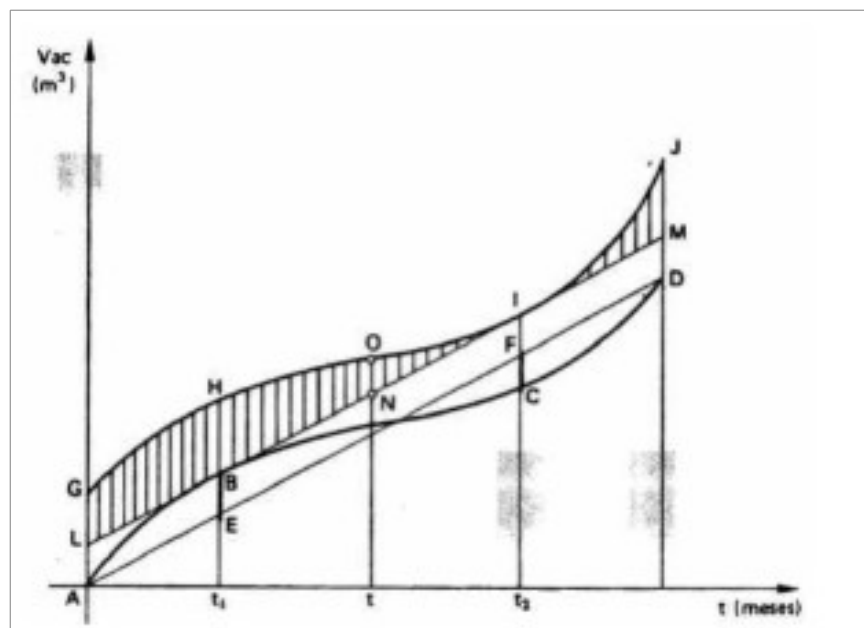
C_r = capacidade mínima do reservatório (m^3);

V_n = volume necessário (m^3);

V_a = volume que chega ao reservatório (m^3).

Após conhecer a lei de regularização e a capacidade do reservatório, é possível determinar os volumes atuais do reservatório. Villela e Mattos (1975) sugerem um diagrama de massas (curvas ABCD), e que, através da lei de regularização, se construa a curva integral das vazões regularizadas (curva AEFD).

Figura 11 – Volumes atuais do reservatório



Fonte: Villela & Mattos, 1975.

Conforme foi visto, a capacidade do reservatório será dada pela soma dos segmentos BE e CF. Construindo a curva do diagrama de massas deslocada para cima do valor da capacidade do reservatório, tem-se a curva GHIJ.

Desenhando a curva integral das vazões regularizadas deslocada para cima do segmento BE, tem-se a reta LBIM. Observando a figura, pode-se verificar que no tempo t_1 o reservatório estará completamente cheio, pois se derivou uma vazão np intervalo (Dt_1) muito menor que as vazões naturais.

No intervalo de tempo (t_1, t_2) o reservatório se esvaziará, pois se derivará uma

vazão maior que as naturais. Assim supondo que no tempo t_1 o reservatório esteja completamente cheio, os volumes atuais (V) do reservatório serão dados por:

- Equação – Volume atual do reservatório

$$V = C_r + \int_{t_1}^t Q dt - \int_{t_1}^t Q_r dt$$

Onde:

V = volume no tempo t (m^3);

C_r = capacidade do reservatório (m^3);

Q = vazões naturais (m^3/s);

Q_r = vazões regularizadas (m^3/s);

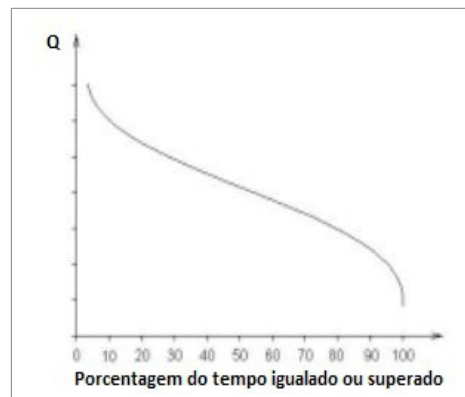
t = tempo genérico (s).

É fácil observar que o volume (V) é dado pelo segmento NO da figura e ainda que, para qualquer tempo t , os volumes do reservatório podem ser dados pelas diferenças entre as curvas GHOIJ e LBNIM.

- **Curva de permanência**

A curva de permanência também é conhecida também como curva de duração. A elaboração da curva de permanência consiste na construção de um gráfico que informa com que frequência a vazão de dada magnitude é igualada ou excedida durante o período de registro de vazões. A figura 12 apresenta uma curva de permanência de vazão típica.

Figura 12 - Curva de permanência de vazão típica.



Fonte: Barbosa, 2005

Em um sentido estatístico a curva de permanência representa uma curva de distribuição das frequências acumuladas de ocorrência das vazões em um dado rio.

a) Construção da curva de permanência

A curva é construída com base nos registros de vazões em uma dada estação fluviométrica. A curva pode ser construída para vazões diárias (vazão média diária), vazões médias mensais ou vazões médias anuais. Segundo Barbosa (2005), é muito provável que a curva de permanência com vazões médias anuais difira significativamente daquela construída com vazões médias mensais, ou diárias. Como em geral, existe uma variação média da vazão de um rio mês a mês, que mantém um valor médio anual aproximadamente constante, a curva de permanência para vazões médias mensais terá uma forma aproximada à da Figura 12.

Para construir a curva de permanência o procedimento utilizado é como segue abaixo:

- 1) Dispor as vazões observadas no período considerado em ordem decrescente;
- 2) Com a amplitude da variação das vazões, definem-se os intervalos de classe;

Uma primeira idéia é fazer $N = \sqrt{n}$ → $k = \frac{A}{N}$

Chamando de:

n = número de dados de vazões médias;

A = amplitude da variação das vazões ($Q_{\max} - Q_{\min}$);

N = número de intervalo de classe;

K = amplitude do intervalo de classe.

- 3) Dispor os intervalos em ordem decrescente e verificar o número de eventos ocorridos em cada intervalo – frequência absoluta.
- 4) Calcular a frequência relativa (frequência absoluta / número de dados) para cada intervalo e acumulá-las seguindo a ordem anterior.
- 5) Plotar em um gráfico o limite inferior de cada intervalo (ordenada) e a correspondente frequência relativa acumulada (abscissa) para se obter a curva de permanência das vazões.

- **Controle de estiagem**

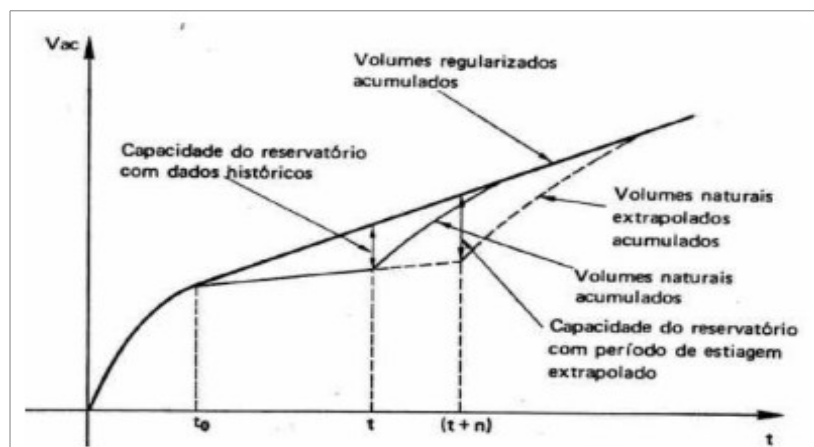
Quando consideramos um histórico de vazão de, por exemplo, 30 anos, a escolha do período mais crítico de estiagem, ou seja, de menores vazões durante o maior intervalo de tempo, terá o valor estatístico de 30 anos de tempo de recorrência.

O dimensionamento de um reservatório para conhecer sua capacidade é, para fins práticos, adequado quando se usam esses dados. No entanto, quando se conta apenas com um histórico pequeno de dados (5 anos, por exemplo), o período mais crítico de estiagem pode não ser o adequado para o dimensionamento do reservatório.

Dessa forma, pode-se estudar, extrapolando a curva de probabilidade dos períodos de estiagem, qual o número de dias sem chuva que teria a probabilidade, por exemplo, de 1 para 30. A partir da equação de depleção, pode-se encontrar a mínima vazão no fim desse período.

A curva assim extrapolada seria mais adequada ao dimensionamento do reservatório do que a curva dos dados históricos de 5 anos. A figura 13 mostra mais claramente o efeito da estiagem no dimensionamento do reservatório.

Figura 13– Diagrama de massa para dois períodos de estiagem



Fonte: Villela & Mattos, 1975.

5 PREVISÃO E PROPAGAÇÃO DE ENCHENTES

5.1 Previsão de Enchentes

As enchentes são eventos anormais no escoamento superficial, que ocorrem em virtude do excesso de chuva, resultando muitas vezes em inundação. A inundação por sua vez é o extravasamento d' água do canal natural de um rio.

Calcular a enchente em um determinado rio tem como objetivo fornecer a máxima vazão de projeto e, quando possível o hidrograma de projeto, que mostra a variação da vazão no tempo. Para obter a vazão de projeto, uma das maneiras é realizando a extrapolação dos dados históricos para condições críticas, aplicando estatística dos dados de vazão máxima já observados. É importante lembrar que a vazão de projeto está sempre associada ao período de retorno.

O período de retorno ou tempo de recorrência, como também é conhecido, nada mais é do que o tempo médio em anos que um evento é igualado ou superado pelo menos uma vez.

Existe a seguinte relação entre o período de retorno e a probabilidade de ocorrência (P): $T = 1/P$

Para exemplificar, temos: Se uma cheia é igualada ou excedida **em média a cada 20 anos** terá um período de retorno $T = 20$ anos. Em outras palavras, diz-se que esta cheia tem 5% de probabilidade de ser igualada ou excedida em **qualquer ano**.

Segundo Villela e Mattos (1975) a fixação do período de retorno das enchentes em obras hidráulicas se faz por critérios, tais como:

- a) Vida útil da obra;
- b) Tipo de estrutura;
- c) Facilidade de reparação e ampliação; e
- d) Perigo de perda de vida.

Assim, ao dimensionar uma:

- Barragem de terra: $T = 1000$ anos;

- Barragem de concreto: $T = 500$ anos;
- Galeria de águas pluviais: $T = 5$ a 20 anos;
- Pequenas barragens de concreto para fins de abastecimento de água: $T = 5$ a 100 anos.

Outro critério utilizado para escolha de T é a fixação do risco que se deseja correr, no caso da obra falhar dentro do seu tempo de vida útil.

Segundo Villela e Mattos (1975) o risco da obra falhar uma ou mais vezes ao longo da sua vida útil pode ser deduzido dos conceitos fundamentais da teoria da probabilidade, que é igual a:

- Equação – Teoria da probabilidade

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Onde:

T = período de retorno (anos);

n = vida útil da obra (anos);

R = risco permissível (%).

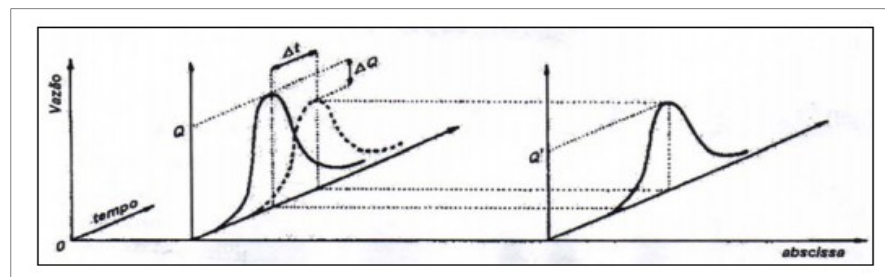
Visando exemplificar a equação citada acima, temos: supondo que o risco de canalização de um dado rio falhe uma ou mais vezes considerando que o projeto tenha sido efetuado para $T = 500$ anos com vida útil de 50 anos, qual é o seu risco permissível com base nessas afirmações?

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{500}\right)^{50} = 0,1 = 10$$

5.2 Propagação de Enchentes

Após a ocorrência de uma precipitação acontece um evento de cheia, onde se forma uma onda que desloca o fluxo do curso d' água de montante para jusante. Esse deslocamento é denominado propagação. Quando acontece o fenômeno de propagação ocorre uma diminuição da vazão máxima do evento e o aumento do tempo de propagação. A figura 14 demonstra a propagação de uma onda de cheia.

Figura 14 – Propagação de uma onda de cheia.



Fonte: Baptista (1995)⁴ apud Marins (2004).

Segundo Marins (2004), pode-se dizer então que a onda de cheia sofre um amortecimento da sua vazão máxima, ou vazão de pico. Esta redução é em função de características físicas do curso d' água onde ocorre o escoamento.

Segundo Holtz e Pinto (1976) quando conhecemos o hidrograma das vazões afluentes (Q_a) ao reservatório ou à extremidade de montante do rio, o problema resume a determinação do correspondente hidrograma de vazões efluentes (Q_e), através da descarga da barragem ou da seção de jusante do trecho de rio. O fenômeno é descrito pela equação de continuidade.

- Equação – Equação da continuidade

4

Baptista, M. B. Contribution à l'étude de la propagation de curves em Hidrologie. Tese de Doutorado: ENPC, 1990.

$$Q_a = Q_e + \frac{dV}{dT}$$

Onde:

dV = variação do volume acumulado no reservatório ou no próprio rio, devido à sua variação de nível, no intervalo elementar de tempo dT .

A resolução da equação de continuidade é bastante simples para reservatórios, uma vez que os efeitos dinâmicos são desprezíveis e as variáveis Q_e e V são funções, exclusivamente, do nível das águas represadas, ou seja, em condições existentes a montante.

Para propagação de cheias em reservatórios dotados de comportas, consultar Holtz e Pinto (1976).

6 SISTEMA DE SUPORTE À DECISÃO (SSD)

No decorrer do tempo, as demandas de água estão crescendo, de modo que estão aumentando os conflitos e disputas por esse recurso, fazendo com que os sistemas se tornem maiores e mais complexos, havendo a necessidade de planejamentos estratégicos que incluam a eficiência econômica, sustentabilidade, flexibilidade e equidade.

A eficiência do uso da água é um assunto de muita preocupação entre órgãos gestores de recursos hídricos em todo o País. Uma meta importante a se alcançar é o uso racional da água através de ações de planejamento e da gestão de recursos hídricos.

Como diversos ambientes possuem múltiplos usos, o bom conhecimento das necessidades dos diversos usuários e das disponibilidades hídricas é fundamental para uma boa gestão; no entanto, as incertezas hidrológicas, as variações das demandas e o grande número de variáveis representativas dos processos físicos, químicos e biológicos, atribuem elevado nível de complexidade à análise dos sistemas de recursos hídricos (CARVALHO et al., 2009).

Sendo assim, no processo de gestão de recursos hídricos, a decisão deve ser escolhida entre as diversas alternativas existentes. Essas decisões devem ser tomadas a partir de conhecimentos sólidos sobre os aspectos ambientais, hidrológicos, econômicos, políticos e sociais. Para tanto, é necessária a escolha da melhor solução entre as alternativas existentes (ZORZAL, 2009).

Para auxiliar na tomada de decisões e permitir tratar e resolver os problemas de gerenciamento de recursos hídricos de forma mais rápida e eficiente, podem ser utilizadas determinadas ferramentas, como os Sistemas de Suporte à Decisão (SSD), que tornam as ações mais claras e objetivas. Carvalho (2003) ressalta que essas ferramentas têm por objetivo ajudar indivíduos que tomam decisões na solução de problemas não estruturados (ou parcialmente estruturados).

Segundo Carvalho (2003), existem atualmente alguns SSD que simulam com eficiência sistemas complexos de recursos hídricos, assim como modelos que calculam a demanda de irrigação total e/ou suplementar, porém nenhum deles incorpora essas duas características.

Porto & Azevedo (1997)⁵ apud Carvalho (2003), ressaltam que o SSD não é construído para tomar decisões, mas para apoiar ou assistir um indivíduo ou grupo de indivíduos na execução desta tarefa. É preciso definir quais os princípios que orientarão a escolha, seja para se chegar a uma solução “ótima” ou a uma solução “satisfatória”, e a disposição a assumir riscos ou não. Deve-se procurar expressar as alternativas em termos monetários ou em termos de outro indicador de desempenho (por exemplo, atendimento a uma vazão de demanda com determinada garantia). A figura 15 apresenta de modo geral, os atributos de um sistema de suporte a decisão.

Basicamente, os SSD são compostos por três partes (ANA/BANCO MUNDIAL/PROÁGUA NACIONAL/COGERH, 2010):

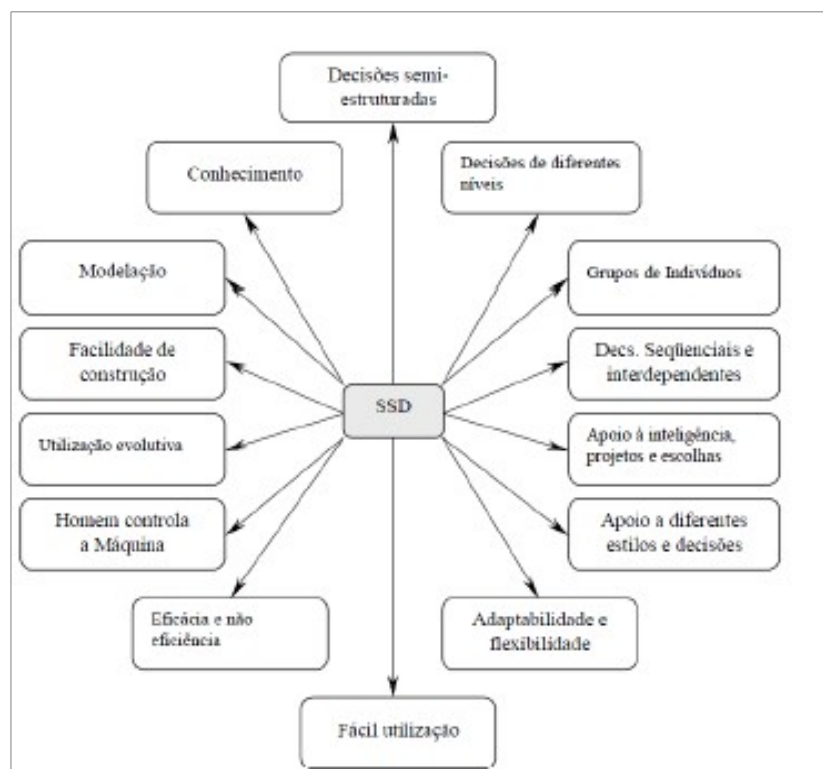
- Um módulo de diálogo, (geralmente uma interface gráfica);
- Uma base de dados/conhecimentos; e
- Uma base de modelos, (de otimização e simulação).

Figura 15 – Características de um sistema de suporte a decisão

5

Porto, R. L. L.; Azevedo, L. G. T. Sistemas de suporte a decisões de recursos hídricos. In: Porto, R. L. L. Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídrico. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1997. cap.2, p.43-95.

35 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.



Fonte: Tuban (1993) apud Porto e Azevedo (1997) apud Carvalho (2003).

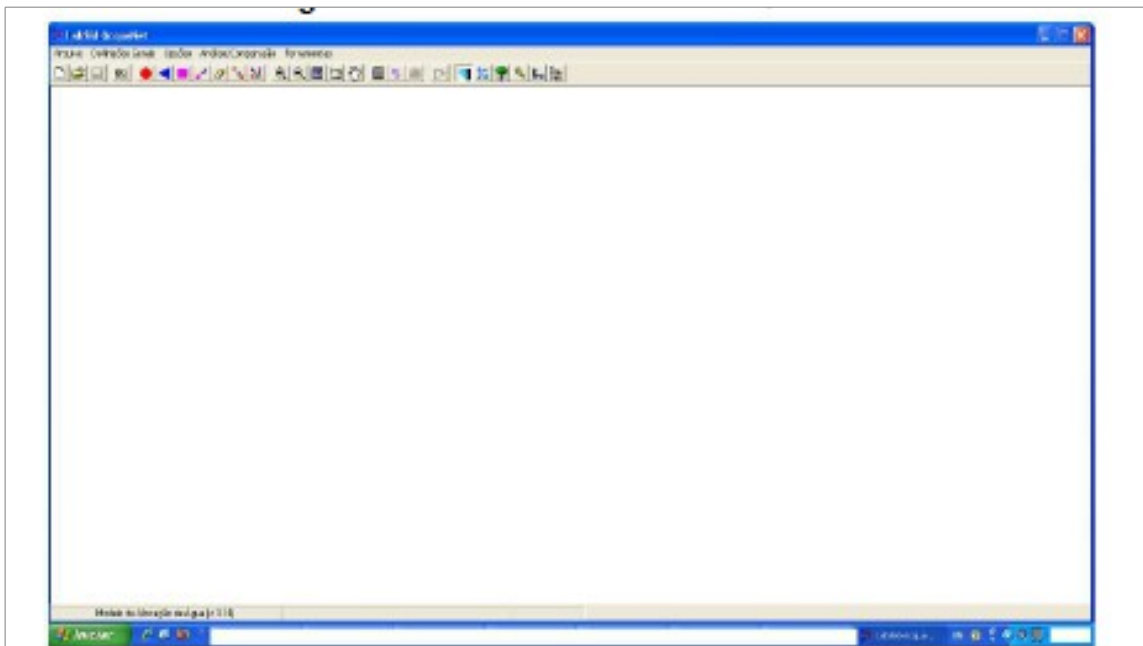
Nesse contexto, abordaremos uma ferramenta computacional de SSD, a plataforma AQUANET, que foi desenvolvida pelo Laboratório de Sistema de Suporte a Decisão da Universidade de São Paulo (USP).

6.1 Ferramenta computacional AQUANET

O Laboratório de Sistema de Suporte a Decisão da USP desenvolveu a Plataforma AQUANET, que é constituído por um simulador/otimizador de sistemas de reservatórios utilizando programação linear com algoritmo de rede de fluxo para otimizar a alocação sob sistema de prioridades e custos otimizados. Com essa plataforma, o usuário pode montar redes com um grande número de reservatórios, demandas e trechos de canais (da ordem de alguns milhares), representando o problema em estudo de forma bastante detalhada, além de possibilitar a comparação de cenários.

A interface gráfica do modelo AQUANET é apresentada pela Figura 16.

Figura 16 – Interface do modelo AQUANET



Fonte: ANA/BANCO MUNDIAL/PROÁGUA NACIONAL/COGERH, 2010.

Porto et al. (2003)⁶ apud Carvalho et al. (2009) apresentaram o modelo de planejamento AQUANET, originado de um modelo de rede de fluxo denominado Modsim (LABADIE, 1998) e do ModsimLS (ROBERTO & PORTO, 2001), uma versão atualizada do primeiro. O modelo tem como principal característica a incorporação automática de uma série de funções, que são comuns em bacias hidrográficas, sem a necessidade de que o usuário tenha que programá-las. O modelo permite realizar atividades de locação de água, avaliação da qualidade de água, determinação de alocação de água para irrigação e, também, pode servir no processo de seleção de alternativas com base em análise econômica.

Os modelos de rede de fluxo na realidade misturam características dos modelos de

6

Porto, R. L. L.; Roberto, A. N.; Schardong, A.; Mélo Júnior, A.V. Sistema de suporte a decisão para análise de sistemas de recursos hídricos. In: Silva, R. C. V. Métodos numéricos em recursos hídricos. Porto Alegre: ABRH, 2003. cap.2, p.93-240.

simulação e otimização e podem incorporar as características estocásticas das vazões de entrada (PORTO & AZEVEDO, 1997). Assim, a maior parte das configurações e estruturas operacionais das bacias hidrográficas pode ser representada por meio da especificação de dados de entrada apropriados (ROBERTO & PORTO, 1999⁷ apud CARVALHO et al., 2009).

Esse SSD possui uma interface de comunicação com o usuário amigável, a operação dos reservatórios é feita utilizando-se o conceito de volume meta ao qual se atribui uma prioridade, e as perdas por evaporação dos reservatórios são levadas em conta por meio de processo iterativo (CARVALHO et al., 2009).

Ainda de acordo com Carvalho et al., 2009, atualmente, o sistema adota o intervalo de análise mensal e, além de ser um instrumento de gerenciamento, também pode ser usado para o planejamento, para a análise do impacto de propostas alternativas para a implantação de projetos de aproveitamento de recursos hídricos, e também pode servir no processo de seleção inicial de alternativas com base na análise econômica, em um nível simplificado, por meio da inclusão direta de dados de custos e benefícios, em lugar da especificação relativa de prioridades.

A estrutura de rede utilizada nesse modelo pode ser entendida como um conjunto de pontos, chamados nós (reservatórios, pontos de retirada de água, confluência de rios) e um conjunto de curvas, chamados ramos (ou arcos, ou ligações) que conectam um certo número de pares de nós (ANA/BANCO MUNDIAL/PROÁGUA NACIONAL/COGERH, 2010).

Cada ramo é caracterizado por três parâmetros, sendo eles os limites superior e inferior do fluxo que passa pelo arco, ou seja, as capacidades máxima e mínima de um canal, e um “custo” por unidade de fluxo que transita pelo arco. Este custo não

7

Roberto, A. N.; Porto, R. L. L. Alocação da água entre múltiplos usos em uma Bacia Hidrográfica. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 13, 1999, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABRH, 1999. CD Rom.

significa, obrigatoriamente, um valor financeiro, podendo representar preferências estabelecidas pelo usuário. As capacidades máxima e mínima de cada ramo podem ser fixas para todo o período de simulação ou podem variar ao longo do tempo (ANA/BANCO MUNDIAL/PROÁGUA NACIONAL/COGERH, 2010).

Em linhas gerais, o modelo AQUANET funciona da seguinte maneira, em conformidade com seu manual:

- Durante a utilização do AQUANET, todas as ações feitas pelo usuário são imediatamente armazenadas em um banco de dados temporário, que existe somente durante a utilização do modelo;
- Ao iniciar o modelo, o usuário pode começar um novo projeto ou abrir um projeto previamente gravado;
- Se for iniciado um novo projeto, um novo banco de dados temporário será criado;
- Quando o usuário abre um projeto existente, o AQUANET cria imediatamente uma cópia deste projeto, que passa a ser o banco de dados temporário;
- No banco de dados temporário são armazenadas todas as informações fornecidas pelo usuário (traçado e dados de entrada).

A utilização de um banco de dados temporário durante o funcionamento do modelo apresenta as seguintes vantagens:

- Não é necessário alocar memória para guardar valores em variáveis, já que os mesmos estarão automaticamente armazenados no banco de dados;
- Ao abrir um projeto só uma pequena parte do banco é lida. Todos os dados e resultados só serão lidos (diretamente do banco) quando for necessário;
- Um projeto só será alterado quando o usuário salvá-lo. Nesse instante será criada uma cópia do banco de dados temporário com o nome e no local fornecido pelo usuário;
- Observando-se os itens anteriores percebe-se que ocorre um grande aumento de desempenho do modelo com a utilização do banco de dados

temporário, já que as operações de entrada/edição de dados, leitura e salvagem lidam com um número relativamente pequeno de variáveis.

Ainda de acordo com seu manual, o AQUANET pode efetuar os cálculos de maneira sequencial no tempo (Simulação Contínua) ou estatisticamente (Planejamento Tático). Na Simulação Contínua, o valor mais importante é o número total de anos de simulação (chamado aqui de NT). O usuário deve fornecer séries de vazões afluentes mensais com duração igual a NT. O modelo irá efetuar os cálculos continuamente, para todos os anos existentes. Ao final do cálculo, os resultados serão fornecidos mensalmente para todos os anos.

No Planejamento Tático o usuário deve fornecer, além do número total de anos de simulação (NT), o número de anos do horizonte de simulação (NH). O horizonte de simulação é o número de anos durante os quais se pretende estudar o comportamento do sistema em análise.

7 QUALIDADE DA ÁGUA: VAZÕES DE DILUIÇÃO E DECAIMENTO DE

40 O conteúdo deste material pode ser reproduzido desde que citada a fonte.

POLUENTES

A água é um insumo de fundamental importância à vida, configurando elementos insubstituíveis em diversas atividades humanas, além de ocasionar um equilíbrio no meio ambiente.

Embora a humanidade dependa desse recurso para sobrevivência e para o desenvolvimento econômico, a sociedade acaba sempre por poluir e degradar nossos recursos hídricos, não dando o devido valor merecido.

Atualmente o Brasil possui uma privilegiada situação em relação a sua disponibilidade hídrica, porém, cerca de 70% da água doce do país encontra-se na região amazônica, que é habitada por menos de 5% da população. Além disso, o problema de escassez hídrica no Brasil é consequência dos desordenados processos de urbanização, industrialização e expansão agrícola, que, quando combinados com o crescimento exagerado das demandas localizadas e da degradação da qualidade da água, agravam os problemas mais ainda, pois a partir desse momento se prejudica a qualidade de vida da população.

Sabe-se que os recursos hídricos têm capacidade de diluir os esgotos e os resíduos, mediante processos físicos, químicos e biológicos, que proporcionam a sua autodepuração. Entretanto, essa capacidade é limitada em quantidade e qualidade dos recursos hídricos existentes.

7.1 Autodepuração

De acordo com Braga (2002), o fenômeno da autodepuração é um processo natural de recuperação de um corpo d' água que foi poluído por lançamentos de matéria orgânica biodegradável e é realizado por meio de processos físicos (diluição, sedimentação), químicos (oxidação) e biológicos.

Segundo Mota (1998), esse fenômeno está associado à capacidade de o meio

aquático retornar ao seu equilíbrio após as alterações induzidas pelos despejos afluentes. De acordo com Von Sperling (2007) não existe uma depuração absoluta; mesmo que a estabilização seja completa, o oxigênio consumido seja totalmente recuperado e o ecossistema atinja novamente o seu equilíbrio, sempre haverá a formação de certos produtos e subprodutos da decomposição que não serão degradados e poderão ocasionar outros danos ao meio aquático.

O processo de estabilização da matéria orgânica é realizado por micro-organismos decompositores (as bactérias) que estão presentes nos corpos d' água. Elas têm a função de degradar a matéria orgânica que é lançada no rio, e faz isso através de processos químicos, consumindo o oxigênio dissolvido (OD). Ao fazer isso, as bactérias acabam por competir com as demais espécies, por exemplo, os peixes, pois elas não precisam de muito oxigênio para sobreviver. Reduzindo o oxigênio dissolvido que tem no meio aquático, começa a ocorrer um novo fenômeno, o de sucessão biológica, onde organismos que necessitam de mais oxigênio começam a morrer, e o que dependem de menos, começam a se proliferar. Após ocorrer a total degradação da matéria orgânica o OD começa a aumentar novamente, o curso d' água tende a se recuperar naturalmente, até estabelecer o equilíbrio com as comunidades locais (Zorzal, 2009).

Para identificar se o oxigênio dissolvido na água está adequado, dentro dos padrões de qualidade estabelecidos e se existe poluição, nós medimos a DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio). A DBO é um dos principais parâmetros utilizados para avaliar o efeito produzido pelo impacto de despejos domésticos ou industriais sobre os cursos d' água.

A autodepuração em rios é um processo que se desenvolve ao longo do tempo e ocorre longitudinalmente, quando através de análises físico-químicas conseguimos identificar as zonas de autodepuração. Braga (2002) as divide em quatro: zona de degradação, zona de decomposição ativa, zona de recuperação e zona de água limpa. De acordo com Benassi (2002), segue abaixo a definição de cada zona no

processo de autodepuração.

- **Zona de degradação:** no local onde é feito o lançamento da fonte poluidora. A água torna-se turva, ocorrendo deposição de partículas no fundo. Há nesta zona alta concentração de matéria orgânica, sendo a decomposição lenta devido à adaptação dos microrganismos. O número de espécies diminui sensivelmente, mas o teor de oxigênio ainda é suficiente para permitir uma diversidade de espécies. A quantidade de coliformes é elevada; também são encontrados protozoários e fungos, entre outros. A presença de algas é rara devido à dificuldade de penetração da luz.
- **Zona de decomposição ativa:** neste ponto o ecossistema tende a se organizar, com microrganismos aeróbios e anaeróbios que desempenham ativamente a decomposição da matéria orgânica introduzida, provocando a queda do oxigênio dissolvido (atingindo sua menor concentração) e o aumento da DBO, e com isso a indução do predomínio de organismos anaeróbios. O número de bactérias patogênicas diminui rapidamente, uma vez que estas não resistem à nova condição ambiental. Há nesta fase desprendimento de gases do sedimento, provocando mau cheiro. O nitrogênio é encontrado em grande quantidade, ainda na forma orgânica, mas predominantemente na forma de amônia que pode iniciar sua oxidação a nitratos. O número de protozoários se eleva; ocorre a presença de macrorganismos e larvas de insetos (sucessão ecológica). A macrofauna ainda é restrita.
- **Zona de recuperação:** Após a fase de intenso consumo de oxigênio pelos microrganismos e de degradação, a matéria orgânica já se apresenta estabilizada. Começam a surgir os organismos autotróficos, favorecidos devido à presença de nitritos, nitratos e fosfatos, os quais são nutrientes para as algas. Há aumento da transparência da água o que favorece os processos de fotossíntese. Estes organismos autotróficos começam então a participar da reoxigenação da água, melhorando as características desta. As algas azuis são os primeiros organismos a aparecerem, depois os flagelados, algas verdes e, finalmente as diatomáceas. O material depositado no fundo tem uma granulometria mais grossa e não

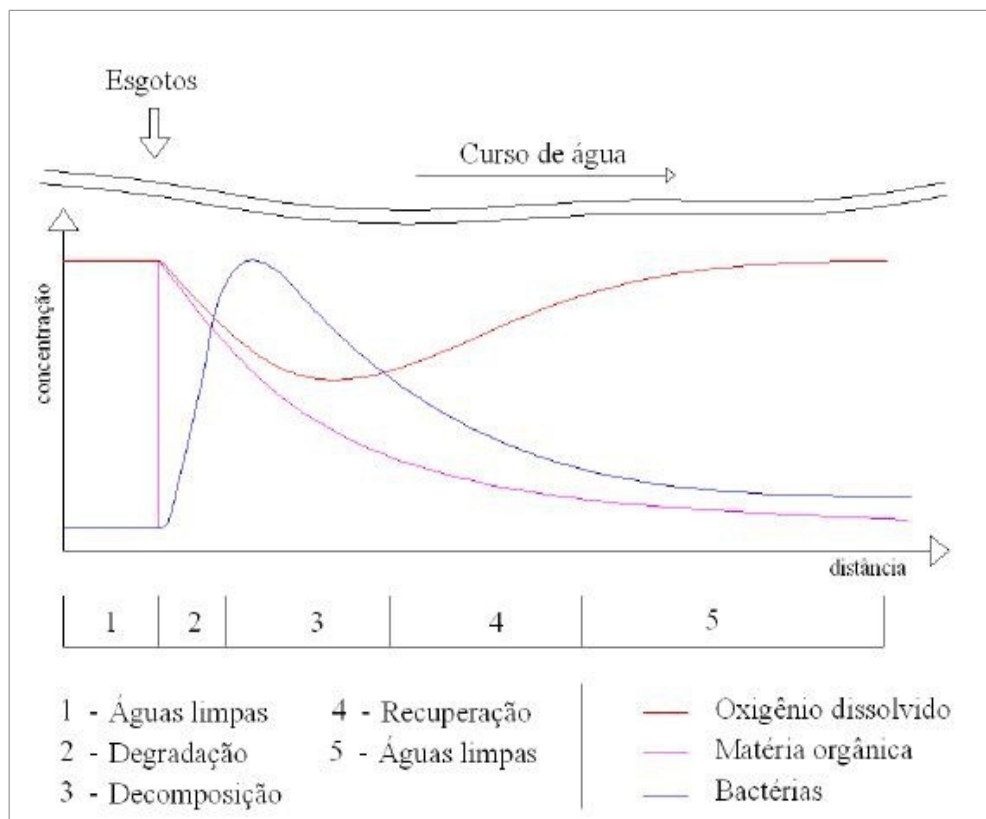
apresenta mau cheiro.

- **Zona de águas limpas:** O corpo d'água volta às condições normais, pelo menos em relação ao oxigênio dissolvido e matéria orgânica. Devido à mineralização ocorrida nas zonas anteriores, as águas são ricas em nutrientes, e a produção de algas é maior. Há um restabelecimento da cadeia alimentar. A diversidade de espécies é grande. O ecossistema encontra-se estável, as águas atingem nesta zona as condições existentes antes do lançamento dos esgotos, pelo menos no que diz respeito ao teor de oxigênio dissolvido, ao DBO e aos valores de coliformes. Predominam as formas mais oxidadas e estáveis de compostos minerais: nitratos, fosfatos, entre outros.

A figura 17 apresenta essas zonas delimitadas com base na trajetória de três principais parâmetros (matéria orgânica, bactérias decompositoras e oxigênio dissolvido).

Von Sperling (1995), também fez considerações a respeito destas zonas de autodepuração, citando ainda que nas primeiras há predominância exclusiva de organismos heterotróficos, ou seja, a respiração supera a produção fotossintética ($P/R < 1$), devido ao lançamento de efluente contendo grande aporte de matéria orgânica. Esta colocação torna-se interessante quando consideramos a teoria do “Continuo Fluvial”.

Figura 17 - Perfil das zonas de autodepuração ao longo do trecho de um rio.



Fonte: Zorzal, 2009 apud Von Sperling (2007)

Segundo Benassi (2002), os ecossistemas possuem certa estabilidade de resistência diante do estresse causado por atividades antrópicas, e uma capacidade de recuperar-se através de processos ecológicos como autodepuração. As zonas de autodepuração demonstram como os ecossistemas reagem frente ao lançamento de resíduos orgânicos em um corpo d'água. O monitoramento pode mostrar um desequilíbrio no sistema, quando o lançamento supera a capacidade suporte do meio. Este monitoramento, que pode ser realizado com aplicação de modelos de qualidade de água, pode fornecer previsões ao longo do tempo.

Benassi (2002), diz que o conceito de capacidade de autodepuração apresenta a mesma relatividade que o conceito poluição. Uma água pode ser considerada depurada, sob o ponto de vista ecológico, mesmo que não esteja totalmente purificada em termos higiênicos apresentando, por exemplo, organismos patogênicos. Logo, a capacidade de autodepuração está intimamente relacionada

aos usos preponderantes a que se destina cada trecho de um curso d'água.

7.2 Vazão de Diluição

A vazão de diluição está ligada a aspectos qualitativos e quantitativos do efluente na hora do empreendedor realizar o lançamento em um rio. Para isso existe uma Política Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, Lei n° 9.433/97 que trata da outorga do lançamento de efluentes e a outorga de vazão de diluição.

Em seu artigo 12 trata sobre os usos sujeitos à outorga pelo poder público no Brasil, que são:

- “ I – derivação ou captação de parcela da água existente em um corpo de água para consumo final, inclusive abastecimento público, ou insumo de processo produtivo;
- II – extração de água de aquífero subterrâneo para consumo final ou insumo de processo produtivo;
- III – lançamento em corpo hídrico de esgotos e demais resíduos líquidos ou gasosos, tratados ou não, com o fim de sua diluição, transporte ou disposição final.”

Nesta mesma Lei, a outorga qualitativa está disposta, portanto, em termos de uma outorga para o lançamento de efluentes (inciso III). O Projeto de Lei Federal n° 1616 (em tramitação desde 1999 no Congresso Nacional) dispõe sobre a gestão administrativa e a organização institucional do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos e possui um capítulo que trata da “sistemática de outorga do direito de uso de recursos hídricos”. É neste capítulo que está descrito e especificado como se obtêm a outorga para diluição de resíduos em corpos hídricos.

O PL dispõe que:

“Para fins de lançamento de efluente, a vazão de diluição será fixada de forma compatível com a carga poluente, podendo variar ao longo do prazo de duração da outorga, em função da concentração máxima de cada indicador de poluição estabelecida pelo Comitê de Bacia Hidrográfica ou, na falta deste, pelo poder outorgante”.

E que:

“As vazões de diluição serão calculadas separadamente, em função da natureza do poluente”.

A proposta de outorga em termos de vazão de diluição foi disposta também na Resolução n° 16/2001 do CNRH que no seu artigo 15 especifica que:

“A outorga de direito de uso da água para o lançamento de efluentes será dada em quantidade de água necessária para a diluição da carga poluente, que pode variar ao longo do prazo de validade da outorga, com base nos padrões de qualidade da água correspondentes à classe de enquadramento do respectivo corpo receptor e/ou em critérios específicos definidos no correspondente plano de recursos hídricos ou pelos órgãos competentes”.

A diferença entre as duas abordagens está na forma de quantificação da outorga de lançamentos de resíduos em corpos hídricos, onde no PL n° 1616 e na Resolução CNRH n° 16/2001 se dá em termos do cálculo da vazão de diluição necessária para atender ao limite de concentração de cada parâmetro estabelecido pela classe de enquadramento, a qual é definida pela Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente CONAMA n° 430/2011.

Para saber mais sobre as condições e os parâmetros de lançamento de efluentes em corpos hídricos consultar Resolução n°430/2011.