

LILIANE LAZZARI ALBERTIN

Técnica de gerenciamento da qualidade hídrica superficial baseada na otimização
multiobjetivo

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Doutor em
Ciências da Engenharia Ambiental

Orientador: Prof. Dr. Frederico Fábio Mauad

São Carlos

2008

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

FOLHA DE JULGAMENTO

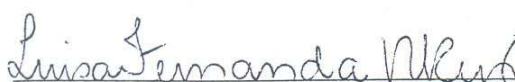
Candidata: Engenheira **LILIANE LAZZARI ALBERTIN**

Tese defendida e julgada em 09/05/2008 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Dr. **FREDERICO FABIO MAUAD (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovada



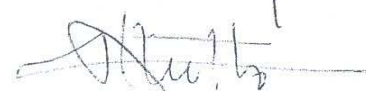
Prof.ª Titular **LUIA FERNANDA RIBEIRO REIS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovada



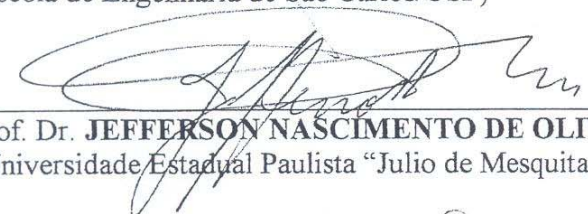
Prof. Titular **CARLOS ALBERTO MARIOTONI**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADA




Prof. Associado **ANTONIO MAROZZI RIGHETTO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovada



Prof. Dr. **JEFFERSON NASCIMENTO DE OLIVEIRA**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/UNESP-Campus de Ilha Solteira)

Aprovada



Prof. Titular **MARCELO PEREIRA DE SOUZA**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Ciências da Engenharia Ambiental



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

*À Jéssica Lara e Maria Eduarda,
com muito carinho.*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Dr. Frederico Fábio Mauad, pela orientação e confiança sempre depositada, pelos ensinamentos de vida, enfim, pela amizade conquistada ao longo desses 6 anos.

Aos professores, Luisa Fernanda Ribeiro Reis, Fazal Hussain Chaudhry, Evaldo Luis Gaeta Espíndola, Marcelo Pereira de Souza, pelo carinho de sempre e pelo suporte acadêmico.

Ao saudoso amigo Carlos Roberto Ruchiga Corrêa Filho, a quem eu devo boa parte de meus conhecimentos profissionais e por todos os momentos compartilhados.

A todos os que passaram ou ainda estão no Núcleo de Hidrometria, em especial, Carlos, Diego, Felipe, Cesinha, Ivo, James, Wellington, Beto, Miro. Pela alegria do dia a dia, pelas experiências e auxílios trocados, pela amizade. Sei que todos estão tão felizes quanto eu por essa conquista.

Aos colegas Peter Batista Cheung e Fernando Graças Braga da Silva, hoje professores da UFSC e UNIFEI, respectivamente, pelo auxílio na formação da idéia deste trabalho.

Ao Prof. Dr. João Antônio de Vasconcelos, da UFMG, por disponibilizar o algoritmo NSGA.

A todos os funcionários e amigos do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada, pela atenção, disposição, paciência e carinho, em especial, Claudete, Mara, Sônia, Nelson, Achilles, Paulo e Clarisse.

A todos os meus familiares, em especial à minha mãe, Maria Gertrudes, sempre presente em todos os momentos de minha vida, dando conforto, apoio, coragem, por ser responsável pela minha formação, pela sua dedicação integral.

Às grandes amigas Julieta Bramorski, Andréa Novelli, Andreza Bortolotti, Ana Lúcia de Albuquerque, Marieli Diniz, por estarem sempre presentes, por compartilharem comigo momentos de alegria e dificuldade, por de uma forma ou outra, terem contribuído no desenvolvimento desse trabalho.

Às amigas Luciana Silva Peixoto, Karina Querne e Melissa Graciosa, hoje distantes fisicamente, mas sempre presentes no coração. Pelo companheirismo e incentivo, pela amizade, pelo grande carinho dispensado durante o dia a dia do meu mestrado e quase todo o doutorado.

A FAPESP pela bolsa de estudos concedida.

E acima de tudo, agradeço a Deus.

RESUMO

ALBERTIN, L. L. **Técnica de gerenciamento da qualidade hídrica superficial baseada na otimização multiobjetivo**. 2008. 193 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Os problemas de gerenciamento da qualidade da água envolvem diversas aspirações dos usuários envolvidos, quer sejam eles os que usam o recurso hídrico para diluição de seus efluentes ou para seu consumo. Portanto, é raro que os modelos matemáticos usados para auxílio nas tomadas de decisões sejam expressos em termos de um único objetivo, como a maximização da eficiência econômica. Para o aproveitamento de um determinado sistema hídrico, deve ser considerada a distribuição equitativa, o uso racional, a maximização da eficiência econômica, a minimização dos impactos ambientais, entre outros. Neste contexto, três modelos de otimização multiobjetivo foram propostos e foram considerados a maximização da carga lançada pelas fontes poluidoras, a melhora qualitativa da água, e a minimização da magnitude das violações dos padrões de qualidade da água. A principal contribuição deste trabalho está na incorporação de uma restrição ao modelo de otimização multiobjetivo. A restrição proposta representa um índice que tem o intuito de distribuir equitativamente a eficiência do tratamento necessária entre as fontes de poluição. Sem a consideração de uma medida de equidade, a tentativa de maximizar a quantidade de efluentes lançados resultaria numa alocação de grandes quantidades de efluentes passíveis de serem lançados pelos usuários localizados mais a montante do rio, enquanto que os usuários à jusante deveriam tratar seus efluentes com um nível máximo de eficiência. O método utilizado para solucionar o problema foi o *Non-dominated Sorting Genetic Algorithm* e este estudo teve sua aplicação na bacia do rio Atibaia, SP. As soluções apresentadas pela otimização demonstram e comprovam os conflitos existentes e a competição entre os critérios considerados. O algoritmo genético demonstrou ser uma técnica efetiva para solucionar problemas de otimização multiobjetivo em aplicações de gerenciamento da qualidade da água, identificando as variáveis de decisão e a frente Pareto.

Palavras-chave: gerenciamento da qualidade da água, medida de equidade, otimização multiobjetivo, algoritmos genéticos.

ABSTRACT

ALBERTIN, L. L. **A technic of surface water quality management based on the multiobjective optimization.** 2008. 193 f. Thesis (Doctoral) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Problems of water quality management involve many aspirations of the users engaged, those that use water for wastewater dilution or for their consumption. Therefore, it is uncommon that decision-making mathematical models used are expressed in terms of a single objective, like the maximization of economic efficiency. Using a particular water system, one should consider the equitable distribution, the rational use, the maximization of economic efficiency, the minimization of environmental impacts, among others parameters. In this context, three models of multiobjective optimization were proposed and considered to maximize the wastewater discharge by point sources, the qualitative improvement of the water, minimizing the magnitude of the violations of water quality standards. The main contribution of this work was the incorporation of a restriction on the multiobjective optimization model. The proposed restriction is an index that intends to distribute equitably the efficiency of treatment needed between pollution sources. Without considering equity measure, the attempt to maximize waste discharge would result in an allocation of large quantities of waste to the upstream users, while the downstream dischargers would be required to treat their effluents at levels of maximum possible efficiency. The method used to solve the problem was the *Non-dominated Sorting Genetic Algorithm* (NSGA) and the case study was implemented in the Atibaia river basin, SP. The solutions presented by the optimization show and prove the existing conflicts and competition among the criteria considered. The genetic algorithm has been shown to be an effective technique for solving problems of multiobjective optimization in applications of water quality management, identifying the decision variables in Pareto front.

Keywords: water quality management, equity measure, multiobjective optimization, genetic algorithms.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – O processo de gerenciamento da qualidade da água.....	30
Figura 2 – Componentes do balanço de massa em um trecho do rio	33
Figura 3 – Concentração de uma substância ao longo do curso do rio a partir de um ponto de lançamento: (a) apenas advecção, (b) advecção e dispersão, (c) apenas dispersão.....	42
Figura 4 – Trecho de rio com n seções homogêneas	46
Figura 5 - QUAL2K: esquema de segmentação de trecho para um rio sem tributários	56
Figura 6 - Esquema de segmentação de um rio com tributários (a). Em (b), representação dos trechos e numeração.....	57
Figura 7 - Balanço de massa em um elemento computacional	58
Figura 8 - Maneira como as fontes ou retiradas não-pontuais são distribuídas no elemento computacional.....	59
Figura 9 – Forma e parâmetros do canal trapezoidal	60
Figura 10 – Classificação dos modelos de otimização multiobjetivo convencionais.....	74
Figura 11 – Espaço variável de decisão	77
Figura 12 – Estrutura do modelo	95
Figura 13 - Estrutura básica do AG simples.....	101
Figura 14 – Estrutura geral dos algoritmos genéticos multiobjetivo.....	106
Figura 15 – Soluções do exemplo.....	109
Figura 16 – Classificação das soluções por frentes de dominação do NSGA.....	110
Figura 17 - UGRHIs do Estado de São Paulo.....	114
Figura 18 - Bacia hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá e suas sub bacias	115
Figura 19 - Precipitações médias mensais, mm, sub bacia do rio Atibaia.....	123
Figura 20 - Vazão média mensal (m^3/s) do posto Atibaia (62670000).....	125
Figura 21 - Vazão média mensal (m^3/s) do posto Bairro da Ponte (62676000).....	125
Figura 22 - Vazão média mensal (m^3/s) do posto Desembargador Furtado (62680000)	126
Figura 23 - Vazão média mensal (m^3/s) do posto Acima de Paulínea (62690000).....	126
Figura 24 - Vazões captadas na bacia do rio Atibaia.....	127

Figura 25 – Diagrama unifilar do trecho simulado do rio Atibaia.....	138
Figura 26 – Coeficientes de descarga do Posto 62670000 (Atibaia)	139
Figura 27 – Coeficientes de descarga do Posto 62676000 (Bairro da Ponte).....	139
Figura 28 – Coeficientes de descarga do Posto 62680000 (Desembargador Furtado) ..	139
Figura 29 – Coeficientes de descarga do Posto 62690000 (Acima de Paulínea)	140
Figura 30 – Representação Boxplot.....	144
Figura 31 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de janeiro/fevereiro/março	146
Figura 32 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de abril/maio/junho	147
Figura 33 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de julho/agosto/setembro	148
Figura 34 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de outubro/novembro/dezembro	149
Figura 35 – Simulação do OD ao longo do rio Atibaia.....	151
Figura 36 – Simulação da DBO ao longo do rio Atibaia.....	151
Figura 37 – Diferentes populações de soluções produzidas pelo NSGA.....	159
Figura 38 – Comparação de frentes Pareto obtidas pelo NSGA.....	160
Figura 39 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 1	161
Figura 40 – Simulação do OD, considerando o aumento da eficiência do tratamento de efluentes	163
Figura 41 - Simulação da DBO, considerando o aumento da eficiência do tratamento – Modelo 1	164
Figura 42 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 2	165
Figura 43 - Simulação da DBO, considerando o aumento da eficiência do tratamento – Modelo 2	166
Figura 44 – Soluções selecionadas na frente Pareto – Modelo 2	168
Figura 45 – Espaço decisão: soluções pertencentes às regiões factível e infactível.....	177
Figura 46 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 3	178
Figura 47 - Soluções selecionadas na frente Pareto – Modelo 3	179
Figura 48 - Simulação da DBO, considerando o aumento da eficiência do tratamento – Modelo 3	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Grupos de poluentes encontrados em esgoto doméstico.....	47
Tabela 2 – Diferenças entre QUAL2E e QUAL2K.....	55
Tabela 3 – Modificação do balanço de massa para DBO no QUAL2K, comparado com o QUAL2E	65
Tabela 4 - Modificação do balanço de massa para OD no QUAL2K, comparado com o QUAL2E	66
Tabela 5 - Equações incorporadas ao modelo QUAL2K para previsão do coeficiente de reaeração, k_2 , (dia^{-1}) a 20°C	68
Tabela 6 – Soluções geradas aleatoriamente para o exemplo da eq. (120).....	109
Tabela 7 - Áreas das sub bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí.....	115
Tabela 8 - Municípios que compõem cada sub bacia.....	117
Tabela 9 - Dados de população dos municípios pertencentes à UGRHI-5.....	118
Tabela 10 - Evolução da população dos municípios pertencentes à UGRHI-5	119
Tabela 11 - Precipitações médias mensais ¹ , mm, da bacia do rio Atibaia.....	122
Tabela 12 - Vazões para a bacia do rio Atibaia.....	123
Tabela 13 - Estações fluviométricas selecionadas.....	124
Tabela 14 - Vazão média mensal (m^3/s) dos postos fluviométricos do rio Atibaia	124
Tabela 15 - Relação dos pontos de monitoramento da CETESB.....	128
Tabela 16 - Lançamento de efluentes, em m^3/s	129
Tabela 17 - Carga orgânica doméstica gerada nos municípios da bacia do rio Atibaia..	129
Tabela 18 - Principais indústrias poluidoras da bacia do rio Atibaia.....	130
Tabela 19 – Divisão em trechos do rio Atibaia.....	132
Tabela 20 – Pontos de captação, lançamento e tributários de cada trecho.....	133
Tabela 21 – Captações e lançamentos no rio Atibaia para calibração do modelo QUAL 2K	136
Tabela 22 – Relação das estações fluviométricas utilizadas para cada trecho e determinação das constantes empíricas.....	140
Tabela 23 – Ordem de grandeza da taxa de degradação da matéria orgânica, a 20°C ...	141
Tabela 24 – Equações para o parâmetro de reaeração k_2 , em dia^{-1}	141

Tabela 25 – Vazão média trimestral, em m ³ /s, considerada para calibração do modelo QUAL2K.....	142
Tabela 26 – Velocidade média, em m/s, do rio Atibaia	143
Tabela 27 – Profundidade média, em m, do rio Atibaia.....	143
Tabela 28 – Valores de k ₁ a 20°C, dia ⁻¹	150
Tabela 29 – Intervalos numéricos dos parâmetros dos AGs.....	157
Tabela 30 – Combinação dos parâmetros dos AGs usadas nas simulações	158
Tabela 31 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 1	162
Tabela 32 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 2	166
Tabela 33 – Magnitude das violações no padrão de DBO, em mg/l.....	167
Tabela 34 – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade	171
Tabela 35 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 3	179

LISTA DE SÍMBOLOS

C	concentração, kg/m ³
A	área da seção transversal, m ²
Q	vazão, m ³ /s
k	velocidade de reação, s ⁻¹
E	coeficiente de dispersão, m ² /s
σ	fontes distribuídas, kg/m/s
U	velocidade, m/s
D	déficit de oxigênio, mg/l
W	carga de lançamento, kg/dia
H	profundidade, m
S	declividade do canal, m/m
S ₀	declividade do canal, m/m
B ₀	largura inferior da secção, m
B ₁	largura superior da secção, m
S _{S1}	inclinação lateral, m/m
S _{S2}	inclinação lateral, m/m
n	coeficiente de rugosidade de Manning
A _c	área da seção transversal, m ²
P	perímetro molhado, m
A _s	área da superfície, m ²
V	volume, m ³
Δx	comprimento do elemento, m
τ	tempo de detenção hidráulico, dia

U^*	velocidade de cisalhamento, m/s
g	aceleração da gravidade, m/s^2
S_i	fontes ou sumidouros, $g/m^3/d$.
L	concentração de DBO, mg/l
O	Oxigênio dissolvido, mg/l
O_s	Concentração de saturação de OD, mg/l
N_1	Concentração de amônia, mg/
N_2	Concentração de nitrato, mg/l
A	concentração de biomassa de algas, mg/l
D	profundidade média, m
k_1	coeficiente de desoxigenação, dia^{-1}
k_3	taxa de sedimentação, dia^{-1}
k_4	velocidade de conversão de bentos para DBO, $g O_2/m^2/dia$
k_5	demanda bentônica de oxigênio, $g O_2/m^2/dia$
ρ	taxa de respiração somada à taxa de morte das algas, dia^{-1}
ρ_1	taxa de respiração das algas, dia^{-1}
ρ_2	taxa de morte das algas, dia^{-1}
α_3	oxigênio produzido por unidade de crescimento de alga, $mg O_2/mg A$
α_4	oxigênio devido à respiração por unidade de alga, $mg O_2/mg A$
α_5	oxigênio consumido por unidade de NH_3 oxidada, $mg O_2/mg N$
α_6	oxigênio consumido por unidade de NO_2 oxidado, $mg O_2/mg N$
μ	velocidade específica de crescimento das algas, dia^{-1}
β_1	coeficiente de oxidação da amônia, dia^{-1}
β_2	coeficiente de oxidação do nitrito, dia^{-1}

λ_1	O_2 consumido pela respiração dos bentos, g $O_2/m^2/dia$
λ_2	O_2 produzido pela fotossíntese dos bentos, g $O_2/m^2/dia$
O'_s	concentração de oxigênio de equilíbrio a 1 atmosfera de pressão, mg/l
T_a	temperatura da água, °C
P_a	pressão atmosférica local, atm
T	temperatura, °C
θ	coeficiente de temperatura
x_j	eficiência do tratamento
W_j	carga de DBO de lançamento
Q_j	vazão de lançamento. x_j
F	número de fontes de poluição
$OD_{padrão}$	concentração mínima permissível de OD estipulada pelo CONAMA 357
OD_i	concentração de oxigênio dissolvido
$DBO_{padrão}$	concentração máxima de DBO estipulada pelo CONAMA 357
DBO_i	concentração de DBO encontrada no ponto
d_{ij}	distância normalizada
$Sh(d)$	função de compartilhamento
R_m	fator penalidade

SUMÁRIO

1. Introdução	19
2. Gerenciamento da qualidade da água.....	29
2.1. Modelagem matemática da qualidade de água superficial.....	31
2.2. Fontes de poluição e variáveis indicadoras da qualidade da água.....	46
2.3. Os modelos de qualidade da água.....	51
2.4. Modelo de qualidade de águas QUAL2K.....	53
2.4.1. Segmentação do sistema	55
2.4.2. Características Hidráulicas	59
2.4.3. Tempo de detenção hidráulico	62
2.4.4. Dispersão Longitudinal.....	62
2.4.5. Equações do modelo: variáveis indicadoras da qualidade da água.....	64
3. Planejamento multiobjetivo	71
3.1. Os métodos e a otimização multiobjetivo	73
3.1.1. Formulação geral dos métodos	75
3.2. A análise multiobjetivo e os recursos hídricos	78
4. METODOLOGIA.....	93
4.1. Formulação do modelo.....	95
4.1.1. Primeiro modelo de otimização multiobjetivo.....	96
4.1.2. Segundo modelo de otimização multiobjetivo	97
4.1.3. Terceiro modelo de otimização multiobjetivo	97
4.2. Os Algoritmos Genéticos.....	99
4.2.1. Algoritmos Genéticos Multiobjetivo.....	104
4.2.1.1. NSGA.....	107
4.3. Aplicação: Bacia Hidrográfica do Rio Atibaia	114
4.3.1. A bacia do Rio Atibaia: Recursos Hídricos.....	121
4.3.2. Dados de entrada do modelo QUAL2K e calibração.....	130
5. RESULTADOS	152
5.1. Funções objetivo	152
5.1.1. Modelo 1.....	152
5.1.2. Modelo 2.....	154
5.1.3. Modelo 3.....	155

5.2. Parâmetros do AG	156
5.4. Simulações.....	161
5.4.1. Simulação do Primeiro Modelo.....	161
5.4.2. Simulação do Segundo Modelo	164
5.4.3. Simulação do Terceiro Modelo	167
6. Conclusões	183
7. Referências Bibliográficas.....	187

1. INTRODUÇÃO

Mesmo privilegiado quanto à sua disponibilidade hídrica, encontram-se no Brasil problemas relacionados à escassez de água que decorrem, fundamentalmente, da combinação entre o crescimento exagerado das demandas localizadas e a degradação da qualidade das águas. Este quadro é conseqüência dos desordenados processos de urbanização, industrialização e expansão agrícola.

O planejamento dos recursos hídricos direciona-se aos estudos e ações voltadas à preservação da água de forma a garantir o seu uso sustentável.

Os recursos hídricos apresentam problemas para sua quantificação e averiguação da sua qualidade. Apesar de que a maioria das pesquisas contempla uma ou outra área, o estudo dos aspectos quantitativos e qualitativos dos recursos hídricos não pode ser dissociado. A violação dos padrões admissíveis da qualidade da água torna-a imprópria para determinados usos e a interpretação de dados qualitativos não proporciona conclusões significativas a menos que baseada na variabilidade espacial e temporal do regime hidrológico. A variação no espaço e no tempo da disponibilidade, como da demanda, leva à necessidade de criação de políticas de planejamento e gestão de recursos hídricos.

Apesar de que há muito tempo atrás já se encontrava na sociedade brasileira preocupações pertinentes à gestão das águas, um passo marcante foi dado com a elaboração e publicação da Lei 9.433 de 8 de janeiro de 1997, que dispõe sobre a Política Nacional de Recursos Hídricos.

A referida Lei foi construída sobre os seis fundamentos descritos como segue:

1. O domínio das águas: a água é um bem de domínio público.

2. O valor econômico: a água é um recurso natural limitado, dotado de valor econômico e a cobrança da água bruta tem o objetivo de reconhecer a água como bem econômico, dar ao usuário uma indicação do seu real valor, incentivar a racionalização do uso da água, e obter recursos financeiros para o financiamento de projetos formulados nos planos de recursos hídricos.
3. Os usos prioritários: em situações de escassez, o uso prioritário dos recursos hídricos é o consumo humano e a dessedentação de animais. O uso prioritário na Lei Federal fica também definido para as leis estaduais, porém a hierarquia dos demais usos pode ser definida nos próprios estados ou bacias hidrográficas, pelos Comitês de Bacias. Os Comitês de Bacia Hidrográfica – CBH são órgãos colegiados descentralizados e são compostos por representantes do governo, municípios, usuários da água e sociedade civil.
4. Os usos múltiplos: a água é utilizada para atender as seguintes atividades: geração de energia elétrica, abastecimento doméstico e industrial, irrigação, navegação, recreação, aquicultura, piscicultura, pesca, assimilação e afastamento de esgoto. A gestão dos recursos hídricos deve sempre proporcionar o uso múltiplo das águas, ou seja, maximizar o seu uso.
5. A unidade de gestão: a bacia hidrográfica é a unidade territorial para a implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e atuação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

6. A gestão descentralizada: a gestão dos recursos hídricos deve ser descentralizada e contar com a participação do Poder Público, dos usuários e das comunidades.

A Política Nacional de Recursos Hídricos conta com cinco instrumentos para implementá-la:

1. Os planos de recursos hídricos: são planos diretores que visam a fundamentar e orientar a implementação da Política Nacional e o gerenciamento dos recursos hídricos. Devem ser elaborados por bacia hidrográfica, por Estado e para o País. O Plano Nacional de Recursos Hídricos (PNRH) foi aprovado pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos no dia 30 de janeiro de 2006. O PNRH contempla a melhoria das disponibilidades hídricas, superficiais e subterrâneas, em qualidade e em quantidade; a redução dos conflitos reais e potenciais de uso da água, bem como dos eventos hidrológicos críticos; a percepção da conservação da água como valor socioambiental relevante.
2. O enquadramento dos corpos de água em classes: o enquadramento dos corpos de água em classes é feito para assegurar que os corpos d'água tenham qualidade compatível com os usos que lhe forem atribuídos e para agir preventivamente para reduzir custos com tratamento de água e combate à poluição. Embora a Lei 9.433 utilize o enquadramento como instrumento de gestão, cabe aos órgãos ambientais efetuar o enquadramento nas classes definidas pela Resolução nº 357 de 17 de março de 2005 do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA.
3. A outorga dos direitos de uso dos recursos hídricos: a outorga é um instrumento de comando e controle em que uma porção da

disponibilidade hídrica é concedida a um usuário, para um determinado uso, por um período de tempo limitado. Os objetivos da outorga são assegurar o controle quantitativo e qualitativo dos usos da água e proporcionar o direito ao acesso às águas. Nos incisos I a V do Art. 12 da Lei 9.433 ficam estabelecidos que estão sujeitos à outorga pelo Poder Público os direitos dos seguintes usos de recursos hídricos:

- I. derivação ou captação de parcela da água existente em um corpo de água para consumo final, inclusive abastecimento público ou insumo produtivo;
- II. extração de água de aquífero subterrâneo para consumo final ou insumo de processo produtivo;
- III. lançamento em corpo de água de esgotos e demais resíduos líquidos ou gasosos, tratados ou não, com o fim de sua diluição, transporte ou disposição final;
- IV. aproveitamento dos potenciais hidrelétricos;
- V. outros usos que alterem o regime, a quantidade ou a qualidade da água existente em um corpo d'água.

A menos que a disponibilidade hídrica de uma região seja muito superior à demanda, o estabelecimento de um limite superior para a concessão de outorgas torna-se recomendável. Esse limite é conhecido como vazão (ou volume) outorgável, que é a máxima vazão que pode ser outorgada em um corpo hídrico e cujo montante é composto pela soma da vazão já outorgada com a vazão ainda disponível para outorga.

Ainda, o Art. 13 estabelece que toda outorga estará condicionada às prioridades de uso estabelecidas nos Planos de Recursos Hídricos e deverá respeitar a classe em que

o corpo de água estiver enquadrado e a manutenção de condições adequadas ao transporte aquaviário, quando for o caso.

4. A cobrança pelo uso dos recursos hídricos: a cobrança pelo uso da água como instrumento de gestão pode ser entendida como dispositivo de aplicação do Fundamento 2 da Política Nacional, que vê a água como um bem escasso dotado de valor econômico. O Art. 20 estabelece que serão cobrados os usos de recursos hídricos sujeitos a outorga, conforme o Art. 12 da Lei 9.433. Já o Art. 22 estabelece que os valores arrecadados com a cobrança pelo uso de recursos hídricos serão aplicados prioritariamente na bacia hidrográfica em que foram gerados e serão utilizados:

- I. no financiamento de estudos, programas, projetos e obras incluídos nos Planos de Recursos Hídricos;
- II. no pagamento de despesas de implantação e custeio administrativo dos órgãos e entidades integrantes do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

O fato do artigo 22 estabelecer que os recursos da cobrança sejam aplicados prioritariamente na bacia em que foram arrecadados não garante a sua efetiva aplicação na bacia, o que levou a elaboração e aprovação do Projeto de Lei, PLS 240/02, em outubro de 2004, para garantir a efetiva gestão descentralizada dos recursos hídricos. O Projeto de Lei PLS 240/02 estabelece que os valores arrecadados com a cobrança pelo uso de recursos hídricos e com a aplicação de multas na bacia em que foram gerados sejam aplicados integralmente na mesma bacia (RODRIGUES, 2005).

5. O Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos: é um sistema de coleta, tratamento, armazenamento e recuperação de informações sobre

recursos hídricos e fatores intervenientes em sua gestão. Uma das maiores vantagens desse sistema está na democratização das informações.

Portanto, a idéia de que a água é abundante está sendo substituída pela percepção de que ela é limitada e dotada de valor econômico. A escassez e a poluição descontrolada trouxeram a necessidade de medidas de controle, reparo e preservação dos recursos hídricos e, para suprir essa necessidade, as pesquisas na área de gestão hídrica se inovam a cada dia.

Para atender à demanda de água, o planejamento dos aspectos quantitativos dos recursos hídricos envolve a avaliação de alternativas estruturais e não estruturais (COHON, 1978). As primeiras incluem reservatórios para armazenamento de água, usinas hidrelétricas, sistema de distribuição, tratamento e drenagem, canais, etc. As alternativas não estruturais incluem procedimentos regulatórios e legislativos.

As alternativas estruturais para controle da poluição incluem operações e processos de tratamento de efluentes que podem ser mecânicos, químicos e biológicos (METCALF; EDDY, 2003). As alternativas não estruturais incluem padrões de qualidade do corpo d'água relacionados com os seus usos preponderantes, padrões de emissão de efluentes, taxas e tarifas. A implementação de alternativas não estruturais promove o uso das estruturais e encoraja mudanças no planejamento de um dado sistema hídrico.

Um sistema de recursos hídricos é extremamente complexo, pois nele estão envolvidos vários usuários com diferentes aspirações e natureza competitiva, natureza estocástica das variáveis em estudo, características sociais, econômicas, físicas, climatológicas e hidrográficas próprias e problemas específicos de cada bacia hidrográfica. Ou seja, vários objetivos estão envolvidos na análise de sistemas de recursos hídricos.

Para auxiliar no processo decisório são necessários planejamentos estratégicos que identifiquem as melhores alternativas de desenvolvimento dos recursos hídricos, considerando a distribuição eqüitativa, o uso racional, a maximização do desenvolvimento econômico e social, a minimização dos impactos ambientais, entre outros. Devido à complexidade dos sistemas hídricos, as decisões devem ser estudadas e suas conseqüências, simuladas, de forma que o melhor plano de ação seja escolhido.

É raro que os problemas de planejamento hídrico sejam expressos em termos de um único objetivo. Os recursos hídricos têm aspectos sociais, econômicos e ambientais múltiplos, portanto requerem planejamento que considere toda gama de objetivos concorrentes. Requer-se uma metodologia adequada que considere os critérios, metas e resultados dentro de uma ótica de preferência dos decisores para permitir melhor definição da atratividade de uma ou outra alternativa.

No caso multiobjetivo, há conflito entre os diferentes objetivos que requerem resolução tal que o projeto como todo ganhe. Naturalmente não é possível obter-se uma solução ótima para cada objetivo. Assim, não existe um plano ótimo, sem nenhuma ambigüidade, que é o caso do objetivo único. No caso multiobjetivo há um conjunto de soluções que pode ser considerado melhor que tantas outras soluções, chamada de conjunto não-dominado ou aquele cujos membros dominam as outras soluções.

Com suporte na modelagem matemática, o planejamento multiobjetivo vem sendo muito utilizado para auxiliar nas tomadas de decisões de sistemas de recursos hídricos (MILLER; BYERS, 1973; HAIMES; HALL, 1974; DAUER; KRUEGER, 1980; ESCHENBACH et al, 2001; JARDIM; LANNA, 2003). Porém pouca atenção é voltada para a multiplicidade de problemas relacionados à qualidade da água.

Dentro desse enfoque, este trabalho tem o intuito de contribuir para a solução dos complexos problemas relacionados ao planejamento e gerenciamento da qualidade

da água. O desafio foi desenvolver um modelo baseado na análise multiobjetivo que seja capaz de auxiliar nas tomadas de decisão, minimizando os conflitos e levando em consideração a disponibilidade hídrica, estratégias de redução na emissão de efluentes, necessidade de investimentos e objetivos de qualidade da água.

O modelo foi testado na bacia do rio Atibaia, sub-bacia do rio Piracicaba, no Estado de São Paulo, pertencente à Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos número 5 (UGRHI-05), que engloba as bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí.

Juntamente com as bacias do Turvo/Grande e Alto Tietê, a bacia do Piracicaba é atualmente classificada como crítica em relação à disponibilidade hídrica por habitante. Em contrapartida, ela é um dos sistemas hídricos essenciais ao Estado, pois, além de fornecer água para abastecimento urbano e industrial, irrigação e geração de energia elétrica, é responsável pelo fornecimento de água para a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), localizada na bacia do Alto Tietê, através do Sistema Cantareira. Segundo Castro e Porto (2001) o Sistema Cantareira é responsável por aproximadamente 50% de toda água distribuída na RMSP e abastece uma população estimada em nove milhões de habitantes. É importante destacar que a construção e operação desse sistema data das décadas de 60 e 70, sendo executado sem que fossem estabelecidos mecanismos de gestão ambiental que levassem em consideração os usos múltiplos da água.

A degradação dos recursos hídricos na bacia do rio Piracicaba iniciou-se na década de 70 em virtude do processo de interiorização do desenvolvimento econômico do Estado de São Paulo. De acordo com Barth (1987), dentre todas as bacias hidrográficas do Estado de São Paulo, esta é a que concentra os maiores problemas de aproveitamento e controle dos recursos hídricos. Seus rios estão cada vez mais poluídos,

sendo que parte expressiva desta poluição é proveniente de esgotos domésticos, resíduos industriais e insumos agrícolas.

Devido à crescente complexidade de problemas que enfrentam a gestão dos recursos hídricos, faz-se necessário a adoção de novas tecnologias que sirvam de base para o planejamento do aproveitamento de uma bacia hidrográfica. Adicionalmente, as ferramentas computacionais são de extrema importância para o setor hídrico.

Dentro deste contexto, os objetivos deste trabalho são:

- Propor um modelo de otimização multiobjetivo que contribua para as tomadas de decisões nos problemas de gerenciamento da qualidade da água superficial.
- Formular os objetivos conflitantes e restrições do problema de gerenciamento da qualidade hídrica.
- Propor um índice que represente a equidade na alocação da carga poluente entre as fontes de poluição.
- Testar o modelo em um estudo de caso na bacia hidrográfica do rio Atibaia, no Estado de São Paulo, que encontra sérios problemas relacionados aos seus recursos hídricos.
- Para as estratégias ótimas encontradas, simular o comportamento do sistema com um modelo de simulação de qualidade da água.

Esta tese é organizada em 7 capítulos. O Capítulo 2 contém a revisão bibliográfica dos processos de gerenciamento da qualidade da água e os fatores envolvidos, da modelagem matemática que define os processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem no corpo d'água, bem como a evolução histórica dos modelos computacionais.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia da análise multiobjetivo e o estado da arte das formulações e aplicações dos métodos multiobjetivo, tradicionais e não tradicionais, nos problemas de planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos.

O desenvolvimento e aplicação do modelo de auxílio às tomadas de decisões proposto, baseado na análise multiobjetivo, são apresentados no Capítulo 4.

Os resultados da pesquisa são descritos no Capítulo 5 e, finalmente, o Capítulo 6 apresenta as principais conclusões.

2. GERENCIAMENTO DA QUALIDADE DA ÁGUA

O planejamento dos aspectos qualitativos da água envolve a identificação e avaliação de alternativas de gerenciamento que satisfaçam objetivos econômicos e ambientais. Os objetivos econômicos são freqüentemente expressos em termos de mínimo custo e uma distribuição de custo justa para todos os usuários da água. Os objetivos de qualidade da água são usualmente expressos em termos de padrões de emissão de efluentes, padrões de qualidade da água do corpo receptor, ou ambos. Embasada na lei local, o desenvolvimento de políticas de gerenciamento da qualidade da água requer não somente a identificação da relação existente entre poluidor e qualidade da água do ambiente, mas a avaliação de estratégias e ferramentas disponíveis para garantir a melhora qualitativa do recurso hídrico.

Os modelos de qualidade da água são vínculos essenciais ao gerenciamento, uma vez que objetivam predizer a concentração de um determinado poluente no corpo d'água como função da carga poluidora, pontual ou não.

De forma meramente ilustrativa, a Figura 1 mostra o fluxograma de um processo de gerenciamento da qualidade da água. O modelo matemático, ou seja, a formulação idealizada que representa a resposta de um sistema físico perante um estímulo externo, é necessário para computar a qualidade (resposta) do corpo receptor (sistema) como função do efluente lançado (estímulo). A relação de causa e efeito entre carga e concentração depende das características físicas, químicas e biológicas da água e hidráulicas e hidrológicas do corpo receptor.

Simulação e otimização são os modelos mais utilizados e freqüentemente usados em seqüência: a otimização é aplicada para discriminar as alternativas de

gerenciamento viáveis e em seguida, a simulação descreve o comportamento do sistema perante as alternativas para que possa ser feita a escolha final.

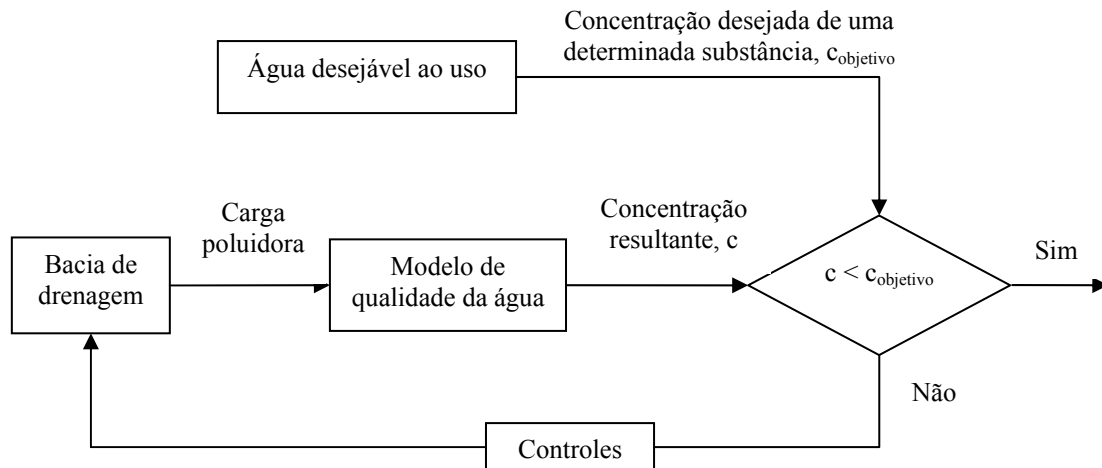


Figura 1 – O processo de gerenciamento da qualidade da água

Fonte: Adaptado de Chapra (1997)

Há diferentes modelos de qualidade da água e a escolha de qual utilizar depende dos dados disponíveis e do propósito do estudo. Não há um único melhor modelo para todos os corpos d'água e todas as situações de planejamento. A seleção também depende do tempo e recursos disponíveis.

Este capítulo revisa os típicos modelos matemáticos de prognóstico da qualidade dos recursos hídricos superficiais desenvolvidos para aplicações em que efluentes são lançados nos corpos d'água; descreve as principais formas de poluição e os índices utilizados para averiguar a qualidade da água; e finalmente, apresenta a evolução da modelagem.

2.1. Modelagem matemática da qualidade de água superficial

Os modelos de qualidade de água são formados por uma gama de expressões matemáticas que definem os processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem no corpo d'água. A maior parte deles consiste em equações de conservação de quantidade de movimento e massa. Dado uma variável de qualidade particular de interesse e os processos que a afeta, o balanço de massa pode ser desenvolvido e constará de três fenômenos fundamentais: a entrada do constituinte no volume de controle, o transporte dele através do volume de controle e as reações ocorridas que resultam no aumento ou decaimento da concentração do constituinte.

A entrada de poluentes advém de processos naturais e despejo de esgoto doméstico, efluentes industriais ou atividades agrícolas, na forma de poluição pontual ou difusa.

Os processos de transporte descrevem os movimentos dos poluentes através dos fenômenos de difusão, dispersão e advecção, e são dependentes das características hidrológicas e hidrodinâmicas do corpo d'água.

Quando os poluentes são não conservativos, as reações cinéticas expressam quanto rapidamente se dá o consumo do reagente e a formação do produto.

Os modelos podem ser usados para avaliar condições no estado estacionário ou dinâmico. A primeira condição é mais simples e pertinente ao horizonte de planejamento de longo prazo (LOUCKS; STEDINGER; HAITH, 1981).

Suposições referentes à mistura dos poluentes ditam a dimensão espacial do modelo. Como cita Romeiro (2003), em se tratando de escoamento em rios, obtém-se boa precisão quando modelado o sistema em uma ou duas dimensões, sendo o modelo unidimensional o mais utilizado, no qual se assume mistura completa nas direções

vertical e lateral. Quanto aos modelos bidimensionais, estes podem ser representados como modelo bidimensional na horizontal (2DH) e modelo bidimensional na vertical (2DV). Os modelos 2DH permitem variações nas direções longitudinal e transversal. Aplica-se este modelo em estuários com pouca estratificação, tendendo a verticalmente homogêneos. Os modelos 2DV admitem mistura homogênea apenas na direção lateral. Modelos deste tipo podem ser aplicados em corpos d'água com estratificação de densidade na coluna d'água, mas com pouca variação na lateral. Os modelos tridimensionais, que admitem variações nas direções longitudinal, vertical e lateral, podem ser aplicados em qualquer corpo d'água.

Adicionalmente, os modelos podem ser determinísticos ou estocásticos. Os primeiros estimam valores médios dos vários índices de qualidade da água, enquanto que os estocásticos levam em consideração as incertezas dos processos físicos, químicos e biológicos.

Loucks, Stedinger e Haith (1981), Orlob (1984), Chapra (1987), Thomann e Mueller (1987), dentre outros, apresentam diversas formulações da modelagem da qualidade de água. A descrição aqui apresentada caberá a um modelo determinístico, unidimensional, no estado estacionário.

Assumindo-se mistura completa nas direções vertical e horizontal do rio, a concentração (kg/m^3) dos vários constituintes C_i , $i = 1, 2, \dots, n$, é função da velocidade de entrada e saída, dos mecanismos de transporte como dispersão, advecção e das variações físicas, químicas e biológicas. C_i representa a concentração do *i-ésimo* poluente cujo transporte é de interesse.

Uma equação diferencial geral para a variação da concentração de uma determinada substância no tempo e no espaço $C(x,t)$ pode ser obtida através de um balanço de massa feito em um pequeno trecho do rio, como mostra a

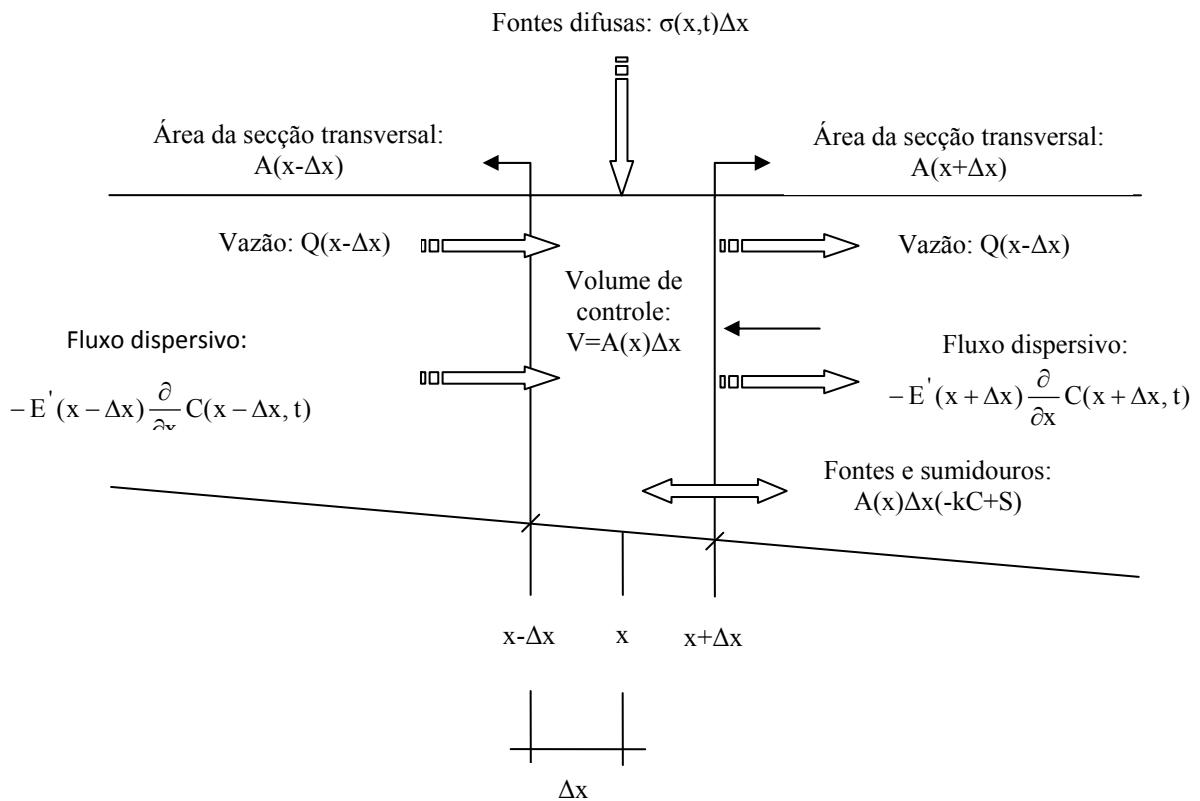


Figura 2 – Componentes do balanço de massa em um trecho do rio

Fonte: Adaptado de Loucks, Stedinger e Haith (1981)

O acúmulo de massa no volume de controle $[V=A(x)\Delta x]$ ilustrado na figura em um período de tempo Δt , é dado por:

$$A(x)\Delta x [C(x, t + \Delta t) - C(x, t)] \quad (1)$$

Este acúmulo de massa deve ser igual à soma do ganho ou perda de massa dentro do volume de controle devido aos seguintes processos:

- Transporte advectivo: O transporte advectivo é causado pelo movimento da água com velocidade U através de uma área A . A variação de massa dentro do volume de controle devido ao transporte advectivo é:

$$[Q(x - \Delta x)C(x - \Delta x, t) - Q(x + \Delta x)C(x + \Delta x, t)] \Delta t \quad (2)$$

em unidades de $\frac{m^3}{s} \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot s = kg$.

- Dispersão: A dispersão é o movimento do poluente devido à turbulência. A velocidade com que ocorre o fenômeno de dispersão de um determinado constituinte depende do gradiente de concentração deste encontrado no rio. Sendo $E(x)$ o coeficiente de dispersão, parâmetro usado para quantificar a velocidade do processo dispersivo, em unidades de m^2/s , a variação total da massa dentro do volume de controle é:

$$\left[-E(x-\Delta x)A(x-\Delta x)\frac{\partial}{\partial x}C(x-\Delta x,t) + E(x+\Delta x)A(x+\Delta x)\frac{\partial}{\partial x}C(x+\Delta x,t) \right] \Delta t \quad (3)$$

em unidades de $\frac{m^2}{s} \cdot m^2 \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{1}{m} \cdot s = kg$. O sinal negativo garante que o fluxo de massa ocorre no sentido de maior para o de menor concentração.

- Decaimento: Embora existam diferentes maneiras de formular as velocidades de reações ocorridas nos corpos d'água, a mais comum é a reação de primeira ordem. Para uma constante de velocidade de reação k , a equação que governa o decaimento de massa no volume de controle em um intervalo de tempo Δt é:

$$k A(x) \Delta x C(x,t) \Delta t \quad (4)$$

em unidades de $\frac{1}{s} \cdot m^2 \cdot m \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot s = kg$.

- Fontes distribuídas: Como exemplos de fontes distribuídas podem-se citar o escoamento superficial e os depósitos bentônicos que atuam como fonte de um constituinte por unidade de comprimento, $\sigma(x,t)$, em $kg/m \cdot s$. Desta forma, o acréscimo de massa no volume de controle em um intervalo Δt é dado por:

$$\sigma(x,t) \Delta x \Delta t \quad (5)$$

em unidades de $\frac{kg}{m \cdot s} \cdot m \cdot s = kg$.

Há outra forma aproximada de descrever fontes não pontuais. Sendo C_r a concentração de uma determinada substância e $\frac{\partial Q}{\partial x}$ a velocidade do escoamento superficial por unidade de comprimento do canal, a massa aderida ao volume de controle no intervalo Δt é:

$$C_r \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \cdot \Delta t \quad (6)$$

em unidades de $\frac{kg}{m^3} \cdot \frac{m^3}{s} \cdot \frac{1}{m} \cdot m \cdot s = kg$.

- Outras fontes ou sumidouros: Vários processos físicos e bioquímicos podem atuar como fontes ou sumidouros de massa no sistema. Denotados por $S(x,t)$ e expressos na unidade de $kg/m^3 \cdot s$, a variação de massa no volume de controle em um intervalo de tempo Δt é igual a:

$$A(x) \Delta x S(x,t) \Delta t \quad (7)$$

em unidades de $m^3 \cdot \frac{kg}{m^3 \cdot s} \cdot s = kg$.

A partir da eq. (1), a equação que representa a variação total de massa no sistema é obtida pelo somatório de todas as expressões de ganho ou perda dessa grandeza (eq. 8).

$$\begin{aligned}
& A(x)\Delta x [C(x, t + \Delta t) - C(x, t)] = \\
& \left[E(x + \Delta x)A(x + \Delta x) \frac{\partial C(x + \Delta x, t)}{\partial x} - E(x - \Delta x)A(x - \Delta x) \frac{\partial C(x - \Delta x, t)}{\partial x} \right] \Delta t + \\
& - [Q(x + \Delta x)C(x + \Delta x, t) - Q(x - \Delta x)C(x - \Delta x, t)] \Delta t - kA(x)\Delta x C(x, t) \Delta t + \\
& + \sigma(x, t)\Delta x \Delta t + C_r \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \Delta t + A(x)\Delta x S(x, t) \Delta t
\end{aligned} \tag{8}$$

Dividindo ambos os lados da eq. (8) por $\Delta x \cdot \Delta t$, obtém-se:

$$\begin{aligned}
& \frac{A(x)[C(x, t + \Delta t) - C(x, t)]}{\Delta t} = \\
& \frac{\left[E(x + \Delta x)A(x + \Delta x) \frac{\partial C(x + \Delta x, t)}{\partial x} - E(x - \Delta x)A(x - \Delta x) \frac{\partial C(x - \Delta x, t)}{\partial x} \right]}{\Delta x} + \\
& - \frac{[Q(x + \Delta x)C(x + \Delta x, t) - Q(x - \Delta x)C(x - \Delta x, t)]}{\Delta x} - kA(x)C(x, t) + \sigma(x, t) + \\
& + C_r \frac{\partial Q}{\partial x} + A(x)S(x, t)
\end{aligned} \tag{9}$$

Tomando o limite para $\Delta t \rightarrow 0$ e $\Delta x \rightarrow 0$, obtém-se as derivadas parciais conforme

a eq. (10), na qual $E'(x) = E(x)A(x)$.

$$\begin{aligned}
& A(x) \cdot \frac{\partial}{\partial t} C(x, t) = \frac{\partial}{\partial x} \left[E'(x) \frac{\partial}{\partial x} C(x, t) \right] - \frac{\partial}{\partial x} [Q(x)C(x, t)] - kA(x)C(x, t) + \sigma(x, t) + \\
& + C_r \frac{\partial Q}{\partial x} + A(x)S(x, t)
\end{aligned} \tag{10}$$

Dividindo a eq. (10) por $A(x)$ e substituindo $E'(x) = E(x)A(x)$:

$$\frac{\partial}{\partial t} C(x, t) = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left[EA \frac{\partial}{\partial x} C(x, t) \right] - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} [QC(x, t)] - kC(x, t) + \frac{\sigma}{A} + \frac{C_r}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + S(x, t) \tag{11}$$

As variações espaciais do coeficiente de dispersão e da área da secção transversal interferem na velocidade de dispersão assim como no gradiente de concentração $\frac{\partial C}{\partial x}$. A eq. (11) completa a derivação básica para a equação diferencial parcial que define a concentração de uma substância em um rio. De uma forma geral, a eq. (11) é encontrada na literatura da seguinte maneira:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(EA \frac{\partial C}{\partial x} - UAC \right) \pm \sum_k S_k \tag{12}$$

na qual C é a concentração (kg/m^3) de uma substância particular, t é o tempo (s), x é a distância (m) ao longo do canal, E é o coeficiente de dispersão (m^2/s), U é a velocidade (m/s), A é a área da secção transversal (m^2) e S_k engloba todas as fontes ou sumidouros ($\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{s}$). Este último termo inclui as várias reações e processos que podem aumentar ou depreciar a concentração de uma determinada substância em um local particular no rio.

No estado estacionário, suposição adotada na maioria dos modelos de qualidade da água, a solução da eq. (11) corresponde à situação em que $\frac{\partial C}{\partial t} = 0$. Assumindo-se E , A , Q , k constantes e para simplificação, omitindo-se o termo $C_r \frac{\partial Q}{\partial x}$ e substituindo-se $Q = U \cdot A$, a equação diferencial no estado estacionário do transporte de massa das várias substâncias que afetam a qualidade da água torna-se:

$$0 = E \frac{d^2 C}{dx^2} - U \frac{dC}{dx} - kC + \frac{\sigma}{A} + S \quad (13)$$

Uma vez que o termo $\frac{\sigma}{A} + S$ é independente da concentração C , pode-se omiti-lo:

$$0 = E \frac{d^2 C}{dx^2} - U \frac{dC}{dx} - kC \quad (14)$$

A solução da equação diferencial (eq. 14) é da forma:

$$C(x) = C_\lambda e^{\lambda x} \quad (15)$$

Tomando-se as derivadas primeira ($\frac{dC}{dx} = C_\lambda \lambda e^{\lambda x}$) e segunda ($\frac{d^2 C}{dx^2} = C_\lambda \lambda^2 e^{\lambda x}$) da eq. (15) e substituindo-se na eq. (14), encontra-se:

$$0 = E \cdot C_\lambda \cdot \lambda^2 \cdot e^{\lambda x} - U \cdot C_\lambda \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} - k \cdot C_\lambda \cdot e^{\lambda x} \quad (16)$$

$$C_\lambda (E\lambda^2 - U\lambda - k) e^{\lambda x} = 0 \quad (17)$$

A eq. (17) é solucionada para todo x e C_λ se λ satisfizer a seguinte condição:

$$E\lambda^2 - U\lambda - k = 0 \quad (18)$$

ou

$$\lambda = \frac{U \pm \sqrt{U^2 + 4Ek}}{2E} = \frac{U}{2E}(1 \pm m) \quad (19)$$

onde

$$m = \frac{\sqrt{U^2 + 4Ek}}{U} = \sqrt{1 + \frac{4Ek}{U^2}} \geq 1 \quad (20)$$

A solução geral da eq. (15) pode ser obtida somando-se as duas soluções encontradas para λ (eq. 19). Desta forma:

$$C(x) = C_1 e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m)\right]} + C_2 e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m)\right]} \quad (21)$$

na qual C_1 e C_2 são constantes de integração arbitrárias.

Considerando que ocorra um lançamento com carga W_0 (kg/s) em $x=0$, as eq. (22) e (23) representam, em conformidade com a eq. (21), o transporte de massa antes e após o lançamento, respectivamente.

$$C(x) = C_1^+ e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m)\right]} + C_2^+ e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m)\right]} \quad \text{para } x > 0 \quad (22)$$

$$C(x) = C_1^- e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m)\right]} + C_2^- e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m)\right]} \quad \text{para } x < 0 \quad (23)$$

Como condição de contorno considera-se que, para $x \rightarrow \infty$, $C(x) \rightarrow 0$. Logo, pela eq. (22) percebe-se que C_1^+ deve ser igual a zero, uma vez que, para $x \rightarrow \infty$, o primeiro termo da equação tende ao infinito e, sendo $m > 1$, o segundo termo tende a zero.

De maneira semelhante, se $x \rightarrow -\infty$, $C(x) \rightarrow 0$, então, a partir da eq. (23), C_2^- deve ser igual a zero.

Para $x=0$, $C(0) = C_2^+ = C_1^-$.

Os valores de C_2^+ e C_1^- são estimados através de um balanço de massa no ponto de lançamento. Supondo que W_0 seja a carga lançada, W_- e W_+ sejam, respectivamente, as cargas imediatamente antes e após o lançamento, neste caso, encontra-se a seguinte situação:

$$W_0 + W_- = W_+ \quad (24)$$

$$W_+ - W_- = W_0 \quad (25)$$

$$\left(-EA \frac{dC}{dx} + QC \right)_{x>0} - \left(-EA \frac{dC}{dx} + QC \right)_{x<0} = W_0 \quad (26)$$

Derivando as eq. (22) e (23) com relação a x , considerando $C_1^+ = C_2^- = 0$, obtém-se as eq. (27) e (28).

Para $x>0$:

$$\frac{dC}{dx} = C_2^+ \frac{U}{2E} (1-m) e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1-m) \right]} \quad (27)$$

Para $x<0$:

$$\frac{dC}{dx} = C_1^- \frac{U}{2E} (1+m) e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1+m) \right]} \quad (28)$$

Substituindo as eq. (27) e (28) na eq. (26), encontra-se a seguinte relação:

$$\left\{ -EAC_2^+ \frac{U}{2E} (1-m) e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1-m) \right]} + QC_2^+ e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1-m) \right]} \right\} + \left\{ -EAC_1^- \frac{U}{2E} (1+m) e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1+m) \right]} + QC_1^- e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1+m) \right]} \right\} = W_0 \quad (29)$$

Lembrando que a condição de contorno estabelece que $x=0$ e nesta condição,

$C(0) = C_2^+ = C_1^-$, e após rearranjos, tem-se que:

$$C(0) \left[-EA \frac{U}{2E} (1-m) + Q \right] - C(0) \left[-EA \frac{U}{2E} (1+m) + Q \right] = W_0$$

$$C(0) \cdot A \cdot U \cdot m = W_0$$

$$C(0) \cdot Q \cdot m = W_0$$

$$C(0) = \frac{W_0}{Q \cdot m} \quad (30)$$

Substituindo o valor encontrado para $C(0)$ (eq. 30) nas eq. (22) e (23), obtém-se a solução final para $C(x)$:

$$C(x) = \begin{cases} \frac{W_0}{Q \cdot m} \cdot e^{\left[\frac{U}{2E} \cdot (1+m) \cdot x \right]} & \text{para } x < 0 \\ \frac{W_0}{Q \cdot m} \cdot e^{\left[\frac{U}{2E} \cdot (1-m) \cdot x \right]} & \text{para } x \geq 0 \end{cases} \quad (31)$$

na qual m está definido na eq. (20).

Em rios com águas paradas, o coeficiente de dispersão E é pequeno e pode ser omitido. Neste caso, a partir da eq. (14), para $x < 0$, $C(x) = 0$, já para $x > 0$:

$$C(x) = \frac{W_0}{Q} \cdot e^{\frac{-kx}{U}} \quad (32)$$

Adotando $Q = AU$ e $m = \frac{\sqrt{U^2 + 4Ek}}{U}$ e, após, considerando apenas o processo

dispersivo ($U \approx 0$), os termos da eq. (31) assumem a seguinte forma:

$$Q \cdot m = A \cdot U \cdot \frac{\sqrt{U^2 + 4Ek}}{U} = A \sqrt{4Ek}$$

$$\frac{UX}{2E} (1 \pm m) = \frac{UX}{2E} \left(1 \pm \frac{\sqrt{U^2 + 4kE}}{U} \right) = \frac{UX}{2E} \left(\frac{U \pm \sqrt{U^2 + 4kE}}{U} \right) = \frac{X}{2E} (\pm \sqrt{4kE}) = \pm X \sqrt{\frac{k}{E}}$$

Substituindo esses valores na eq. (31) tem-se a seguinte relação:

$$C(x) = \begin{cases} \frac{W_0}{2A\sqrt{kE}} \cdot e^{(+x\sqrt{k/E})} & \text{para } x < 0 \\ \frac{W_0}{2A\sqrt{kE}} \cdot e^{(-x\sqrt{k/E})} & \text{para } x \geq 0 \end{cases} \quad (33)$$

A Figura 3 exibe o perfil da concentração de uma determinada substância ao longo do curso do rio considerando um lançamento de efluentes em $x = 0$ e, além do decaimento devido à reação de primeira ordem, os seguintes processos de transporte: advecção, advecção e dispersão, e somente dispersão.

As eq. (31), (32) e (33) podem ser usadas na modelagem unidimensional no estado estacionário da DBO em um rio.

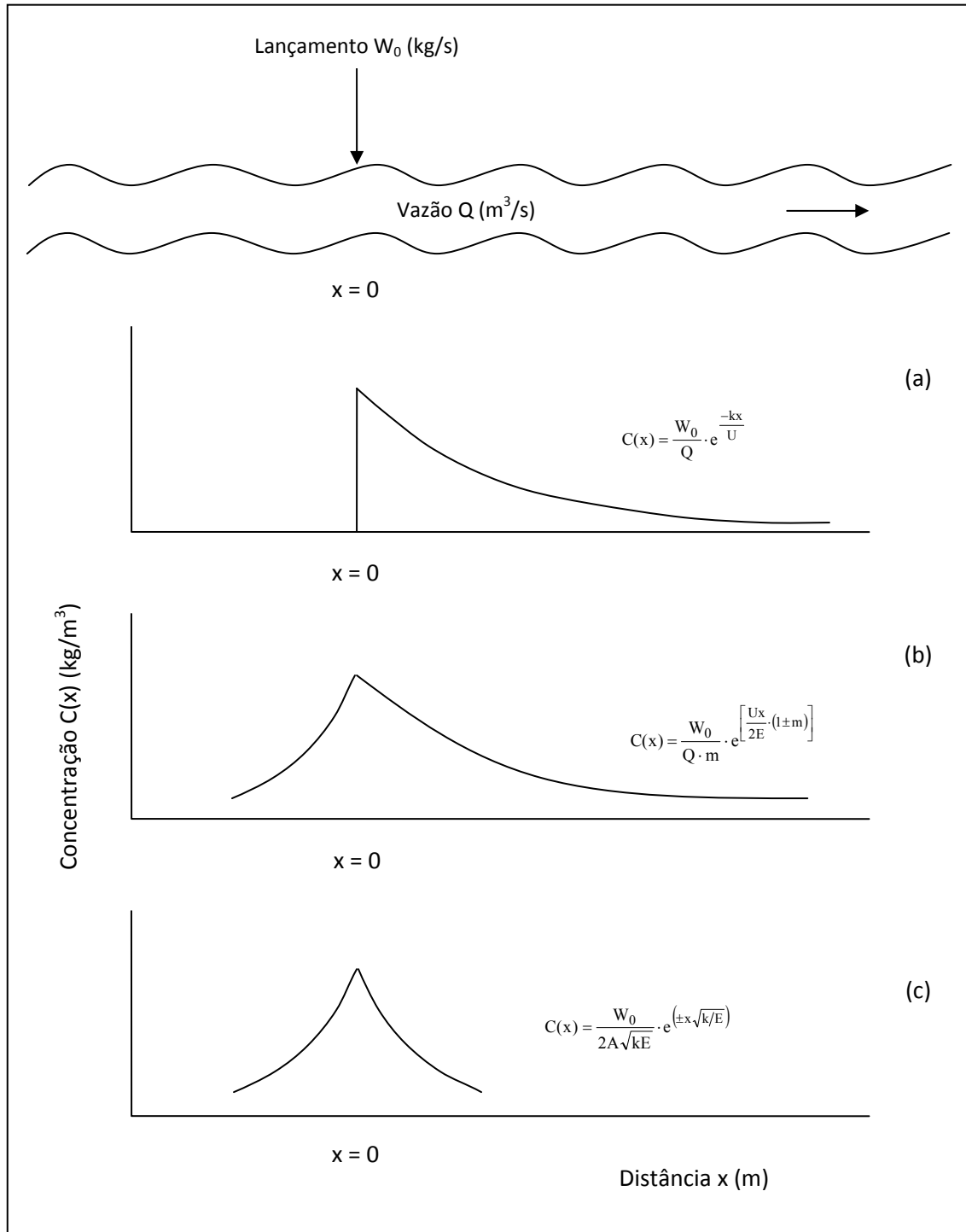


Figura 3 – Concentração de uma substância ao longo do curso do rio a partir de um ponto de lançamento: (a) apenas advecção, (b) advecção e dispersão, (c) apenas dispersão.

Fonte: Adaptado de Loucks, Stedinger e Haith (1981)

O modelo OD-DBO pode ser obtido a partir da equação diferencial do déficit D de concentração de OD (diferença entre a concentração de saturação e a concentração de

OD encontrada no corpo d'água) no estado estacionário e com os parâmetros k_d , k_a , E , A e U constantes (34).

$$0 = E \frac{d^2 D}{dx^2} - U \frac{dD}{dx} + k_d L - k_a D \quad (34)$$

na qual k_a é a constante de reaeração (dia^{-1}), k_d é a constante de desoxigenação (dia^{-1}) e L a concentração de DBO. Substituindo L pela eq. (31) obtém-se:

$$0 = E \frac{d^2 D}{dx^2} - U \frac{dD}{dx} + \frac{k_d W_0}{Q m_c} e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1 \pm m_c) \right]} - k_a D \quad (35)$$

com $1+m_c$ para $x < 0$ e $1-m_c$ para $x > 0$. m_c está definido na eq. (20), sendo $k=k_d$.

Uma solução particular da eq. (35) é:

$$D(x) = D_p e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1 \pm m_c) \right]} \quad (36)$$

na qual D_p é uma constante de integração.

Tomando a derivada primeira $\left(\frac{dD}{dx} = D_p \frac{U}{2E} (1 \pm m_c) e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1 \pm m_c) \right]} \right)$ e segunda (

$$\frac{d^2 D}{dx^2} = D_p \frac{U^2}{4E^2} (1 \pm m_c)^2 e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1 \pm m_c) \right]} \quad) \text{ da eq. (36), substituindo esses valores na eq. (35) e}$$

após rearranjos, tem-se que:

$$D_p \left\{ E \left[\frac{U}{2E} (1 \pm m_c) \right]^2 - U \left[\frac{U}{2E} (1 \pm m_c) \right] - k_a \right\} + \frac{k_d W_0}{Q m_c} = 0 \quad (37)$$

Pela definição de m_c , $E\lambda^2 - U\lambda - k = 0$ (eq. 18), sendo $\lambda = \frac{U}{2E} (1 \pm m)$ (eq. 19).

Portanto:

$$E \left[\frac{U}{2E} (1 \pm m_c) \right]^2 - U \left[\frac{U}{2E} (1 \pm m_c) \right] - k_d = 0$$

$$k_d = E \left[\frac{U}{2E} (1 \pm m_c) \right]^2 - U \left[\frac{U}{2E} (1 \pm m_c) \right] \quad (38)$$

Finalmente, substituindo k_d encontrado na eq. (38) na eq. (37), encontra-se o valor da constante D_p .

$$D_p(k_d - k_a) = -\frac{k_d W_0}{Qm_c}$$

$$D_p = \frac{k_d}{(k_a - k_d)} \left(\frac{W_0}{Qm_c} \right) \quad (39)$$

A solução geral da eq. (35) é da seguinte forma:

$$D(x) = D_p e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m_c) \right]} + D_1^- e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m_a) \right]} + D_2^- e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m_a) \right]} \quad \text{para } x < 0 \quad (40)$$

$$D(x) = D_p e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m_c) \right]} + D_1^+ e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m_a) \right]} + D_2^+ e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m_a) \right]} \quad \text{para } x \geq 0 \quad (41)$$

m_a está definido na eq. (20), sendo $k=k_a$.

Como condição de contorno, para $x \rightarrow \infty$, $D(x) \rightarrow 0$, logo $D_1^+ = 0$.

Já para $x \rightarrow -\infty$, $D(x) \rightarrow 0$, $D_2^- = 0$. Para $x=0$, $D_1^- = D_2^+$.

Considerando apenas o impacto do lançamento em $x=0$, pode-se assumir que o déficit de oxigênio é devido apenas à oxidação da matéria orgânica do efluente lançado.

Assumindo fluxo contínuo em $x=0$:

$$\left[EA \frac{d}{dx} D(x) - QD(x) \right]_{x=0^+} = \left[EA \frac{d}{dx} D(x) - QD(x) \right]_{x=0^-} \quad (42)$$

Como $D(x)$ é contínuo em $x=0$ e assumindo Q , E e A constantes, a eq. (42) é reduzida a:

$$\frac{d}{dx} D(x) \Big|_{x=0^+} = \frac{d}{dx} D(x) \Big|_{x=0^-} \quad (43)$$

ou, a partir das eq. (40) e (41) e lembrando que $D_1^+ = D_2^- = 0$,

$$D_p \frac{U}{2E} (1-m_c) + D_2^+ \frac{U}{2E} (1-m_a) = D_p \frac{U}{2E} (1+m_c) + D_1^- \frac{U}{2E} (1+m_a)$$

Denotando $D_1^- = D_2^+ = D_0$, obtém-se:

$$D_0 = -\frac{m_c}{m_a} D_p \quad (44)$$

Substituindo-se os valores encontrados para D_p e D_0 nas eq. (40) e (41), encontra-se a solução final para $D(x)$:

$$D(x) = \begin{cases} \left. \frac{k_d}{k_a - k_d} \cdot \frac{W_0}{Q} \cdot \left[\frac{1}{m_c} e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m_c) \right]} - \frac{1}{m_a} e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1+m_a) \right]} \right] \right\} & \text{para } x < 0 \\ \left. \frac{k_d}{k_a - k_d} \cdot \frac{W_0}{Q} \cdot \left[\frac{1}{m_c} e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m_c) \right]} - \frac{1}{m_a} e^{\left[\frac{Ux}{2E}(1-m_a) \right]} \right] \right\} & \text{para } x > 0 \end{cases} \quad (45)$$

Os modelos de qualidade da água apresentados (eq. 31, 32, 33 e 45) aplicam-se em seções homogêneas de rio, nas quais os parâmetros k_a , k_d , E , A e U são constantes e a concentração $C(x)$ aproxima-se de zero para grandes valores de x . Porém, em todo um curso d'água, encontram-se várias seções com características hidráulicas (vazão, velocidade, dispersão) e geométricas (largura, profundidade, declividade) distintas.

Para solucionar esse problema, adota-se que um rio é uma série de seções uniformes, cada qual com sua condição de contorno. O cálculo inicia-se na primeira seção e continua até que um contorno seja encontrado, por exemplo, quando os parâmetros do sistema se alteram. Se houver mudança no valor da declividade, modificações nos valores da velocidade, profundidade, constante de reaeração, etc, podem ocorrer. Neste caso, a concentração final de uma seção é a inicial da próxima. Em situações em que fontes pontuais entram no sistema, um balanço de massa é feito para estabelecer a concentração inicial da seção.

A Figura 4 ilustra um trecho de rio com várias seções, cada qual com os parâmetros que as descrevem. Os métodos numéricos utilizados para solucionar as equações diferenciais são o método das diferenças finitas e elementos finitos.

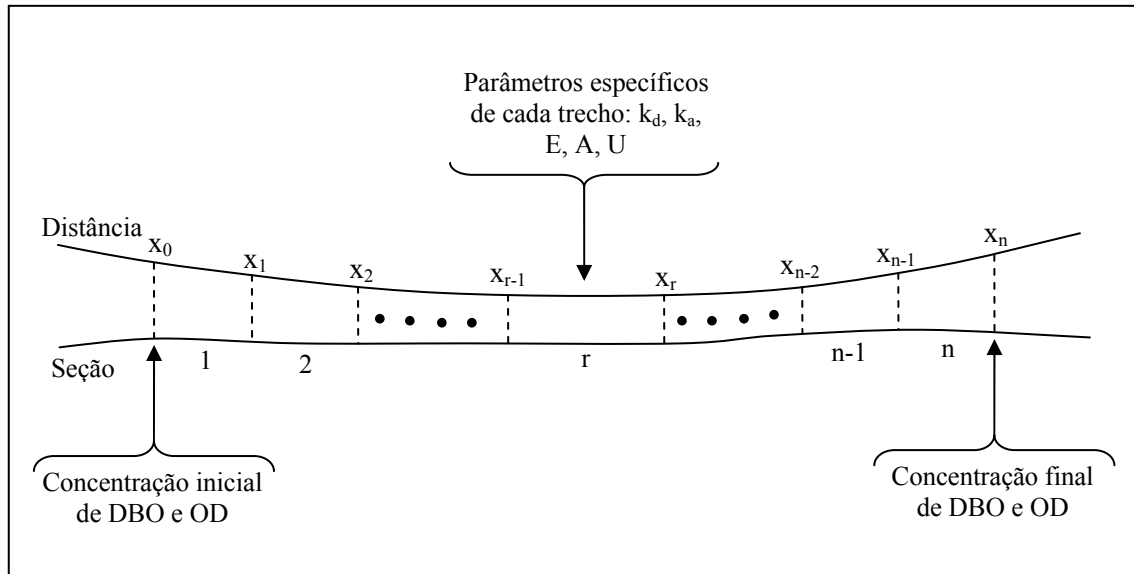


Figura 4 – Trecho de rio com n seções homogêneas

Fonte: Adaptado de Loucks, Stedinger e Haith (1981)

2.2. Fontes de poluição e variáveis indicadoras da qualidade da água

Qualidade da água expressa a apropriação desta aos mais variados usos. Ela é afetada por fatores climáticos, pela origem e características do manancial e por fatores antrópicos. Uma das principais fontes de poluição em ambientes aquáticos é o despejo de esgoto doméstico e efluentes industriais, sem nenhum tipo de tratamento ou com algum tratamento inadequado.

A Tabela 1 apresenta alguns dos grupos mais importantes de poluentes encontrados em esgoto doméstico e os efeitos causados no corpo d'água, assim como uma indicação da escala de tempo associada a estes efeitos.

Tabela 1 – Grupos de poluentes encontrados em esgoto doméstico

<i>Grupos de poluentes</i>	<i>Efeitos causados no corpo d'água</i>	<i>Escala de tempo</i>
Sólidos	Estético	Repentino
Matéria orgânica	Diminui o oxigênio através da oxidação	Lento
Amônia	Diminui o oxigênio através da oxidação	Lento
	Tóxico	
Nutrientes	Eutrofização	Acumulativo
Micropoluentes orgânicos	Tóxico	Acumula
Metais pesados	Tóxico	Acumula

Fonte: ROMEIRO (2003)

Se um corpo d'água não está poluído, a concentração de oxigênio dissolvido antes do lançamento deve estar próxima à concentração de saturação. A introdução do esgoto faz com que se elevem os níveis de matéria orgânica sólida e dissolvida. A primeira faz com que a água fique turva e como a luz não consegue penetrar no corpo d'água, o crescimento das plantas é suspenso. Parte da matéria orgânica se decanta, formando o lodo de fundo e podendo, muitas vezes, emitir odores. Adicionalmente, a matéria orgânica é fonte de alimento para muitos seres heterótrofos. Esses organismos decompõem a matéria orgânica presente no meio, diminuindo a concentração de oxigênio dissolvido. A decomposição da matéria orgânica ocorre também no lodo de fundo, e a demanda bentônica de oxigênio contribui para o decaimento da concentração de oxigênio.

A reaeração atmosférica compensa o déficit de oxigênio. Em um primeiro estágio, a quantidade de oxigênio consumida na água e no sedimento é maior do que a que entra no corpo d'água pela reaeração. A partir do momento em que a matéria orgânica é assimilada, há um balanço entre o consumo e a reaeração de oxigênio. Este é o ponto crítico, no qual a concentração do gás dissolvido se encontra em seu menor valor, muitas vezes havendo depleção total do oxigênio e decomposições anaeróbias começam a ocorrer no corpo d'água. A partir deste ponto o processo de reaeração domina e a

concentração de OD começa a se elevar. Nessa zona de recuperação, há uma menor concentração de matéria orgânica, porém há presença de nutrientes inorgânicos liberados durante o processo de decomposição, fazendo com que haja o crescimento das plantas aquáticas.

Este é o processo de autodepuração, que leva ao restabelecimento das águas do rio às suas condições iniciais para as concentrações de matéria orgânica (representada pela DBO) e oxigênio dissolvido (OD).

Muitas vezes, a quantidade de poluentes lançada é tão grande que a natureza, por si só, não é capaz de reverter esse quadro de poluição, aumentando assim, cada vez mais, a poluição tanto na superfície quanto no sedimento do corpo d'água. Devido a isto, faz-se necessário medidas de controle no lançamento de efluentes, que compreendam ações que visam eliminar ou diminuir a poluição existente nos corpos d'água e resultem em uma melhora da qualidade hídrica e de vida da população em geral.

Os principais indicadores físicos, químicos e biológicos que definem a qualidade da água são: cor, turbidez, pH, alcalinidade, dureza, demanda química de oxigênio (DQO), demanda bioquímica de oxigênio (DBO), oxigênio dissolvido (OD), nitratos, nitritos, amônia, nitrogênio total, fósforo orgânico e inorgânico, fósforo total, clorofila a, coliformes fecais e totais, sólidos suspensos, metais, dentre outros.

Define-se demanda bioquímica de oxigênio (DBO) como sendo a quantidade necessária de oxigênio para a metabolização da matéria orgânica biodegradável existente no meio aquático. Embora o conceito de DBO não sirva como única medida para avaliar o impacto causado em um rio devido ao despejo de poluentes, possibilita uma avaliação bastante importante do estado da qualidade da água de um determinado meio por ser uma medida direta do potencial consumo de oxigênio dissolvido no meio líquido.

Esses índices de qualidade da água variam de acordo com o tipo de uso e devem ser ajustados aos padrões de lançamento e de qualidade do corpo receptor permitidos pela legislação vigente.

O enquadramento dos corpos de água em classes de acordo com os usos preponderantes da água possibilita a gestão da quantidade e qualidade dos recursos hídricos, uma vez que a concentração do poluente está diretamente relacionada à vazão do rio.

De acordo com o Art. 9 da Lei 9.433, o enquadramento dos corpos d'água em classes visa assegurar às águas qualidade compatível com os usos mais exigentes a que forem destinadas e diminuir os custos de combate à poluição das águas, mediante ações preventivas permanentes.

A Resolução n ° 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes.

O enquadramento de um corpo hídrico não representa, necessariamente, a qualidade que ele se encontra, mas sim uma possível estratégia de planejamento para atendimento às metas de médio e longo prazo, estabelecidas nos Planos de Recursos Hídricos. A Resolução n ° 357 considera que o enquadramento expressa metas finais a serem alcançadas, podendo ser fixadas metas progressivas intermediárias, obrigatórias, visando a sua efetivação.

Enquadramento, de acordo com as definições adotadas no Art. 2 da Resolução, é o estabelecimento da meta ou objetivo de qualidade da água (classe) a ser, obrigatoriamente, alcançado ou mantido em um segmento de corpo de água, de acordo com os usos preponderantes pretendidos, ao longo do tempo.

As classes são apresentadas no Capítulo II, sendo 5 classes para as águas doces (Art. 4), 4 classes para as águas salinas (Art. 5) e também 4 classes para as águas salobras (Art. 6). Em cada classe são estabelecidos os usos a que se destinam as águas.

No Capítulo III, Artigos 14 a 17, estão estabelecidos os limites individuais para cada substância para as diversas classes de água doce.

O Art. 10 estabelece que os valores máximos estabelecidos para os parâmetros relacionados em cada uma das classes de enquadramento deverão ser obedecidos nas condições de vazão de referência. Em seu parágrafo primeiro, está escrito que os limites de DBO, estabelecidos para as águas doces de classes 2 e 3, poderão ser elevados, caso o estudo da capacidade de autodepuração do corpo receptor demonstre que as concentrações mínimas de OD previstas não serão desobedecidas, nas condições de vazão de referência, com exceção da zona de mistura.

Do Capítulo IV, das condições e padrões de lançamento de efluentes, nos artigos 24 e 28, ficam estabelecidos:

Art. 24. Os efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados, direta ou indiretamente, nos corpos de água, após o devido tratamento e desde que obedçam às condições, padrões e exigências dispostos nesta Resolução e em outras normas aplicáveis.

Art. 28. Os efluentes não poderão conferir ao corpo de água características em desacordo com as metas obrigatórias progressivas, intermediárias e final, do seu enquadramento.

§ 1º As metas obrigatórias serão estabelecidas mediante parâmetros.

§ 2º Para os parâmetros não incluídos nas metas obrigatórias, os padrões de qualidade a serem obedecidos são os que constam na classe na qual o corpo receptor estiver enquadrado.

§ 3º Na ausência de metas intermediárias progressivas obrigatórias, devem ser obedecidos os padrões de qualidade da classe em que o corpo receptor estiver enquadrado.

No quarto parágrafo do Artigo 34 encontram-se as condições e os limites de lançamento de efluentes.

A Resolução CONAMA nº 357 representa um grande avanço na área de gestão de recursos hídricos. Além de ser um instrumento da Política Nacional de Recursos Hídricos, esse mecanismo permite fazer a ligação entre a gestão da qualidade e a gestão da quantidade da água, fortalecendo, assim, a relação entre a gestão dos recursos hídricos e a gestão do meio ambiente.

2.3. Os modelos de qualidade da água

A primeira tarefa da engenharia ambiental foi quantificar as respostas físicas, químicas e biológicas que o meio ambiente dava para as alterações impostas pelo homem na água. Estimulados pela necessidade de controle da poluição que ameaçava a saúde da população norte-americana, foram iniciados estudos em 1920 no rio Ohio para mensurar as fontes de poluição deste rio e os impactos causados na água usada para abastecimento urbano. Deste estudo foi herdada a primeira aplicação da modelagem matemática que caracterizou o balanço do oxigênio dissolvido nos rios, a equação de Streeter-Phelps (ORLOB, 1992).

Esta equação se tornou conhecida e foi o motivo de preocupação de muitos pesquisadores que queriam cada vez mais aprender a partir dos dados de campo e laboratoriais. Porém, ela não conseguia descrever muitos dos complexos sistemas

aquáticos reais, o que só foi possível com o surgimento dos computadores após a II Guerra Mundial.

Chega-se na década de 60, que trouxe um aumento do interesse público no que se refere ao declínio dos aspectos qualitativos da água. A pressão pública se manifestou na imposição de controles e financiamento de projetos para prevenção e remediação da poluição. Começaram os investimentos em técnicas de computação e análise de sistemas e um dos primeiros modelos computacionais que surgiu para gerenciamento da qualidade dos recursos hídricos foi criado por Thomann (1963), denominado “Delaware Estuary Comprehensive Study” (DECS). O pesquisador foi auxiliado pela Administração Federal de Controle da Poluição das Águas dos Estados Unidos, atual “U. S. Environmental Protection Agency” – EPA, progenitora do conhecido software QUAL 2E. DECS era uma extensão da equação de Streeter-Phelps, pois considerava mais de uma fonte pontual de poluição.

A partir de 1970, o simples modelo de Streeter-Phelps começou a aparecer em uma variedade de formas computadorizadas. DOSAG foi produzido em 1970 pela “Texas Water Development Board” (TWDB) resolvendo sistemas de rios principais e tributários com coeficientes de velocidade variáveis. Foi seguido pelo QUAL I criado no mesmo ano também pela TWDB. Em adição na relação OD-DBO, simulava troca de energia na interface ar-água, permitindo o ajuste da temperatura nas constantes de velocidade. Uma versão melhorada, QUAL II, foi desenvolvida pela EPA em 1973. Nesta versão foram incluídas: a capacidade de simular sistemas de rios mais complexos; fluxos estacionários e não estacionários; demanda bentônica de oxigênio; e processos do ciclo do nitrogênio e fósforo, avaliando os impactos que as cargas de nutrientes causavam no ecossistema aquático (ORLOB, 1984).

Com algumas modificações, ficou disponível o modelo de qualidade da água que vem sendo muito utilizado, o QUAL 2E, que simula quinze variáveis de qualidade, dentre eles: oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, temperatura, algas e clorofila-a, nitrogênio total, amônia, nitrito, nitrato, fósforo total, fósforo dissolvido e coliformes. O modelo permite avaliar o impacto causado pelo despejo de águas residuárias domésticas e industriais.

Uma extensa revisão da literatura dos modelos de qualidade de água de rios pode ser conferida em Albertin (2004).

2.4. Modelo de qualidade de águas QUAL2K

Como dito anteriormente, a primeira versão do modelo QUAL2E foi originalmente desenvolvida em 1970, denominada QUALI. Essa versão sofreu diversas modificações e, atualmente, o QUAL2E é o modelo de qualidade de água de rios mais usado pela comunidade científica e tecnológica em todo o mundo.

Pelos diversos estudos já realizados, foi comprovada a acurácia numérica do modelo e a garantida representação da cinética sofrida pelos poluentes comumente considerados.

Todavia, foram notadas algumas limitações do modelo QUAL2E (PARK; UCHRIN, 1990, PARK; LEE, 1996). Uma das principais falhas é a ausência da conversão da biomassa de algas mortas para DBO (PARK; UCHRIN, 1996, PARK; UCHRIN, 1997). Esse é um fenômeno importante para ser considerado em regiões agrícolas e industrializadas, onde a explosão do crescimento de macrófitas é um fato facilmente observado.

Além desse fenômeno, o QUAL2E apresenta limitações no número máximo de trechos, elementos computacionais e junções, impedindo o modelo de simular fielmente sistemas de grandes rios.

As modificações feitas no código do programa para superar as limitações do QUAL2E são encontradas na nova versão denominada QUAL2K (CHAPRA; PELLETIER; TAO, 2005)

Além da modificação na estrutura computacional, a principal mudança é a adição de novas interações nos processos das variáveis de qualidade da água, como a conversão de biomassa morta para DBO, o processo de denitrificação e variações na concentração de OD causadas pelos processos de respiração e fotossíntese dos bentos, uma vez que na versão anterior esses processos eram considerados apenas como sendo realizados pelos plânctons. As principais inovações notadas e testadas do QUAL2K incluem:

- É implementado no ambiente Microsoft Windows. A programação numérica é feita em Fortran 90. A interface gráfica é feita em Excel. Todas as demais operações são programadas no Microsoft Office Macro Language: Visual Basic for Applications (VBA). Essas mudanças operacionais facilitaram a utilização do programa, uma vez que a interface está amigável e o tempo de processamento, mais rápido.
- O QUAL2E divide o rio a ser modelado em trechos divididos por elementos computacionais de mesma dimensão. O QUAL2K também trabalha com a divisão em trechos, porém, de maneira diferente, o tamanho dos elementos computacionais pode variar nos diferentes trechos. Isso faz com que o modelo possua uma melhor discretização espacial e proporciona que entradas e retiradas do sistema possam ser feitas em qualquer elemento computacional.

- QUAL2K modela fenômenos de anoxia através da redução para aproximadamente zero da velocidade de oxidação da matéria orgânica, quando encontrado no meio baixos níveis de oxigênio. Em adição, é modelado o processo de denitrificação como reação de primeira ordem.

As principais diferenças entre QUAL2E e QUAL2K estão sumarizadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Diferenças entre QUAL2E e QUAL2K

<i>Parâmetro do modelo</i>	<i>QUAL2E</i>	<i>QUAL2K</i>
Conversão da biomassa morta	Não	Sim
Denitrificação	Não	Sim
Variação de OD causada pelos bentos	Não	Sim
Número máximo de junções	6	15
Número máximo de trechos	25	100
Número máximo de elementos	250	1000

Fonte: PARK; LEE, 2002.

A estrutura conceitual e as equações dos modelos não diferem entre si. Park e Lee (2002), em uma aplicação dos modelos QUAL2E e QUAL2K no rio Nakdong, na Coréia, concluíram que ambos representaram muito bem o sistema simulado e apresentaram bom ajuste dos dados simulados com os dados observados, exceto em alguns casos. Para a DBO, OD e Nitrogênio Total, houve diferenças significativas entre os resultados dos dois modelos. O QUAL2K apresentou melhor ajuste com os dados observados devido à habilidade de simular a conversão da biomassa morta para BDO, fonte de OD devido à fotossíntese dos bentos e o processo de denitrificação.

2.4.1. Segmentação do sistema

A estrutura conceitual do modelo QUAL2K consiste na idealização de um protótipo para um sistema hídrico unidimensional ramificado. Este sistema é

subdividido em trechos com características hidráulicas semelhantes, e estes trechos são subdivididos em elementos computacionais, caracterizando a base de entrada de dados do sistema. Para cada trecho, deve ser fornecido o número de elementos computacionais desejado. Como mostra a Figura 5, a numeração dos trechos se dá em ordem ascendente, com início na cabeceira do rio. Pontos de captação ou fontes de poluição, pontual ou não, podem ser posicionados em qualquer posição ao longo do comprimento do canal.

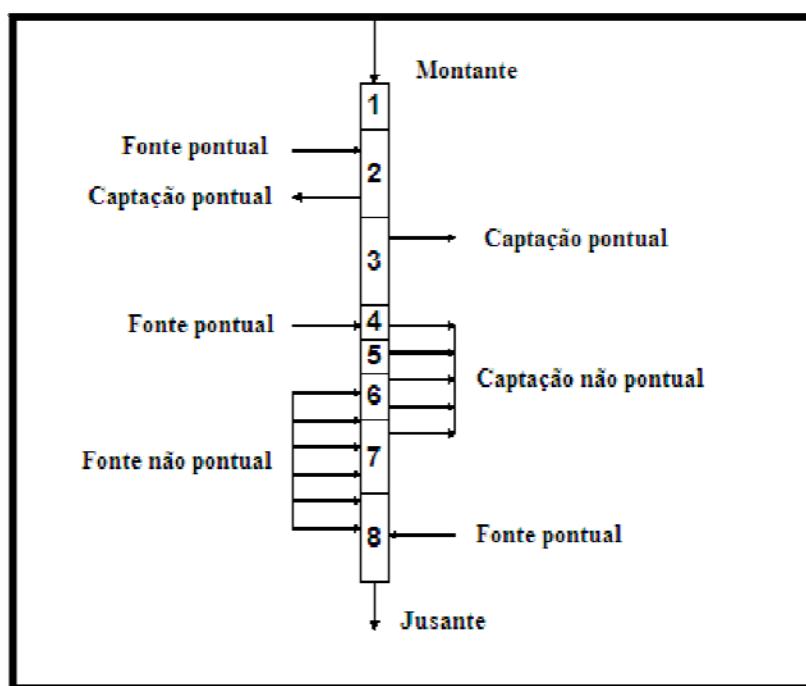


Figura 5 - QUAL2K: esquema de segmentação de trecho para um rio sem tributários

Fonte: Adaptado de Chapra, Pelletier e Tao (2005)

Para sistemas de rios com tributários, os trechos são numerados em ordem ascendente, sendo o trecho número 1 no limite mais a montante do curso principal. Quando há junção de um tributário, a seqüência numérica continua no rio afluente. Os trechos do rio principal e dos tributários são referidos como segmentos do sistema. A Figura 6 ilustra a representação de um rio com tributários no QUAL2K.

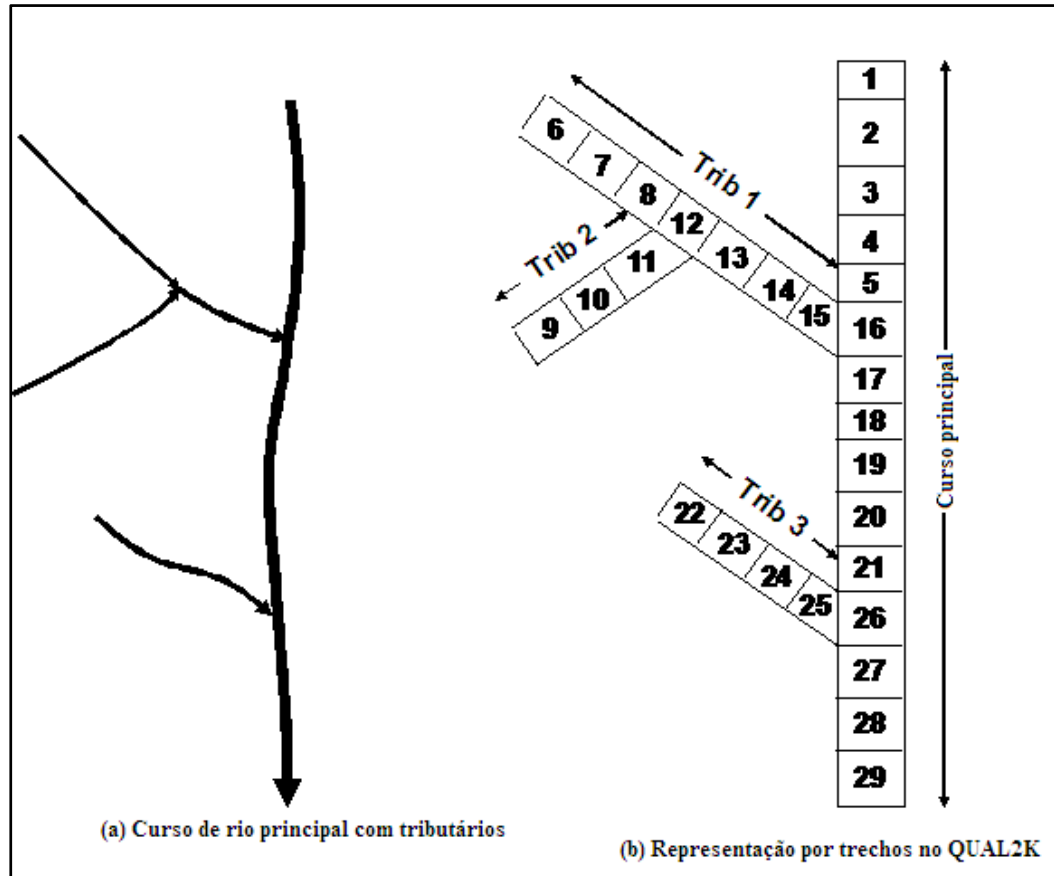


Figura 6 - Esquema de segmentação de um rio com tributários (a). Em (b), representação dos trechos e numeração.

Fonte: Adaptado de Chapra, Pelletier e Tao (2005)

A unidade fundamental do QUAL2K é o elemento computacional. É nele em que é implementada a equação da continuidade no estado estacionário (Figura 7). Cada elemento possui uma condição de contorno. Dados de saída de um elemento são os dados de entrada do elemento seguinte.

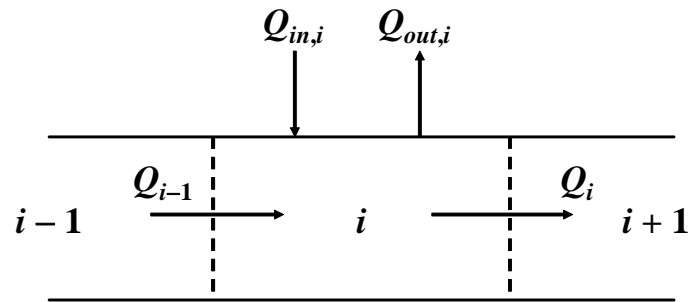


Figura 7 - Balanço de massa em um elemento computacional

Fonte: Adaptado de Chapra, Pelletier e Tao (2005)

A eq. (46) representa o balanço no elemento computacional i ilustrado na Figura

7.

$$Q_i = Q_{i-1} + Q_{in,i} - Q_{out,i} \quad (46)$$

Na qual:

Q_i = vazão de saída do elemento i , correspondente à vazão de entrada do elemento $i + 1$, em m^3/d .

Q_{i-1} = vazão de entrada do elemento i , em m^3/d .

$Q_{in,i}$ = vazão total que entra no elemento i através das fontes pontuais e não-pontuais, em m^3/d .

$Q_{out,i}$ = vazão total de retiradas do elemento i , em m^3/d .

A maneira como as fontes não-pontuais são distribuídas no elemento computacional é ilustrada na Figura 8. Dado o início e o fim, em quilômetros, ao longo do rio, a vazão de entrada é distribuída no elemento através de pesos.

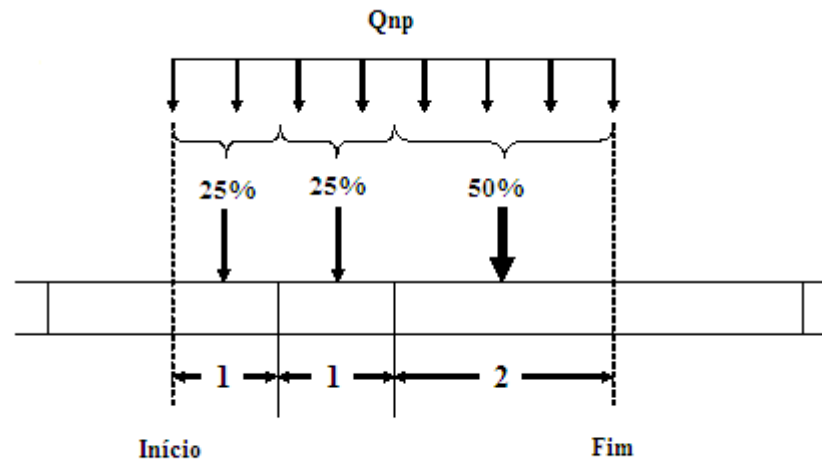


Figura 8 - Maneira como as fontes ou retiradas não-pontuais são distribuídas no elemento computacional

Fonte: Adaptado de Chapra, Pelletier e Tao (2005)

2.4.2. Características Hidráulicas

O modelo QUAL2K possui dois métodos de correlação entre velocidade, profundidade e vazão. No primeiro método, são utilizados coeficientes de descarga, eq. 47.a (velocidade), 47.b (área) e 47.c (profundidade).

$$U = aQ^b \quad (47.a)$$

$$A = Q/U \quad (47.b)$$

$$H = \alpha Q^\beta \quad (47.c)$$

Onde a , b , α , e β são constantes empíricas (dados de entrada), obtidas por métodos de ajuste com os dados de campo correspondentes a cada trecho do segmento fluvial.

O segundo método é calculado através de dados de levantamentos batimétricos, relacionados à profundidade do canal e a forma da seção transversal, aproximando-a de um trapézio (Figura 9). Conhecidos os valores da inclinação lateral, largura e a

declividade do canal, a velocidade média no trecho pode ser obtida através da fórmula de Manning.

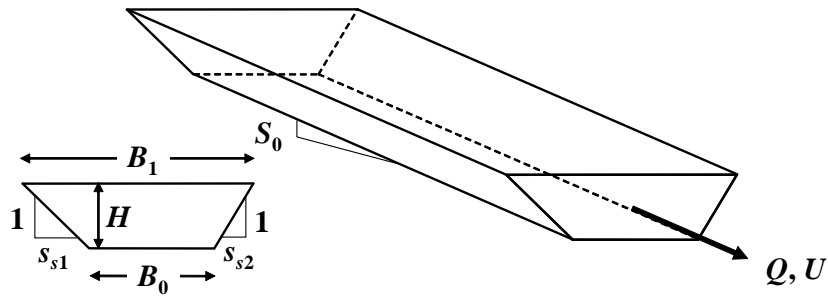


Figura 9 – Forma e parâmetros do canal trapezoidal

Fonte: CHAPRA; PELLETIER; TAO, 2005

Na Figura 9:

Q: vazão (m³/s)

U: velocidade (m/s)

S₀: declividade do canal (m/m)

B₀: largura inferior da secção (m)

B₁: largura superior da secção (m)

S_{s1} e S_{s2}: inclinações laterais (m/m)

No estado estacionário, a fórmula de Manning (eq. 48) expressa a relação entre vazão e profundidade.

$$Q = \frac{S_0^{1/2}}{n} \frac{A_c^{5/3}}{P^{2/3}} \quad (48)$$

na qual:

n: coeficiente de rugosidade de Manning

A_c: área da seção transversal (m²)

$$A_c = [B_0 + 0.5(s_{s1} + s_{s2})H]H \quad (49)$$

P: perímetro molhado (m)

$$P = B_0 + H\sqrt{s_{s1}^2 + 1} + H\sqrt{s_{s2}^2 + 1} \quad (50)$$

Os outros termos foram definidos anteriormente.

Substituindo as eq. (49) e (50) na eq. (48), é possível obter, iterativamente, o valor da profundidade H (eq. 51), onde k é o número de iterações.

$$H_k = \frac{(Qn)^{3/5} \left(B_0 + H_{k-1}\sqrt{s_{s1}^2 + 1} + H_{k-1}\sqrt{s_{s2}^2 + 1} \right)^{2/5}}{S^{3/10} [B_0 + 0.5(s_{s1} + s_{s2})H_{k-1}]} \quad (51)$$

A partir das soluções obtidas para A_c (eq. 49), P (eq. 50) e Q (eq. 48), a velocidade é determinada pela equação da continuidade:

$$U = \frac{Q}{A_c} \quad (52)$$

As dimensões do canal (largura, área superficial e volume) são calculados através das seguintes relações:

$$B = \frac{A_c}{H} \quad (53)$$

$$B_1 = B_0 + (s_{s1} + s_{s2})H \quad (54)$$

$$A_s = B_1 \Delta x \quad (55)$$

$$V = BH \Delta x \quad (56)$$

A_s : área da superfície (m²)

V: volume do trecho (m³)

Δx : comprimento do elemento (m)

Os outros termos foram definidos anteriormente.

2.4.3. Tempo de detenção hidráulico

O tempo de detenção hidráulico para cada elemento é calculado de acordo com a eq. (57).

$$\tau_k = \frac{V_k}{Q_k} \quad (57)$$

Em que:

τ_k = tempo de detenção hidráulico do *k*-ésimo elemento, em dias

V_k = volume do *k*-ésimo elemento, em m³

$$V_k = A_{c,k} \Delta x_k$$

$A_{c,k}$ = área da seção transversal do *k*-ésimo elemento, em m²

Δx_k = comprimento do *k*-ésimo elemento, em m

Este tempo é usado para calcular o tempo de trânsito ao longo de cada segmento do rio (curso principal e tributários). Por exemplo, o tempo de detenção da cabeceira até o último elemento *j* a jusante do rio é calculado como:

$$t_{t,j} = \sum_{k=1}^j \tau_k \quad (58)$$

onde $t_{t,j}$ é o tempo de trânsito, em dias.

2.4.4. Dispersão Longitudinal

O QUAL2K possui duas opções para determinar a dispersão longitudinal. A primeira é simplesmente o fornecimento do valor pelo usuário. Se não for fornecido o valor, o modelo calcula internamente a dispersão, baseado nos dados hidráulicos do canal (eq. 59).

$$E_{p,i} = 0.011 \frac{U_i^2 B_i^2}{H_i U_i^*} \quad (59)$$

Na qual:

$E_{p,i}$ = dispersão longitudinal entre os elementos i e $i + 1$, em m^2/s .

U_i = velocidade, em m/s

B_i = largura, em m

H_i = profundidade, em m

U_i^* = velocidade de cisalhamento, em m/s

$$U_i^* = \sqrt{g H_i S_i} \quad (60)$$

g = aceleração da gravidade, em m/s^2

S = declividade do canal

Encontrado o valor de $E_{p,i}$, a dispersão numérica é calculada de acordo com a eq. (61).

$$E_{n,i} = \frac{U_i \Delta x_i}{2} \quad (61)$$

O valor da dispersão (E_i) usado nos cálculos subseqüentes do modelo é da maneira como segue:

$$\text{Se } E_{n,i} \leq E_{p,i}, E_i = E_{p,i} - E_{n,i} \quad (62)$$

$$\text{Se } E_{n,i} > E_{p,i}, E_i = 0 \quad (63)$$

No caso da eq. (63), a dispersão numérica é maior que a dispersão física. Isso implica que a mistura ocasionada devido ao fluxo dispersivo será maior do que ocorre na realidade. Tem-se notado que para a maioria dos rios modelados em estado estacionário, essa superestimação nos gradientes de concentração pode ser negligenciada (CHAPRA; PELLETIER; TAO, 2005). Se for significativa, uma alternativa é

diminuir o comprimento do elemento computacional, para que a dispersão numérica se torne menor que a dispersão física.

2.4.5. Equações do modelo: variáveis indicadoras da qualidade da água

A maioria das equações do modelo QUAL2K são as mesmas do QUAL2E, com exceção da DBO, OD e Nitrato. O modelo de qualidade de águas superficiais permite simular as variáveis indicadoras de qualidade das águas em cursos ramificados e bem misturados, usando o método das diferenças finitas para a solução da equação unidimensional do transporte (advecção e dispersão) e de reação dos constituintes.

Com exceção das algas, a eq. (64) representa o balanço de massa.

$$\frac{dc_i}{dt} = \frac{Q_{i-1}}{V_i} c_{i-1} - \frac{Q_i}{V_i} c_i - \frac{Q_{out,i}}{V_i} c_i + \frac{E'_{i-1}}{V_i} (c_{i-1} - c_i) + \frac{E'_i}{V_i} (c_{i+1} - c_i) + \frac{W_i}{V_i} + S_i \quad (64)$$

Em que:

C_i : concentração do constituinte no elemento i

W_i : fonte externa do constituinte para o elemento i , em g/d ou mg/d (eq. 65)

S_i : fontes ou sumidouros da variável devido às reações químicas e mecanismos de transferência de massa, em g/m³/d.

$$W_i = \sum_{j=1}^{psi} Q_{ps,i,j} c_{psi,j} + \sum_{j=1}^{npsi} Q_{nps,i,j} c_{npsi,j} \quad (65)$$

$c_{ps,i,j}$ é a concentração da j -ésima fonte pontual do elemento i , em mg/l.

$c_{nps,i,j}$ é a concentração da j -ésima fonte não-pontual do elemento i , em mg/l.

- Remoção de matéria orgânica:

A Tabela 3 apresenta a comparação das equações de remoção da matéria orgânica dos modelos QUAL2E e QUAL2K.

Tabela 3 – Modificação do balanço de massa para DBO no QUAL2K, comparado com o QUAL2E

<i>Variável</i>	<i>Modelo</i>	<i>Equação</i>
DBO	QUAL2E	$\frac{dL}{dt} = -k_1L - k_3L$
	QUAL2K	$\frac{dL}{dt} = -k_1L - k_3L + \frac{k_4}{D} + \alpha_4\rho_2A$

Fonte: PARK; LEE, 2002

As notações das equações da Tabela 3 são:

L – DBO (mg/l)

A – concentração de biomassa de algas (mg/l)

D – profundidade média (m)

k_1 – coeficiente de desoxigenação (dia⁻¹)

k_3 – taxa de sedimentação (dia⁻¹)

k_4 – velocidade de conversão de bentos para DBO (g O₂/m²/dia)

ρ_2 – taxa de morte das algas (dia⁻¹)

α_4 – oxigênio devido à respiração por unidade de alga (mg O₂/mg A)

A biomassa advinda de algas mortas é convertida para DBO através da expressão $\alpha_4\rho_2A$. A DBO proveniente dos sedimentos de fundo é aderida ao modelo através da expressão k_4/D .

- Oxigênio dissolvido:

A concentração de oxigênio dissolvido na água resulta de um balanço entre a quantidade consumida e a quantidade produzida no meio. As principais fontes de produção de oxigênio estão relacionadas à reaeração atmosférica e fotossíntese. Já a depleção de oxigênio dissolvido (consumo) está associada à oxidação bioquímica da matéria orgânica carbonácea e nitrogenada e processos de respiração.

Conhecidas as quantidades produzidas e consumidas de oxigênio, um balanço de massa possibilita a obtenção de uma equação diferencial para o cálculo do teor de oxigênio dissolvido na água.

A Tabela 4 apresenta a comparação das equações de balanço de massa para OD dos modelos QUAL2E e QUAL2K.

Tabela 4 - Modificação do balanço de massa para OD no QUAL2K, comparado com o QUAL2E

Variável	Modelo	Equação
OD	QUAL2E	$\frac{dO}{dt} = k_2(O_S - O) + (\alpha_3 \mu - \alpha_4 \rho)A - k_1L - \frac{k_5}{D} - \alpha_5 \beta_1 N_1 - \alpha_6 \beta_2 N_2$
	QUAL2K	$\frac{dO}{dt} = k_2(O_S - O) + (\alpha_3 \mu - \alpha_4 \rho_1)A - k_1L - \frac{k_5}{D} - \alpha_5 \beta_1 N_1 - \alpha_6 \beta_2 N_2 + \frac{\lambda_2 - \lambda_1}{D}$

Fonte: PARK; LEE, 2002

As notações das equações da Tabela 4 são:

O – Oxigênio dissolvido (mg/l)

O_S – Concentração de saturação de OD (mg/l)

L – DBO (mg/l)

N₁ – Concentração de amônia (mg/)

N₂ – Concentração de nitrato (mg/)

A – concentração de biomassa de algas (mg/l)

D – profundidade média (m)

k_1 – coeficiente de desoxigenação (dia^{-1})

k_2 – coeficiente de reaeração (dia^{-1})

k_5 – demanda bentônica de oxigênio ($\text{g O}_2/\text{m}^2/\text{dia}$)

μ – velocidade específica de crescimento das algas (dia^{-1})

ρ – taxa de respiração somada à taxa de morte das algas (dia^{-1})

ρ_1 – taxa de respiração das algas (dia^{-1})

β_1 – coeficiente de oxidação da amônia (dia^{-1})

β_2 – coeficiente de oxidação do nitrito (dia^{-1})

α_3 – oxigênio produzido por unidade de crescimento de alga ($\text{mg O}_2/\text{mg A}$)

α_4 – oxigênio devido à respiração por unidade de alga ($\text{mg O}_2/\text{mg A}$)

α_5 – oxigênio consumido por unidade de NH_3 oxidada ($\text{mg O}_2/\text{mg N}$)

α_6 – oxigênio consumido por unidade de NO_2 oxidado ($\text{mg O}_2/\text{mg N}$)

λ_1 – O_2 consumido pela respiração dos bentos ($\text{g O}_2/\text{m}^2/\text{dia}$)

λ_2 – O_2 produzido pela fotossíntese dos bentos ($\text{g O}_2/\text{m}^2/\text{dia}$)

O modelo QUAL2E considerava somente os processos de respiração e fotossíntese realizados pelos plânctons. O modelo QUAL2K incorporou esses processos realizados pelos bentos, através do termo $(\lambda_1 - \lambda_2)/D$.

Caso o usuário desconsidere os processos de a fotossíntese e respiração das algas e a DBO nitrogenada, os mecanismos de consumo e de introdução de oxigênio no corpo de água ficam reduzidos ao consumo de oxigênio pela DBO carbonácea (k_1) e à passagem de oxigênio atmosférico do ar para a água (k_2).

Com isso, o balanço de oxigênio fica reduzido a:

$$\frac{dO}{dt} = k_2(O_S - O) - k_1L \quad (66)$$

O modelo QUAL2K oferece diversas opções para cálculo do coeficiente de reaeração, k_2 (Tabela 5). A entrada de dados hidráulicos no modelo auxilia no cálculo deste parâmetro. Nas equações apresentadas na Tabela 5, se observa que o coeficiente de reaeração é diretamente proporcional à velocidade do fluxo e inversamente proporcional à profundidade do corpo hídrico. Quanto maior a velocidade, assim como quanto menor a profundidade, maior a área superficial de contato com a atmosfera, logo, maior a taxa de reaeração.

Tabela 5 - Equações incorporadas ao modelo QUAL2K para previsão do coeficiente de reaeração, k_2 , (dia^{-1}) a 20°C

<i>Autores</i>	<i>Equação no SI</i>
O'Connor e Dobbins (1958)	$k_2(20^\circ C) = 3.93 \frac{U^{0.5}}{H^{1.5}}$
Churchill et al. (1962)	$k_2(20^\circ C) = 5.026 \frac{U}{H^{1.67}}$
Owens et al. (1964)	$k_2(20^\circ C) = 5.32 \frac{U^{0.67}}{H^{1.85}}$
Tsivoglou e Neal (1976)	$k_2(20^\circ C) = cUS$
Thackston e Dawson (2001)	$k_2(20^\circ C) = 2.16(1 + 9F^{0.25}) \frac{U_*}{H}$
Melching e Flores (1999) - Pool-riffle	$k_2(20^\circ C) = b(US)^\alpha Q^\beta$

U = velocidade média no trecho, (m/s)

H = profundidade média no trecho, (m)

S = declividade no trecho, (m/m)

c = coeficiente de Tsivoglou e Neal (1976), (m-1). Adotado em $c = 31,183 \text{ m}^{-1}$, para vazões na faixa de $0,0283 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 0,4247 \text{ m}^3/\text{s}$; e $c = 15,308 \text{ m}^{-1}$, para vazões na faixa de $0,4247 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 84,938 \text{ m}^3/\text{s}$.

U_* = velocidade de cisalhamento, (m/s). $U_* = \sqrt{gR_h S}$

$$F = \frac{U}{\sqrt{gH}}$$

F = Número de Froude, (adimensional).

g = aceleração da gravidade, (m/s^2)

R_h = raio hidráulico, (m)

b , α , β = coeficientes de Melching e Flores (1999). Para $Q < 0,556 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 517$, $\alpha = 0,524$, $\beta = -0,242$; já para $Q > 0,556$, $b = 596$, $\alpha = 0,528$, $\beta = -0,136$.

- Concentração de saturação de oxigênio dissolvido:

A concentração de saturação de oxigênio para as condições locais em função da temperatura e pressão é calculada pelo modelo QUAL2K através da seguinte equação:

$$\ln O'_s(T, 0) = -139.34411 + \frac{1.575701 \times 10^5}{T_a} - \frac{6.642308 \times 10^7}{T_a^2} + \frac{1.243800 \times 10^{10}}{T_a^3} + \frac{8.621949 \times 10^{11}}{T_a^4} \quad (67)$$

na qual:

O'_s : concentração de oxigênio de equilíbrio, a 1 atmosfera de pressão, em mg/l

T_a : temperatura da água, °C

A concentração obtida pela eq. (67) é corrigida para a pressão atmosférica local através da eq. (68).

$$O_s = O'_s P_a \quad (68)$$

Onde:

O_s : concentração de saturação de oxigênio dissolvido em condições locais de temperatura e pressão, em mg/l.

P_a : pressão atmosférica local, em atm.

- Efeito da temperatura nas constantes cinéticas:

O efeito da temperatura para todas as constantes cinéticas de reação de primeira ordem usadas no modelo é representado por:

$$k(T) = k(20)\theta^{T-20} \quad (69)$$

onde $k(T)$ é a velocidade de reação (dia^{-1}) a temperatura T ($^{\circ}\text{C}$) e θ é o coeficiente de temperatura para a reação.

3. PLANEJAMENTO MULTIOBJETIVO

Atualmente, os avanços na tecnologia da computação, aliados ao aumento da complexidade nos problemas de gerenciamento de recursos hídricos, têm estimulado a prática de modelos matemáticos e simuladores computacionais como ferramentas para auxiliar nas tomadas de decisão. A escolha do método depende das características do sistema, avaliação de dados disponíveis, confiabilidade dessas informações, restrições e objetivos especificados.

Nos últimos anos vários pesquisadores (CHEUNG, 2004; ZUFFO, 1998; SOMLYÓDY, 1997; LEE; WEN, 1996) têm criticado o desenvolvimento e aplicação de técnicas de programação matemática que são formuladas utilizando-se um único critério, uma vez que nos sistemas de recursos hídricos existem objetivos múltiplos e conflitantes, que fazem com que os pesquisadores busquem métodos mais confiáveis e eficientes para identificação de soluções. Na otimização de objetivo único produz-se uma única solução denominada solução ótima, enquanto que no procedimento de otimização multiobjetivo produz-se um conjunto de soluções denominadas soluções ótimas Pareto, soluções não dominadas ou não inferiores ou soluções *Trade-offs*. Quando todos os objetivos são considerados, não existem soluções superiores a essas no espaço de busca.

Planejamento é um processo no qual o analista deve diagnosticar um problema, defini-lo, coletar dados, descrevê-lo matematicamente, gerar e avaliar alternativas para resolvê-lo para que, no final, o tomador de decisão (*decision maker*) possa escolher uma alternativa para ser implementada. Sua metodologia consiste na seqüência de seis passos apresentados por deNeufville e Stafford (1971) e Cohon (1978), e descritos como segue.

- 1 – Identificação e quantificação dos objetivos

2 – Definição das variáveis de decisão e restrições

3 – Coleta de dados

4 – Geração e avaliação das alternativas

5 – Seleção de uma alternativa

6 – Implementação da alternativa escolhida

Os passos 1 e 2 correspondem à formulação do modelo, ou seja, à identificação do problema e dos objetivos da proposta, definição das variáveis de controle à disposição do *decision maker* (variáveis de decisão) e seus respectivos limites (restrições).

Após a coleta de dados (passo 3), os passos 4 e 5 dizem respeito à geração das alternativas viáveis dentro do conjunto de restrições e a avaliação do impacto causado por essas alternativas nos objetivos do problema.

Para a execução dos passos 4 e 5 usualmente utilizam-se modelos matemáticos e computacionais com o objetivo de maximizar ou minimizar uma função objetivo sujeita a restrições. As técnicas mais utilizadas são programação linear, programação não linear e programação dinâmica. Por possuírem características distintas, vale a pena destacar cada categoria.

A programação linear é um caso particular do modelo geral de otimização quando o conjunto de restrições e a função objetivo são lineares. O problema é que nem sempre a função objetivo e as restrições encontram-se na forma linear e modificações são feitas para linearizar o problema.

Programação não linear é adequada aos problemas que envolvem função objetivo ou, no mínimo, uma restrição não linear.

Programação dinâmica é utilizada quando o problema de otimização é dado por uma seqüência de decisões que evoluem no tempo ou no espaço. Qualquer sistema dessa natureza pode ser tratado através da programação dinâmica. O problema deve ser

discretizado em um número finito de estágios. Cada estágio tem um número possível de estado do sistema e a solução ótima é identificada para cada estágio individualmente. O aumento do número de estágio e das variáveis de estado causa o problema da dimensionalidade da programação dinâmica.

Por causa das limitações impostas por cada técnica e pelo desenvolvimento dos computadores e softwares, os pesquisadores têm adotado novas tecnologias, como a lógica fuzzy (JAIRA); VEDULA, 2000; SASIKUMAR; MUJUMDAR, 2000), redes neurais artificiais (NEELAKANTAN; PUNDARIKANTHAN, 1999) e algoritmos genéticos (BURN; YULIANTI, 2001; REIS; AKUTSU, 2002), para encontrar o ótimo global em problemas lineares ou não.

Por fim, o último passo consiste na implementação da alternativa escolhida.

3.1. Os métodos e a otimização multiobjetivo

Existem vários algoritmos propostos na literatura para tratar o problema multiobjetivo. Os modelos são classificados de diversas formas a partir de diferentes abordagens. Zuffo (1998) apresenta 96 métodos distintos subdivididos em 4 categorias diferentes, de acordo com a classificação proposta por Pardalos, Siskos e Zopounidis (1995). Goicoechea, Hansen e Duckstein (1982) classificaram os modelos em dois grupos: técnicas de geração de soluções não dominadas e técnicas baseadas na preferência do decisor (Figura 10).

As técnicas de geração de soluções não dominadas têm a função de produzir um conjunto de vetores solução para que o decisor possa escolher a solução de melhor compromisso. As técnicas baseadas na preferência do decisor utilizam-se da articulação prévia, posterior ou progressiva do decisor nos objetivos do problema analisado. O

decisor deve ter conhecimento necessário e ele influencia a direção do espaço de busca, através de vetor peso e pontos de referência (GOICOECHEA; HANSEN; DUCKSTEIN, 1982).

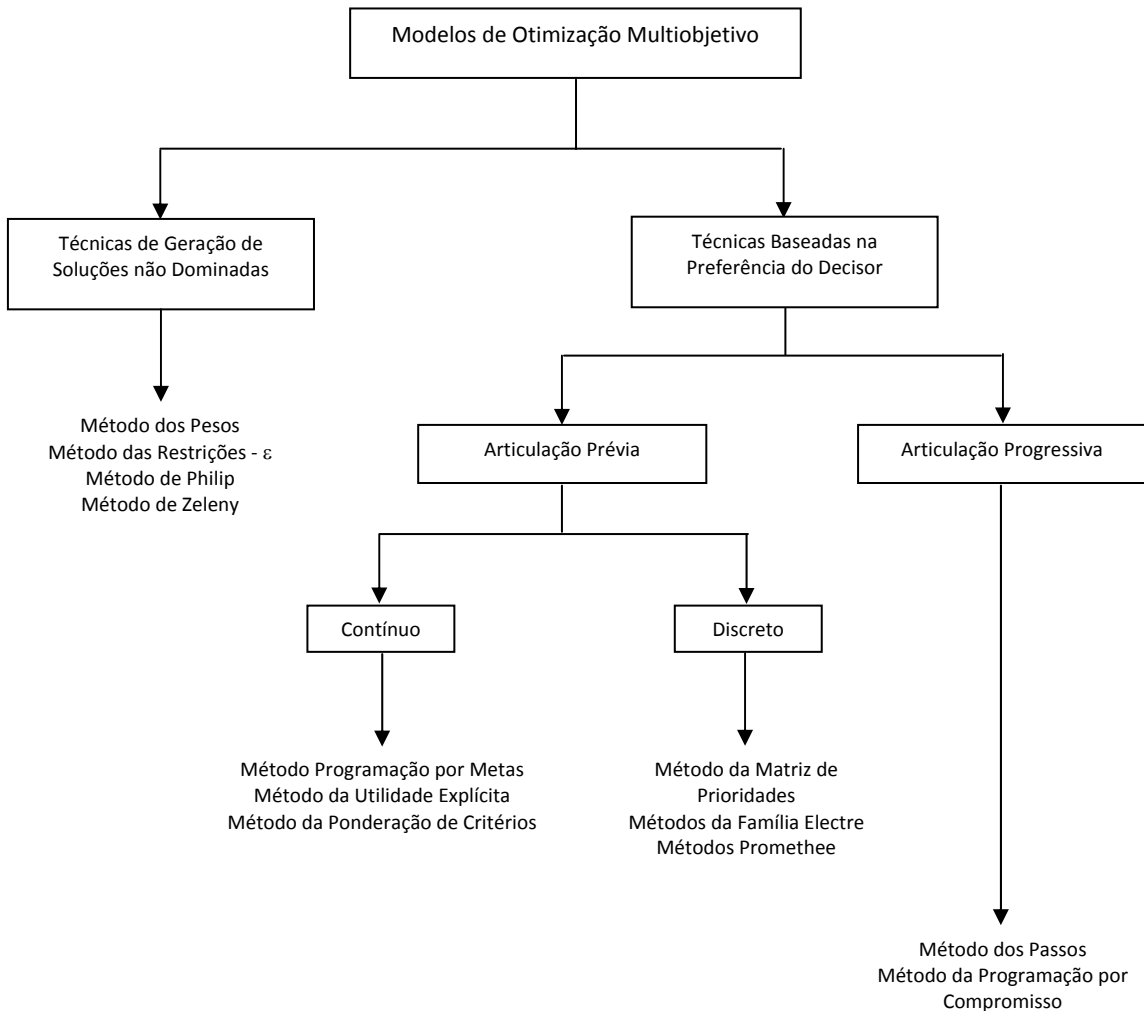


Figura 10 – Classificação dos modelos de otimização multiobjetivo convencionais

Fonte: Cheung (2004)

3.1.1. Formulação geral dos métodos

O problema de otimização com um objetivo é degenerado de problemas com mais de um objetivo, mas existem diferenças fundamentais entre eles. A principal delas está na solução do problema. Por tratar de objetivos conflitantes, na otimização multiobjetivo cada objetivo corresponde a uma solução ótima. Isso faz com que esses problemas apresentem várias soluções ótimas, enquanto que algoritmos que solucionam problemas de otimização com um objetivo normalmente geram apenas uma solução ótima.

O problema de maximização do vetor de n objetivos com p variáveis de decisão e m restrições pode ser expresso por:

$$\text{Maximizar } f_k(x_1, x_2, \dots, x_p) \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (70)$$

$$\text{Sujeito a } g_i(x_1, x_2, \dots, x_p) \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (71)$$

sendo \mathbf{F} o vetor constituído das funções objetivos que compõem o conjunto multiobjetivo f_k , g as funções restrições, x_j ($j = 1, 2, \dots, p$) são as variáveis de decisão e i, j, k indexadores das restrições, variáveis de decisão e objetivos, respectivamente.

Em um problema multiobjetivo, pode-se investigar um conjunto de soluções consideradas melhores, pois não existe uma única solução ótima. Este conjunto de soluções denominadas não inferiores, não dominadas, de melhor compromisso ou Pareto ótimas, são determinadas com base no conceito de dominância, detalhado a seguir.

O **conceito de dominância** para soluções X pertencentes ao universo de busca U pode ser enunciado como:

Um vetor decisão $x_u \in U$, para o qual $u = f(x_u) = (u_1, u_2, \dots, u_n)$, domina $x_v \in U$, para o qual $v = f(x_v) = (v_1, v_2, \dots, v_n)$, se e somente se $\forall k \in \{1, \dots, n\}, u_k \geq v_k$ e $\exists k \in \{1, \dots, n\} \mid u_k < v_k$.

Essa definição é válida para o problema de maximização, conforme enunciado acima. O problema de minimização é análogo: um vetor decisão $x_u \in U$, para o qual $u = f(x_u) = (u_1, u_2, \dots, u_n)$, domina $x_v \in U$, para o qual $v = f(x_v) = (v_1, v_2, \dots, v_n)$, se e somente se $\forall k \in \{1, \dots, n\}, u_k \leq v_k$ e $\exists k \in \{1, \dots, n\} \mid u_k > v_k$.

Se qualquer dessas condições não for obedecida, x_u não domina x_v .

Se x_u domina x_v , pode-se dizer:

x_v é dominada por x_u .

x_u é não dominada por x_v .

x_u é não inferior a x_v .

O conjunto de soluções denominadas não inferiores, não dominadas, de melhor compromisso ou Pareto ótimas, é o conjunto das soluções do espaço de busca não dominadas entre si.

Como ilustração, considerar a Figura 11, na qual as soluções encontram-se representadas no espaço de objetivos. As funções f_1 e f_2 devem ser maximizadas. Comparando as soluções C e D, C é melhor que D porque o valor de C para f_1 é maior e para f_2 , os dois pontos apresentam o mesmo valor.

A solução representada pelo ponto B é melhor que a representada por C, uma vez que B apresenta maior valor que C para f_1 e f_2 . Entretanto, quando B e E são comparados entre si, não se pode identificar qual solução é superior. Embora E tenha maior valor de f_2 do que B, quando observado f_1 , ocorre o inverso.

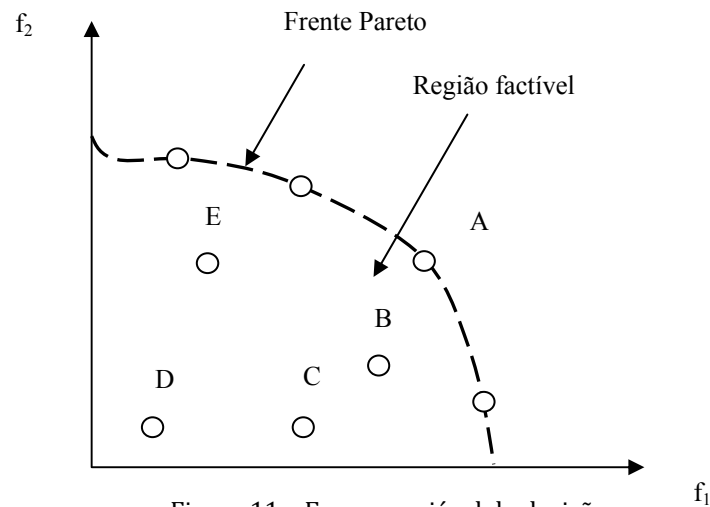


Figura 11 – Espaço variável de decisão

Fonte: Zitzler (1999) apud Cheung (2004)¹

A solução A é a única dentre as soluções B, C, D e E não dominada por nenhuma outra solução no espaço objetivo. As soluções ótimas Pareto ou não inferiores são aquelas que, no espaço objetivo, não existe nenhuma outra solução factível que irá produzir uma melhora em um objetivo sem degradar pelo menos outro objetivo.

Na Figura 11, todos os pontos pertencentes à linha pontilhada são soluções ótimas Pareto e são indiferentes umas das outras. Em um problema multiobjetivo, não existe apenas uma solução ótima, mas um conjunto de soluções compatibilizadas. A alternativa a ser selecionada é aquela que apresente melhor solução de compromisso ou se estiver incluído alguma informação de preferência.

¹ ZITZLER, E. **Evolutionary Algorithms for Multiobjective Optimization: Methods and Applications**. 1999. Ph. D. Thesis. Swiss Federal Institute of Technology Zurich apud CHEUNG, P. B. **Análise de Reabilitação de Redes de Distribuição de Água para Abastecimento via Algoritmos Genéticos Multiobjetivo**. 2004. 268 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

3.2. A análise multiobjetivo e os recursos hídricos

Existem na literatura várias discussões relacionadas ao planejamento multiobjetivo em sistemas de recursos hídricos. Essa análise vem sendo usada para solucionar problemas dos aspectos quantitativos da água, porém poucas pesquisas foram feitas na área de gerenciamento da qualidade hídrica (LEE; WEN, 1996).

A aplicação dos métodos multiobjetivo em sistemas de recursos hídricos teve início na década de 70. Por exemplo, Miller e Byers (1973) e Cohon e Marks (1973) aplicaram o método das restrições, David e Duckstein (1976) usaram o método ELECTRE, já o método da teoria da utilidade multiatributo foi utilizado Keeney e Wood (1977), Duckstein e Opricovic (1980) aplicaram a programação de compromisso.

A adoção de um determinado método para aplicação é uma tarefa difícil e depende, entre outras coisas, da familiaridade do pesquisador e decisor com a metodologia de auxílio à tomada de decisões. Alguns métodos são limitados a critérios de natureza quantitativa enquanto outros, qualitativa; alguns não comportam grandes quantidades de informações; outros só convergem a uma solução se o número de funções objetivo for limitado entre 4 ou 5 (ZUFFO, 1998).

A operação de reservatórios estimulou várias aplicações do planejamento multiobjetivo. O modelo de Becker e Yeh (1974) compõe-se de programação linear e programação dinâmica para determinar a política ótima de demanda de água para diversos fins em períodos específicos, garantindo que no final a capacidade de armazenamento do reservatório seja adequada para operações futuras. A variável de decisão foi a vazão de água liberada por cada reservatório. As restrições são: equações de continuidade, limites de fluxo, capacidade mínima e máxima de armazenamento,

produção máxima de energia do sistema. A programação dinâmica foi usada para selecionar as melhores alternativas para produzir mais energia nos horários de pico.

Devido à não-linearidade dos sistemas hidrelétricos e também porque a operação de reservatórios é naturalmente seqüencial, Braga et al. (1991) apoiaram-se na programação dinâmica estocástica para maximizar a produção de energia em um sistema de reservatórios da Bacia do Baixo Tietê, Estado de São Paulo. Este mesmo tipo de programação foi utilizado por Alaya et al. (2003) para identificar a regra operacional ótima de um reservatório destinado à irrigação, baseada na satisfação da demanda de água para este uso em conflito com o armazenamento mínimo desejado no reservatório.

Problemas de definição de regras operacionais de reservatórios foram estudados por Braga e Barbosa (2001). O modelo desenvolvido pelos pesquisadores foi aplicado na bacia do rio Paranapanema, Estado de São Paulo. Outra aplicação de otimização em rede de fluxo foi feita por Hsu e Cheng (2002) para analisar oferta e demanda de água em uma bacia do Taiwan. As variáveis de decisão foram a quantidade de água armazenada no reservatório e a oferta de água para abastecimento doméstico e irrigação, de forma a encontrar o mínimo da soma das variáveis de decisão multiplicadas pelos seus respectivos coeficientes de custo. O problema estava sujeito às seguintes restrições: equações de continuidade, regras operacionais do reservatório, redução na oferta de água devido à escassez, perdas por evaporação.

Com relação à alocação de recursos hídricos e conflitos de usos múltiplos, Goulter e Castensson (1988) desenvolveram um modelo baseado na análise multiobjetivo para a distribuição de água entre geração de energia elétrica, irrigação e abastecimento urbano. A análise multiobjetivo foi realizada usando o Método dos Pesos, num dos anos mais secos dos registros hidrológicos do Rio Svarta, Suécia.

Rogers e Fiering (1986), em uma revisão geral de aplicação de técnicas de otimização em sistemas de recursos hídricos, propuseram um modelo para ser usado para avaliar outorgas de uso da água levando em consideração os usos múltiplos.

Chadderton (1989) analisou os conflitos entre usos múltiplos da água no Manayunk Canal, localizado na Philadelphia (EUA). A metodologia de análise de conflito utilizada neste estudo foi baseada na teoria dos jogos. Benefícios e custos calculados mostraram que um acordo entre interesses industriais e recreativos aumentaria os benefícios sociais.

Thiessen e Loucks (1992) realizaram um estudo sobre a análise do conflito de usos múltiplos quando há vários decisores, cada qual com um objetivo particular. Esse estudo descreve o software ICANS, ferramenta de auxílio à tomada de decisões, que, através de um processo iterativo, mostra o compromisso existente entre os impactos de cada solução proposta.

Yen e Chen (2001) testaram diferentes estratégias de alocação de água para prever oferta e demanda deste recurso em Taiwan. O propósito foi maximizar os benefícios dos usos da água e minimizar os custos a eles relativos, tendo como restrições equações de continuidade, vazão máxima e sanitária, capacidade dos reservatórios. Dois cenários foram simulados, um com e outro sem bombeamento de água subterrânea. Uma estratégia de alocação testada foi a lei de conservação local que prioriza os usos na seguinte ordem: doméstico, agricultura, produção de energia, industrial. Os resultados indicaram que em um cenário futuro haverá períodos de seca, devendo ser melhorado a infra-estrutura dos reservatórios e represas e também transferir água utilizada na irrigação para os setores industriais de forma a improvisar benefícios quando houver escassez.

A proteção da qualidade da água ao longo dos rios envolve o monitoramento, estabelecimento dos objetivos de qualidade da água e controle das descargas de poluentes, de modo que uma qualidade aceitável seja mantida. A alocação da carga poluidora refere-se à determinação do nível de remoção dos poluentes requerido onde não há tratamento ou a melhora no sistema de tratamento existente para cada fonte de poluição, pontual ou não, existente ao longo do rio, de forma a receber uma resposta satisfatória da qualidade da água e de uma maneira economicamente eficiente.

Para se prever as conseqüências do lançamento de efluentes na qualidade da água do rio é necessário um modelo baseado em processos para predizer as relações de causa e efeito, levando em consideração a capacidade de autodepuração do corpo d'água, diluição, transporte e reoxigenação. O primeiro modelo matemático que caracterizou o balanço de oxigênio dissolvido foi o de Streeter-Phelps (ORLOB, 1992). Os modelos de simulação atuais são expansões dessa equação.

Modelos de otimização têm sido aplicados em problemas de alocação da carga poluidora (LYNN; LOGAN; CHARNES, 1962, REVELLE; LOUCKS; LYNN, 1968, WEN; FU, 1991, WANG; JAMIESON, 2002). Nestes modelos, a eficiência do tratamento é a variável de decisão para maximizar a eficiência econômica, tendo como restrição a qualidade desejável do corpo d'água. Este é um problema de otimização de objetivo único tipicamente encontrado na área de gerenciamento da qualidade da água. No entanto, os pesquisadores estão se despertando para a multiplicidade do problema.

Quando é tratado o problema da qualidade da água em sistemas de rios de uma bacia hidrográfica, depara-se com o conflito de quem é responsável por manter a qualidade da água deste sistema (agências controladoras de poluição, por exemplo) e de quem polui o corpo da água (indústrias, por exemplo). A aspiração das agências controladoras é garantir que a poluição esteja dentro de um limite aceitável através da

imposição de padrões de qualidade da água e lançamento de efluentes. Por outro lado, os poluidores preferem usar a capacidade assimilativa do rio para minimizar o custo do tratamento. Para solucionar este problema, Sasikumar e Mujumdar (1998) propuseram um modelo de otimização denominado "Fuzzy waste-load allocation model" (FWLAM) que, através de suas formulações, maximiza o nível mínimo de satisfação tanto das agências controladoras quanto dos poluidores, propondo um padrão de qualidade para as águas despejadas nos rios. Com um modelo matemático qualitativo, que leva em sua formulação distribuição espacial e temporal de poluentes, medidos através de concentrações de OD, foi previsto qual deveria ser a concentração máxima de DBO que as indústrias poderiam despejar e o custo total mínimo para elas efetuarem o tratamento caso a concentração de OD não fosse atingida.

Lee e Wen (1996) propuseram que o gerenciamento da qualidade da água deve procurar alternativas viáveis para encontrar a alocação da carga poluidora para cada fonte de poluição de acordo com os padrões de qualidade e com a capacidade de autodepuração, de forma a garantir a melhora qualitativa dos recursos hídricos. Os autores utilizaram dois métodos clássicos (método das restrições e método dos passos) e dois métodos não clássicos (lógica fuzzy e redes neurais artificiais) para minimizar o custo de tratamento de águas residuárias e maximizar a capacidade de autodepuração do rio (LEE; WEN, 1996, LEE; WEN, 1997, WEN; LEE, 1998). O trecho do rio em estudo foi segmentado em 5 partes e para cada uma foram levantadas as localizações do despejo de efluentes e suas respectivas concentrações de DBO, e o coeficiente de desoxigenação. O modelo multiobjetivo foi formulado com três funções objetivo: minimização da concentração de DBO encontrada em cada trecho, minimização do custo do tratamento de esgoto que cresce linearmente de acordo com sua eficiência,

maximização da capacidade de assimilação de poluentes do rio, formulada como a somatória da carga de DBO lançada por cada fonte de poluição.

Tung e Hathhorn (1989), na tentativa de aperfeiçoar os modelos de gerenciamento da qualidade hídrica, apresentaram um modelo multiobjetivo de alocação da carga poluidora. O modelo é composto por três objetivos: (1) maximizar a carga total lançada; (2) minimizar a maior diferença entre as eficiências de tratamento das fontes de poluição; (3) maximizar o menor valor permissível da concentração de oxigênio dissolvido no corpo d'água.

No primeiro objetivo, as variáveis de decisão foram a concentração da demanda bioquímica de oxigênio e do déficit de oxigênio dissolvido para cada fonte. Nesse objetivo, existe uma relação de compromisso, uma vez que quanto maior puder ser a carga a ser lançada no rio, menor será o custo do tratamento.

No segundo objetivo, Tung e Hathhorn (1989) consideraram que a tentativa de maximizar a carga lançada poderia resultar em uma maior folga no lançamento dos usuários a montante do rio, enquanto que os usuários a jusante teriam que tratar seus efluentes com uma maior eficiência, uma vez que para eles a água chegaria com uma qualidade pior.

O último modelo sugere que a menor concentração permissível de OD deve ser mantida no rio.

Através da inserção no modelo de restrições de balanço de massa para DBO e limites máximo e mínimo para a eficiência do tratamento de esgoto, o problema foi solucionado pelo método das restrições e pela programação linear utilizando-se da lógica fuzzy (HATHHORN; TUNG, 1989). A incorporação da análise multiobjetivo no problema de gerenciamento faz com que o papel do analista e do tomador de decisão fique melhor definido, os resultados da análise provêm um maior número de soluções

alternativas ao tomador de decisão e os modelos são mais realísticos do que quando comparados aos modelos de objetivo único.

Burn e Yulianti (2001) propuseram um tipo de estratégia operacional que permite que as fontes poluidoras removam frações diferentes em função da sazonalidade e conseqüente variação na capacidade de assimilação do corpo d'água.

Os pesquisadores apresentaram três modelos de otimização multiobjetivo. Eles foram formulados para gerenciar a concentração do oxigênio dissolvido e solucionados através dos algoritmos genéticos (AGs). Apesar de ser um método não tradicional e pouco aplicado aos problemas de gerenciamento da qualidade hídrica, os AGs vêm se mostrando capazes de produzir relações de compromisso, sendo portanto adequados aos problemas multiobjetivos. Além disso, os AGs podem ser aplicados em situações onde se encontram variáveis discretas, caso dos problemas de gerenciamento da qualidade da água, onde cada sistema de tratamento e sua respectiva eficiência de remoção da matéria orgânica é uma solução possível do problema. Outra característica importante dos AGs é a possibilidade de integração com um modelo de simulação da qualidade da água.

No primeiro modelo proposto por Burn e Yulianti (2001), as funções objetivo são: minimizar o custo total de tratamento e minimizar a soma dos desvios quando violados os padrões de qualidade. Como de praxe, as variáveis de decisão são as frações de remoção da carga orgânica das fontes pontuais de poluição. Como mencionado, as variáveis de decisão são discretas e expressas através do tipo de operação e processo de tratamento disponível.

Esse modelo identifica as relações de compromisso entre o recurso econômico necessário para o tratamento e o nível de qualidade da água, possibilitando ao decisor a escolha da solução que possua o melhor balanço entre custo e qualidade da água.

Matematicamente,

$$\text{Minimizar } \sum_{i=1}^S c_i(x_i) \quad (72)$$

$$\text{Minimizar } \sum_{j=1}^M v_j^+ \quad (73)$$

Sujeito a:

$$x_i \in xs_i \quad \forall i \quad (74)$$

$$v_j = f(x, W, Q, T, K, WQ_{\text{padrão}}) \quad \forall j \quad (75)$$

$$v_j^+ = \begin{cases} v_j & \text{se } v_j \geq 0 \\ 0 & \text{se } v_j < 0 \end{cases} \quad (76)$$

Sendo que:

$c_i(x_i)$ = custo do tratamento para a fonte i em função da eficiência de remoção

x_i = fração de remoção da fonte i

S = número de fontes pontuais de poluição

v_j^+ = magnitude da violação da qualidade da água na estação de monitoramento j

M = número de estações de monitoramento no rio

xs_i = opções de operações e processos de tratamento

v_j = diferença entre o valor padrão de OD e a concentração de OD encontrada no

ponto j

$f(\)$ = qualidade da água como função de diversos fatores

x = nível de remoção

W = vazão mássica dos poluentes que entram no rio

Q = vazão do rio

T = temperatura da água

k = coeficientes cinéticos

$WQ_{\text{padrão}}$ = padrões de qualidade da água

A eq. (72) define o custo total de tratamento enquanto que a eq. (73) define a soma das amplitudes de violação dos padrões de qualidade da água. As restrições (74) e (75) definem, respectivamente, a fração de remoção de acordo com o tratamento disponível para cada fonte e a qualidade da água que pode ser avaliada por um modelo de simulação. A eq. (76) garante que violações negativas (por exemplo, quando a concentração de OD em um determinado ponto de monitoramento é maior que a concentração estabelecida pela classe) não são permitidas por cancelarem violações positivas.

O segundo modelo considera minimização de custo e minimização de uma medida eqüitativa. Esta medida é uma importante questão nos problemas de gerenciamento da qualidade da água e refere-se à distribuição do grau requerido do tratamento e o custo associado entre as fontes de poluição. Adicionalmente, o modelo requer que a qualidade da água nas estações de monitoramento esteja dentro do padrão. O modelo é formulado como:

$$\text{Minimizar } \sum_{i=1}^S c_i(x_i) \quad (77)$$

$$\text{Minimizar } \sum_{i=1}^S \left| \frac{x_i}{\bar{x}} - \frac{W_i}{\bar{W}} \right| \quad (78)$$

Sujeito a

$$x_i \in xs_i \quad \forall i \quad (79)$$

$$v_j = f(x, W, Q, T, K, WQ_{\text{padrão}}) \quad \forall j \quad (80)$$

$$v_j \leq 0 \quad \forall j \quad (81)$$

Em que:

\bar{x} = média da eficiência de remoção das S fontes

\bar{W} = média das vazões mássicas de poluentes que entram no sistema

W_i = vazão mássica de poluentes que entra no sistema através da fonte i

Os outros símbolos foram definidos previamente.

A eq. (78) define a medida eqüitativa. A razão da eficiência de remoção de uma determinada fonte pela eficiência média de remoção deve ser tão próxima quanto a razão da carga poluidora dessa fonte pela carga média de poluição. A distribuição eqüitativa ocorre quando a eq. (78) obtém o valor zero. A eq. (81) garante que não ocorre nenhuma violação nos padrões de qualidade da água.

Finalmente, o último modelo é utilizado para determinar uma possível diminuição da eficiência do tratamento que pode ocorrer durante períodos não críticos do ano, por exemplo, quando há ocorrência de baixas temperaturas. O modelo inicia-se a partir da existência de um determinado nível de remoção e, para cada fonte, determina qual a nova eficiência, reduzida, que pode ocorrer dependendo das condições climatológicas e hidrológicas. O objetivo deste modelo é explorar o aumento da capacidade de autodepuração do rio e permitir que os poluidores, nesse período, despejem uma quantidade maior de efluentes, que pode ser feita através do *by-pass* do esgoto pelo sistema.

$$\text{Maximizar } \min_j |v_j| \quad (82)$$

$$\text{Minimizar } \sum_{i=1}^S \left| \frac{x_i}{\bar{x}} - \frac{W_i}{\bar{W}} \right| \quad (83)$$

Sujeito a

$$x_i \in xS_i' \quad \forall i \quad (84)$$

$$v_j = f(x, W, Q, T, K, WQ_{\text{padrão}}) \quad \forall j \quad (85)$$

$$v_j \leq 0 \quad \forall j \quad (86)$$

xs'_i = eficiência do tratamento da fonte i menor ou igual que a capacidade existente

Os outros símbolos foram definidos anteriormente.

A eq. (82) maximiza o menor valor da variável de qualidade nos pontos de monitoramento. As condições hidráulicas e climáticas usadas na eq. (85) referem-se aos valores do período não crítico do ano. A eq. (86) considera que o menor valor da variável de qualidade encontrado nos pontos de monitoramento não ultrapassará o limite estabelecido.

O desempenho do sistema de gestão da qualidade da água é medido através de: (1) número de violações da concentração de OD, sendo esta comparada com a concentração estabelecida nos padrões de qualidade; (2) magnitude da máxima violação de OD; e (3) magnitude total das violações de OD nos pontos de monitoramento (YANDAMURI; SRINIVASAN; BHALLAMUDI, 2006). Na seqüência é apresentada a definição desses índices.

1 - O desempenho do sistema medido através do número de violações, E_N , é expresso como a razão da diferença entre o número de violações da concentração de OD estabelecida nos padrões de qualidade quando não há nenhum tipo de tratamento nas fontes de poluição, N_0 , e o número de violações com tratamento, N_a , pelo número de violações quando não há tratamento.

$$E_N = \frac{N_0 - N_a}{N_0} \quad (87)$$

$$N_0 = f((OD_j)_0, OD_{\text{padrão}}) \quad (88)$$

$$N_a = f((OD_j)_a, OD_{\text{padrão}}) \quad (89)$$

Sendo:

$$N_a = \sum_{j=1}^M (y_j)_a \quad (90)$$

na qual:

$$(y_j)_a = \begin{cases} 1 & \text{se } OD_{\text{padrão}} > (OD_j)_a \\ 0 & \text{se } OD_{\text{padrão}} \leq (OD_j)_a \end{cases} \quad \forall j \quad (91)$$

M é o número de pontos de monitoramento; $(y_j)_a$ é uma variável inteira, que pode assumir o valor 0 e 1 quando, respectivamente, não houver e houver violações no padrão de qualidade da água; OD_j representa a concentração de OD nos pontos de monitoramento j , e o subscritos 0 e a indicam o nível de tratamento correspondentes a nenhum tratamento e com algum tipo de tratamento considerado; $OD_{\text{padrão}}$ significa a concentração de OD limite estabelecida nos padrões de qualidade da água.

2 – O desempenho do sistema medido através da magnitude da máxima violação da concentração de OD, EV, é expresso como a razão da diferença entre a magnitude da máxima violação de OD quando não há nenhum tipo de tratamento nas fontes de poluição, V_0 , e a magnitude da máxima violação quando há tratamento, V_a , pela magnitude da máxima violação da concentração de OD estabelecida nos padrões de qualidade quando não há tratamento.

$$E_V = \frac{V_0 - V_a}{V_0} \quad (92)$$

$$V_0 = f((OD_j)_0, OD_{\text{padrão}}) \quad (93)$$

$$V_a = f((OD_j)_a, OD_{\text{padrão}}) \quad (94)$$

Sendo:

$$V_a = \max_j [(S_1)_a, (S_2)_a, \dots, (S_j)_a] \quad (95)$$

na qual:

$$(S_j)_a = \begin{cases} OD_{\text{padrão}} - (OD_j)_a & \text{se } OD_{\text{padrão}} > (OD_j)_a \\ 0 & \text{se } OD_{\text{padrão}} \leq (OD_j)_a \end{cases} \quad \forall j \quad (96)$$

V representa a magnitude da máxima violação da concentração de OD. Os subscritos θ e a foram definidos anteriormente.

3 – O desempenho do sistema medido através da soma total das magnitudes das violações na concentração de OD, ET, é expresso como a razão da diferença entre a soma da magnitude das violações de OD quando não há nenhum tipo de tratamento, T_0 , e das violações quando há tratamento, T_a , pela soma da magnitude das violações de OD estabelecida nos padrões de qualidade quando não há tratamento.

$$E_T = \frac{T_0 - T_a}{T_0} \quad (97)$$

$$T_0 = f((OD_j)_0, OD_{\text{padrão}}) \quad (98)$$

$$T_a = f((OD_j)_a, OD_{\text{padrão}}) \quad (99)$$

Sendo:

$$T_a = \sum_{j=1}^M (S_j)_a \quad (100)$$

T representa a soma da magnitude das violações de OD. Os outros termos foram definidos anteriormente.

Yandamuri, Srinivasan e Bhallamudi (2006) propuseram um índice de desempenho global, EWLA, que corresponde à soma ponderada dos três índices apresentados, EN, EV, ET:

$$E_{WLA} = w_N E_N + w_V E_V + w_T E_T \quad (101)$$

w_N , w_V e w_T são pesos associados a cada medida de desempenho.

Com esse índice de desempenho global, Yandamuri, Srinivasan e Bhallamudi (2006) formularam dois modelos multiobjetivos de gerenciamento da qualidade da água. O primeiro considera a minimização do custo total de tratamento e maximização da medida global de desempenho do sistema. Já o segundo modelo considera a minimização do custo total de tratamento e minimização da medida de equidade, conforme eq. (78). Neste último modelo o índice de desempenho global torna-se restrição do problema. Os modelos foram solucionados através dos Algoritmos Genéticos (Nondominated Sorting Genetic Algorithm II – NSGA II). Quando estabelecida a relação de compromisso entre o custo e o desempenho do sistema, observa-se que é possível obter uma melhora significativa no desempenho do sistema com um incremento no custo inexpressivo.

A análise multiobjetivo é adequada aos problemas de recursos hídricos por se tratar de objetivos múltiplos e conflitantes. Quando utilizada como uma ferramenta de apoio às tomadas de decisões, ela valoriza a componente humana do processo de decisão. A escolha do método a se utilizar dependerá da afinidade do analista e da quantidade de dados disponíveis.

Apesar de não ser muito utilizada na área de qualidade dos recursos hídricos, a análise multiobjetivo está ganhando adeptos devido à crescente preocupação com a preservação do meio ambiente e disponibilidade de recursos. Em adição, ela pode identificar o compromisso existente entre o tratamento das águas residuárias domésticas e industriais e a desejável qualidade da água no ambiente.

Seria ideal se os modelos apresentados pudessem ser diretamente utilizados para identificar a melhor solução para os problemas de gerenciamento da qualidade da água. Eles podem ser usados em situações nas quais existem dados suficientes para

desenvolvê-los e calibrá-los e onde estejam bem definidos os objetivos dos responsáveis pelo gerenciamento da qualidade hídrica.

Os modelos de gerenciamento da qualidade da água são comumente utilizados para prever o impacto causado pela adoção de uma ou outra alternativa de gestão e para mostrar a importância de se ter grande quantidade de dados precisos. Se bem usados, podem ajudar no entendimento do por que algumas alternativas de gerenciamento são melhores do que outras para determinadas bacias hidrográficas. Os modelos auxiliam na identificação de planos e, de acordo com os objetivos, responderão aos questionamentos relativos aos custos, tecnologias, requerimentos legais e sociais.

4. METODOLOGIA

Este capítulo descreve a metodologia proposta para este trabalho, que tem o intuito de verificar a possibilidade da utilização da análise multiobjetivo no auxílio à busca de intervenções em sistemas de recursos hídricos, levando em conta benefícios econômicos e ambientais.

Para tanto foram propostos 3 modelos de otimização multiobjetivo, cada qual gerando uma relação de compromisso. Em todos os modelos, deseja-se maximizar a carga de DBO emitida pelas fontes de poluição, de forma que a qualidade hídrica seja mantida ou melhorada.

Os problemas de otimização multiobjetivo normalmente requerem a minimização do custo. Esta função objetivo está intuitivamente representada nos modelos, uma vez que permitindo que seja lançada uma maior quantidade de poluente na água, é dizer que a eficiência do tratamento pode ser diminuída e conseqüentemente, o custo será menor. Essa consideração facilita a interpretação do custo do tratamento do efluente, uma vez este está relacionado a diversos fatores, e nem sempre é simples determinar uma função que caracterize o custo total de implantação e operação de uma determinada estação de tratamento de esgoto.

O primeiro modelo deseja encontrar uma relação de compromisso existente entre a maximização do lançamento de efluentes e a maximização da concentração de OD no corpo hídrico. Dois objetivos conflitantes, pois quanto maior a entrada de matéria orgânica no sistema, maior será a quantidade de oxigênio consumida para degradá-la. Porém, quanto maior a quantidade de efluente lançada, menor a eficiência do tratamento e conseqüentemente, o custo.

Encontradas violações na concentração de DBO ao longo do rio, ou seja, quando a concentração de DBO em determinados pontos do corpo d'água é maior que a permitida para sua classe, o segundo modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento, porém, minimizar as violações nos padrões de concentração de DBO. Deseja-se então encontrar uma relação de compromisso em que seja possível diminuir ao máximo a eficiência do tratamento, mas de forma que não sejam violados os padrões de qualidade da água impostos pela legislação.

Finalmente, o terceiro e último modelo contém a principal contribuição dessa tese. Deseja-se encontrar a mesma relação de compromisso do segundo modelo, porém com uma restrição.

Não é justo que os usuários que se localizam mais a jusante do rio, tenham que tratar seus efluentes com uma maior eficiência, porque a água chega para eles já degradada por causa de lançamentos ocorridos à montante. Desta forma, os usuários mais à montante do rio possuem uma maior folga no lançamento. Ou então, fontes que poluem pouco necessitam tratar praticamente todo o seu efluente lançado, devido a outras fontes que poluem muito e tratam pouco já terem prejudicado o rio.

A restrição incluída no terceiro modelo tem o intuito de se fazer justiça entre os usuários, ou seja, ela é uma medida eqüitativa.

Os modelos foram solucionados através dos Algoritmos Genéticos Multiobjetivo, mais precisamente, pelo método *Non-dominated Sorting Genetic Algorithm* e testados na bacia do rio Atibaia, SP.

4.1. Formulação do modelo

A decisão final dos trabalhos de gerenciamento da qualidade da água é encontrar a melhor estratégia de alocação dos efluentes, de forma que a capacidade de assimilação do corpo d'água seja suficiente para depurar os poluentes e garantir a qualidade hídrica esperada à jusante do lançamento.

Outro ponto que deve ser levado em conta é o objetivo ambiental esperado do recurso hídrico. A Resolução nº 357 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) de 17 de março de 2005 estabelece padrões de qualidade da água e lançamento de efluentes de acordo com a finalidade do uso da água.

Incluídos nos modelos propostos, estão os objetivos conflitantes da manutenção da qualidade hídrica do rio, do grau esperado de tratamento de efluentes, e as leis e decretos ambientais. A Figura 12 mostra a estrutura dos modelos de auxílio à decisão propostos.

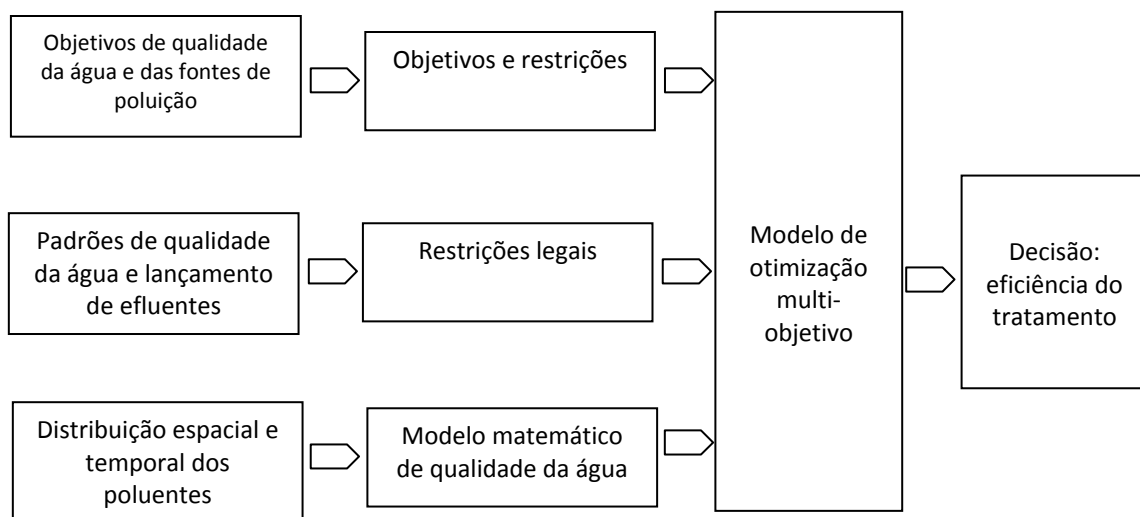


Figura 12 – Estrutura do modelo

4.1.1. Primeiro modelo de otimização multiobjetivo

O primeiro modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e maximizar a melhora da qualidade da água, em termos de OD.

O modelo é formulado de acordo com as eq. (102) e (103).

$$\text{Maximizar } Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (102)$$

$$\text{Maximizar } Z_2 = \sum_{i=1}^M OD_i \quad (103)$$

Sujeito a:

$$OD_i > OD_{\text{padrão}} \quad \forall i \quad (104)$$

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (105)$$

Z_1 e Z_2 representam as funções objetivo que se pretende maximizar. W_j é a carga de DBO lançada pela fonte j e Q_j é a respectiva vazão de lançamento. x_j é a eficiência do tratamento e neste caso, a variável de decisão. O número de fontes de poluição é F .

$OD_{\text{padrão}}$ é a concentração mínima permissível de OD estipulada pela legislação para uma determinada classe. OD_i é a concentração de oxigênio dissolvido encontrada no ponto de monitoramento i ($i = 1, 2, \dots, M$). OD_i é determinado através de um balanço de massa.

x_j se restringe aos valores na faixa de 0 a 1, uma vez que ele representa a eficiência de tratamento das operações e processos plausíveis de serem implantadas nos municípios em estudo.

4.1.2. Segundo modelo de otimização multiobjetivo

O segundo modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar as violações nos padrões de concentração de DBO do corpo receptor.

O modelo é formulado de acordo com as eq. (106) e (107).

$$\text{Maximizar } Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (106)$$

$$\text{Minimizar } Z_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} \quad (107)$$

Sujeito a:

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (108)$$

Z_1 e Z_3 representam as funções objetivo que se pretende maximizar e minimizar, respectivamente.

$DBO_{\text{padrão}}$ é a concentração máxima permissível de DBO estipulada pela legislação para uma determinada classe. DBO_i é a concentração de DBO encontrada no ponto de monitoramento i ($i = 1, 2, \dots, M$) e é determinada através de um balanço de massa.

Os outros índices foram definidos anteriormente.

4.1.3. Terceiro modelo de otimização multiobjetivo

O terceiro modelo de otimização proposto é igual ao segundo, porém possui uma restrição. Esta restrição é a principal contribuição desse trabalho e representa um índice que pretende distribuir a responsabilidade que cada fonte de lançamento tem perante a poluição que elas conferem à água.

O terceiro modelo é formulado de acordo com:

$$\text{Maximizar } Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (109)$$

$$\text{Minimizar } Z_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} \quad (110)$$

Sujeito a:

$$\frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{j,k=1}^F |x_j - x_k|}{\sum_{j=1}^F x_j} = 1 \quad j \neq k \quad (111)$$

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (112)$$

Z_1 e Z_3 têm por objetivo, respectivamente, maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de concentração de DBO do corpo receptor.

O índice representado na eq. (111) tem o intuito de quantificar a equidade entre os usuários (lançamento de esgoto) da água. Sem a consideração de uma medida de equidade, a tentativa de maximizar a quantidade de efluentes lançados resultaria numa alocação de grandes quantidades de efluentes passíveis de serem lançados pelos usuários localizados mais a montante do rio, enquanto que os usuários à jusante deveriam tratar seus efluentes com um nível máximo de eficiência. Adicionalmente, à medida que se eleva o índice de justiça, a carga total de poluentes no sistema deve ser diminuída.

Na eq. 111, x representa a eficiência do tratamento necessária para cada fonte de poluição, sendo o número de fontes igual a F . O numerador é a soma do desvio absoluto entre as eficiências de cada fonte. Já o denominador é a soma das eficiências de todas as

fontes de poluição. O índice representa, então, a distribuição entre as fontes de poluição do desvio relativo de suas eficiências de tratamento.

4.2. Os Algoritmos Genéticos

Os Algoritmos Genéticos (AGs) são métodos populacionais estocásticos de otimização por busca direta inspirados nos mecanismos de evolução das espécies, que compreendem processos da genética das populações, sobrevivência e adaptação dos indivíduos. Foram introduzidos em 1975 por John Holland, porém quem o popularizou foi um de seus alunos, David Goldberg (LACERDA; CAVALHO, 1999). Os AGs foram desenvolvidos para estudar o fenômeno da evolução natural da forma como ele ocorre na natureza, e desenvolver caminhos por meio dos quais os mecanismos desse processo pudessem ser importados para os sistemas computacionais.

Esses algoritmos operam, matematicamente, o princípio da seleção natural e sobrevivência do mais apto, teoria da evolução natural proposta em 1859 por Charles Darwin.

Em termos biológicos, a evolução natural é o processo que ocorre nos cromossomos das células, nos quais as informações hereditárias são transmitidas para seus descendentes, através dos genes.

A teoria da evolução diz que o meio ambiente seleciona, em cada geração, os seres vivos mais aptos de uma população para sobrevivência. Somente esses seres selecionados conseguem se reproduzir, uma vez que, geralmente, os menos adaptados são eliminados antes de gerarem descendentes. Alguns fenômenos, que atuam sobre o material genético armazenado nos cromossomos, ocorrem durante a reprodução (mutação e recombinação, por exemplo). Esses fenômenos são os responsáveis pela

variabilidade dos seres vivos nas populações. Reiniciando o ciclo, sobre essa nova população gerada age a seleção natural, processo no qual os seres mais aptos sobreviverão.

A idéia do AG surgiu na observação de que a população é inicializada e caminha para melhores regiões do espaço de busca por meio de processos probabilístico-aleatórios (seleção, recombinação e mutação). O ambiente desenvolve a informação de qualidade (*fitness*) e o processo de seleção favorece os indivíduos de maior qualidade para sobrevivência e reprodução sobre os de pior qualidade. O mecanismo de recombinação permite a mistura de informação dos pais para seus descendentes e a mutação introduz inovações neste processo (CARRIJO, 2004).

Na Figura 13 é apresentada a estrutura básica do AG simples.

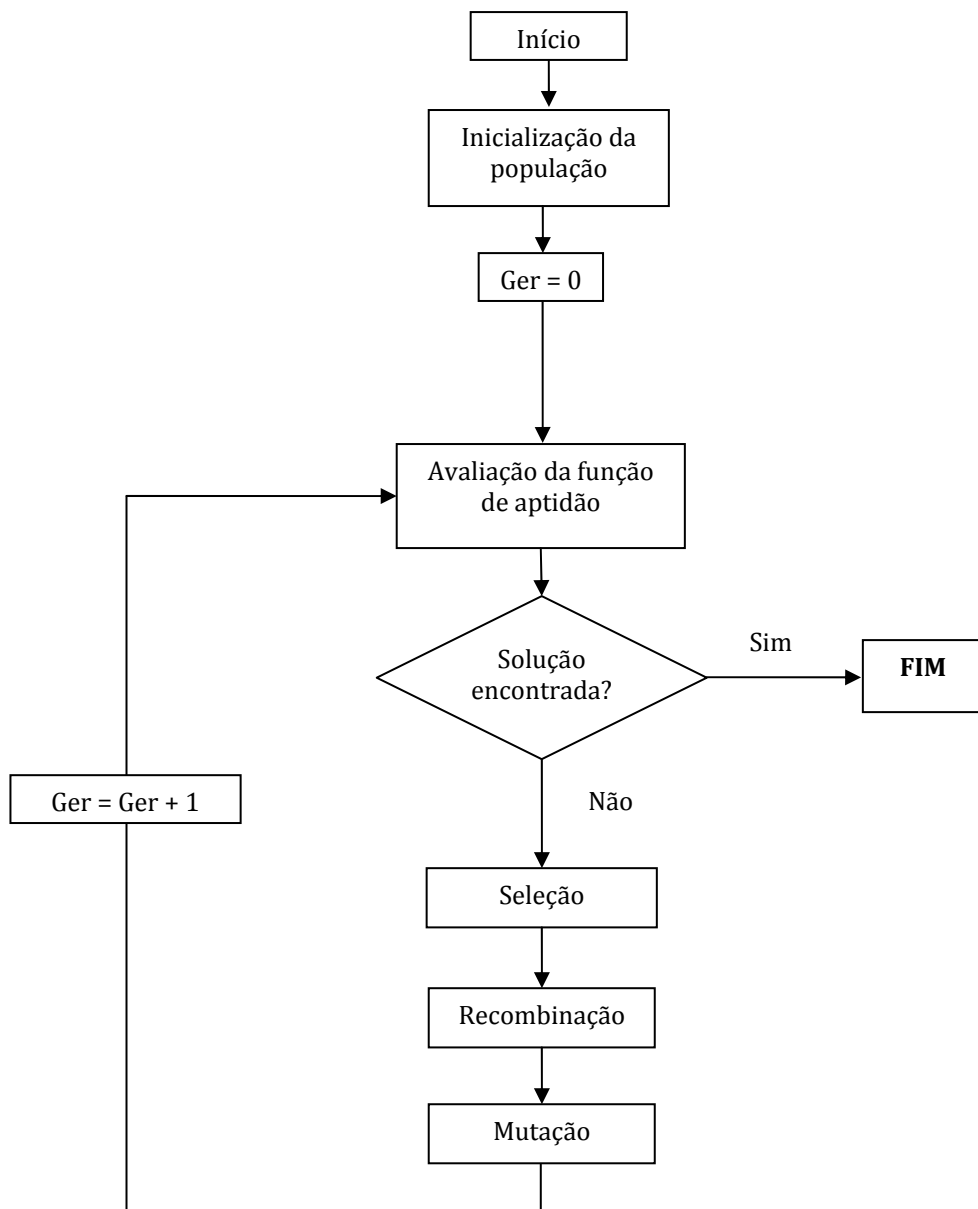


Figura 13 - Estrutura básica do AG simples

Fonte: DEB, 2001

Os AGs iniciam o processo gerando aleatoriamente um conjunto inicial de soluções possíveis denominadas *população*. Cada indivíduo dessa população, denominado *cromossomo*, constitui uma possível representação completa de solução para o problema. O cromossomo é representado por um vetor (*string*), cujos elementos

são denominados analogamente *genes*, que representam as características de uma solução e podem ser codificados através de números binários ou reais. Os cromossomos tendem a evoluir gradativamente através de sucessivas iterações, produzindo novas gerações de indivíduos mais aptos ou capazes em termos da função de aptidão. Esta função de aptidão é a avaliação de cada solução, que recebe um valor denominado de *fitness*.

A avaliação é feita durante cada iteração (geração), as soluções (cromossomos) são então avaliadas através da função objetivo ou através de uma função modificada (aptidão, *fitness*), que permite sua classificação e ordenação enquanto solução.

Uma nova geração é formada através dos processos de seleção, recombinação e mutação, cujas soluções com maior mérito têm maior probabilidade de serem preservadas para a próxima geração.

A seleção (ou reprodução) é o mecanismo por meio do qual os cromossomos são copiados para a próxima geração, resultando na sobrevivência das soluções mais aptas, ou seja, que resultem em valores mais eficientes da função objetivo.

O operador de reprodução permite a identificação, através da avaliação da função de aptidão, das melhores soluções, e faz múltiplas cópias das mesmas, eliminando as piores, de modo que o tamanho da população inicial seja mantido constante.

A recombinação (ou *crossover*) é aplicada após a seleção. O operador de reprodução não cria novas soluções, apenas reproduz novas cópias das melhores. A criação de novas soluções é feita pelos operadores de recombinação e mutação.

A recombinação é responsável pela troca parcial de segmentos correspondentes entre dois cromossomos pais, gerando dois cromossomos filhos. Os cromossomos filhos deverão representar soluções melhores que as dos cromossomos pais. Se soluções piores forem criadas, elas serão eliminadas na próxima geração, pelo processo de

seleção. Caso contrário, o processo de seleção produzirá mais cópias das novas soluções formadas, melhorando cada vez mais o valor da função objetivo.

Para preservar boas soluções selecionadas no processo de reprodução, nem todos os *strings* são usados para a recombinação. Se for usada uma probabilidade de *crossover* p_c , $100p_c\%$ dos cromossomos são usados na operação de recombinação e $100(1-p_c)\%$ da população são simplesmente copiadas para a nova população.

A mutação é uma modificação eventual dos genes, permitindo a introdução de novas características genéticas às populações, diversificando assim o conjunto de soluções para o problema.

Resumindo, o operador de reprodução seleciona os melhores cromossomos, enquanto que o operador de recombinação troca parte de seus segmentos, gerando assim soluções melhores que as anteriores. O operador de mutação altera um cromossomo, com o intuito também de gerar melhores soluções. Se soluções piores forem criadas, elas serão eliminadas no próximo processo de reprodução.

Após várias iterações o algoritmo converge para uma solução ótima ou quase ótima do problema.

Diversas são as possibilidades de implementação dos AGs em termos da sistemática de representação das soluções, dos operadores genéticos e dos parâmetros a serem adotados, como as probabilidades de recombinação e mutação, o número de indivíduos da população de soluções e o critério de parada.

As vantagens dos AGs em relação aos métodos de otimização convencionais são listadas (GOLDBERG; KUO, 1987, DEB, 2001, CARRIJO, 2004):

- têm uma orientação mais global que outros métodos usados em engenharia;
- são eficientes;
- têm grandes aplicações em diversas áreas da engenharia;

- trabalham com o código dos parâmetros e não com os parâmetros propriamente ditos;
- realizam a busca a partir de uma população de pontos e não a partir de um único ponto;
- podem trabalhar com variáveis de decisão discretas e funções contínuas;
- utilizam informação apenas da função objetivo, não necessitando de derivadas ou de outras informações;
- são de fácil implementação, não sendo necessários conhecimentos matemáticos complexos;
- são capazes de otimizar um grande número de variáveis, trabalhando com funções objetivo com superfícies de resposta complexas, reduzindo a incidência de mínimos ou máximos locais;
- usam regras de transição probabilísticas e não determinísticas na identificação de soluções alternativas;
- são capazes de varrer o espaço de soluções de maneira bastante eficaz, mesmo quando o número de variáveis de decisão é muito grande;
- são adaptados ao problema de otimização multiobjetivo pela habilidade de manter múltiplas soluções em uma única simulação e pela facilidade em se explorar regiões do espaço através do princípio da recombinação e mutação.

4.2.1. Algoritmos Genéticos Multiobjetivo

Uma notável diferença existente entre os métodos de otimização convencionais e os Algoritmos Genéticos é que este último trabalha com a possibilidade de gerar várias

soluções em cada iteração. Esta habilidade torna os AGs poderosos na identificação de múltiplas soluções ótimas em uma única simulação.

Em uma otimização multiobjetivo, deseja-se encontrar o maior número possível de soluções pertencentes à frente Pareto. O procedimento de busca desse conjunto de soluções através dos AGs multiobjetivo é similar aos AGs convencionais (Figura 14). Pequenas modificações no estágio de avaliação são realizadas na estrutura deste último para a busca de um conjunto de soluções ótimas em uma única simulação.

Segundo os AGs convencionais os melhores indivíduos, ou seja, aqueles que possuem valor de aptidão alto, têm alta probabilidade de pertencer ao conjunto de solução na próxima geração. A solução ótima representa a combinação de variáveis que tem o maior valor de aptidão, no caso de maximização, na última geração. Nos AGs multiobjetivo, primeiro, a população inicial é classificada segundo os conceitos de dominância e, dessa forma, obtêm-se os vetores de decisão que são não dominados. Esses vetores são as melhores combinações da iteração corrente e têm alta probabilidade de se encontrarem na próxima geração. A solução final compreenderá todos os vetores de decisão não dominados da última geração.

Os maiores desafios dos AGs para melhorar a acurácia das soluções encontradas são garantir que os procedimentos de avaliação e seleção busquem de forma eficiente o conjunto ótimo Pareto, e manter uma diversidade da população de forma a evitar a convergência prematura.

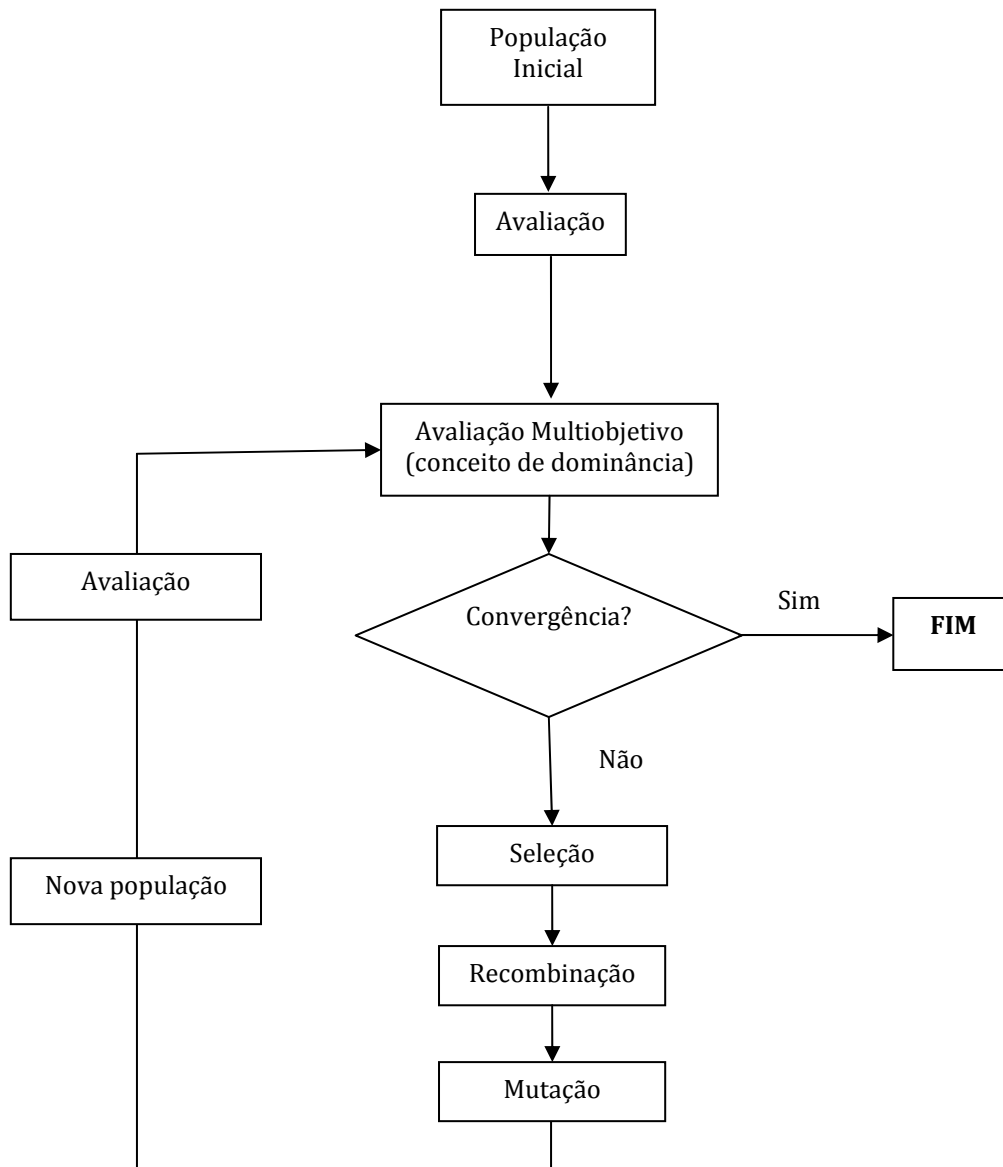


Figura 14 – Estrutura geral dos algoritmos genéticos multiobjetivo

Fonte: CHEUNG (2004)

DEB (2001) classificou os AGs multiobjetivo em dois grupos. O primeiro não possui nenhum tipo de operador de elitismo (operador que garante a presença dos melhores vetores soluço nas próximas gera es). O segundo grupo refere-se aos modelos que de alguma forma garantem que os melhores vetores soluço da popula o corrente se encontrem nas próximas gera es.

Neste trabalho optou-se por utilizar um conhecido algoritmo genético multiobjetivo não elitista, o *Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm* (NSGA), proposto por Srinivas e Deb (1995).

4.2.1.1. NSGA

Neste trabalho foi aplicado o método de otimização multiobjetivo NSGA. O algoritmo foi implementado em MATLAB pelo Prof. Dr. João Antônio de Vasconcelos e seus alunos, da Universidade Federal de Minas Gerais. O código do programa está disponível em: <http://www.cpdee.ufmg.br/~joao/OtimMultiobjetivo/>.

O NSGA (*Non-dominated Sorting Genetic Algorithm*) foi proposto por Srinivas e Deb (1995) com o objetivo de se trabalhar simultaneamente o conceito de dominância e a manutenção da diversidade da população.

Na otimização de objetivo único, a cada vetor solução pertencente à população corrente é associado um valor que representa seu desempenho (valor de aptidão ou *fitness*). Em muitos casos esse valor é o próprio valor da função objetivo. Desta maneira, o melhor indivíduo recebe o maior valor de aptidão e possivelmente será mantido na população referente à próxima geração.

Como a otimização multiobjetivo trabalha com soluções ótimas Pareto a cada geração, não é possível identificar um único melhor vetor solução desse conjunto. Os melhores valores de aptidão são dados ao conjunto de soluções não dominadas da geração corrente, que são melhores em relação aos outros vetores solução. Goldberg (1989) propôs que a função de aptidão para o conjunto de soluções não dominadas deve basear-se em um procedimento de ordenação (*rank*).

O NSGA segue a idéia original de Goldberg (1989), mas ele difere dos demais algoritmos genéticos multiobjetivo na maneira como classifica os vetores de soluções não dominadas e na forma com que o método de compartilhamento é considerado (espaço dos parâmetros para garantir a diversidade da população).

Antes que a seleção seja desenvolvida, é necessário classificar as soluções. O NSGA desenvolve a classificação através de frentes de dominação (P_k), sendo que todos os indivíduos pertencentes a essas frentes recebem o mesmo valor de aptidão.

Não existe um membro melhor que outro com relação a todos os objetivos se ambos pertencerem à mesma frente.

Para ilustrar o método, reproduz-se aqui um exemplo apresentado por Deb (2001, p. 176). O exemplo é um problema de minimização de duas funções objetivo, com duas variáveis de decisão.

$$\text{Minimizar } f_1(x) = x_1$$

$$\text{Minimizar } f_2(x) = \frac{1+x_2}{x_1}$$

(113)

$$\text{Sujeito a } 0,1 \leq x_1 \leq 1$$

$$0 \leq x_2 \leq 5$$

Seis soluções são geradas aleatoriamente (Tabela 6) e são apresentados os valores das funções objetivo para cada solução na Figura 15.

Tabela 6 – Soluções geradas aleatoriamente para o exemplo da eq. (120)

<i>Solução</i>	x_1	x_2	f_1	f_2
1	0,31	0,89	0,31	6,10
2	0,43	1,92	0,43	6,79
3	0,22	0,56	0,22	7,09
4	0,59	3,63	0,59	7,85
5	0,66	1,41	0,66	3,65
6	0,83	2,51	0,83	4,23

Fonte: DEB (2001, p. 176)

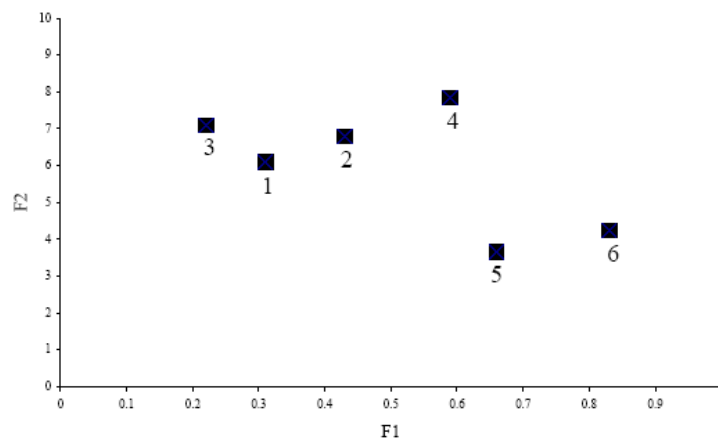


Figura 15 – Soluções do exemplo

Considerando a população mostrada na Figura 15, de acordo com o método NSGA, seus membros são ordenados em frentes de dominação. Esse procedimento é ilustrado na Figura 16. Observa-se que as soluções 1, 3 e 5 pertencem à primeira frente e são candidatas a evoluir para a frente Pareto.

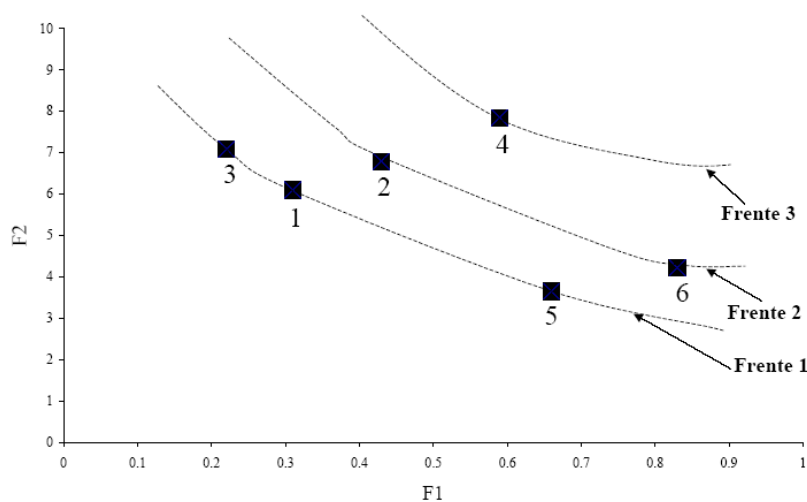


Figura 16 – Classificação das soluções por frentes de dominação do NSGA

As soluções das melhores frentes não dominadas recebem maiores valores de aptidão quando comparadas com as outras frentes.

A avaliação do *fitness* inicia-se na primeira frente não dominada e procede sucessivamente para as demais. Qualquer solução pertencente à primeira (ou melhor) frente recebe o valor de aptidão igual a $F_i = N$, onde N é o tamanho da população. Exemplificando, na Figura 16, as soluções 1, 3 e 5 recebem o valor de *fitness* igual a 6.

Impondo um melhor valor de aptidão para as soluções da frente não dominada, faz com que essas soluções sejam pressionadas a serem selecionadas e permanecerem na próxima geração. Porém, a diversidade entre as soluções da frente deve ser mantida. A não ser que um mecanismo explícito para manutenção da diversidade seja usado, os AGs não a garantem.

Algoritmos genéticos são métodos de otimização que partem de diversas soluções simultaneamente a cada geração. Isso faz com que esses métodos contemplem características de busca global. Cada solução possui informações distintas referentes à solução ótima global. Entretanto, tais informações estão distribuídas entre as soluções

da frente Pareto. Essa distribuição de informações recebe o nome de diversidade da população.

Manter a diversidade da população durante todo o processo iterativo é a principal dificuldade dos AGs. Isso se deve ao fato de que vetores soluções com alto valor de aptidão podem estar presentes na população e podem dominar o processo de otimização. Essa dominação acontece por causa da operação de seleção, na qual os melhores indivíduos da população são selecionados devido aos seus valores de aptidão. Como esses indivíduos fortes têm elevado valores de aptidão, há uma tendência dos mesmos produzirem diversas cópias para a próxima geração, fazendo com que informações sobre o ótimo sejam perdidas e, conseqüentemente, provocar uma convergência prematura (ótimos locais) do algoritmo.

São três os fatores que causam a perda da diversidade: pressão de seleção, perturbação na seleção e operadores de variação (ZITZLER, 1999 apud CHEUNG, 2004²). A pressão de seleção é o fator que determina o número de cópias de vetores solução na próxima geração. Uma alta pressão de seleção indica que muitas cópias da melhor solução estarão presentes na próxima geração. A perturbação na seleção relaciona-se aos diferentes métodos de seleção existentes. Já os operadores de variação fazem com que a população perca diversidade devido aos efeitos destrutivos que os operadores de recombinação e mutação podem causar nas soluções.

A técnica utilizada para manter a diversidade da população é a função de compartilhamento (GOLDBERG e RICHARDSON, 1987 apud DEB, 2001³). Essa técnica

² ZITZLER, E. **Evolutionary Algorithms for Multiobjective Optimization: Methods and Applications**. 1999. Ph. D. Thesis. Swiss Federal Institute of Technology Zurich apud CHEUNG, P. B. **Análise de Reabilitação de Redes de Distribuição de Água para Abastecimento via Algoritmos Genéticos Multiobjetivo**. 2004. 268 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

³ GOLDBERG, D. E.; RICHARDSON, J. Genetic Algorithms with sharing for multimodal function optimization. In: Proceedings of the First International Conference on Genetic Algorithms and Their Applications, p. 41-

tem o objetivo de distribuir proporcionalmente na população diferentes soluções contendo informações do espaço de busca. Para isso, o valor da função de aptidão é dividido pela dimensão do nicho associado a essa solução, obtendo dessa forma a função partilhada. A dimensão do nicho é uma estimativa do quão densa é a região do espaço à qual essa solução pertence, em outras palavras, a dimensão do nicho representa o número de elementos candidatos a representante desse local na superfície da função.

A seguir é descrito o método usado pelo NSGA para o cálculo da função de compartilhamento.

Para cada solução i pertencente à frente k , a distância normalizada d_{ij} entre duas soluções (i e j) é calculada de acordo com a eq. (114).

$$d_{ij} = \sqrt{\sum_k^P \left(\frac{x_k^i - x_k^j}{x_k^{max} - x_k^{min}} \right)^2} \quad (114)$$

A distância normalizada é calculada com relação às variáveis de decisão. O valor calculado da distância normalizada é usado para o cálculo da função de compartilhamento, eq. 115 com $\alpha = 2$.

$$Sh(d) = \begin{cases} 1 - \left(\frac{d}{\sigma_{compartilhamento}} \right)^\alpha & \text{se } d \leq \sigma_{compartilhamento} \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (115)$$

Na eq. 115, d é a distância normalizada entre duas soluções i e j ; α é um expoente que caracteriza a função e o parâmetro σ é denominado parâmetro de compartilhamento das soluções.

A função de compartilhamento $Sh(d)$ recebe valores entre 0 e 1, dependendo da distância normalizada entre duas soluções d_{ij} .

Após terem sido calculadas todas as funções de compartilhamento referentes às soluções pertencentes à primeira frente não dominada, é possível dimensionar os nichos correspondentes a essas soluções através da eq. (116), sendo N o número total de soluções da frente.

$$nc_i = \sum_{j=1}^N Sh(d_{ij}) \quad (116)$$

O nicho corresponde ao número de soluções vizinhas à solução i , incluindo ela mesma. Se não existe nenhuma outra solução dentro do raio $\sigma_{\text{compartilhamento}}$, o nicho deve ser 1.

O último passo é reduzir o valor de aptidão da solução i pelo nicho calculado e finalmente obter a avaliação compartilhada para cada solução i pertencente à frente não dominada através da eq. (117).

$$F'_i = \frac{F_i}{nc_i} \quad (117)$$

Este processo de degradação do valor de aptidão das soluções que possuem várias outras soluções em sua vizinhança ajuda a permanência de soluções que estão sozinhas no espaço de busca.

Este procedimento completa a avaliação para todas as soluções pertencentes à primeira frente não dominada. Para a segunda frente, um valor inicial de *fitness* é adotado, um pouco menor do que o da primeira frente. Isto garante que nenhuma solução da primeira frente terá um valor de aptidão compartilhado menor que alguma solução da segunda frente. Este procedimento é continuado para todas as outras frentes.

4.3. Aplicação: Bacia Hidrográfica do Rio Atibaia

A bacia hidrográfica do rio Atibaia é uma das sub-bacias pertencente à Bacia Hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá. Esta última compreende uma área de 15.303,67 km². Destes, 92,4% localiza-se no Estado de São Paulo e 7,6% no Estado de Minas Gerais. No Estado de São Paulo, as bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá pertencem à Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos número 5 (UGRHI-5) e faz divisa com Minas Gerais e com as UGRHIs 9 (Mogi-Guaçu), 2 (Paraíba do Sul), 6 (Alto Tietê), 10 (Sorocaba/Médio Tietê) e 13 (Tietê/Jacaré), como mostra a Figura 17.

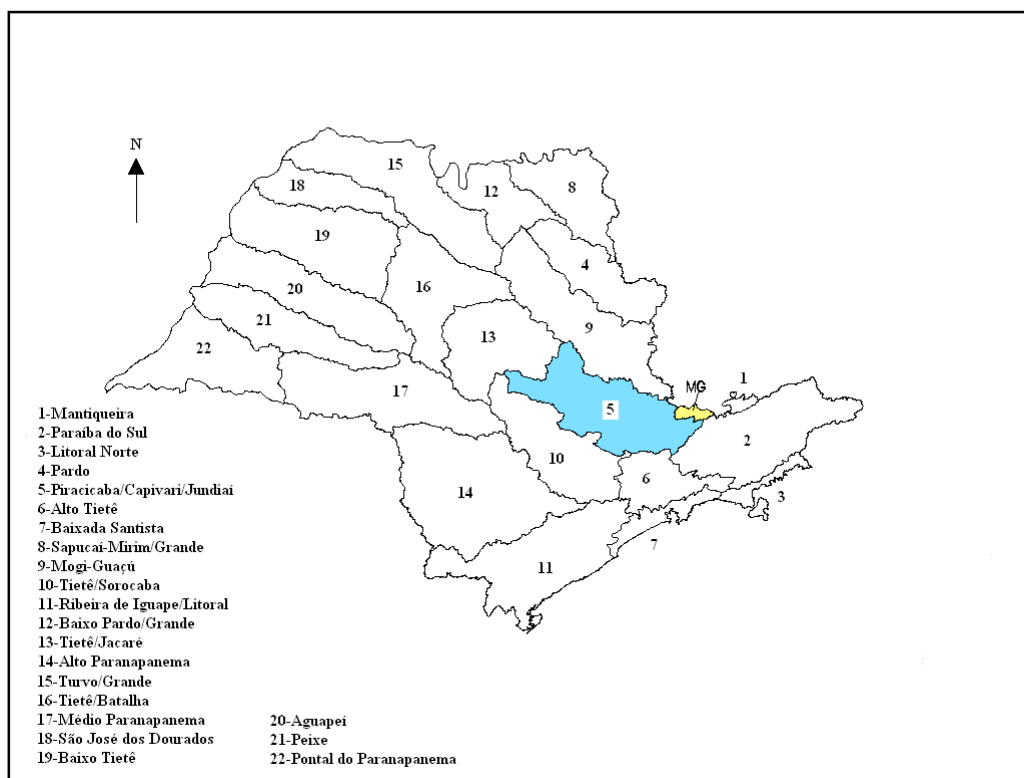


Figura 17 - UGRHIs do Estado de São Paulo

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

Em termos hidrográficos, a UGRHI-5 compreende sete sub bacias principais (Figura 18), sendo cinco pertencentes ao Piracicaba (Piracicaba, Corumbataí, Jaguari,

Camanducaia e Atibaia), além do Capivari e Jundiá, cujas áreas de drenagens estão discriminadas na Tabela 7.

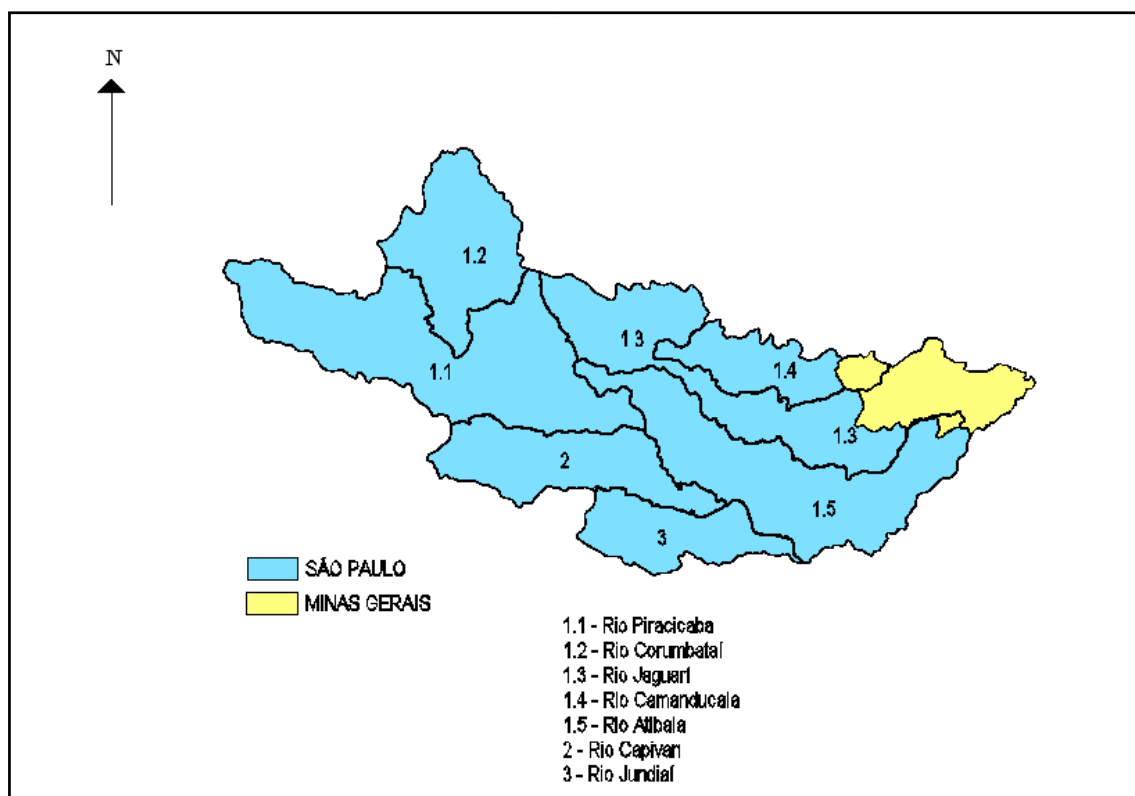


Figura 18 - Bacia hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá e suas sub bacias

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

Tabela 7 - Áreas das sub bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá

Sub bacia	Área - SP (km²)	Área - MG (km²)	Área total (km²)
Piracicaba	3.700,79	-	3.700,79
Camanducaia	870,68	159,32	1.030,00
Jaguari	2.323,42	966,58	3.290,00
Atibaia	2.828,76	39,98	2.868,74
Corumbataí	1.679,19	-	1.679,19
Capivari	1.620,92	-	1.620,92
Jundiá	1.114,03	-	1.114,03
Total	14.137,79	1.165,88	15.303,67

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

Com uma população total de 4.467.623 habitantes, as bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí possuem 59 municípios paulistas e 4 municípios mineiros com suas áreas totais nela inseridas. Adicionalmente, 11 municípios paulistas e 1 mineiro possuem suas sedes em outras bacias hidrográficas, mas estão parcialmente inseridos na UGRHI-5. A Tabela 8 relaciona os municípios pertencentes a cada sub bacia, e seus respectivos dados de população, de acordo com o censo de 2000 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), estão na Tabela 9.

Os dez municípios mais populosos são Campinas, Piracicaba, Jundiaí, Limeira, Sumaré, Americana, Santa Bárbara d'Oeste, Rio Claro, Hortolândia e Indaiatuba. Juntos, detêm 65,4% da população total da bacia. Em 2000 a população das bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí representava 12,1% da população do Estado de São Paulo e 2,6% da população do Brasil e, em alguns municípios, a urbanização está em expansão.

Tabela 8 - Municípios que compõem cada sub bacia

<i>Sub Bacia</i>	<i>Municípios</i>
Piracicaba	Águas de São Pedro, Americana, Campinas, Charqueada, Hortolândia, Iracemápolis, Limeira, Monte Mor, Nova Odessa, Paulínia, Piracicaba, Rio das Pedras, Saltinho, Santa Bárbara d'Oeste, Santa Maria da Serra, São Pedro, Sumaré
Corumbataí	Analândia, Charqueada, Cordeirópolis, Corumbataí, Ipeúna, Iracemápolis, Piracicaba, Rio Claro, Santa Gertrudes, São Pedro
Jaguari	Americana, Amparo, Artur Nogueira, Bragança Paulista, Camanducaia ¹ , Campinas, Cordeirópolis, Cosmópolis, Extrema ¹ , Holambra, Itapeva ¹ , Jaguariúna, Joanópolis, Limeira, Morungaba, Nova Odessa, Paulínia, Pedra Bela, Pedreira, Pinhalzinho, Piracaia, Santo Antônio de Posse, Tuiuti, Vargem
Camanducaia	Amparo, Extrema ¹ , Holambra, Jaguariúna, Monte Alegre do Sul, Pedra Bela, Pedreira, Pinhalzinho, Santo Antônio de Posse, Toledo ¹ , Tuiuti
Atibaia	Americana, Atibaia, Bragança Paulista, Camanducaia ¹ , Campinas, Campo Limpo Paulista, Cosmópolis, Extrema ¹ , Itatiba, Jaguariúna, Jarinu, Joanópolis, Jundiaí, Louveira, Morungaba, Nazaré Paulista, Nova Odessa, Paulínia, Piracaia, Valinhos, Vinhedo
Capivari	Campinas, Capivari, Elias Fausto, Hortolândia, Indaiatuba, Itatiba, Itupeva, Jundiaí, Louveira, Mombuca, Monte Mor, Rafard, Rio das Pedras, Santa Bárbara d'Oeste, Valinhos, Vinhedo
Jundiaí	Atibaia, Cabreúva, Campo Limpo Paulista, Indaiatuba, Jarinu, Jundiaí, Mairiporã, Salto, Várzea Paulista

¹Municípios do Estado de Minas Gerais pertencentes à UGRHI-5

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí (2004)

Tabela 9 - Dados de população dos municípios pertencentes à UGRHI-5

<i>Município</i>	<i>População total (hab)</i>	<i>Município</i>	<i>População total (hab)</i>
Águas de São Pedro	1.883	Monte Alegre do Sul	6.321
Americana	182.593	Monte Mor	37.340
Amparo	60.404	Morungaba	9.911
Analândia	3.582	Nazaré Paulista	14.410
Artur Nogueira	33.124	Nova Odessa	42.071
Atibaia	111.300	Paulínia	51.326
Bom Jesus dos Perdões	13.313	Pedra Bela	5.609
Bragança Paulista	125.031	Pedreira	35.219
Cabreúva ¹	33.100	Pinhalzinho	10.986
Campinas	969.396	Piracaia	23.347
Campo Limpo Paulista	63.724	Piracicaba	329.158
Capivari	41.468	Rafard	8.360
Charqueada	13.037	Rio Claro	168.218
Cordeirópolis	17.591	Rio das Pedras	23.494
Corumbataí	3.794	Saltinho	5.799
Cosmópolis	44.355	Salto	93.159
Elias Fausto	13.888	Santa Bárbara d'Oeste	170.078
Holambra	7.211	Santa Gertrudes	15.906
Hortolândia	152.523	Santa Maria da Serra	4.673
Indaiatuba	147.050	Santo Antônio de Posse	18.124
Ipeúna	4.340	São Pedro	27.897
Iracemápolis	15.555	Sumaré	196.723
Itatiba	81.197	Tuiuti	4.956
Itupeva	26.166	Valinhos	82.973
Jaguariúna	29.597	Vargem	6.975
Jarinu	17.041	Várzea Paulista	92.800
Joanópolis	10.409	Vinhedo	47.215
Jundiaí	323.397	Camanducaia ²	20.537
Limeira	249.046	Extrema ²	19.219
Louveira	23.903	Itapeva ²	7.361
Mairiporã ¹	60.111	Toledo ²	5.222
Mombuca	3.107		

¹ Municípios com sede fora da bacia e membros do Comitê Estadual da Bacia do Piracicaba, Capivari e Jundiaí

² Municípios do Estado de Minas Gerais pertencentes à UGRHI-5

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí (2004)

A partir dos dados de evolução populacional apresentados nos censos de 1980, 1991 e 2000 e das Taxas Gerais de Crescimento Anual (TGCAs), o Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí (2004) estima a população dos

municípios pertencentes à UGRHI-5 para os anos de 2003, 2005, 2010 e 2020, conforme mostra a Tabela 10.

Tabela 10 - Evolução da população dos municípios pertencentes à UGRHI-5

<i>Município</i>	<i>Projeções populacionais (hab)</i>			
	<i>2003</i>	<i>2005</i>	<i>2010</i>	<i>2020</i>
Águas de São Pedro	1.950	1.996	2.116	2.378
Americana	193.429	201.007	221.279	268.161
Amparo	64.029	66.566	73.356	89.084
Analândia	3.794	3.942	4.338	5.253
Artur Nogueira	39.728	44.846	60.716	111.293
Atibaia	121.229	128.336	147.979	196.745
Bom Jesus dos Perdões	14.731	15.760	18.656	26.143
Bragança Paulista	134.845	141.813	160.847	206.922
Cabreúva ¹	30.500	34.621	50.431	103.439
Campinas	1.014.193	1.045.201	1.126.935	1.310.076
Campo Limpo Paulista	71.431	77.080	93.235	136.413
Capivari	44.237	46.185	51.438	63.805
Charqueada	13.918	14.538	16.211	20.157
Cordeirópolis	19.308	20.544	23.994	32.726
Corumbataí	4.036	4.207	4.664	5.734
Cosmópolis	47.578	49.856	56.040	70.804
Elias Fausto	14.741	15.339	16.943	20.669
Holambra	7.936	8.460	9.924	13.658
Hortolândia	185.053	210.509	290.539	553.443
Indaiatuba	166.890	181.582	224.223	341.898
Ipeúna	5.093	5.666	7.396	12.605
Iracemápolis	17.094	18.203	21.302	29.172
Itatiba	89.083	94.761	110.591	150.625
Itupeva	29.597	32.131	39.456	59.496
Jaguariúna	32.415	34.442	40.079	54.274
Jarinu	19.819	21.918	28.192	46.640
Joanópolis	11.285	11.910	13.628	17.842
Jundiaí	335.762	344.267	366.484	415.311
Limeira	264.702	275.682	305.167	373.935
Louveira	27.212	29.669	36.825	56.733
Mairiporã ¹	7.692	8.453	8.523	18.405
Mombuca	3.300	3.436	3.799	4.645
Monte Alegre do Sul	6.649	6.877	7.481	8.855
Monte Mor	42.419	46.184	57.122	87.385
Morungaba	10.559	11.015	12.241	15.119
Nazaré Paulista	15.469	16.218	18.253	23.122
Nova Odessa	45.168	47.359	53.312	67.556
Paulínia	57.455	61.942	74.753	108.872

Tabela 10 (continuação) - Evolução da população dos municípios pertencentes à UGRHI-5

<i>Município</i>	<i>Projeções populacionais (hab)</i>			
	<i>2003</i>	<i>2003</i>	<i>2003</i>	<i>2003</i>
Pedra Bela	5.775	5.889	6.183	6.817
Pedreira	38.057	40.076	45.602	59.047
Pinhalzinho	12.008	12.742	14.779	19.882
Piracaia	25.023	26.207	29.417	37.066
Piracicaba	348.106	361.340	396.668	478.025
Rafard	8.285	8.235	8.111	7.870
Rio Claro	179.700	187.787	209.632	261.241
Rio das Pedras	25.187	26.383	29.628	37.364
Saltinho	6.065	6.249	6.733	7.818
Salto	101.437	107.360	123.727	164.325
Santa Bárbara D'Oeste	179.345	185.802	202.980	242.246
Santa Gertrudes	18.300	20.093	25.383	40.507
Santa Maria da Serra	4.805	4.894	5.126	5.623
Santo Antônio da Posse	19.652	20.742	23.738	31.092
São Pedro	31.110	33.455	40.121	57.703
Sumaré	220.042	237.105	285.776	415.142
Tuiuti	5.285	5.517	6.140	7.608
Valinhos	88.769	92.856	103.916	130.145
Vargem	7.798	8.400	10.116	14.671
Várzea Paulista	102.569	109.646	129.551	180.857
Vinhedo	52.934	57.127	69.119	101.184
Sub-total SP	4.694.581	4.940.426	5.630.914	7.435.626
Camanducaia	21.917	22.888	25.509	31.685
Extrema	21.222	22.672	26.745	37.219
Itapeva	8.105	8.642	10.147	13.987
Toledo	5.424	5.564	5.928	6.729
Sub-total MG	56.668	59.766	68.329	89.620
Total	4.751.249	5.000.192	5.699.243	7.525.246

¹ População referente à área do município inserida na UGRHI-5

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí (2004)

A ocupação das cidades da bacia foi devido à mineração e à ação dos Bandeirantes, mas foi o ciclo da cana-de-açúcar e café e a posição geográfica dos municípios que trouxeram o crescimento e desenvolvimento econômico da região. Posteriormente, o processo de desconcentração industrial da região metropolitana de São Paulo transformou a região das bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí em uma das frentes mais desenvolvidas da economia paulista, merecendo destaque a elevada diversificação de sua base produtiva e a importância da presença de

plantas industriais intensivas em capital e tecnologia, concentradas principalmente nos municípios de Sumaré, Indaiatuba e Paulínia.

De acordo com Ferreira (2000), essa região tem a segunda economia do Estado e terceira do País. O desenvolvimento econômico dessa região, entretanto, está ameaçado diante da degradação crescente dos seus recursos hídricos. Nessas bacias estão se tornando cada vez mais comuns situações de disputa pela água principalmente nos períodos de estiagem.

4.3.1. A bacia do Rio Atibaia: Recursos Hídricos

Os trabalhos de hidrologia superficial para diagnosticar a situação dos recursos hídricos devem conduzir à avaliação da disponibilidade hídrica superficial, das demandas e da qualidade das águas e efluentes lançados.

Os principais dados necessários pertinentes à bacia em que foi realizado o estudo são informações gerais, mapas, dados de população, desenvolvimento econômico, pontos de captação e lançamento, vazões captadas pelos diversos setores usuários, vazões de esgoto e efluentes industriais lançadas bem como a carga dos constituintes das águas residuárias, parâmetros de qualidade da água do corpo receptor, além dos dados fluviométricos e pluviométricos.

As informações foram obtidas junto ao Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí, CETESB, Agência Nacional de Águas (ANA), Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e em outras instituições que possuem informações relativas ao sistema hídrico da região.

- Disponibilidade hídrica superficial:

O rio Atibaia possui uma extensão desde sua nascente até a foz de 230,18 km.

De acordo com os dados pluviométricos levantados pelo Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004), o período mais seco do ano vai de maio a setembro e o mais chuvoso, outubro a abril.

Os dados das precipitações médias mensais indicam que os meses menos chuvosos são julho e agosto e que as maiores precipitações ocorrem em dezembro e janeiro.

A Tabela 11 relaciona os valores médios mensais de precipitação da bacia do rio Atibaia, para os anos de 2002 e 2003. Na Figura 19 esses valores são apresentados em forma de gráfico.

Tabela 11 - Precipitações médias mensais¹, mm, da bacia do rio Atibaia

Bacia	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Atibaia	271	212	174	88	71	51	36	40	78	149	166	246

¹ Médias mensais de precipitação pluvial calculadas pelo método de Thiesen a partir de estações pluviométricas com séries históricas variáveis

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

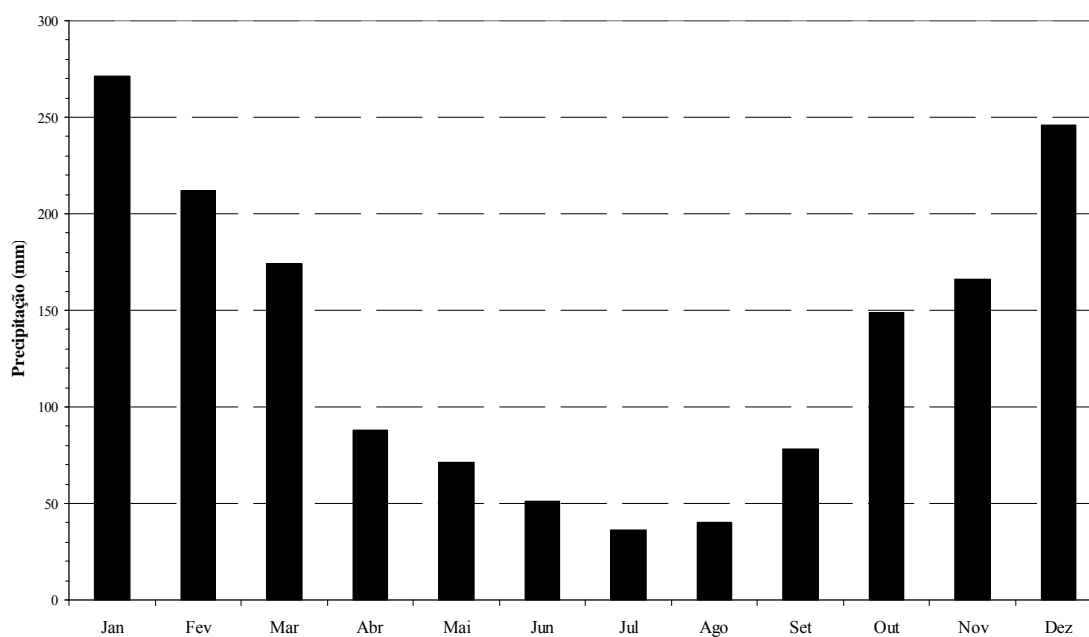


Figura 19 - Precipitações médias mensais, mm, sub bacia do rio Atibaia

Com relação às estações fluviométricas, a Tabela 12 apresenta os valores das vazões média plurianual (Q_m), mínima com 95% de permanência (Q_{95}), mínima com 1 mês de duração e tempo de retorno de 10 anos ($Q_{1,10}$) e mínima com 7 dias de duração e tempo de retorno de 10 anos ($Q_{7,10}$).

Tabela 12 - Vazões para a bacia do rio Atibaia

Sub bacia	Vazões (m^3/s)			
	Q_m	Q_{95}	$Q_{1,10}$	$Q_{7,10}$
Atibaia	31,27	11,27	9,01	13,57

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

Identificaram-se 33 estações fluviométricas na bacia do rio Atibaia. Destas, 16 se encontram no curso principal. Por motivo de quantidade e consistência das informações, foram utilizados neste trabalho os dados dos seguintes postos fluviométricos: F1

(Atibaia), F2 (Bairro da Ponte), F3 (Desembargador Furtado) e F4 (Acima de Paulínia), relacionados na Tabela 13.

Tabela 13 - Estações fluviométricas selecionadas

<i>Ponto</i>	<i>Código</i>	<i>Nome</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Este (m)</i>	<i>AD (km²)</i>	<i>Período de dados</i>
F1	62670000	Atibaia	7.443.990,53	340.568,55	1143	Nov/1936 a Dez/2004
F2	62676000	Bairro da Ponte	7.457.232,64	312.514,47	1920	Out/1929 a Dez/2003
F3	62680000	Desembargador Furtado	7.480.675,39	295.789,58	2308	Mai/1944 a Nov/2003
F4	62690000	Acima de Paulínea	7.483.305,16	281.342,14	2559	Nov/1947 a Mai/2000

A Tabela 14 fornece a vazão média mensal de longo termo para os dados de monitoramento relativos a cada estação relacionada na Tabela 13. As Figuras 20 a 23 mostram graficamente esses dados para os postos Atibaia, Bairro da Ponte, Desembargador Furtado e Acima de Paulínea, respectivamente.

Tabela 14 - Vazão média mensal (m³/s) dos postos fluviométricos do rio Atibaia

Posto	Vazão média mensal de longo termo, m³/s											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
62670000	25,76	27,08	24,75	18,27	15,07	14,73	12,47	11,29	12,05	14,01	15,62	19,81
62676000	42,54	45,14	40,41	29,01	23,56	22,94	19,15	16,73	17,89	20,83	23,19	33,48
62680000	51,79	52,26	47,27	32,03	25,56	24,28	21,90	18,58	19,76	23,13	26,60	37,88
62690000	55,69	59,51	52,09	35,40	28,09	27,45	22,88	20,05	20,77	24,62	29,88	43,20

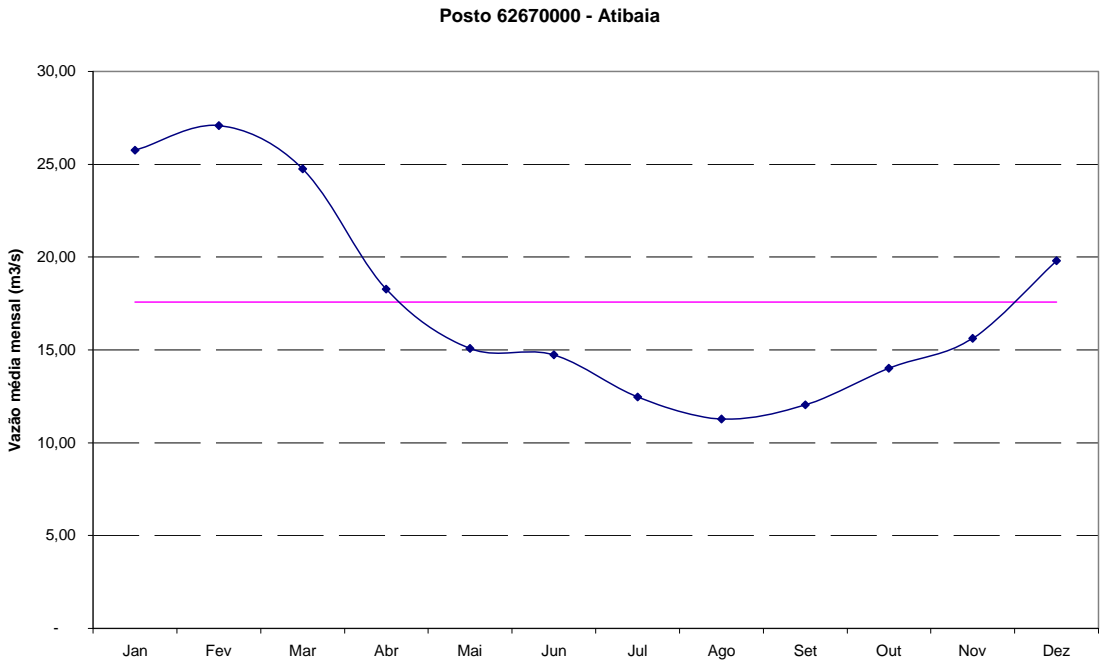


Figura 20 - Vazão média mensal (m³/s) do posto Atibaia (62670000)

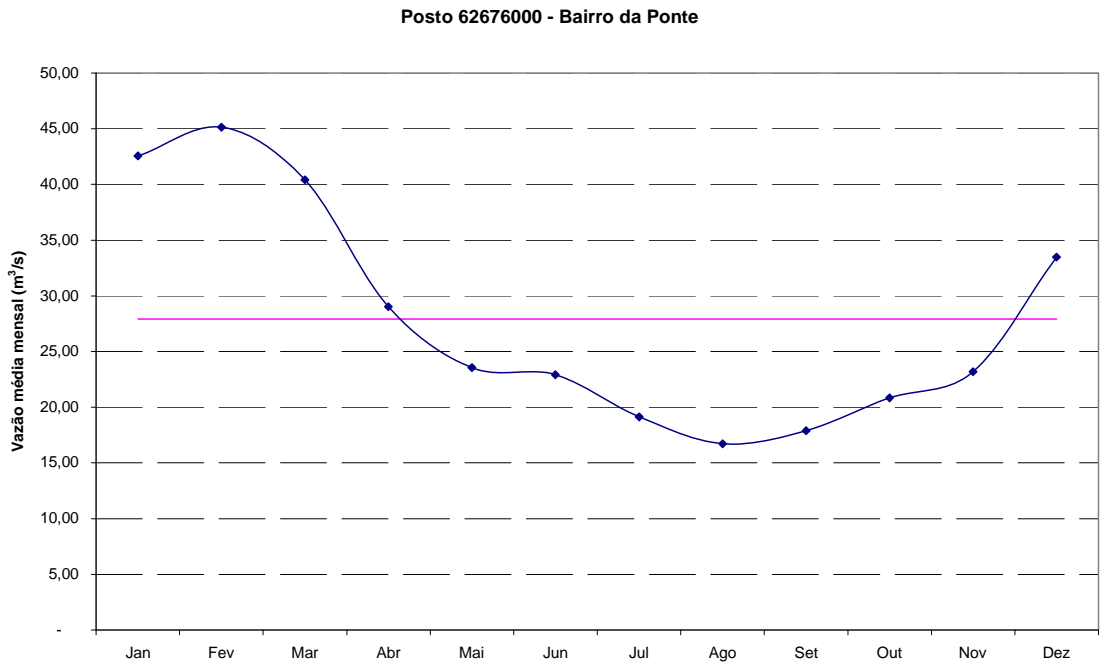


Figura 21 - Vazão média mensal (m³/s) do posto Bairro da Ponte (62676000)

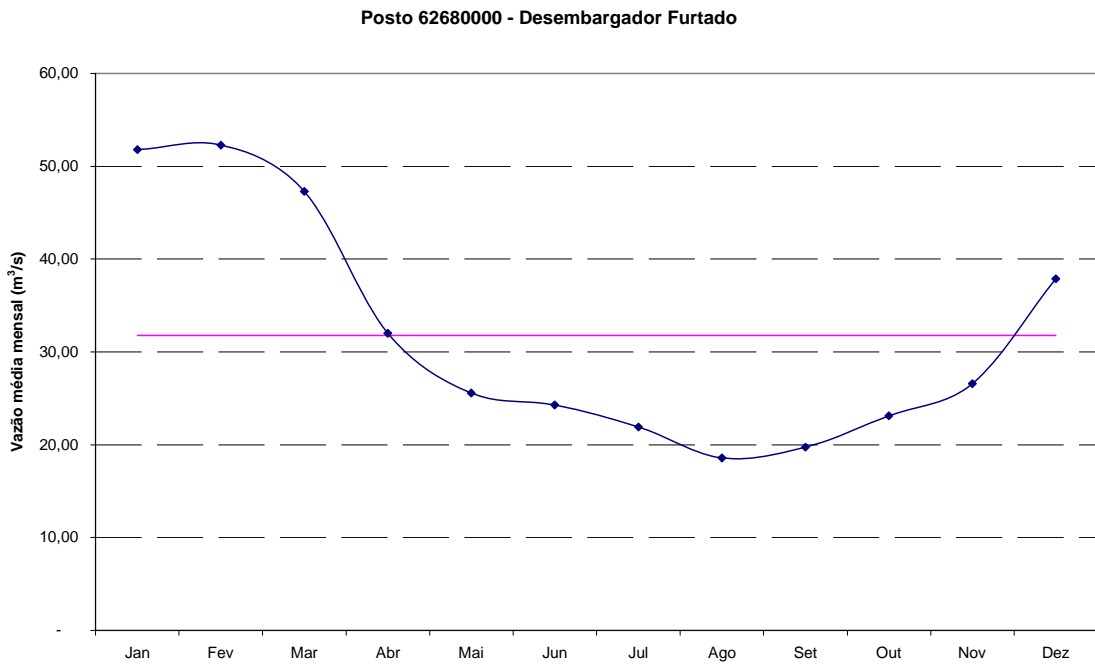


Figura 22 - Vazão média mensal (m³/s) do posto Desembargador Furtado (62680000)

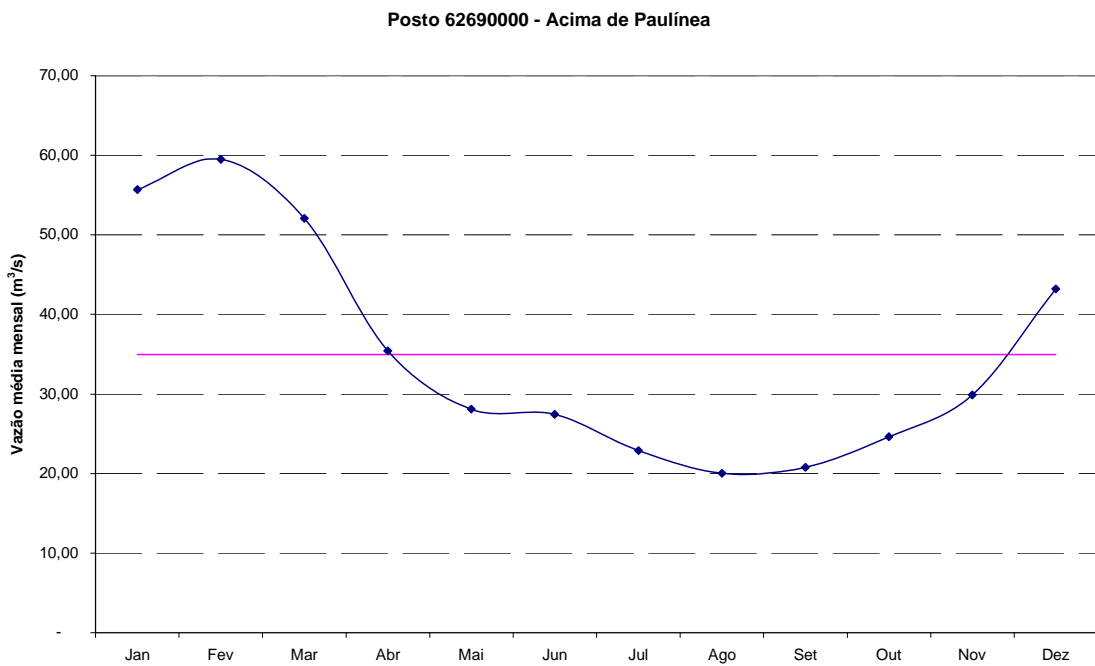


Figura 23 - Vazão média mensal (m³/s) do posto Acima de Paulínea (62690000)

- Demanda hídrica:

A partir dos dados do Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004) que teve como base o Cadastro de Usuários do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) da Secretaria de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento, elaborou-se a Figura 24, que apresenta as vazões outorgadas captadas de água por uso da bacia do rio Atibaia. Os usos contemplados na Figura 25 são: abastecimento urbano e industrial, irrigação, usos rurais (aquicultura e dessedentação de animais) e demais usos (mineração, recreação e paisagismo).

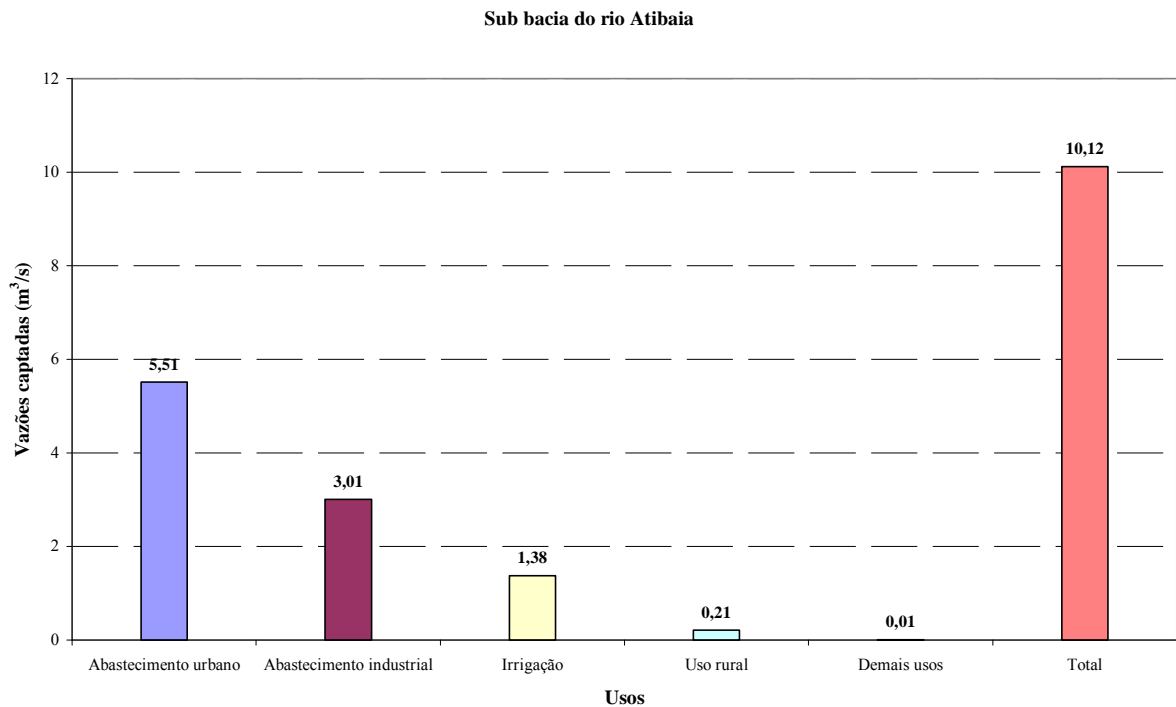


Figura 24 - Vazões captadas na bacia do rio Atibaia

O uso urbano é predominante na bacia do rio Atibaia. Do total captado, 54,5% é para essa finalidade. A captação para uso industrial, rural e demais usos é de, respectivamente, 29,7% 15,7% 0,10% do total. Essa bacia tem a maior vazão captada para uso urbano.

- Qualidade dos recursos hídricos:

O estudo da qualidade das águas do rio Atibaia foi realizado com dados da rede de monitoramento da CETESB que possui seis pontos, destes, quatro estão localizados no curso do rio Atibaia, antes do barramento do reservatório de Americana, trecho simulado nesse estudo. A Tabela 15 apresenta a descrição dos pontos de monitoramento.

Tabela 15 - Relação dos pontos de monitoramento da CETESB

Ponto	Código	Norte (m)	Este (m)	Período de dados
Q1	ATIB02010	7.444.203,96	341.773,46	1995 a 2004
Q2	ATIB02035	7.462.063,93	301.723,49	2000 a 2004
Q3	ATIB02065	7.465.638,97	297.543,46	1989 a 2004
Q4	ATIB02300	7.482.124,92	283.739,71	2000 a 2004

As águas superficiais do rio Atibaia estão enquadradas como Classe 3 no trecho inicial do curso d'água, passando para Classe 2 até o rio ser barrado no reservatório de Americana, onde suas águas recebem o enquadramento de Classe 4.

O contínuo crescimento populacional verificado nas áreas urbanas da bacia do rio Atibaia ameaça o equilíbrio dos recursos hídricos da região. A supressão da vegetação nativa e o aumento da geração de efluentes domésticos confirmam a necessidade de elaboração de uma política de planejamento ambiental com o objetivo de impedir que as fontes de risco se proliferem.

A Tabela 16 apresenta os lançamentos de efluentes líquidos de diversas origens ocorridos nos cursos d'água da bacia do rio Atibaia.

Tabela 16 - Lançamento de efluentes, em m³/s.

<i>Bacia</i>	<i>Uso urbano</i>	<i>Uso industrial</i>	<i>Uso rural</i>	<i>Mineração</i>	<i>Outros</i>	<i>Total</i>
Atibaia	3,327	2,937	0,278	0,005	0,001	6,549

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

O uso urbano representa 50,8% da vazão de efluentes líquidos lançados nos rios da bacia. A poluição do rio Atibaia é basicamente decorrente do lançamento das cargas poluidoras de origem doméstica não tratadas e remanescentes de tratamento já implantados.

A Tabela 17 apresenta a carga orgânica poluidora gerada pelos municípios da bacia.

Tabela 17 - Carga orgânica doméstica gerada nos municípios da bacia do rio Atibaia

<i>Município</i>	<i>População urbana</i>	<i>Atendimento (%)</i>		<i>Carga poluidora (kg DBO/dia)</i>		<i>Vazão de lançamento (m³/s)</i>
		<i>Coleta</i>	<i>Tratamento</i>	<i>Potencial</i>	<i>Remanescente</i>	
Atibaia	96.720	67	0	5.223	5.223	0,114
Bom Jesus dos Perdões	11.127	75	0	601	601	0,003
Itatiba	65.602	94	0	3.543	3.543	0,004
Jarinu	11.623	57	100	628	341	0,632
Joanópolis	10.388	86	100	561	175	0,030
Nazaré Paulista	5.821	54	100	314	179	0,017
Paulínea	50.677	83	0	2.737	2.737	0,018
Piracaia	22.986	66	30	1.241	1.045	0,016
Vinhedo	58.739	69	0	3.172	3.172	0,006
Valinhos	43.760	53	70	2.363	1.662	0,053
Campinas	344.894	84	15	18.624	16.747	0,666

Fonte: Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

A densidade industrial aumenta de montante para jusante devido à concentração dos grandes centros consumidores do seu ponto médio até a foz, chegando ao ápice no município de Paulínea, onde se localiza um grande pólo petroquímico. São 26 as empresas que respondem por 90% da carga industrial remanescente da bacia. Essas indústrias estão relacionadas na Tabela 18.

Tabela 18 - Principais indústrias poluidoras da bacia do rio Atibaia

<i>Indústria</i>	<i>Ramo</i>	<i>Município</i>	<i>Carga poluidora remanescente (kg DBO /dia)</i>
Cofina	Têxtil	Bom Jesus dos Perdões	5
Prodome	Química	Campinas	2
Elizabeth (3 unidades)	Têxtil	Itatiba	466
Timavo do Brasil	Têxtil	Itatiba	45
Fibralin	Têxtil	Itatiba	52
Coop. Avícola de Itatiba	Avícola	Itatiba	290
Suíço Holandês	Alimentício	Itatiba	1
Linha Zita	Têxtil	Itatiba	6
Duomo	Têxtil	Itatiba	203
Witco do Brasil	Química	Itatiba	1
Covolán	Têxtil	Itatiba	141
Rhodia	Química	Paulínea	1.038
Rhodiaco	Química	Paulínea	1.081
Bann	Química	Paulínea	162
Petrobrás – REPLAN	Petroquímica	Paulínea	269
Shell	Química	Paulínea	18
J. Bresler	Papel	Paulínea	600
Gessy Lever	Química	Valinhos	36
Cartonifício Valinhos	Papel	Valinhos	1
CHR Hansen	Alimentício	Valinhos	3
Martini	Alimentício	Valinhos	1
Rigesa	Papel	Valinhos	186
Vinhedense	Avícola	Vinhedo	11
Espetinhos Mimi	Alimentício	Vinhedo	1
Total			4.619

Fonte: ALVIM; FIGUEIREDO, 2004

4.3.2. Dados de entrada do modelo QUAL2K e calibração

As variáveis de estado selecionadas para simulação foram OD e DBO e o parâmetro para calibração, a constante de desoxigenação.

- Segmentação do sistema:

O rio Atibaia possui, aproximadamente, 180 km de extensão. O trecho simulado foi desde a sua formação, na confluência dos rios Cachoeira e Atibainha, até o seu barramento no reservatório de Americana, totalizando um percurso de 165,81 km.

O sistema fluvial foi dividido em trechos com características hidráulicas semelhantes, e estes trechos foram subdivididos em elementos computacionais de comprimento de 1 km cada. Os critérios adotados para a divisão do rio em trechos foram:

- Dados obtidos através do mapa topográfico da bacia, como curvas de nível, declividade e visualização espacial da disposição do percurso do rio.
- Base de dados para modelagem matemática de qualidade da água do rio Atibaia (COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL, 1999).

Este processo resultou na divisão do rio Atibaia em 18 trechos (Tabela 19). O Trecho 1 inicia-se na confluência dos rios Cachoeira e Atibainha e o Trecho 18 termina a montante do reservatório de Americana.

Tabela 19 – Divisão em trechos do rio Atibaia

	<i>Início (km)</i>	<i>Fim (km)</i>	<i>Comprimento (km)</i>	<i>Nº elementos computacionais</i>
Trecho 1	182,05	170,00	12,05	12
Trecho 2	170,00	158,70	11,30	12
Trecho 3	158,70	153,05	5,65	5
Trecho 4	153,05	149,60	3,45	4
Trecho 5	149,60	142,10	7,50	7
Trecho 6	142,10	122,10	20,00	20
Trecho 7	122,10	108,75	13,35	14
Trecho 8	108,75	100,40	8,35	8
Trecho 9	100,40	80,55	19,85	20
Trecho 10	80,55	77,90	2,65	3
Trecho 11	77,90	74,55	3,35	3
Trecho 12	74,55	66,90	7,65	8
Trecho 13	66,90	46,90	20,00	20
Trecho 14	46,90	30,30	16,60	16
Trecho 15	30,30	26,85	3,45	4
Trecho 16	26,85	23,95	2,90	3
Trecho 17	23,95	21,25	2,70	2
Trecho 18	21,25	16,24	5,01	5

A Tabela 20 esquematiza a localização dos pontos de captação, lançamento e tributários de cada trecho do rio Atibaia. As distâncias, em km, foram calculadas a partir da foz. Os dados para montagem do diagrama foram extraídos de Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1999) e Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004).

Tabela 20 – Pontos de captação, lançamento e tributários de cada trecho

<i>Trecho</i>	<i>Descrição</i>	<i>km</i>
	Início	182,05
Trecho 1	Fim	170,00
	Início	170,00
	Captação Atibaia	169,00
	Lançamento Doméstico Atibaia	167,00
	Ribeirão Itapetinga	162,00
	Ribeirão Onofre	162,00
	Ribeirão Folha Larga	162,00
Trecho 2	Fim	158,70
	Início	158,70
Trecho 3	Fim	153,05
	Início	153,05
Trecho 4	Fim	149,60
	Início	149,60
Trecho 5	Fim	142,10
	Início	142,10
	Ribeirão das Pedras	140,00
	Ribeirão Campo Largo	140,00
Trecho 6	Fim	122,10
	Início	122,10
	Captação Jundiá	120,00
	Lançamento Doméstico Itatiba	113,00
	Lançamento Industrial Malibú	113,00
	Captação Itatiba	110,00
	Lançamento Doméstico Itatiba	108,00
	Ribeirão Jacarezinho	108,00
Trecho 7	Fim	108,75
	Início	108,75
Trecho 8	Fim	100,40
	Início	100,40
	Captação Valinhos	84,00
Trecho 9	Fim	80,55
	Início	80,55
	Ribeirão Pinheiros	80,00
	Captação Campinas	78,00
Trecho 10	Fim	77,90
	Início	77,90
Trecho 11	Fim	74,55
	Início	74,55
	Lançamento Doméstico Campinas	74,00
	Captação Industrial Prodome	73,00
	Lançamento Industrial Prodome	72,00
Trecho 12	Fim	66,90

Tabela 20 (continuação) – Pontos de captação, lançamento e tributários de cada trecho

<i>Trecho</i>	<i>Descrição</i>	<i>km</i>
Trecho 13	Início	66,90
	Fim	46,90
	Início	46,90
	Captação Industrial Rhodia	32,00
	Lançamento Industrial Rhodia	31,00
	Fim	30,30
Trecho 14	Início	30,30
	Ribeirão. Anhumas	30,00
	Lançamento Industrial Rhodiaco	29,00
	Lançamento Industrial Rhodia	29,00
	Lançamento Industrial Bann	29,00
	Captação Industrial Bann	28,00
	Captação Industrial Hércules	28,00
	Captação Industrial Shell	28,00
	Captação Industrial Ici	28,00
	Fim	26,85
	Início	26,85
	Lançamento Industrial Replan	26,00
	Lançamento Industrial Shell	26,00
	Lançamento Industrial J. Bresler	26,00
Trecho 16	Fim	23,95
Trecho 17	Início	23,95
	Fim	21,25
	Início	21,25
	Lançamento Doméstico Paulínia	20,00
	Lançamento Industrial J. Bresler	18,00
	Captação Sumaré	18,00
Trecho 18	Fim	16,24

Para maior simplicidade na simulação do modelo QUAL2K, foi desprezada a capacidade de autodepuração dos afluentes. As cargas orgânicas lançadas nos afluentes nas proximidades da margem do rio foram consideradas como sendo lançadas diretamente no rio Atibaia.

A Tabela 21 fornece os dados de vazão e carga dos pontos de captação e lançamento considerados no modelo. Para simplificação, um ponto de lançamento pode

representar uma somatória de cargas localizadas próximas, para as quais se efetuou o respectivo balanço de massa.

Tabela 21 – Captações e lançamentos no rio Atibaia para calibração do modelo QUAL 2K

Ponto	Descrição	km	Vazão (m ³ /s)	Carga DBO (kg DBO/dia)	DBO (mg/l)
1	Captação de Atibaia	169	0,2333	-	-
	Lançamento Doméstico de Atibaia	167	0,0035	90	297,62
	Lançamento Doméstico de Atibaia	167	0,0138	360	301,93
	Lançamento Doméstico de Atibaia	167	0,0014	37	305,89
2	Lançamento Doméstico de Atibaia	167	0,079	2047	299,90
	BM*		0,0977	2534	300,19
	Rib. Itapetinga (Lanç. Dom. Atibaia)	162	0,001	25	289,35
	Rib. Onofre (Lanç. Dom. Atibaia)	162	0,0108	283	303,28
3	Rib. Folha Larga (Lanç. Dom. Atibaia)	162	0,0031	78	291,22
	BM		0,0149	386	299,84
	Rib. das Pedras	140	1,31	113	1,00
4	Rib. Campo Largo (Lanç. Dom. Jarinu)	140	0,0075	727	1121,91
	BM		1,3175	840	7,38
5	Captação de Jundiá	120	1,1	-	-
	Lanç. Dom. Itatiba	113	0,0114	332,3	337,37
6	Lanç. Ind. Malibú	113	0,0003	1,2	46,30
	BM		0,0117	333,5	329,91
7	Captação de Itatiba	110	0,31		
	Lançamento de Itatiba	108	0,0044	127,4	335,12
	Lançamento de Itatiba	108	0,0012	35,3	340,47
8	Rib. Jacarezinho	108	1,3775	3417	28,71
	BM		1,3831	3579,7	29,96
	Captação de Valinhos	84	0,055		
9	Captação de Valinhos	84	0,13		
	BM		0,185		
10	Rib. Pinheiros	80	1,1488	2493	25,12
11	Captação de Campinas	78	3,35		
	Lanç. Dom. Campinas	74	0,0016	45	325,52
12	Lanç. Dom. Campinas	74	0,02	558	322,92
	BM		0,0216	603	323,11
13	Cap. Ind. Prodome	73	0,0167		
14	Lanç. Ind. Prodome	72	0,005	1,8	4,17
15	Cap. Ind. Rhodia	32	2,3292		
	Lanç. Ind. Rhodia	31	0,0753	284,7	43,76
16	Lanç. Ind. Rhodia	31	0,2883	323,8	13,00
	BM		0,3636	608,5	19,37
17	Rib. Anhumas	30	2,2117	19070,55	99,80
	Lanç. Ind. Rhodiaco	29	0,0314	1080,6	398,31
	Lanç. Ind. Rhodia	29	0,9995	388,6	4,50
	Lanç. Ind. Rhodia	29	0,1356	41	3,50
18	Lanç. Ind. Bann	29	0,0072	162	260,42

Tabela 22 (continuação) – Captações e lançamentos no rio Atibaia para calibração do modelo QUAL 2K

Ponto	Descrição	km	Vazão (m³/s)	Carga DBO (kg DBO/dia)	DBO (mg/l)
	BM		1,1737	1672,2	16,49
	Cap. Ind. Bann	28	0,015		
	Cap. Ind. Hércules	28	0,0017		
	Cap. Ind. Shell	28	0,0622		
	Cap. Ind. Ici	28	0,0018		
19	BM		0,0807		
	Lanç. Ind. Replan	26	0,133	269,2	23,43
	Lanç. Ind. Shell	26	0,0014	17,8	147,16
20	Lanç. Ind. J. Bresler	26	0,015	600,4	463,27
	BM		0,1494	887,4	68,75
21	Lanç. Dom. Paulínia	20	0,103	3354	376,89
	Cap. Ind. J. Bresler	18	0,0875		
22	Cap. Sumaré	18	0,33		
	BM		0,4175		

* Balanço de massa

Fonte: Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1999), Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (2007) e Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (2004)

O diagrama unifilar do trecho do rio simulado é apresentado na Figura 25. Nela estão ilustrados a segmentação do rio em trechos, a localização dos postos fluviométricos, pontos de monitoramento da qualidade da água, fontes de captação e lançamento, de acordo com os dados das Tabelas 13, 15, 19 e 21.

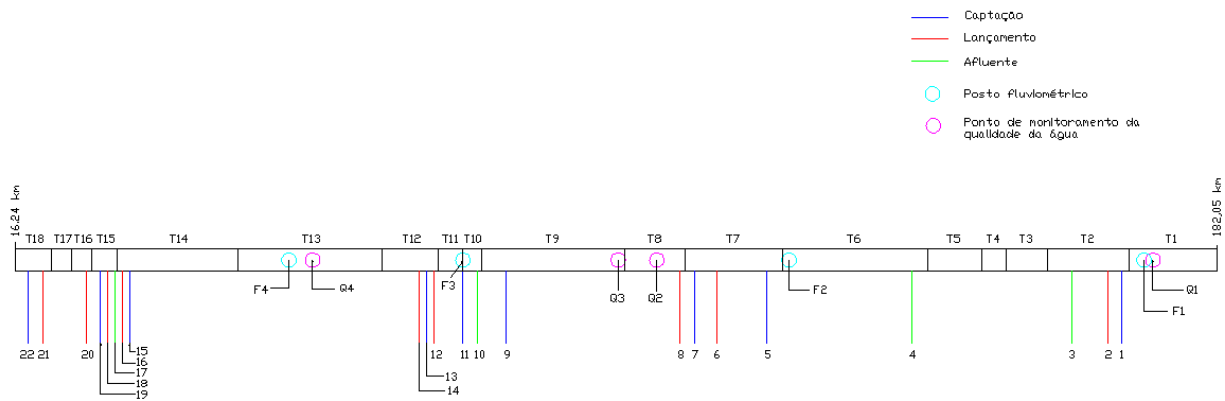


Figura 25 – Diagrama unifilar do trecho simulado do rio Atibaia

- Dados hidráulicos:

Como citado anteriormente, as estações fluviométricas utilizadas para análise foram: F1 (Atibaia), F2 (Bairro da Ponte), F3 (Desembargador Furtado) e F4 (Acima de Paulínia).

Foram utilizados os coeficientes de descargas para a determinação dos dados hidráulicos, sendo as constantes empíricas (dados de entrada) obtidas através de equações de potência (Eq. 47.a, 47.b e 47.c).

As séries históricas de velocidade, profundidade e vazão de cada posto foram utilizadas para a determinação dos coeficientes de descarga.

As Figuras 26 a 29 mostram os ajustes de equações de potência para os dados das séries de cada estação.

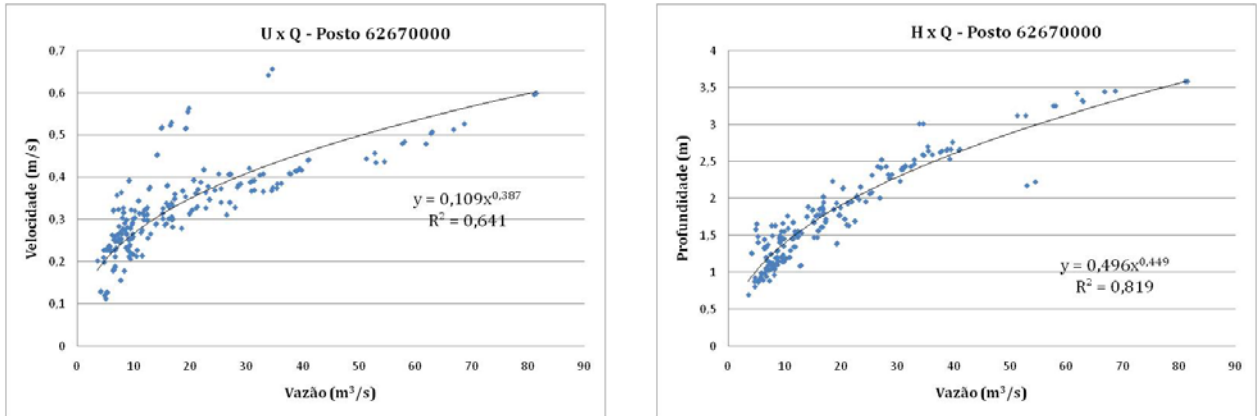


Figura 26 – Coeficientes de descarga do Posto 62670000 (Atibaia)

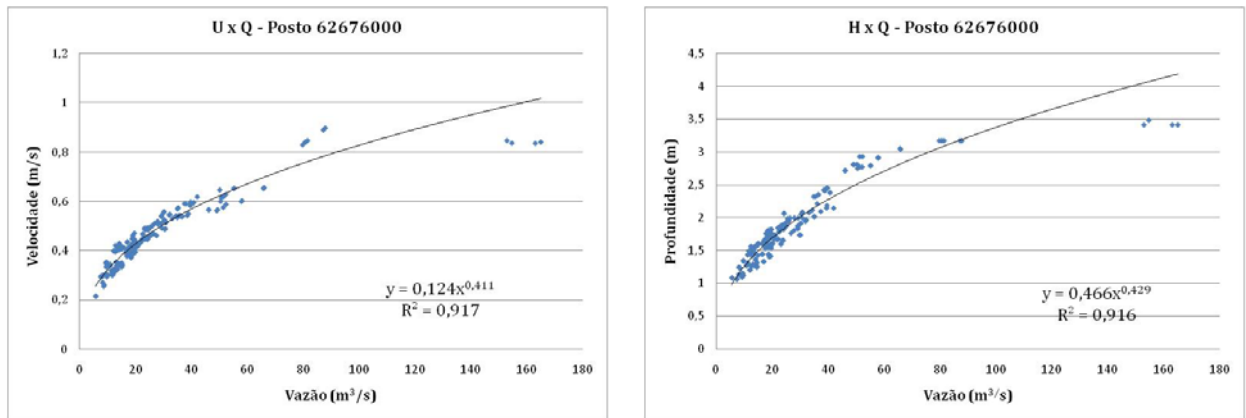


Figura 27 – Coeficientes de descarga do Posto 62676000 (Bairro da Ponte)

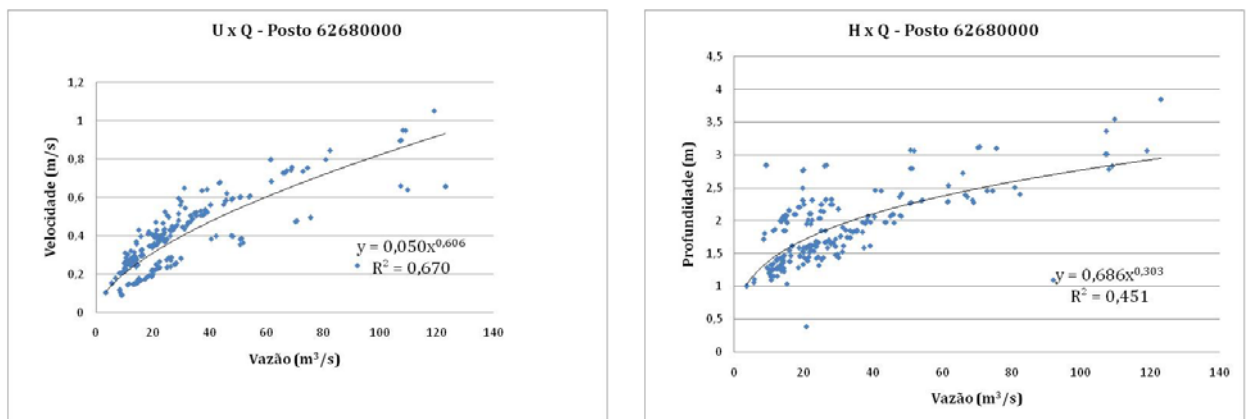


Figura 28 – Coeficientes de descarga do Posto 62680000 (Desembargador Furtado)

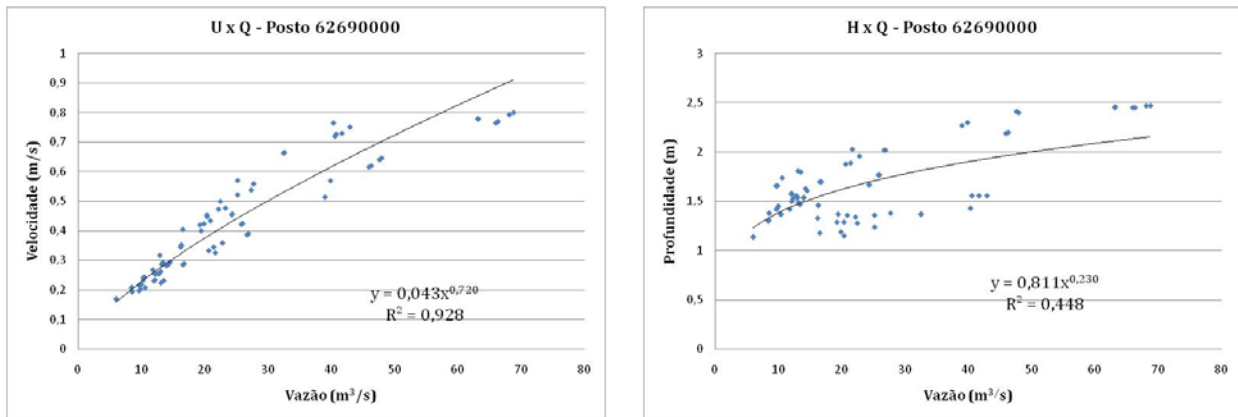


Figura 29 – Coeficientes de descarga do Posto 62690000 (Acima de Paulínea)

As constantes empíricas obtidas para cada posto foram utilizadas para determinados trechos, de acordo com a Tabela 22.

Tabela 22 – Relação das estações fluviométricas utilizadas para cada trecho e determinação das constantes empíricas

Ponto	Código	Nome	Trecho	Equações de potência
F1	62670000	Atibaia	1 a 6	$U = 0,109Q^{0,387}$ $H = 0,495Q^{0,449}$
F2	62676000	Bairro da Ponte	7 a 12	$U = 0,124Q^{0,411}$ $H = 0,466Q^{0,429}$
F3	62680000	Desembargador Furtado	13 e 14	$U = 0,050Q^{0,606}$ $H = 0,686Q^{0,303}$
F4	62690000	Acima de Paulínia	15 a 18	$U = 0,043Q^{0,720}$ $H = 0,811Q^{0,230}$

- Calibração:

O processo de calibração consiste, após entrada dos dados hidráulicos e qualitativos, no ajuste do parâmetro considerado (parâmetro de desoxigenação – k_1) aos valores calculados e observados das variáveis de estado selecionadas (OD e DBO).

A Tabela 23 apresenta a ordem de grandeza da taxa de degradação da matéria orgânica usualmente determinada em laboratório.

Tabela 23 – Ordem de grandeza da taxa de degradação da matéria orgânica, a 20 °C

Tratamento	k_1 (20°C)
Esgoto bruto	0,35 (0,20 – 0,50)
Tratamento primário	0,20 (0,10 – 0,30)
Tratamento secundário	0,075 (0,05 – 0,10)

Fonte: Chapra (1997)

O parâmetro de reaeração atmosférica (k_2) representa a taxa de difusão do oxigênio atmosférico do ar para a água. O valor de k_2 pode ser obtido através de fórmulas empíricas e semi-empíricas vinculadas a dados hidráulicos do sistema, ou por técnicas de medição. A medição do coeficiente de reaeração requer exaustivos trabalhos de campo e de laboratório, equipamentos e corpo técnico especializado.

A Tabela 24 apresenta algumas fórmulas empíricas para a previsão do coeficiente de reaeração (dia^{-1}), a 20°C.

Tabela 24 – Equações para o parâmetro de reaeração k_2 , em dia^{-1}

Equações					
O'Connor e Dobbins		Churchill		Owens-Gibbs	
$k_2(20^\circ C) = 3.93 \frac{U^{0.5}}{H^{1.5}}$		$k_2(20^\circ C) = 5.026 \frac{U}{H^{1.67}}$		$k_2(20^\circ C) = 5.32 \frac{U^{0.67}}{H^{1.85}}$	
Velocidade (m/s)	0,15 – 0,50	Velocidade (m/s)	0,55 – 1,52	Velocidade (m/s)	0,03 – 0,55
Profundidade (m)	0,30 – 9,10	Profundidade (m)	0,60 – 3,35	Profundidade (m)	0,10 – 0,73

*U é a velocidade média no trecho e H é a profundidade média no trecho

Fonte: CHAPRA; PELLETIER; TAO, 2005

No presente trabalho, a calibração do modelo QUAL2K para a bacia do rio Atibaia foi feita em quatro períodos, sendo estes: 1º período, referente aos meses de janeiro, fevereiro e março; 2º período, referente aos meses de abril, maio e junho; 3º período, referente aos meses de julho, agosto e setembro; 4º período, referente aos meses de outubro, novembro e dezembro. Os meses do ano foram agrupados devido à semelhança

de vazões médias mensais entre os mesmos, resultando em vazões médias trimestrais (Tabela 25).

Neste sentido, cada parâmetro foi ajustado para cada período.

Tabela 25 – Vazão média trimestral, em m³/s, considerada para calibração do modelo QUAL2K

<i>Posto</i>	<i>Vazão média trimestral (m³/s)</i>			
	<i>Jan/fev/mar</i>	<i>Abr/mai/jun</i>	<i>Jul/ago/set</i>	<i>Out/nov/dez</i>
62670000	25,86	16,02	11,94	16,48
62676000	42,70	25,17	17,92	25,83
62680000	50,44	27,29	20,08	29,20
62690000	55,76	30,31	21,23	32,57

A velocidade média, a profundidade média e a área da seção transversal em cada trecho do rio foram utilizadas para a escolha da fórmula para o cálculo do coeficiente de reaeração e o cálculo do tempo de detenção hidráulico. Esses dados são apresentados nas Tabelas 26 e 27. Os dados foram obtidos a partir das séries históricas de cada estação, fornecidas pela Agência Nacional de Águas. Pelos dados de velocidade e profundidade, o coeficiente de reaeração foi calculado pela equação de O'Connor e Dobbins.

Tabela 26 – Velocidade média, em m/s, do rio Atibaia

Posto	Velocidade média (m/s)			
	Jan/fev/mar	Abr/mai/jun	Jul/ago/set	Out/nov/dez
Trecho 1	0,337	0,379	0,294	0,298
Trecho 2	0,337	0,379	0,294	0,298
Trecho 3	0,337	0,379	0,294	0,298
Trecho 4	0,337	0,379	0,294	0,298
Trecho 5	0,337	0,379	0,294	0,298
Trecho 6	0,337	0,379	0,294	0,298
Trecho 7	0,501	0,470	0,398	0,460
Trecho 8	0,501	0,470	0,398	0,460
Trecho 9	0,501	0,470	0,398	0,460
Trecho 10	0,501	0,470	0,398	0,460
Trecho 11	0,501	0,470	0,398	0,460
Trecho 12	0,501	0,470	0,398	0,460
Trecho 13	0,563	0,369	0,293	0,413
Trecho 14	0,563	0,369	0,293	0,413
Trecho 15	0,571	0,432	0,305	0,422
Trecho 16	0,571	0,432	0,305	0,422
Trecho 17	0,571	0,432	0,305	0,422
Trecho 18	0,571	0,432	0,305	0,422

Tabela 27 – Profundidade média, em m, do rio Atibaia

Posto	Profundidade média (m)			
	Jan/fev/mar	Abr/mai/jun	Jul/ago/set	Out/nov/dez
Trecho 1	1,937	1,985	1,402	1,489
Trecho 2	1,937	1,985	1,402	1,489
Trecho 3	1,937	1,985	1,402	1,489
Trecho 4	1,937	1,985	1,402	1,489
Trecho 5	1,937	1,985	1,402	1,489
Trecho 6	1,937	1,985	1,402	1,489
Trecho 7	2,003	1,867	1,573	1,852
Trecho 8	2,003	1,867	1,573	1,852
Trecho 9	2,003	1,867	1,573	1,852
Trecho 10	2,003	1,867	1,573	1,852
Trecho 11	2,003	1,867	1,573	1,852
Trecho 12	2,003	1,867	1,573	1,852
Trecho 13	2,130	1,781	1,701	1,850
Trecho 14	2,130	1,781	1,701	1,850
Trecho 15	1,881	1,679	1,530	1,681
Trecho 16	1,881	1,679	1,530	1,681
Trecho 17	1,881	1,679	1,530	1,681
Trecho 18	1,881	1,679	1,530	1,681

A comparação entre os valores observados e calculados foi realizada através dos dados de monitoramento de qualidade das águas dos postos ATIB02010, ATIB02035, ATIB02065, ATIB02300 para as variáveis OD e DBO, correlacionando estes com a vazão média trimestral, para cada período e dentro de toda a série de monitoramento.

O modelo foi dado por calibrado para cada período, quando os valores calculados das variáveis OD e DBO estavam compreendidos entre os valores 50% mais freqüentes da série observada.

Para uma melhor visualização entre valores calculados e observados foram construídos gráficos *Boxplot*, que representam estatisticamente a porcentagem de distribuição da variável observada. A Figura 30 mostra como são construídos os *Boxplots*.

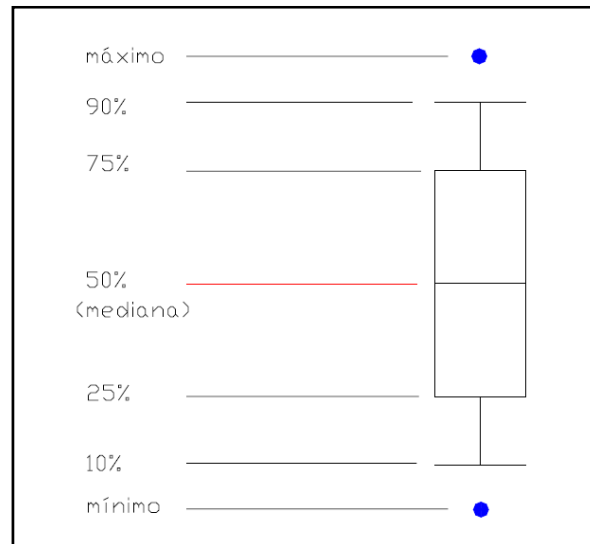


Figura 30 – Representação Boxplot

Fonte: Rodrigues, 2005

Para a construção dos gráficos foi utilizado um pacote computacional de análise estatística MINITAB (versão demonstrativa). Os gráficos *Boxplot* são ilustrações gráficas

que representam os valores do quartil inferior, da mediana, do quartil superior e dos valores máximo e mínimo de uma amostra de dados.

As Figuras 31 a 34 mostram a comparação, para cada período de calibração, dos valores simulados com os valores observados para OD e DBO. Em cada gráfico, as linhas inteiras, horizontais, representam os valores simulados.

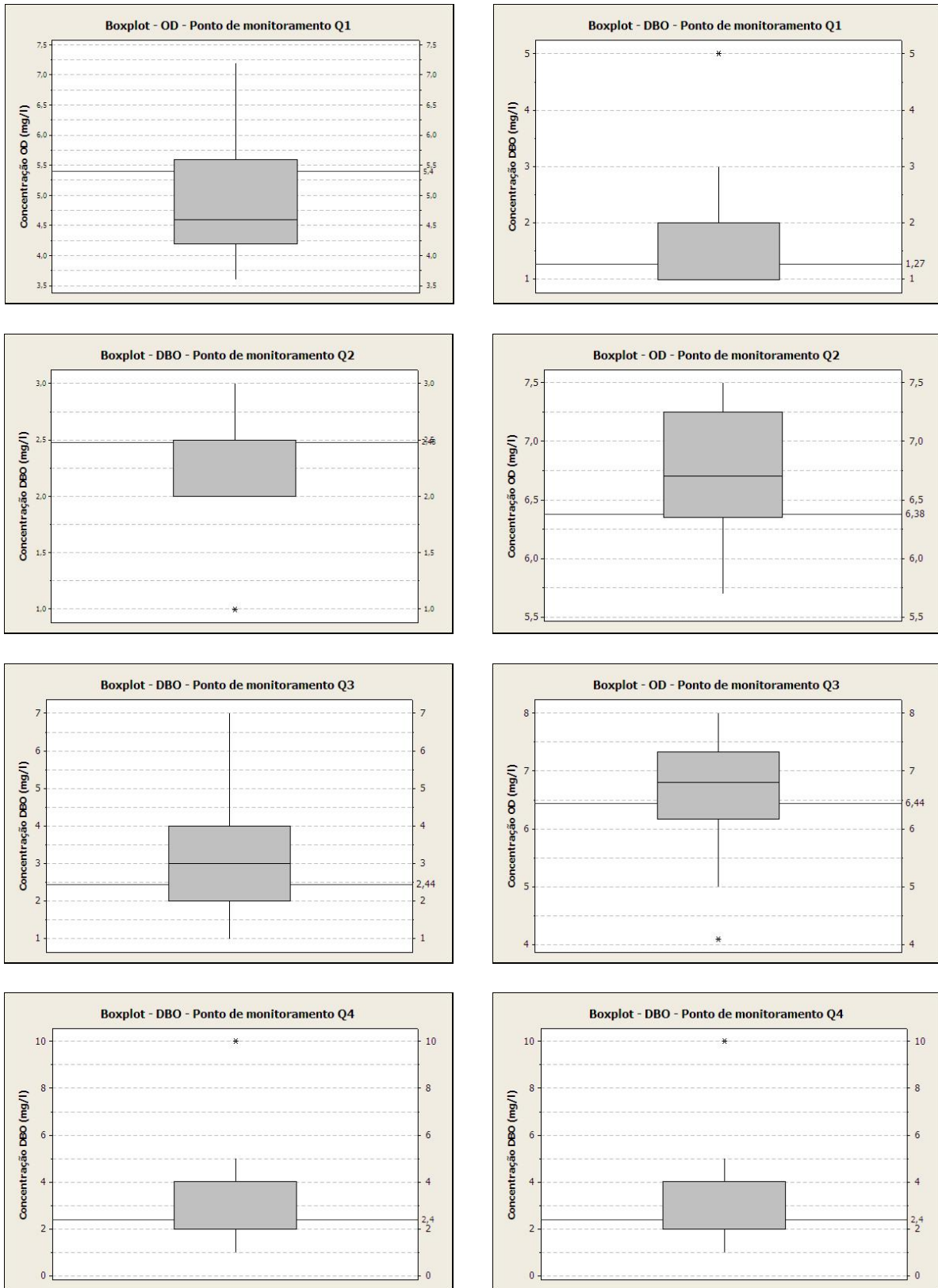


Figura 31 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de janeiro/fevereiro/março

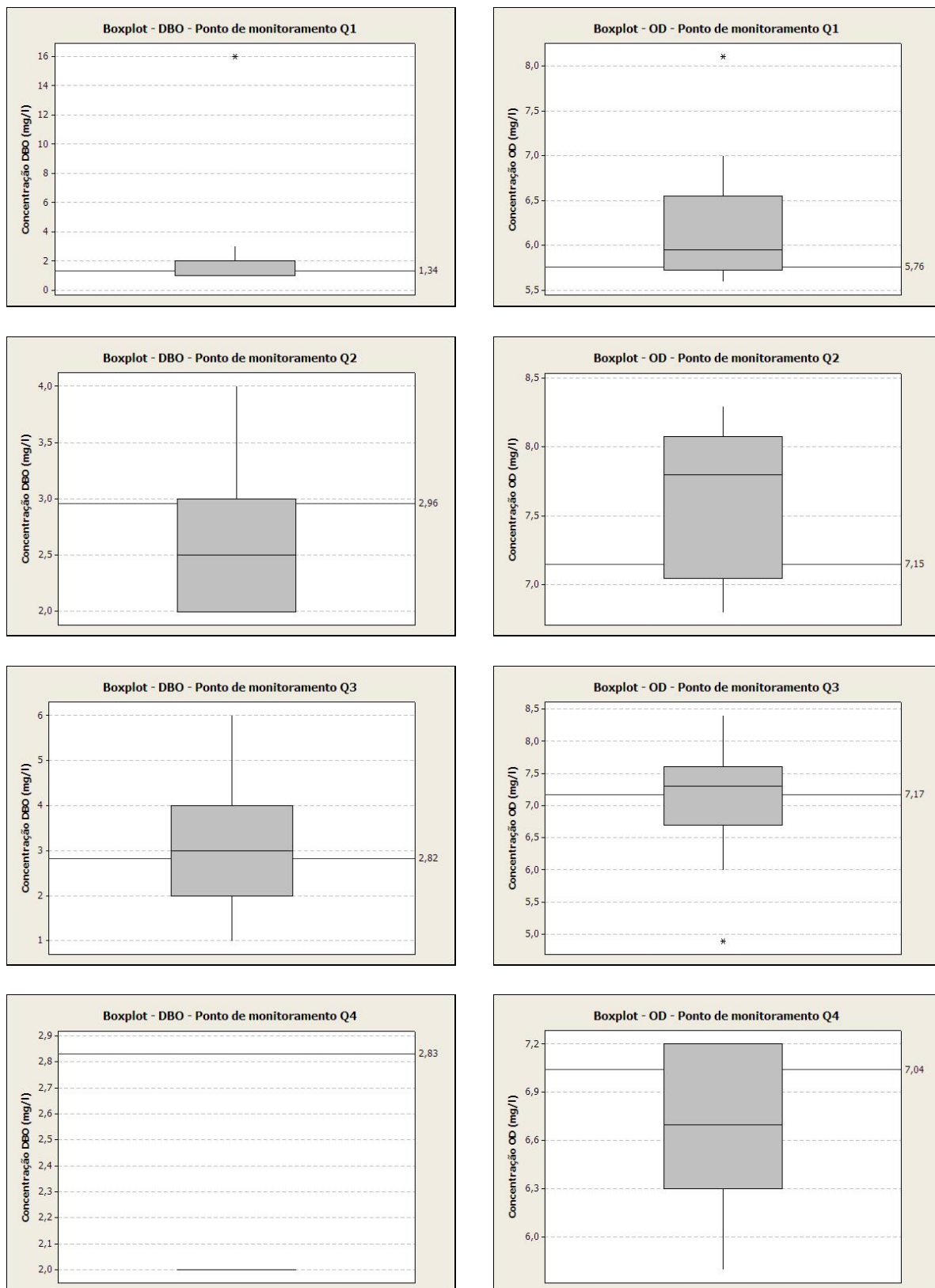


Figura 32 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de abril/maio/junho

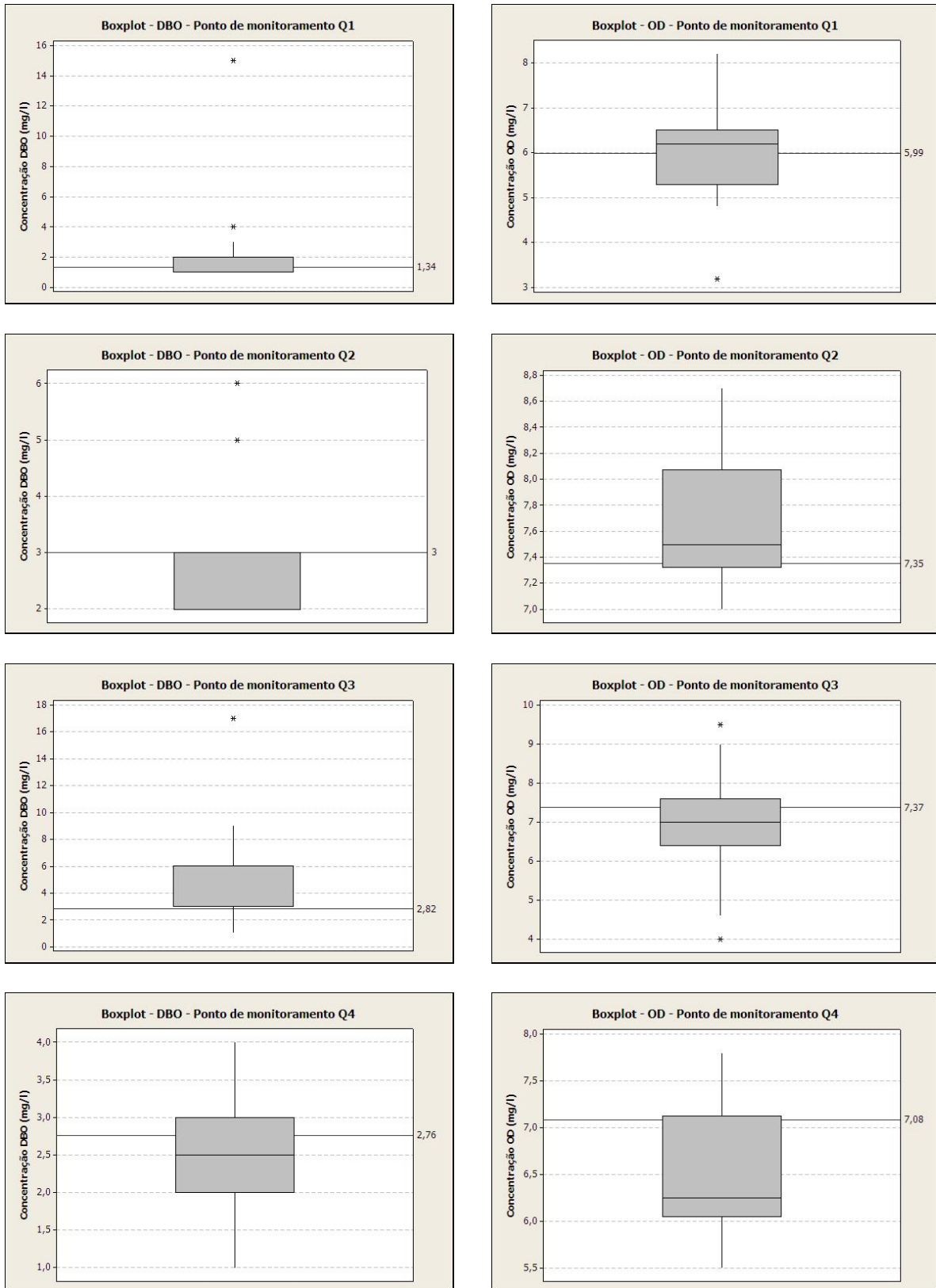


Figura 33 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de julho/agosto/setembro

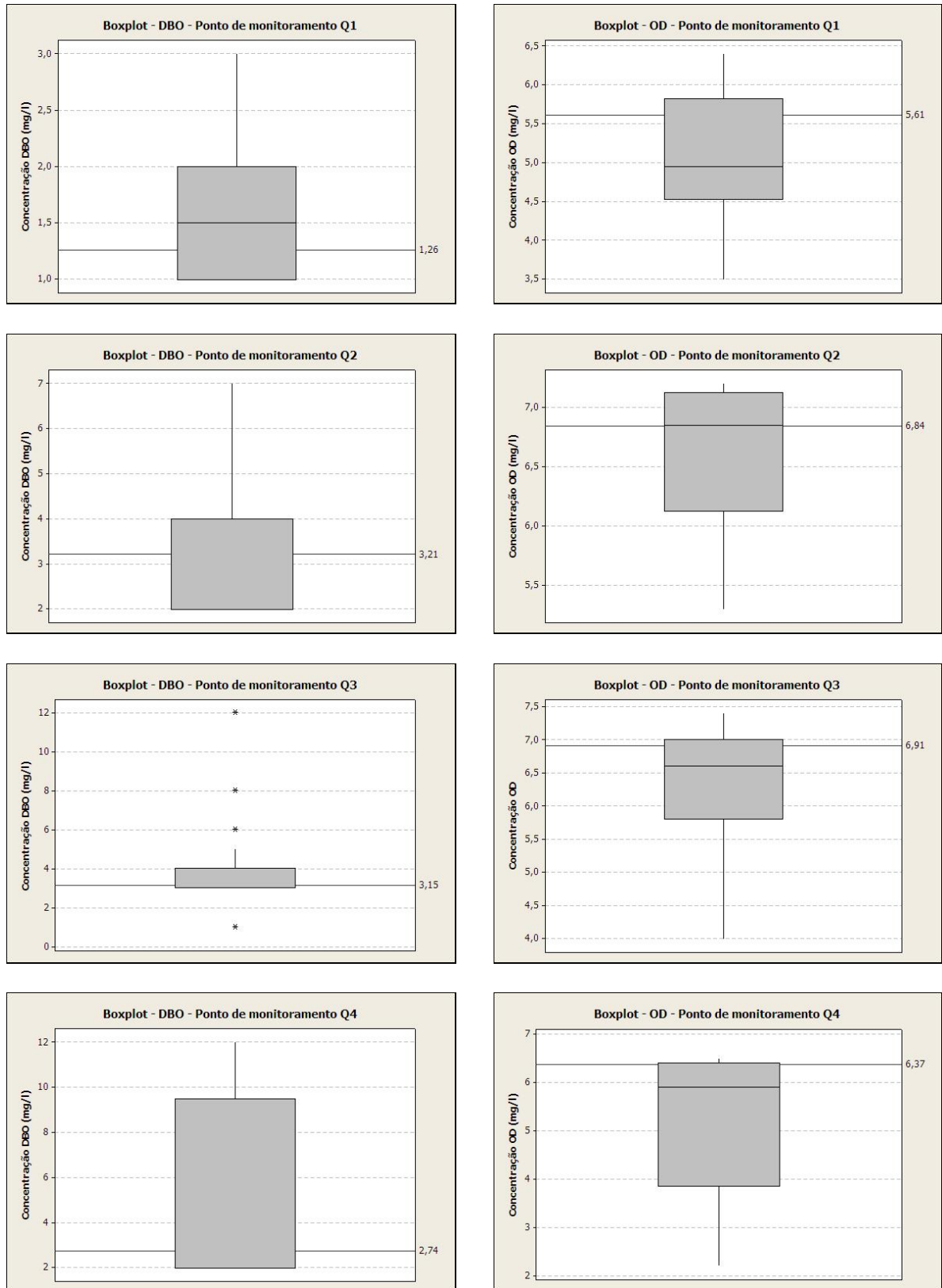


Figura 34 – Boxplot dos dados observados de OD e DBO de cada ponto de monitoramento para os meses de outubro/novembro/dezembro

A Tabela 28 apresenta os valores obtidos no processo de calibração para o coeficiente de degradação da matéria orgânica (k_1).

Tabela 28 – Valores de k_1 a 20°C, dia⁻¹

Trecho	Jan/fev/mar	Abr/mai/jun	Jul/ago/set	Out/nov/dez
1	0,35	0,15	0,15	0,35
2	0,30	0,15	0,50	0,35
3	0,23	0,51	0,55	0,23
4	0,23	0,53	0,57	0,23
5	0,30	0,55	0,57	0,23
6	0,35	0,57	0,60	0,23
7	0,35	0,57	0,60	0,15
8	0,35	0,57	0,60	0,10
9	0,23	0,10	0,01	0,25
10	0,23	0,23	0,52	0,28
11	0,25	0,30	0,54	0,43
12	0,25	0,35	0,55	0,48
13	0,27	0,35	0,56	0,50
14	0,23	0,23	0,23	0,23
15	0,23	0,23	0,23	0,23
16	0,23	0,23	0,23	0,23
17	0,23	0,23	0,23	0,23
18	0,23	0,23	0,23	0,23

- Simulação:

Os resultados da simulação da qualidade da água do rio Atibaia, para o período janeiro/fevereiro/março, são mostrados nas Figuras 35 e 36, para OD e DBO, respectivamente. Observa-se pelas figuras que não houve violação no padrão estabelecido pela resolução CONAMA 357 para o oxigênio dissolvido, porém, para a DBO, a violação ocorreu a partir de 29,87 km da foz do rio, justamente após os lançamentos dos usuários 16 e 17.

Modelos de otimização foram aplicados nesse trecho final do rio, onde, através da simulação, verificou-se as violações.

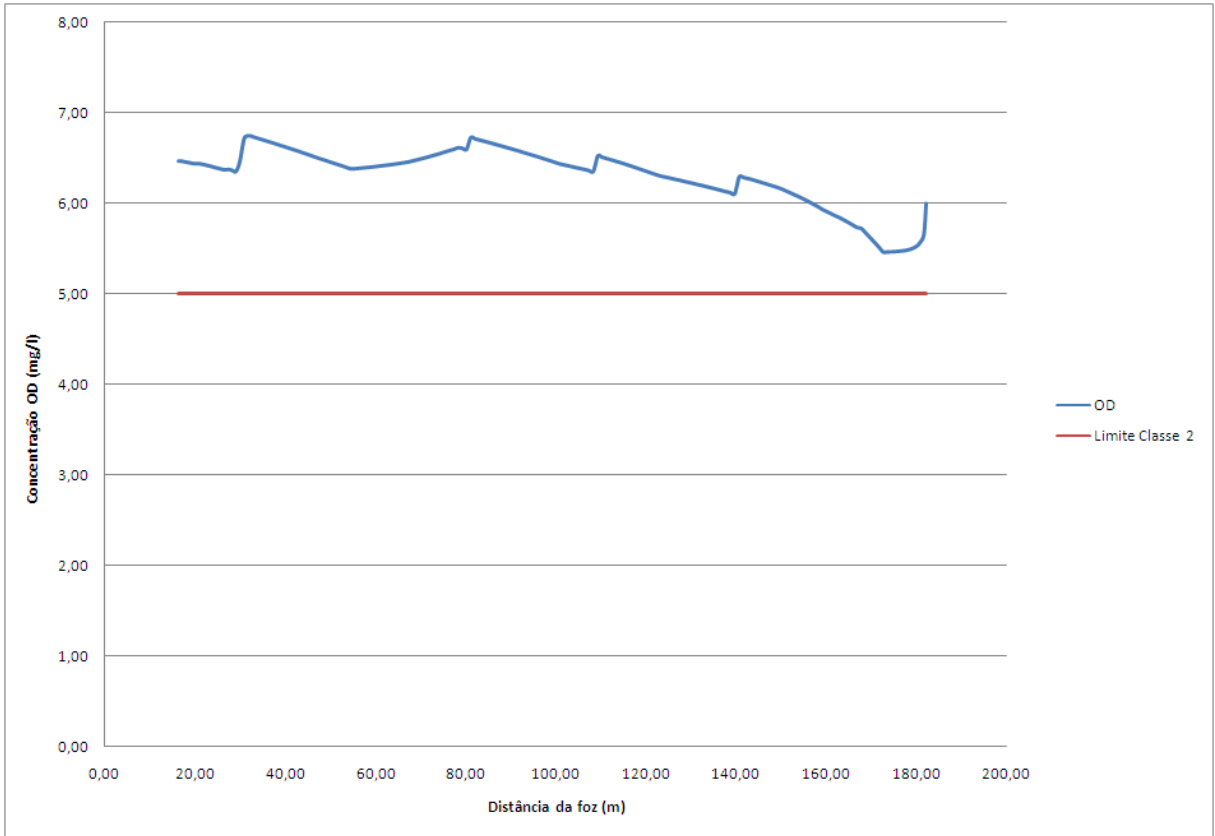


Figura 35 – Simulação do OD ao longo do rio Atibaia

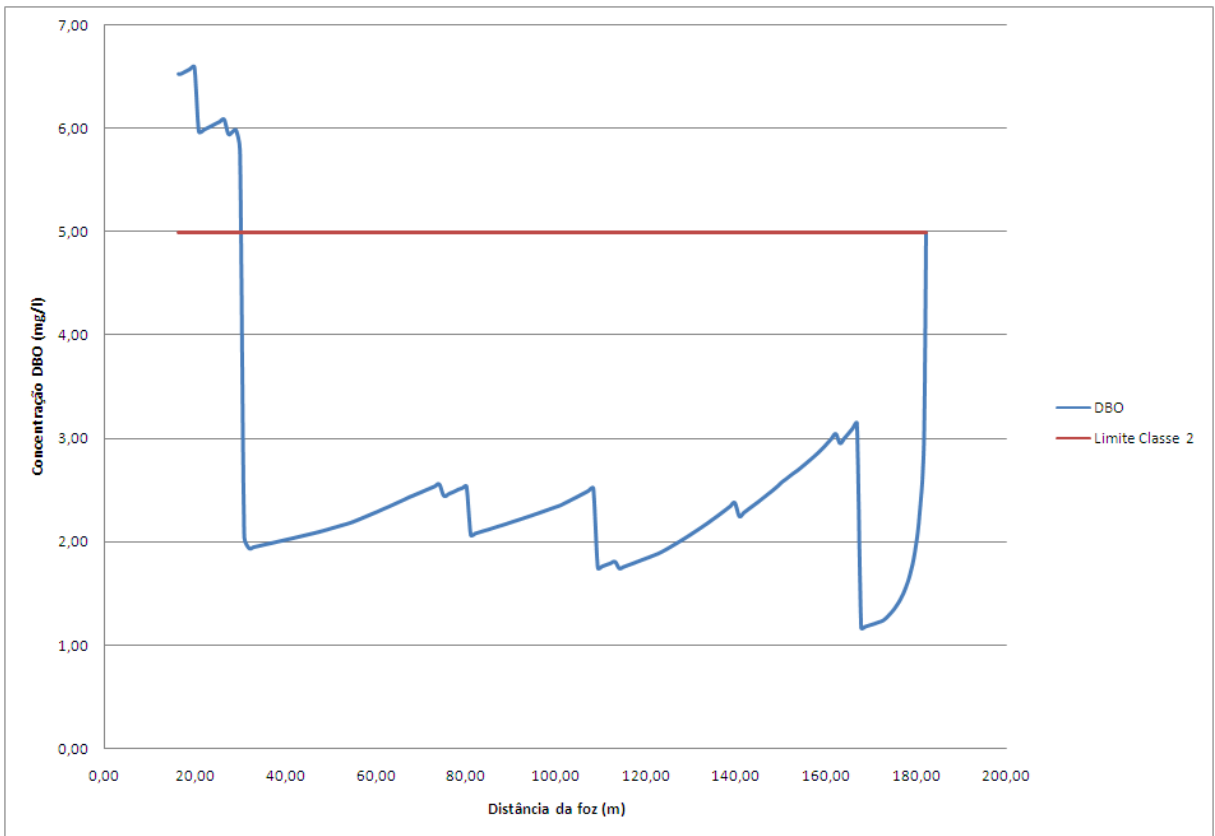


Figura 36 – Simulação da DBO ao longo do rio Atibaia

5. RESULTADOS

Duas etapas foram seguidas para resolver o problema de otimização através de AGs: formulação da função objetivo do problema em estudo e escolha dos parâmetros de entrada dos operadores genéticos (probabilidades de recombinação e de mutação).

5.1. Funções objetivo

5.1.1. Modelo 1

O primeiro modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte pontual de poluição e maximizar a concentração de OD do corpo receptor para garantir a melhora qualitativa do rio.

O modelo é formulado de acordo com as eq. (102) e (103) que serão reescritas aqui.

$$\text{Maximizar } Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (102)$$

$$\text{Maximizar } Z_2 = \sum_{i=1}^M OD_i \quad (103)$$

Sujeito a:

$$OD_i > OD_{\text{padrão}} \quad \forall i \quad (104)$$

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (105)$$

Z_1 e Z_2 representam as funções objetivo que se pretende maximizar. W_j é a carga de DBO lançada pela fonte j e Q_j é a respectiva vazão de lançamento. x_j é a eficiência do tratamento e neste caso, a variável de decisão. O número de fontes de poluição é F .

$OD_{\text{padrão}}$ é a concentração mínima permissível de OD estipulada pela legislação para uma determinada classe. OD_i é a concentração de oxigênio dissolvido encontrada no ponto de monitoramento i ($i = 1, 2, \dots, M$).

OD_i é determinado através de um balanço de massa, de acordo com a modelagem matemática apresentada no Item 2.1, mais especificamente, na eq. 45 para $x > 0$. Esta equação é modificada para o cálculo de OD_i para o presente estudo (eq. 118).

$$OD_i = OD_s - \frac{k_d}{k_a - k_d} \cdot \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \cdot \left\{ \frac{1}{m_c} e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1 - m_c) \right]} - \frac{1}{m_a} e^{\left[\frac{Ux}{2E} (1 - m_a) \right]} \right\} \quad (118)$$

OD_s é a concentração de saturação de oxigênio na água (mg/l), em função da temperatura e pressão. m_c e m_a estão definidos na eq. (20), sendo $k=k_1$ (constante de desoxigenação) e $k=k_2$ (constante de reaeração), respectivamente.

x_j é o vetor de variáveis de decisão, ou melhor, o vetor de soluções que se deseja encontrar, que corresponde aos níveis de remoção da matéria orgânica.

Percebe-se pela eq. 102, que quanto menor o valor de x_j , maior será o valor de Z_1 . De forma oposta, substituindo a eq. 118 na eq. 103, quanto menor o valor de x_j , menor será o valor de Z_2 , situação não desejável. Matematicamente, esta relação mostra o conflito para se atingir simultaneamente os dois objetivos, característica dos problemas de otimização multiobjetivo.

5.1.2. Modelo 2

O segundo modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de DBO do corpo receptor, de acordo com a legislação vigente.

O modelo é formulado de acordo com as eq. (106) e (107).

$$\text{Maximizar } Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (106)$$

$$\text{Minimizar } Z_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} \quad (107)$$

Sujeito a:

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (108)$$

Z_1 e Z_3 representam as funções objetivo que se pretende maximizar e minimizar, respectivamente.

$DBO_{\text{padrão}}$ é a concentração máxima permissível de DBO estipulada pela legislação para uma determinada classe. DBO_i é a concentração de DBO encontrada no ponto de monitoramento i ($i = 1, 2, \dots, M$) e é determinada através de um balanço de massa, de acordo com a modelagem matemática apresentada no Item 2.1, mais especificamente, na eq. 31 para $x > 0$. Esta equação é modificada para o cálculo de DBO_i para o presente estudo (eq. 119), na qual m está definido na eq. (20), sendo $k=k_1$.

$$C(x) = \frac{1}{m} \cdot \frac{W_j}{Q_j} \cdot (1 - x_j) \cdot e^{\left[\frac{U}{2E} (1-m) \cdot x \right]} \quad (119)$$

Novamente, x_j é o vetor de variáveis de decisão que representa o nível de remoção da matéria orgânica.

Quanto menor o valor de x_j na eq. (106), maior será o valor de Z_1 . De forma oposta, substituindo a eq. 119 na eq. 108, quanto menor o valor de x_j , maior será o valor de Z_3 . Na ocorrência de violações, maior será a magnitude.

5.1.3. Modelo 3

O terceiro modelo de otimização proposto tem por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de DBO do corpo receptor, porém, de forma diferente do modelo anterior, o terceiro modelo possuiu uma restrição.

Esta restrição é a principal contribuição desse trabalho e representa um índice para se medir a justiça com relação à eficiência de tratamento entre as fontes de poluição.

O terceiro modelo é formulado de acordo com as eq. (109) e (110), aqui reescritas.

$$\text{Maximizar } Z_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) \quad (109)$$

$$\text{Minimizar } Z_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} \quad (110)$$

Sujeito a:

$$\frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{k=1}^F |x_j - x_k|}{\sum_{j=1}^F x_j} = 1 \quad x_j \neq x_k, k = 1, \dots, F \quad (111)$$

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (112)$$

Z_1 e Z_3 têm por objetivo, respectivamente, maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar as violações nos padrões de concentração de DBO do corpo receptor.

A restrição (eq. 111) propõe que, na ocorrência de violações, as eficiências do tratamento dos efluentes necessárias para minimizar a violação do padrão de qualidade da água sejam distribuídas de forma eqüitativa entre os usuários.

Na eq. 111, x_j representa a eficiência do tratamento necessária para cada fonte de poluição, sendo o número de fontes igual a F . O numerador é a somatória do valor absoluto da diferença entre as eficiências de cada fonte, não incluindo ela mesma. Já o denominador é a somatória das eficiências de todas as fontes de poluição. Quando o índice assume o valor igual a 1, há distribuição uniforme, ou seja, uma melhor eqüidade.

Como há dificuldade em se trabalhar com restrições nos AGs, a restrição em consideração foi introduzida na função objetivo na forma de função penalidade. Funções penalidades são aproximações que auxiliam a obtenção de soluções ótimas dentro da região factível do espaço de busca. O valor da função penalidade é somado ao valor total da função objetivo. Com isso, soluções boas tendem a apresentar o valor da função penalidade próximo de zero e soluções ruins tendem a manter esse valor elevado, provavelmente sendo descartadas pelos AGs no processo iterativo.

5.2. Parâmetros do AG

Os parâmetros de entrada dos AGs são: dimensão da população, número de gerações, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação. A determinação desses parâmetros é uma das principais dificuldades dos AGs.

As características estocásticas dos AGs estão presentes no processo de busca por regiões inexploradas do espaço que dependem dos operadores genéticos. Não existe expressão analítica ou um modelo teórico que descreva o desempenho dos AGs em termos dos seus parâmetros (CHEUNG, 2004).

O principal objetivo dos operadores genéticos é gerar novas soluções dentro do espaço de busca, com intuito de explorar novas regiões desse espaço. O operador de recombinação tem a função de criar novas soluções (filhos) através da recombinação de soluções correntes (pais). Para imitar a natureza estocástica da evolução natural, uma probabilidade de recombinação é associada com esse operador. Ao contrário, o operador de mutação desempenha um papel importante no processo de evolução dos AGs, pois é através desse operador que novo material genético é introduzido a uma população durante o processo iterativo. O operador de mutação modifica as soluções correntes através de uma mudança gradual nas variáveis de decisão (genes) do vetor associado (cromossomo) obedecendo a um critério probabilístico (probabilidade de mutação).

Foram selecionados na literatura os intervalos dos parâmetros (dimensão da população, número de gerações, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação) usualmente utilizados em aplicações de AGs nos problemas de gerenciamento de qualidade da água (YANDAMURI; SRINIVASAN; BHALLAMUDI, 2003). Os intervalos numéricos estão relacionados na Tabela 29.

Tabela 29 – Intervalos numéricos dos parâmetros dos AGs

<i>Parâmetro de entrada do AG</i>	<i>Intervalo numérico</i>
Dimensão da população	30 a 100
Número máximo de gerações	200
Probabilidade de recombinação	0,5 a 1
Probabilidade de mutação	0,005 a 0,02

Diversas simulações foram realizadas para os modelos propostos considerando os valores mínimos, máximos e intermediários dos intervalos de cada parâmetro, de acordo com a Tabela 30.

Tabela 30 – Combinação dos parâmetros dos AGs usadas nas simulações

Simulação	Dimensão da população	Probabilidade de recombinação	Probabilidade de mutação
1	30	0,5	0,005
2	30	0,8	0,005
3	30	1	0,005
4	30	0,5	0,01
5	30	0,8	0,01
6	30	1	0,01
7	30	0,5	0,02
8	30	0,8	0,02
9	30	1	0,02
10	70	0,5	0,005
11	70	0,8	0,005
12	70	1	0,005
13	70	0,5	0,01
14	70	0,8	0,01
15	70	1	0,01
16	70	0,5	0,02
17	70	0,8	0,02
18	70	1	0,02
19	100	0,5	0,005
20	100	0,8	0,005
21	100	1	0,005
22	100	0,5	0,01
23	100	0,8	0,01
24	100	1	0,01
25	100	0,5	0,02
26	100	0,8	0,02
27	100	1	0,02

Para cada combinação de parâmetros foram realizadas cinco réplicas. Para cada réplica, a simulação partiu de diferentes populações iniciais (sementes aleatórias distintas), geradas aleatoriamente. A variável resposta foi definida como sendo a média das cinco simulações, para cada caso.

As soluções finais foram comparadas três a três e foi selecionada uma combinação de parâmetros.

A Figura 37 apresenta duas soluções identificadas pelo NSGA no espaço de objetivos, considerando uma população de 70 soluções, um número de gerações igual a 200, probabilidade de mutação igual a 0,01 e diferentes probabilidade de recombinação. Um fato evidenciado é a perda de soluções pertencentes à simulação 15 quando comparada com as soluções referentes à simulação 13. Nesse caso, a perda de soluções é decorrente da aplicação dos operadores genéticos (recombinação e mutação) sobre o conjunto referente à última geração.

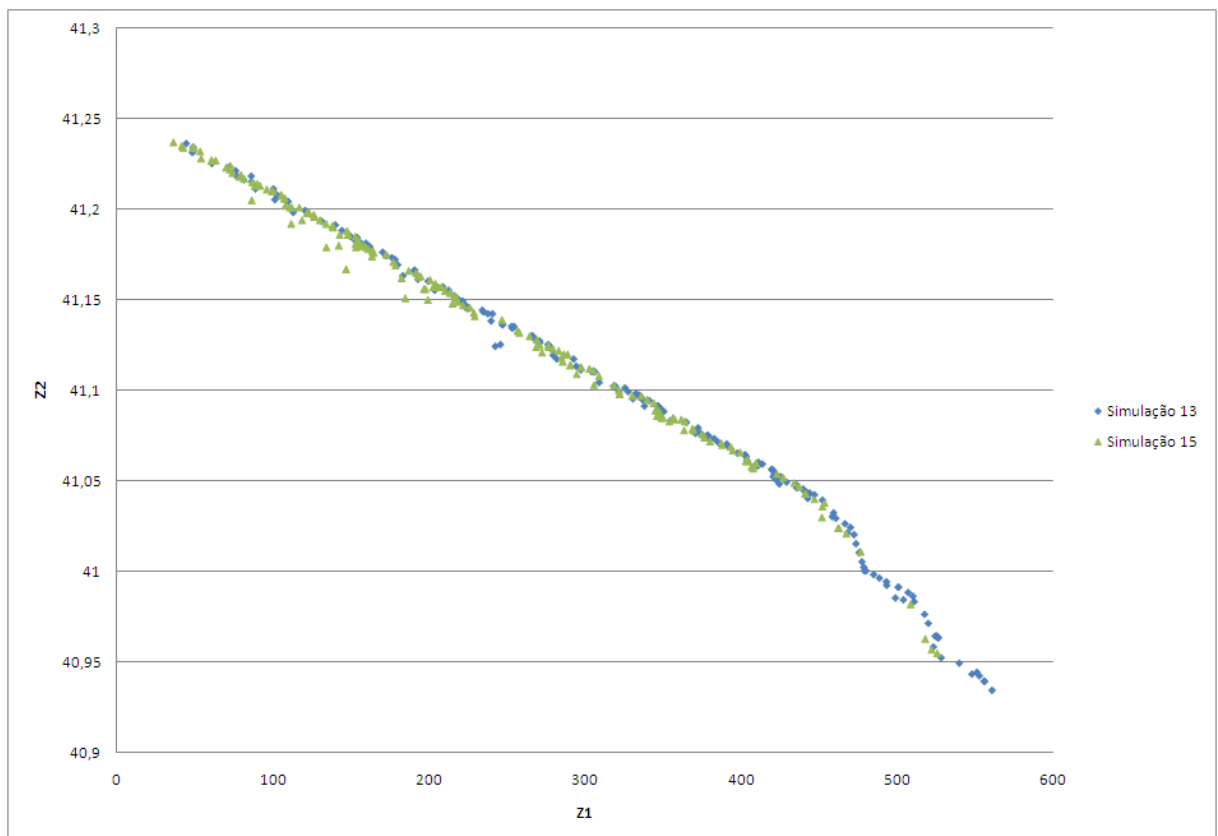


Figura 37 – Diferentes populações de soluções produzidas pelo NSGA

Após as diversas simulações e comparações, foram selecionados os seguintes parâmetros: dimensão da população = 100; probabilidade de recombinação = 1; probabilidade de mutação = 0,005.

Para essa combinação de parâmetros do NSGA, a Figura 38 apresenta os resultados de uma simulação, considerando a evolução das populações em diferentes números máximos de gerações. É possível identificar uma convergência prematura caso o número de gerações adotadas fosse 10 e a perda de diversidade de soluções caso o número de gerações fosse 100. Através das simulações realizadas, observou-se que a geração da frente Pareto se estabilizava com o número de 200 gerações.

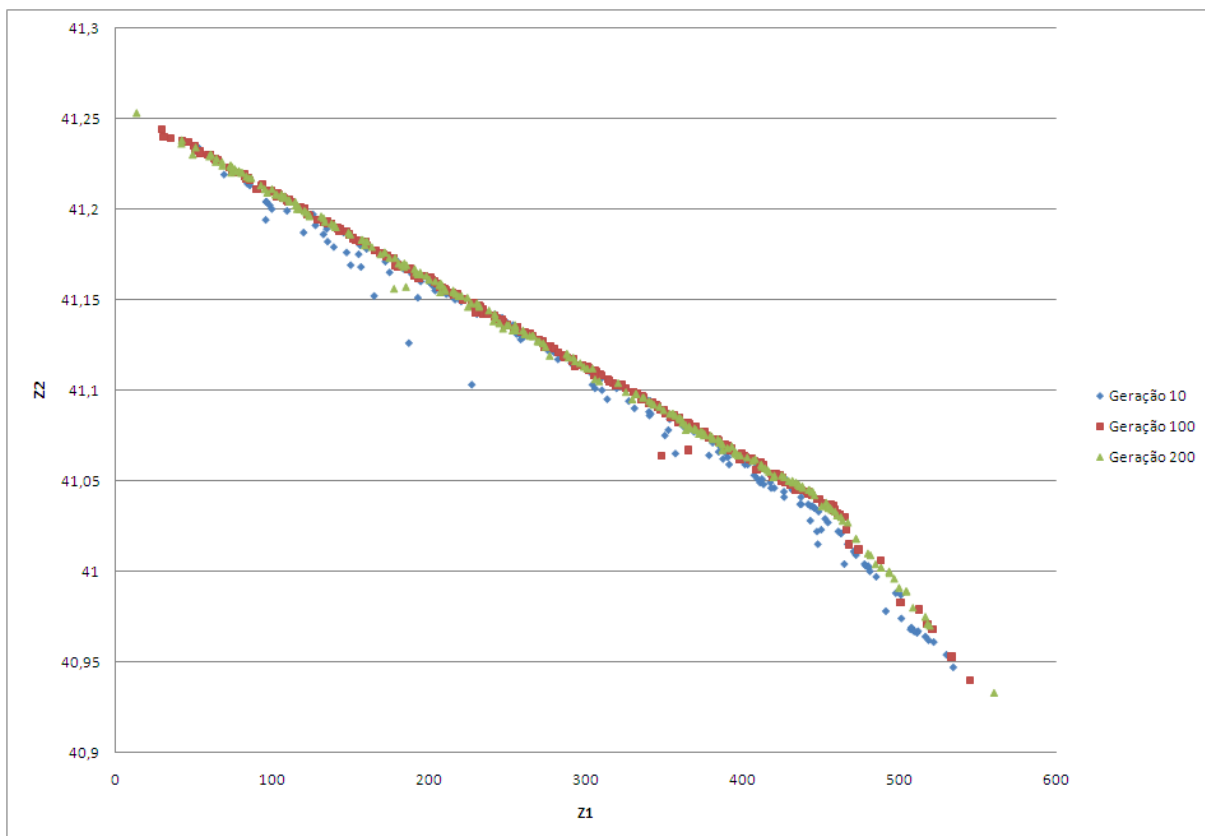


Figura 38 – Comparação de frentes Pareto obtidas pelo NSGA

5.4. Simulações

5.4.1. Simulação do Primeiro Modelo

A Figura 39 ilustra a relação de compromisso existente entre a maximização do lançamento de efluentes e a maximização da concentração de OD no corpo hídrico. Foram considerados cinco pontos de lançamento localizados no trecho final do rio Atibaia, devido ao fato de que, a partir desses lançamentos, foram verificadas violações nos padrões de qualidade da água para a variável DBO. São eles: pontos de lançamento 16, 17, 18, 20 e 21, relacionados na Tabela 21.

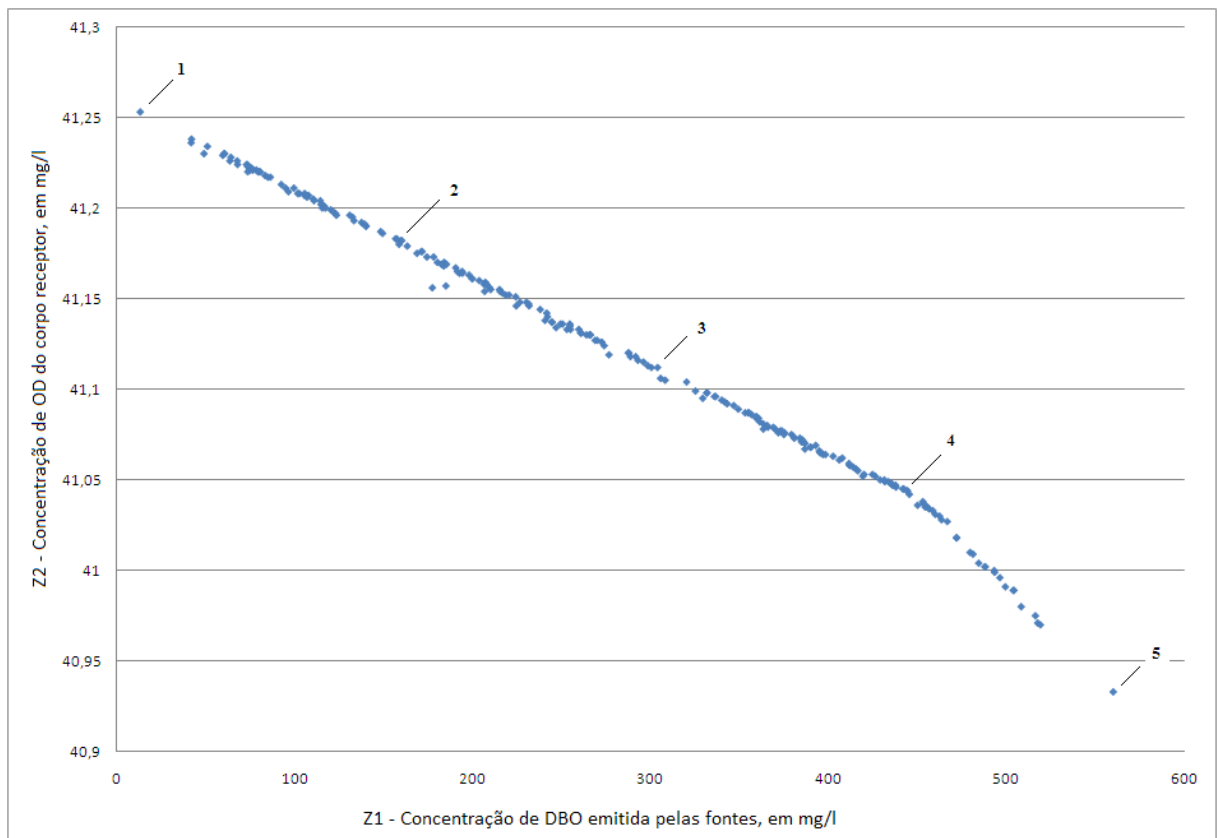


Figura 39 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 1

Cada solução apresentada na Figura 39 corresponde a uma solução para ser escolhida pelo tomador de decisão. À medida que a qualidade da água melhora (Z_2 aumenta), uma menor quantidade de efluente deve ser lançada no rio. Foram selecionadas 5 soluções. A solução 1 corresponde à maximização da concentração de OD na água em detrimento da eficiência do lançamento de efluente (maior eficiência, menor quantidade lançada). A solução 5 representa uma situação oposta. Permite-se lançar mais efluente, porém, a qualidade da água, em relação ao OD, será pior. As soluções 2, 3 e 4 são situações intermediárias. Os resultados para cada solução são mostrados na Tabela 31. Nesta tabela, x_{16} , x_{17} , x_{18} , x_{20} e x_{21} correspondem às variáveis de decisão para cada solução e representam a remoção da carga orgânica necessária para atingir os objetivos de cada função (Z_1 e Z_2) e estão relacionadas às fontes de lançamento 16, 17, 18, 20 e 21, respectivamente (Tabela 21).

Tabela 31 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 1

Solução	Z_1	Z_2	x_{16}	x_{17}	x_{18}	x_{20}	x_{21}
1	13,164	41,253	0,975	0,988	1	0,935	0,981
2	160,33	41,182	0,988	0,988	0,541	0,632	0,666
3	304,18	41,112	0,977	0,988	0,516	0,797	0,255
4	444,76	41,044	0,996	0,988	0,416	0,038	0,024
5	560,54	40,933	0,323	0,012	0,041	0,038	0,027

Pode ser observado pela Figura 39 e Tabela 31 que à medida que a eficiência do tratamento diminui (menor custo), ou melhor, mais efluente é lançado, pior a qualidade da água.

O resultado da otimização multiobjetivo foi verificado no estudo de caso do rio Atibaia, para se analisar a resposta do sistema perante as modificações da eficiência do tratamento. Calibrado o modelo QUAL2K, de acordo com o Item 4.3.2, as novas

concentrações dos efluentes lançados foram inseridas no modelo para o cenário de janeiro/fevereiro/março.

Os resultados apresentados nas Figuras 40 e 41 referem-se aos resultados das simulações realizadas no QUAL2K do rio Atibaia, considerando as eficiências de remoção da matéria orgânica descritas na Tabela 31 (variáveis de decisão).

Da mesma forma que na simulação original, não houve violação na concentração de OD.

Com relação à DBO, para a solução número 5 da otimização multiobjetivo (Figura 39), que corresponde à permissão de se lançar mais efluente em detrimento da qualidade da água, percebe-se que ainda há violação a partir do ponto de lançamento 16. Porém, com uma pequena variação na eficiência do tratamento, há uma melhora significativa da qualidade da água (solução 4).

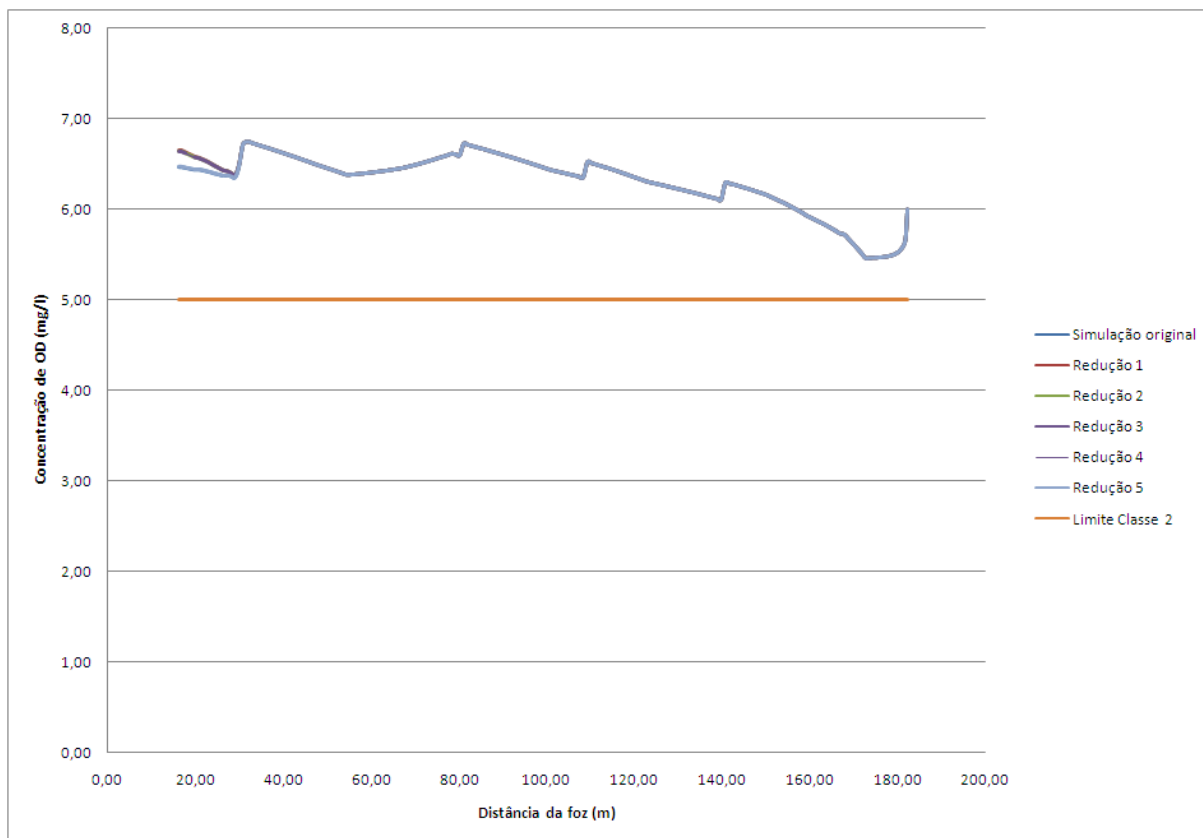


Figura 40 – Simulação do OD, considerando o aumento da eficiência do tratamento de efluentes

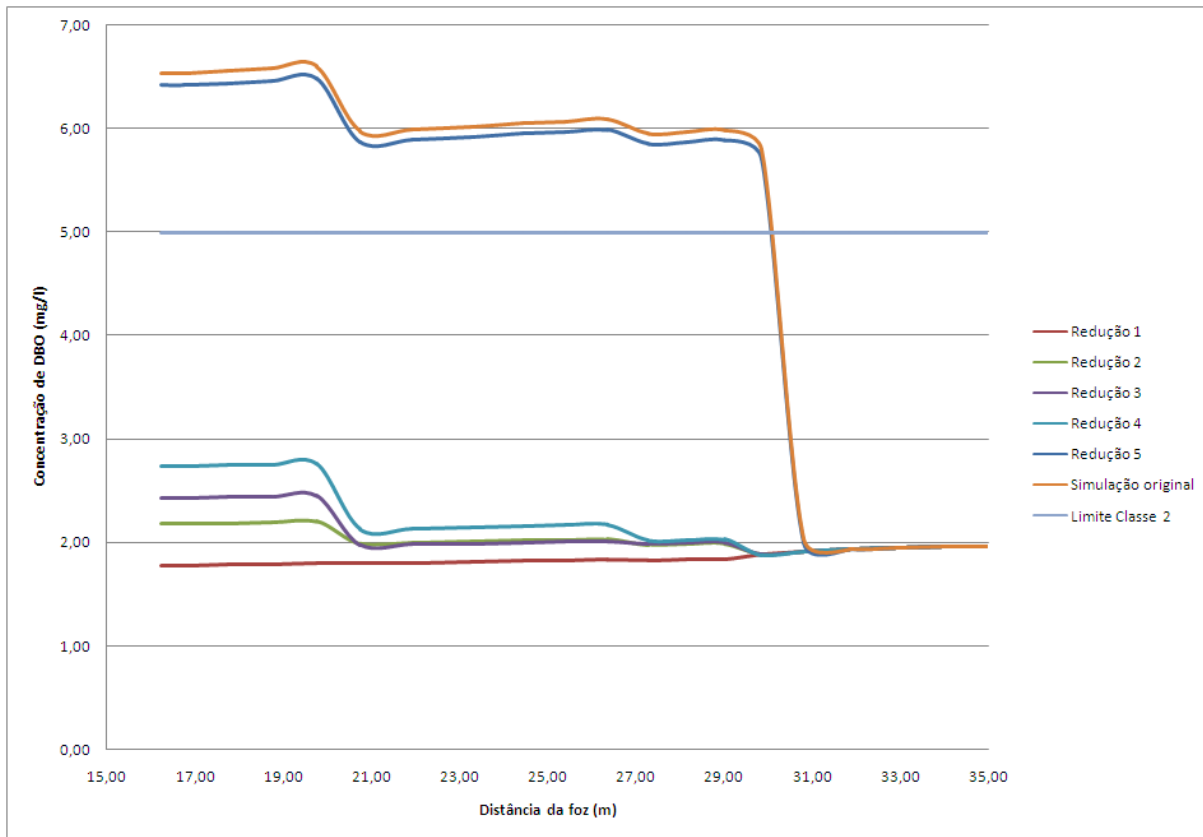


Figura 41 - Simulação da DBO, considerando o aumento da eficiência do tratamento – Modelo 1

5.4.2. Simulação do Segundo Modelo

Verificadas as violações nos padrões de DBO no trecho final do rio Atibaia, foi aplicado o segundo modelo proposto, com o intuito de encontrar soluções que maximizem a carga lançada pelos usuários, porém, minimizem a magnitude das violações.

Da mesma forma que na simulação realizada do primeiro modelo, foram considerados cinco pontos de lançamento localizados no trecho final do rio Atibaia (pontos de lançamento 16, 17, 18, 20 e 21, relacionados na Tabela 21).

De acordo com o Item 5.3, para cada combinação de parâmetros apresentados na Tabela 30, foram realizadas cinco réplicas. Para cada réplica, a simulação partiu de diferentes sementes aleatórias. A variável resposta foi definida como sendo a média das

cinco simulações, para cada caso. As soluções finais foram comparadas e foi selecionada uma combinação de parâmetros.

A Figura 42 apresenta os resultados de uma simulação do NSGA considerando uma população de 100 soluções, um número de gerações igual a 200, probabilidade de recombinação igual a 1 e probabilidade de mutação igual a 0,02.

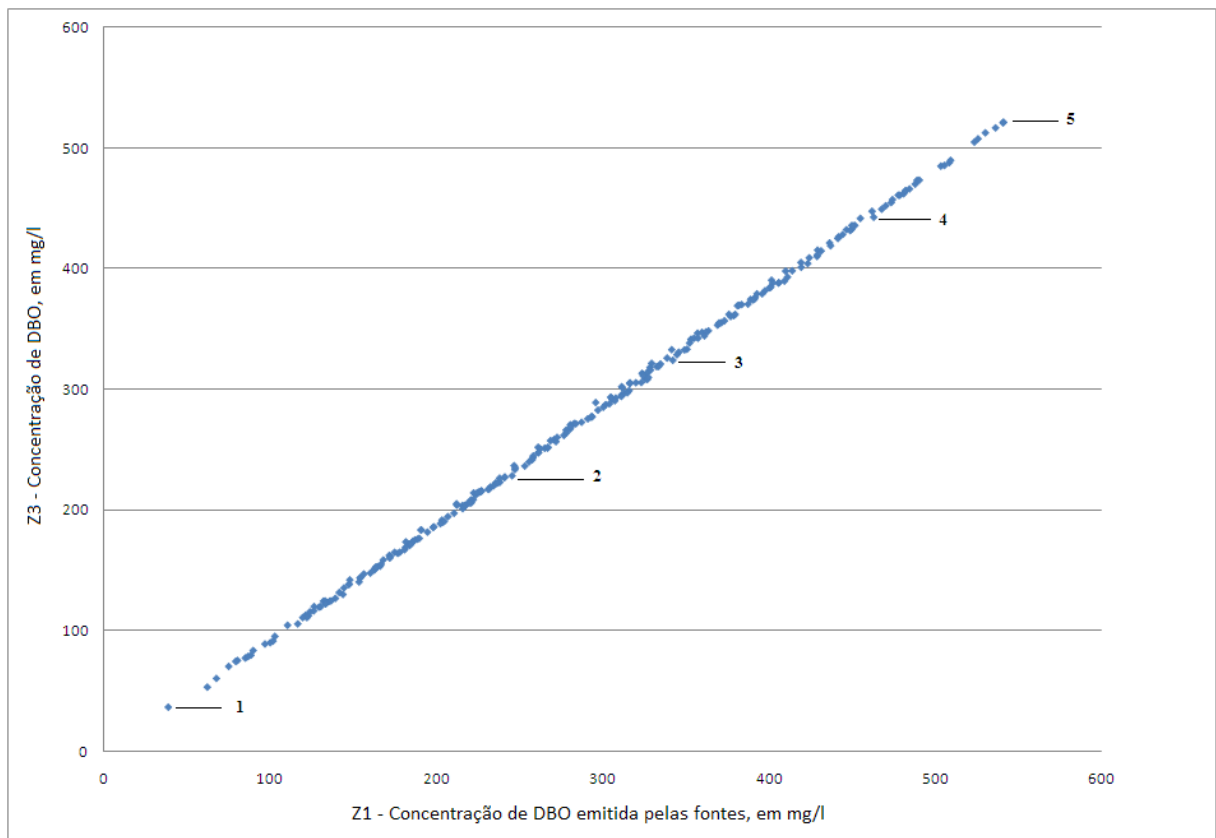


Figura 42 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 2

Selecionaram-se cinco soluções da frente Pareto (Figura 42). À medida que a eficiência do tratamento diminui (Z_1 aumenta), maior é a magnitude da violação da qualidade da água. A solução 1 corresponde à minimização da magnitude da violação da concentração de DBO na água em detrimento de se lançar mais efluente (maior eficiência do tratamento). A solução 5 representa uma situação oposta. Permite-se lançar mais efluente, porém, há violações da qualidade da água, com maior magnitude.

As soluções 2, 3 e 4 são situações intermediárias. As duas primeiras requerem um compromisso maior com a melhora da qualidade da água.

Os resultados para cada solução são mostrados na Tabela 32.

Tabela 32 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 2

Solução	Z₁	Z₂	X₁₆	X₁₇	X₁₈	X₂₀	X₂₁
1	38,88	36,64	0,94	0,82	0,89	0,95	0,96
2	130,41	120,01	0,32	0,43	0,59	0,68	0,92
3	202,41	188,85	0,18	0,33	0,50	0,52	0,79
4	446,51	432,52	0,69	0,52	0,46	0,50	0,07
5	540,94	521,72	0,04	0,07	0,93	0,16	0,02

Os resultados das simulações realizadas no QUAL2K, considerando as eficiências de remoção da matéria orgânica apresentadas na Tabela 32, são mostrados na Figura 43.

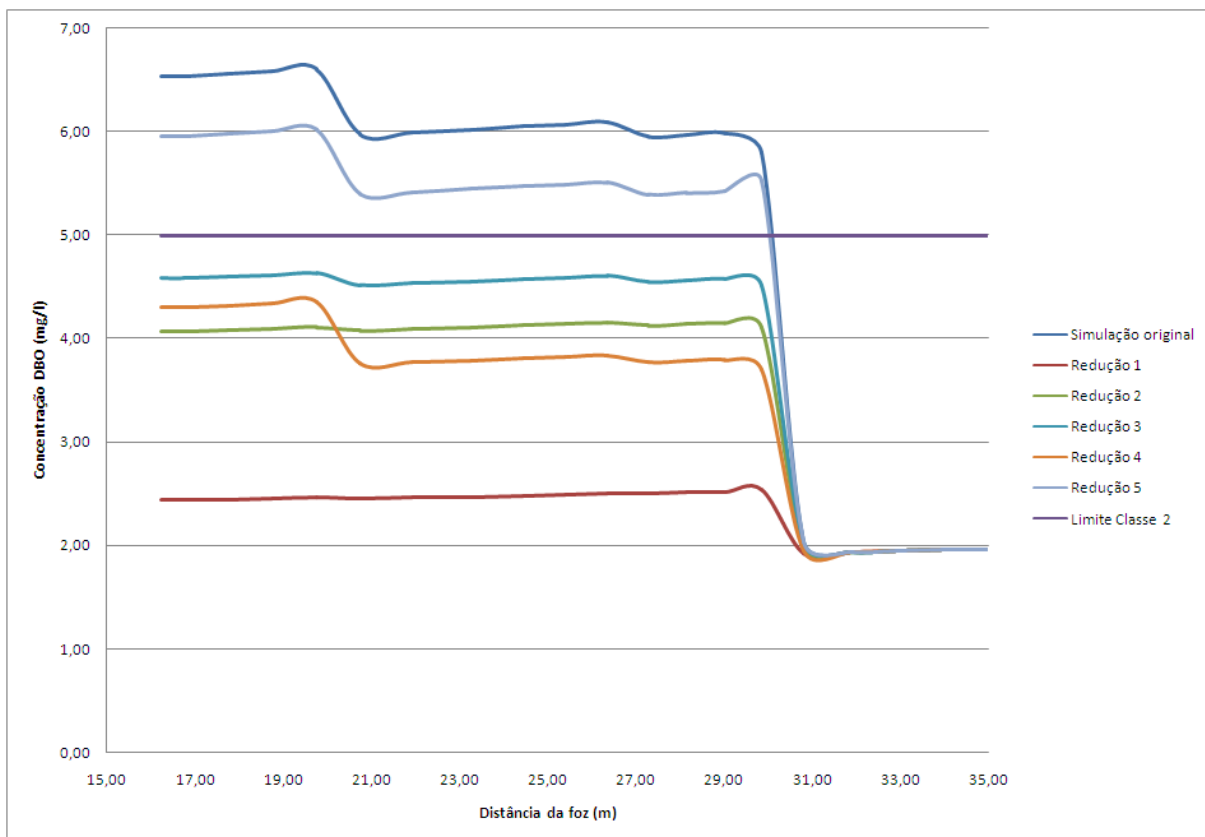


Figura 43 - Simulação da DBO, considerando o aumento da eficiência do tratamento – Modelo 2

Pela Figura 43 é possível verificar que se a solução 5 for escolhida, haverá ainda violações no padrão de qualidade da água para o índice DBO, mas com uma menor magnitude.

De acordo com as simulações realizadas no QUAL2K, as violações (DBO > 5 mg/l) iniciam-se a partir da distância de 29,87 km da foz do rio Atibaia. As magnitudes das violações são apresentadas na Tabela 33. Os resultados indicam o quanto estão as concentrações de DBO acima do limite estabelecido pela resolução CONAMA 357 para determinadas distâncias a partir da foz do rio.

Tabela 33 – Magnitude das violações no padrão de DBO, em mg/l

<i>Distância da foz (km)</i>	<i>Original</i>	<i>Redução 5</i>
29,87	0,79	0,53
29,01	0,99	0,42
28,14	0,97	0,41
27,28	0,95	0,39
26,37	1,09	0,51
25,40	1,07	0,49
24,43	1,05	0,47
23,28	1,02	0,44
21,93	1,00	0,42
20,75	0,97	0,40
19,75	1,60	1,02
18,75	1,58	1,00
17,74	1,56	0,98
16,74	1,53	0,96
16,24	1,53	0,96

5.4.3. Simulação do Terceiro Modelo

Pelos resultados apresentados na Tabela 32, percebe-se que à medida que se caminha pela frente não-dominada em direção à solução 5, x_j , a variável de decisão, diminui. A fonte que lança maior quantidade (concentração) de matéria orgânica é a de número 21, sendo seguida pelas de número 17, 20, 16 e 18 (Tabela 21).

A Figura 44 mostra as 5 soluções apontadas na Figura 42. À medida que se permite que ocorra desvio da concentração de DBO padrão (maior magnitude da violação), a correspondente eficiência do tratamento diminui, porém, é possível perceber, pela Figura 44, que as fontes localizadas mais a montante possuem maior folga na eficiência do tratamento, enquanto que as localizadas mais a jusante devem tratar mais, para evitar que não ocorram violações no padrão de qualidade da água (solução 2 e 3). Outro caso que é possível observar é que, na solução 4, por exemplo, exige-se que as fontes mais a montante tratem mais seus efluentes, enquanto que a fonte de número 21, responsável pela maior carga de DBO lançada no rio, tem maior folga no tratamento.

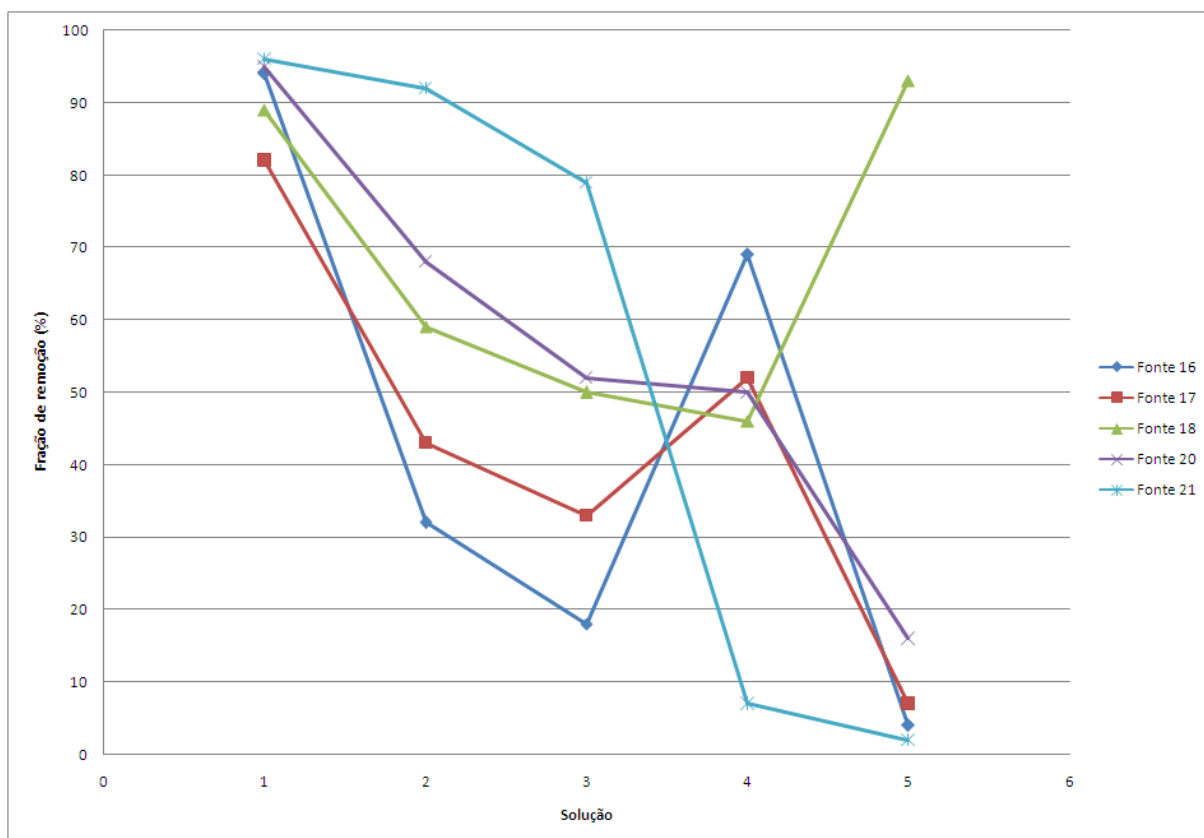


Figura 44 – Soluções selecionadas na frente Pareto – Modelo 2

O objetivo então do terceiro modelo é maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de

DBO do corpo receptor, porém, de forma que as frações de remoção estejam bem distribuídas entre as fontes.

Essa distribuição eqüitativa foi alcançada com a incorporação no modelo da restrição apresentada na eq. 111. A restrição em consideração foi introduzida na função objetivo na forma de função penalidade.

Um problema de otimização multiobjetivo restrito pode ser escrito da seguinte maneira:

$$\begin{array}{lll}
 \text{Minimizar/Maximizar} & f_m(x) & m = 1, 2, \dots, M \\
 \\
 \text{Sujeito a} & g_j(x) \geq 0 & j = 1, 2, \dots, J \\
 & h_k(x) = 0 & k = 1, 2, \dots, K \\
 & x_i^L \leq x_i \leq x_i^U & i = 1, 2, \dots, n
 \end{array} \quad (120)$$

As restrições dividem o espaço de busca em duas regiões: factível e infactível. Todavia, as soluções pertencentes à frente Pareto devem estar contidas no espaço de decisão factível. As soluções pertencentes à região infactível violam as restrições impostas. Na eq. 120, há J restrições de desigualdades e K restrições de igualdades. De acordo com Deb (2001), é difícil satisfazer às restrições de igualdade, ainda mais se elas forem não lineares. Para solucioná-las, deve-se convertê-las em uma restrição de desigualdade com pequena perda da acurácia (DEB, 2001).

Todas as restrições devem então ser normalizadas para a forma $g'_j(x_i) \geq 0$ para $j = 1, 2, \dots, J$. Para cada solução x_i , a violação de cada uma das restrições impostas no problema ($j = 1, 2, \dots, J$) é calculada de acordo com a eq. (121).

$$\omega_j(x_i) = \begin{cases} |g'_j(x_i)| & \text{se } g'_j(x_i) < 0 \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (121)$$

A violação de cada restrição é somada, para formar o índice global de violações (eq. 122).

$$\Omega(x_i) = \sum_{j=1}^J \omega_j(x_i) \quad (122)$$

A solução da eq. (122) é então multiplicada por um fator penalidade R_m e o produto é adicionado para cada valor da função objetivo (eq. 123).

$$F_m(x_i) = f_m(x_i) + R_m \Omega(x_i) \quad (123)$$

F_m leva em consideração violações nas restrições. Para soluções na região factível, Ω é zero e o valor F_m se torna igual ao valor da função objetivo original (f_m). Para soluções pertencentes à região não factível, $F_m > f_m$. O valor é maior e corresponde ao valor da penalidade devido às violações nas restrições. O fator penalidade R_m é usado para que ambos os termos do lado direito da eq. (123) possuem magnitude de mesma ordem. Se as funções objetivo originais possuírem diferentes magnitudes, R_m deve variar de uma função para outra.

O fator penalidade age diretamente no processo, não deixando que a melhor solução infactível seja superior a alguma solução factível da população.

A restrição do terceiro modelo (eq. 118) foi transformada para uma desigualdade da seguinte maneira:

$$g_1'(x_j) = \frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{k=1}^F |x_j - x_{j'}|}{\sum_{j=1}^F x_j} - 1 \geq 0. \quad (124)$$

Inserindo a restrição (eq. 124) no segundo modelo, a Tabela 34 e Figura 45 mostram as soluções que violaram a restrição. Pela Figura 44, as soluções acima do eixo $x=0$ pertencem à região factível.

Tabela 34 – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade

Solução	x₁₆	x₁₇	x₁₈	x₂₀	x₂₁	Z₁	Z₃	g₁'(x_i)	Ω
1	0,32	0,06	0,32	0,70	0,07	460,24	442,30	-0,17	0,17
2	0,22	0,92	0,57	0,32	0,48	244,56	231,97	-0,47	0,47
3	0,50	0,79	0,64	0,84	0,95	184,27	170,62	-0,76	0,76
4	0,98	0,05	0,49	0,04	0,61	287,69	273,33	-0,10	0,10
5	0,77	0,31	0,22	0,04	0,87	172,76	158,66	-0,19	0,19
6	0,50	0,96	0,94	0,98	0,46	190,74	184,85	-0,69	0,69
7	0,04	0,87	0,48	0,57	0,21	339,67	325,29	-0,25	0,25
8	0,80	0,16	0,20	0,18	0,87	178,03	163,89	-0,26	0,26
9	0,58	0,32	0,44	0,20	0,88	192,72	181,58	-0,46	0,46
10	0,39	0,44	0,62	0,08	0,81	181,19	167,72	-0,42	0,42
11	0,06	0,46	0,61	0,26	0,56	264,90	249,49	-0,43	0,43
12	0,25	0,87	0,87	0,39	0,90	407,27	396,49	-0,57	0,57
13	0,26	0,86	0,30	0,27	0,99	67,11	55,37	-0,38	0,38
14	0,91	0,34	0,31	0,53	0,12	229,83	218,16	-0,35	0,35
15	0,78	0,56	0,87	0,74	0,72	144,67	137,91	-0,85	0,85
16	0,17	0,60	0,82	0,44	0,43	237,84	225,67	-0,53	0,53
17	0,23	0,16	0,41	0,56	0,08	270,13	253,57	-0,32	0,32
18	0,04	0,45	0,71	0,07	0,41	335,85	319,06	-0,18	0,18
19	0,07	0,25	0,25	0,67	0,42	318,51	301,59	-0,33	0,33
20	0,63	0,24	0,00	0,64	0,25	250,65	238,88	-0,24	0,24
21	0,17	0,61	0,44	0,20	0,43	306,51	290,55	-0,52	0,52
22	0,53	0,32	0,44	0,20	0,87	213,91	199,94	-0,48	0,48
23	0,45	0,17	0,02	0,54	0,21	407,65	389,42	-0,24	0,24
24	0,59	0,93	0,42	0,82	0,99	10,41	41,32	-0,68	0,68
25	0,24	0,48	0,42	0,24	0,58	404,65	390,30	-0,62	0,62
26	0,98	0,48	0,06	0,45	0,74	175,77	164,18	-0,37	0,37
27	0,48	0,05	0,37	0,05	0,61	113,43	102,10	-0,20	0,20
28	0,26	0,77	0,67	0,64	0,01	411,73	398,27	-0,35	0,35
29	0,15	0,50	0,65	0,04	0,52	68,99	58,33	-0,32	0,32
30	0,17	0,59	0,15	0,32	0,15	292,33	277,11	-0,40	0,40
31	0,47	0,57	0,45	0,19	0,28	362,03	346,54	-0,61	0,61
32	0,99	0,46	0,87	0,26	0,57	238,93	229,57	-0,53	0,53
33	0,85	0,42	0,08	0,38	0,44	299,21	284,92	-0,41	0,41
34	0,45	0,22	0,24	0,52	0,45	451,96	437,73	-0,66	0,66
35	0,30	0,18	0,26	0,67	0,45	308,91	292,97	-0,49	0,49
36	0,84	0,24	0,00	0,95	0,07	418,62	403,92	0,01	0,00
37	0,78	0,05	0,24	0,54	0,45	321,85	306,97	-0,32	0,32
38	0,05	0,63	0,41	0,50	0,71	178,90	165,29	-0,46	0,46
39	0,95	0,87	0,86	0,95	0,74	89,12	85,89	-0,91	0,91
40	0,14	0,38	0,47	0,40	0,69	214,43	199,72	-0,54	0,54
41	0,20	0,19	0,16	0,54	0,15	431,34	412,31	-0,48	0,48
42	0,90	0,34	0,43	0,82	0,68	179,70	170,40	-0,62	0,62
43	0,91	0,38	0,70	0,66	0,16	380,93	369,72	-0,48	0,48
44	0,32	0,25	0,59	0,76	0,48	276,40	263,25	-0,57	0,57

Tabela 34 (continuação) – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade

Solução	x₁₆	x₁₇	x₁₈	x₂₀	x₂₁	Z₁	Z₃	g₁(x_j)	Ω
45	0,30	0,05	0,11	0,05	0,93	329,30	318,86	0,12	0,00
46	0,22	0,87	0,87	0,77	0,08	363,26	352,17	-0,37	0,37
47	0,60	0,92	0,57	0,36	0,47	237,71	227,17	-0,66	0,66
48	0,55	0,52	0,28	0,72	0,97	71,70	61,76	-0,58	0,58
49	0,63	0,24	0,00	0,64	0,25	377,11	360,71	-0,24	0,24
50	0,27	0,05	0,12	0,05	0,62	387,05	373,31	-0,01	0,01
51	0,19	0,97	0,59	0,95	0,93	24,72	17,85	-0,58	0,58
52	0,45	0,17	0,02	0,54	0,21	406,19	386,74	-0,24	0,24
53	0,73	1,00	0,24	0,14	0,88	205,51	195,02	-0,37	0,37
54	0,97	0,04	0,50	0,54	0,31	383,96	367,86	-0,29	0,29
55	0,53	0,32	0,49	0,20	0,60	261,23	246,74	-0,62	0,62
56	0,52	0,66	0,74	0,85	0,28	300,85	290,88	-0,64	0,64
57	0,24	0,33	0,92	0,42	0,94	156,45	143,44	-0,44	0,44
58	0,49	1,00	0,24	0,02	0,88	106,11	94,18	-0,21	0,21
59	0,95	0,16	0,67	0,87	0,11	405,40	393,93	-0,31	0,31
60	0,04	0,89	0,94	0,30	0,10	390,11	376,24	-0,09	0,09
61	0,51	0,86	0,68	0,96	0,33	254,28	245,84	-0,61	0,61
62	0,90	0,82	0,72	0,77	0,73	113,03	107,63	-0,91	0,91
63	0,53	0,32	0,44	0,20	0,87	114,55	108,55	-0,48	0,48
64	0,43	0,41	0,20	0,61	0,86	415,55	400,63	-0,52	0,52
65	0,45	0,22	0,25	0,19	0,46	102,97	91,87	-0,60	0,60
66	0,25	0,87	0,98	0,40	0,83	102,84	94,42	-0,53	0,53
67	0,24	0,01	0,97	0,17	0,06	407,18	388,88	0,15	0,00
68	0,23	0,23	0,10	0,19	0,26	413,03	392,79	-0,71	0,71
69	0,15	0,65	0,14	0,52	0,33	321,05	304,79	-0,37	0,37
70	0,59	0,11	0,86	0,95	0,27	349,60	338,23	-0,35	0,35
71	0,36	0,05	0,22	0,19	0,06	501,45	480,56	-0,29	0,29
72	0,47	0,85	0,47	0,02	0,94	95,74	84,41	-0,35	0,35
73	0,62	0,23	0,36	0,72	0,97	97,75	87,12	-0,49	0,49
74	0,44	0,79	0,38	0,99	0,63	152,54	143,60	-0,61	0,61
75	0,63	0,89	0,67	0,84	0,17	316,85	307,69	-0,59	0,59
76	0,66	0,48	0,73	0,35	0,84	139,09	129,27	-0,67	0,67
77	0,03	0,48	0,37	0,52	0,04	446,35	428,31	-0,21	0,21
78	0,28	0,32	0,86	0,97	0,07	407,66	394,93	-0,24	0,24
79	0,51	1,00	0,87	0,77	0,08	345,61	336,61	-0,46	0,46
80	0,98	0,57	0,91	0,89	0,84	84,95	80,78	-0,83	0,83
81	0,68	0,92	0,56	0,77	0,24	294,15	284,86	-0,60	0,60
82	0,83	0,98	0,16	0,04	0,50	243,52	231,00	-0,19	0,19
83	0,14	0,81	0,08	0,23	0,94	362,07	349,94	-0,13	0,13
84	0,60	0,02	0,49	0,45	0,89	163,39	150,46	-0,38	0,38
85	0,89	0,44	0,41	0,38	0,48	278,16	266,01	-0,67	0,67
86	0,76	0,49	0,16	0,51	0,08	421,23	405,98	-0,31	0,31
87	0,48	0,22	0,84	0,94	0,82	133,68	125,02	-0,56	0,56
88	0,92	0,46	0,62	0,30	0,56	213,49	204,28	-0,61	0,61

Tabela 34 (continuação) – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade

Solução	x₁₆	x₁₇	x₁₈	x₂₀	x₂₁	Z₁	Z₃	g₁(x_j)	Ω
89	0,73	0,29	0,61	0,96	0,19	361,45	350,11	-0,43	0,43
90	0,75	0,47	0,35	0,52	0,08	419,22	404,79	-0,45	0,45
91	0,88	0,87	0,91	0,38	0,27	302,87	294,35	-0,57	0,57
92	0,12	0,67	0,42	0,13	0,03	157,12	147,17	-0,07	0,07
93	0,96	0,99	0,95	0,50	0,26	286,99	280,11	-0,58	0,58
94	0,72	0,25	0,97	0,02	0,51	303,27	290,43	-0,23	0,23
95	0,50	0,87	0,74	0,32	0,69	160,66	151,20	-0,66	0,66
96	0,79	0,66	0,12	0,13	0,06	437,39	420,97	-0,09	0,09
97	0,99	0,81	0,45	0,60	0,39	258,13	249,17	-0,61	0,61
98	0,24	0,33	0,92	0,42	0,94	166,50	161,09	-0,44	0,44
99	0,34	0,07	0,95	0,86	0,31	347,44	334,82	-0,27	0,27
100	0,22	0,17	0,25	0,40	0,81	408,87	396,67	-0,37	0,37
101	0,49	0,86	0,30	0,10	0,80	144,15	131,81	-0,37	0,37
102	0,18	0,41	0,20	0,60	0,76	179,59	165,21	-0,43	0,43
103	0,20	0,16	0,27	0,90	0,08	438,39	421,16	-0,13	0,13
104	0,24	0,48	0,42	0,24	0,58	259,93	244,56	-0,62	0,62
105	0,05	0,41	0,04	0,34	0,83	174,92	158,08	-0,06	0,06
106	0,02	0,59	0,26	1,00	0,21	343,76	328,93	-0,09	0,09
107	0,27	0,44	0,87	0,05	0,62	254,77	240,79	-0,29	0,29
108	0,41	0,64	0,01	0,51	0,12	400,15	383,37	-0,22	0,22
109	0,71	0,32	0,44	0,19	0,96	126,84	114,80	-0,41	0,41
110	0,23	0,27	0,50	0,39	0,90	150,61	136,88	-0,45	0,45
111	0,04	0,85	0,26	0,24	0,81	141,76	127,67	-0,20	0,20
112	0,41	0,30	0,12	0,71	0,57	250,24	235,60	-0,45	0,45
113	0,17	0,77	0,18	0,65	0,81	119,77	107,62	-0,42	0,42
114	0,97	0,04	0,50	0,54	0,31	369,77	356,33	-0,29	0,29
115	0,73	0,78	0,04	0,36	0,57	221,59	208,84	-0,40	0,40
116	0,74	0,38	0,27	0,21	0,59	258,46	244,29	-0,50	0,50
117	0,23	0,20	0,46	0,38	0,47	316,76	300,27	-0,65	0,65
118	0,62	0,41	0,45	0,63	0,96	90,19	80,46	-0,67	0,67
119	0,42	0,38	0,33	0,34	0,14	426,42	409,23	-0,69	0,69
120	0,24	0,01	0,97	0,17	0,06	496,80	478,76	0,15	0,00
121	0,11	0,76	0,14	0,96	0,27	306,73	292,71	-0,17	0,17
122	0,14	0,81	0,08	0,23	0,94	98,81	84,73	-0,13	0,13
123	0,55	0,65	0,31	0,37	0,57	234,31	221,40	-0,71	0,71
124	0,18	0,30	0,14	0,53	0,33	357,86	340,03	-0,50	0,50
125	0,63	0,24	0,00	0,90	0,33	332,11	317,39	-0,17	0,17
126	0,46	0,69	0,58	0,27	0,43	284,84	271,82	-0,67	0,67
127	0,59	0,11	0,27	0,48	0,40	343,26	327,28	-0,50	0,50
128	0,50	0,79	0,64	0,84	0,95	40,55	34,08	-0,76	0,76
129	0,76	0,80	0,68	0,60	0,85	85,99	79,37	-0,86	0,86
130	0,38	0,39	0,10	0,86	0,88	115,26	103,21	-0,37	0,37
131	0,05	0,50	0,27	0,39	0,52	275,25	258,75	-0,46	0,46
132	0,91	0,38	0,68	0,43	0,93	106,96	98,47	-0,62	0,62

Tabela 34 (continuação) – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade

Solução	x₁₆	x₁₇	x₁₈	x₂₀	x₂₁	Z₁	Z₃	g₁(x_j)	Ω
133	0,91	0,72	0,26	0,28	0,57	225,67	214,22	-0,49	0,49
134	0,30	0,05	0,11	0,05	0,93	186,62	168,68	0,12	0,00
135	0,08	0,15	0,01	0,49	0,41	350,47	330,91	-0,10	0,10
136	0,12	0,55	0,17	0,13	0,03	473,97	453,69	-0,13	0,13
137	0,06	0,18	0,67	0,20	0,02	502,99	483,36	0,02	0,00
138	0,86	0,01	0,16	0,40	0,64	264,27	249,45	-0,15	0,15
139	0,33	0,26	0,10	0,85	0,56	251,93	237,24	-0,32	0,32
140	0,14	0,59	0,94	0,44	0,90	106,14	96,15	-0,45	0,45
141	0,01	0,17	0,03	0,69	0,18	422,73	402,85	0,12	0,00
142	0,20	0,35	0,31	0,05	0,56	296,53	278,70	-0,37	0,37
143	0,23	0,16	0,41	0,57	0,08	456,71	438,65	-0,32	0,32
144	0,24	0,48	0,07	0,12	0,58	272,38	254,66	-0,27	0,27
145	0,06	0,16	0,14	0,96	0,83	153,31	138,92	-0,07	0,07
146	0,27	0,05	0,12	0,05	0,62	303,96	284,26	-0,01	0,01
147	0,69	0,86	0,89	0,67	0,96	31,84	27,12	-0,85	0,85
148	0,25	0,87	0,87	0,39	0,90	82,09	73,41	-0,57	0,57
149	0,04	0,85	0,48	0,32	0,56	224,95	211,09	-0,34	0,34
150	0,39	0,19	0,41	0,50	0,55	276,22	261,25	-0,67	0,67
151	0,17	0,59	0,26	0,68	0,81	133,13	120,59	-0,46	0,46
152	0,38	0,73	0,06	0,57	0,61	201,06	187,69	-0,47	0,47
153	0,22	0,17	0,25	0,40	0,81	195,59	179,65	-0,37	0,37
154	0,06	0,38	0,27	0,63	0,96	105,31	91,68	-0,25	0,25
155	0,91	0,34	0,31	0,53	0,12	414,07	399,83	-0,35	0,35
156	0,24	0,33	0,92	0,42	0,06	447,21	431,78	-0,23	0,23
157	0,11	0,76	0,14	0,95	0,72	134,41	122,73	-0,31	0,31
158	0,14	0,42	0,50	0,23	0,94	129,95	115,95	-0,33	0,33
159	0,23	0,23	0,14	0,53	0,33	361,88	343,96	-0,52	0,52
160	0,59	0,11	0,03	0,70	0,27	380,91	364,09	-0,14	0,14
161	0,63	0,97	0,64	0,84	0,95	17,79	12,90	-0,80	0,80
162	0,40	0,15	0,01	0,49	0,95	140,02	124,84	-0,11	0,11
163	0,78	0,87	0,86	0,14	0,97	59,82	52,91	-0,61	0,61
164	0,76	0,77	0,21	0,52	0,86	99,06	89,55	-0,60	0,60
165	0,54	0,55	0,13	0,33	0,49	278,60	263,63	-0,59	0,59
166	0,15	0,50	0,65	0,04	0,52	289,13	273,30	-0,32	0,32
167	0,30	0,05	0,11	0,05	0,93	184,85	166,92	0,12	0,00
168	0,08	0,73	0,66	0,49	0,41	279,78	266,45	-0,47	0,47
169	0,12	0,67	0,42	0,13	0,03	456,48	438,09	-0,07	0,07
170	0,06	0,18	0,12	0,20	0,02	510,53	488,14	-0,35	0,35
171	0,86	0,01	0,16	0,54	0,14	441,39	424,68	-0,02	0,02
172	0,14	0,60	0,94	0,44	0,07	416,93	402,67	-0,20	0,20
173	0,01	0,17	0,01	0,85	0,18	410,71	391,52	0,21	0,00
174	0,45	0,22	0,24	0,52	0,45	312,81	297,01	-0,66	0,66
175	0,20	0,85	0,32	0,18	0,56	233,94	219,39	-0,35	0,35
176	0,30	0,70	0,07	0,97	0,07	381,57	366,94	-0,08	0,08

Tabela 34 (continuação) – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade

Solução	x₁₆	x₁₇	x₁₈	x₂₀	x₂₁	Z₁	Z₃	g₁(x_j)	Ω
177	0,41	0,30	0,92	0,71	0,57	235,27	224,68	-0,58	0,58
178	0,28	0,01	0,97	0,17	0,34	391,28	374,89	-0,06	0,06
179	0,92	0,46	0,62	0,30	0,56	245,19	234,39	-0,61	0,61
180	0,98	0,01	0,10	0,45	0,50	311,84	296,86	-0,09	0,09
181	0,43	0,41	0,20	0,61	0,86	134,14	121,62	-0,52	0,52
182	0,63	0,66	0,02	0,30	0,81	148,33	135,30	-0,36	0,36
183	0,01	0,92	0,08	0,23	0,33	320,24	302,88	0,06	0,00
184	0,23	0,16	0,41	0,56	0,08	457,32	439,26	-0,32	0,32
185	0,24	0,48	0,08	0,88	0,84	121,60	109,08	-0,30	0,30
186	0,06	0,16	0,14	0,15	0,83	209,71	191,21	-0,06	0,06
187	0,48	0,05	0,37	0,05	0,61	299,19	281,76	-0,20	0,20
188	0,95	0,86	0,39	0,67	0,96	35,54	29,61	-0,70	0,70
189	0,25	0,90	0,49	0,39	0,90	85,93	75,46	-0,50	0,50
190	0,10	0,85	0,48	0,53	0,56	210,08	197,57	-0,50	0,50
191	0,39	0,19	0,41	0,50	0,71	217,83	203,67	-0,58	0,58
192	0,17	0,59	0,16	0,54	0,19	380,53	363,55	-0,41	0,41
193	0,38	0,73	0,26	0,57	0,61	197,40	185,06	-0,63	0,63
194	0,17	0,44	0,47	0,40	0,81	165,80	152,14	-0,53	0,53
195	0,24	0,33	0,92	0,42	0,94	117,95	107,04	-0,44	0,44
196	0,11	0,76	0,14	0,43	0,72	170,88	156,56	-0,30	0,30
197	0,14	0,43	0,50	0,48	0,94	112,25	99,56	-0,46	0,46
198	0,23	0,23	0,10	0,45	0,50	305,37	287,71	-0,47	0,47
199	0,59	0,11	0,06	0,32	0,27	406,68	388,12	-0,24	0,24
200	0,76	0,94	0,74	0,77	0,86	56,46	51,75	-0,90	0,90
201	0,55	0,15	0,01	0,32	0,49	321,91	304,29	-0,25	0,25
202	0,38	0,40	0,60	0,02	0,60	267,03	251,86	-0,44	0,44
203	0,15	0,50	0,65	0,04	0,52	289,61	273,78	-0,32	0,32
204	0,04	0,45	0,54	0,85	0,56	230,21	217,24	-0,44	0,44
205	0,07	0,18	0,12	0,20	0,06	496,06	473,92	-0,51	0,51
206	0,35	0,00	0,21	0,59	0,58	283,12	266,55	-0,28	0,28
207	0,17	0,60	0,82	0,44	0,43	284,87	271,98	-0,53	0,53
208	0,00	0,17	0,01	0,85	0,18	411,38	392,15	0,23	0,00
209	0,20	0,16	0,14	0,77	0,33	352,72	335,45	-0,27	0,27
210	0,45	0,22	0,25	0,19	0,46	329,90	312,57	-0,60	0,60
211	0,30	0,70	0,01	0,97	0,07	384,56	369,60	0,00	0,00
212	0,41	0,30	0,61	0,71	0,57	241,10	228,94	-0,69	0,69
213	0,92	0,45	0,31	0,53	0,56	236,01	224,73	-0,61	0,61
214	0,53	0,32	0,44	0,20	0,87	162,78	149,41	-0,48	0,48
215	0,85	0,46	0,01	0,04	0,79	189,66	175,31	-0,10	0,10
216	0,48	0,06	0,44	0,61	0,86	165,04	152,14	-0,42	0,42
217	0,26	0,24	0,45	0,23	0,33	378,46	360,73	-0,71	0,71
218	0,20	0,42	0,50	0,95	0,26	336,82	323,25	-0,40	0,40
219	0,47	0,59	0,44	0,29	0,66	210,68	197,76	-0,71	0,71
220	0,73	0,22	0,84	0,94	0,19	366,36	355,73	-0,42	0,42

Tabela 34 (continuação) – Avaliação da função objetivo utilizando a função penalidade

Solução	x₁₆	x₁₇	x₁₈	x₂₀	x₂₁	Z₁	Z₃	g₁'(x_j)	Ω
221	0,32	0,86	0,11	0,82	0,42	243,05	230,60	-0,37	0,37
222	0,60	0,82	0,77	0,66	0,96	40,61	34,59	-0,82	0,82
223	0,36	0,05	0,12	0,05	0,93	184,01	166,40	0,10	0,00
224	0,79	0,19	0,15	0,33	0,45	325,20	309,46	-0,35	0,35
225	0,37	0,21	0,46	0,69	0,07	442,82	426,48	-0,34	0,34
226	0,17	0,46	0,31	0,63	0,84	137,80	124,71	-0,45	0,45
227	0,78	0,32	0,44	0,19	0,86	160,03	147,86	-0,45	0,45
228	0,25	0,90	0,49	0,45	0,90	80,49	70,34	-0,53	0,53
229	0,17	0,59	0,15	0,33	0,19	394,48	376,33	-0,41	0,41
230	0,38	0,73	0,26	0,57	0,61	196,28	183,93	-0,63	0,63
231	0,39	0,44	0,47	0,40	0,81	161,03	148,44	-0,71	0,71
232	0,06	0,44	0,48	0,64	0,78	159,93	146,83	-0,45	0,45
233	0,11	0,76	0,21	0,43	0,72	168,56	154,60	-0,34	0,34
234	0,38	0,86	0,30	0,27	0,13	385,23	369,70	-0,36	0,36
235	0,23	0,23	0,10	0,69	0,39	329,08	312,05	-0,35	0,35
236	0,90	0,14	0,78	0,32	0,88	153,44	143,37	-0,45	0,45
237	0,55	0,02	0,01	0,97	0,49	288,04	273,09	-0,04	0,04
238	0,38	0,40	0,60	0,02	0,60	265,90	250,73	-0,44	0,44
239	0,12	0,67	0,45	0,23	0,34	330,88	314,72	-0,41	0,41
240	0,07	0,18	0,25	0,67	0,42	324,45	307,20	-0,28	0,28
241	0,35	0,00	0,68	0,90	0,58	253,10	240,45	-0,32	0,32
242	0,06	0,59	0,18	0,84	0,71	164,92	151,70	-0,30	0,30
243	0,20	0,21	0,14	0,52	0,33	363,32	345,08	-0,48	0,48
244	0,45	0,22	0,12	0,05	0,21	435,07	415,05	-0,30	0,30
245	0,59	0,93	0,14	0,83	0,99	14,47	67,92	-0,53	0,53
246	0,98	0,11	0,06	0,35	0,33	372,57	356,48	-0,08	0,08
247	0,73	1,00	0,24	0,14	0,88	92,61	82,48	-0,37	0,37
248	0,26	0,24	0,67	0,64	0,01	462,83	446,69	-0,24	0,24
249	0,28	0,72	0,26	0,67	0,92	76,59	65,78	-0,51	0,51
250	0,61	0,48	0,37	0,02	0,04	468,51	450,87	-0,15	0,15
251	0,47	0,56	0,44	0,29	0,66	211,89	198,85	-0,72	0,72
252	0,45	0,63	0,75	0,24	0,02	442,89	428,12	-0,29	0,29
253	0,36	0,05	0,25	0,19	0,18	453,57	433,46	-0,47	0,47
254	0,79	0,44	0,16	0,54	0,45	284,11	270,82	-0,55	0,55
255	0,95	0,86	0,36	0,72	0,97	28,68	22,89	-0,70	0,70
256	0,24	0,86	0,96	0,42	0,94	63,28	55,28	-0,54	0,54
257	0,14	0,38	0,62	0,07	0,69	233,94	218,32	-0,28	0,28
258	0,15	0,63	0,16	0,54	0,15	388,13	371,09	-0,34	0,34
259	0,32	0,86	0,09	0,76	0,48	222,92	210,40	-0,37	0,37
260	0,59	0,11	0,05	0,27	0,27	409,02	390,18	-0,23	0,23
261	0,63	0,24	0,00	0,94	0,33	326,51	312,03	-0,15	0,15
262	0,19	0,97	0,68	0,96	0,93	22,29	15,93	-0,61	0,61
263	0,53	0,32	0,44	0,20	0,60	261,62	246,87	-0,61	0,61
264	0,52	0,03	0,74	0,85	0,27	365,70	352,51	-0,30	0,30

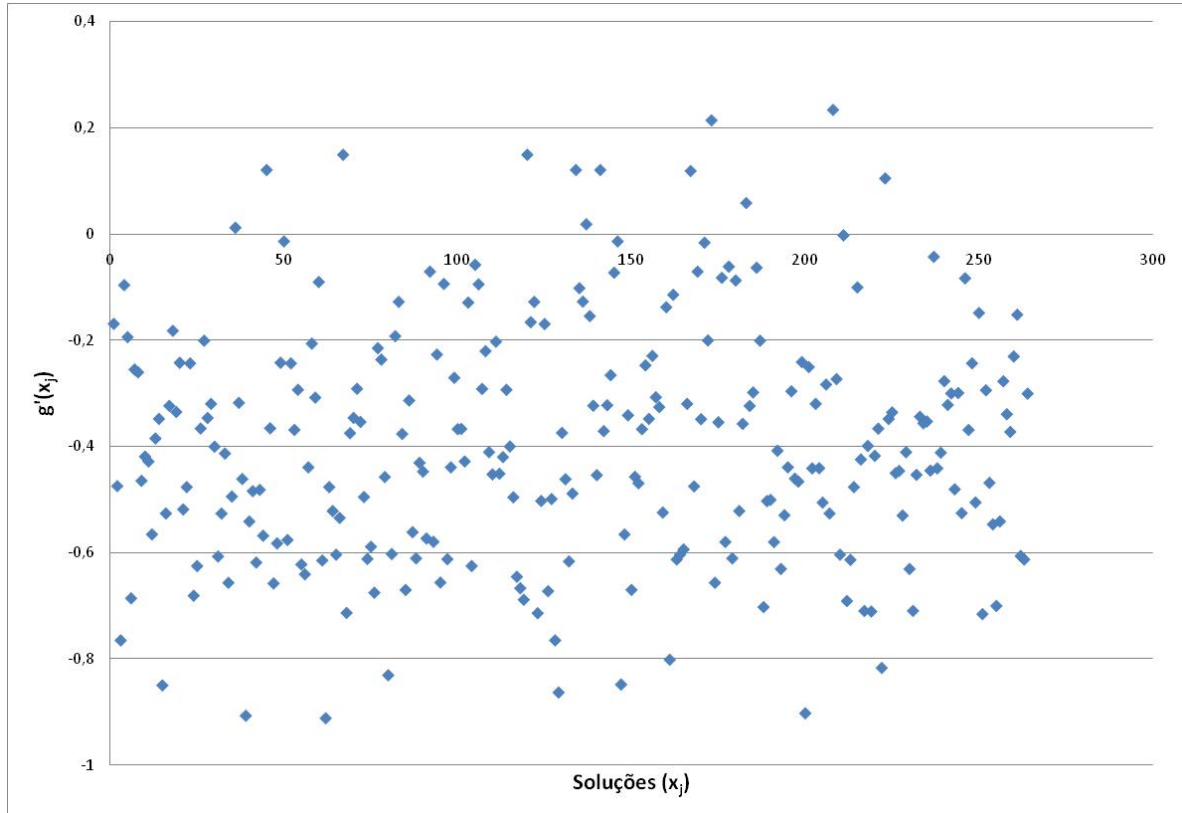


Figura 45 – Espaço decisão: soluções pertencentes às regiões factível e infactível

Incorporando a restrição da forma como foi apresentada na eq. (124), e de acordo com a eq. (123), nas funções objetivo, o terceiro modelo de otimização torna-se:

$$\text{Maximizar } F_1 = \sum_{j=1}^F \frac{W_j}{Q_j} (1 - x_j) - R_1 \cdot \left(\frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{j=1}^F |x_j - x_{j'}|}{\sum_{j=1}^F x_j} - 1 \right) \quad (125)$$

$$\text{Minimizar } F_3 = \sum_{i=1}^M DBO_i - DBO_{\text{padrão}} + R_3 \cdot \left(\frac{1}{F} \cdot \frac{\sum_{j=1}^F |x_j - x_{j'}|}{\sum_{j=1}^F x_j} - 1 \right) \quad (126)$$

Sujeito a:

$$0 \leq x_j \leq 1 \quad \forall j \quad (127)$$

Pela eq. (125) se tratar de uma maximização, foi subtraído o valor da função penalidade. O contrário ocorreu na eq. (126) que, por ser um caso de minimização, foi

adicionado o valor da função penalidade. Como Z_1 e Z_3 possuem a mesma ordem de grandeza, os fatores penalidades (R_1 e R_3) devem possuir também a mesma ordem de grandeza das funções objetivo.

A incorporação de funções penalidade nas funções objetivo tem alguns inconvenientes, como a determinação adequada do valor do fator penalidade.

A Figura 46 apresenta os resultados de uma simulação do NSGA considerando uma população de 100 soluções, um número de gerações igual a 200, probabilidade de recombinação igual a 1, probabilidade de mutação igual a 0,02, fator penalidade (R_1 e R_3) igual a 100.

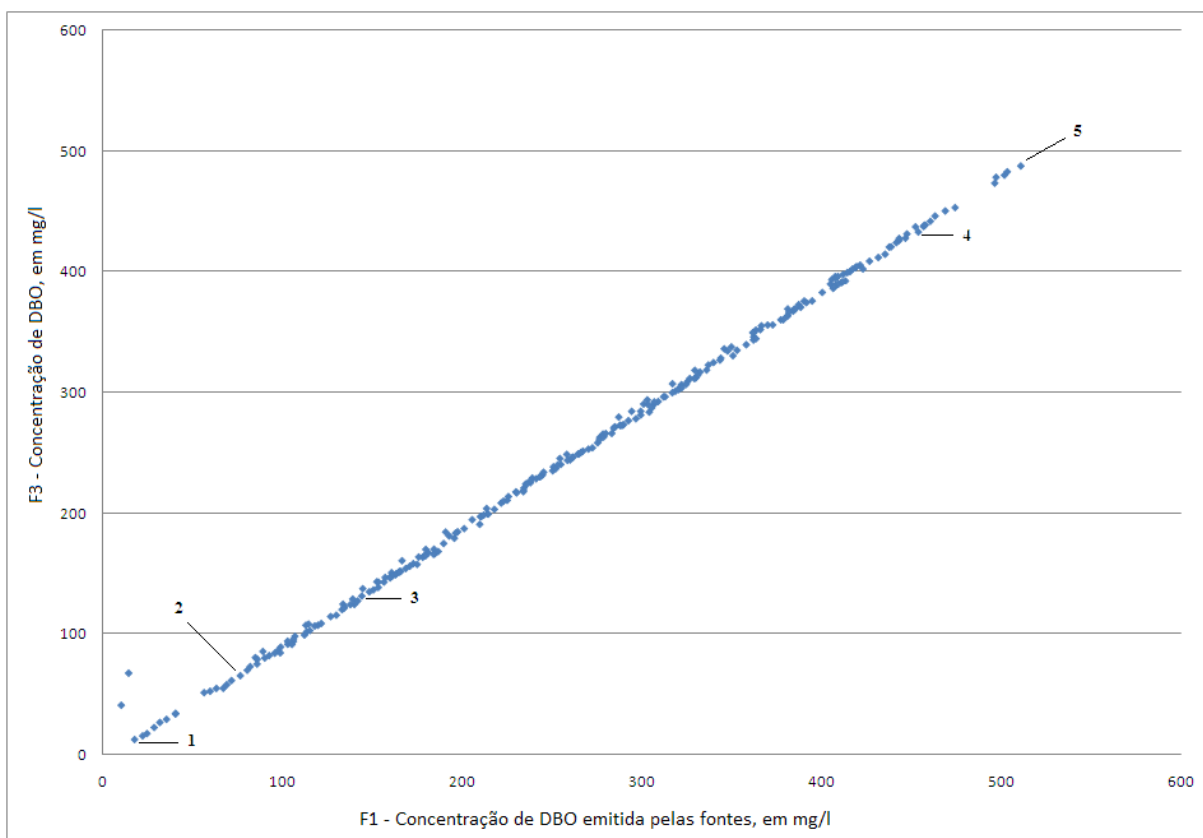


Figura 46 – Relação de compromisso entre as duas funções objetivo – Modelo 3

A frente não dominada apresentada na Figura 46 ilustra que a media que a magnitude das violações dos padrões de concentração de DBO diminui (F_3 diminui),

menor quantidade de poluente deve ser lançado na água (F_1 diminui), conseqüentemente, maior a eficiência de remoção desejável para cada fonte.

A Tabela 35 mostra os valores das funções objetivo e variáveis de decisão apontadas na Figura 46. A Figura 47 as soluções selecionadas.

Tabela 35 – Soluções de compromisso e variáveis de decisão – Modelo 3

Solução	F_1	F_3	x_{16}	x_{17}	x_{18}	x_{20}	x_{21}
1	17,79	12,90	0,64	0,97	0,63	0,84	0,95
2	76,59	65,78	0,28	0,72	0,26	0,67	0,92
3	144,15	131,81	0,30	0,86	0,10	0,49	0,80
4	451,96	437,73	0,45	0,24	0,22	0,52	0,45
5	510,53	488,14	0,06	0,18	0,12	0,20	0,02

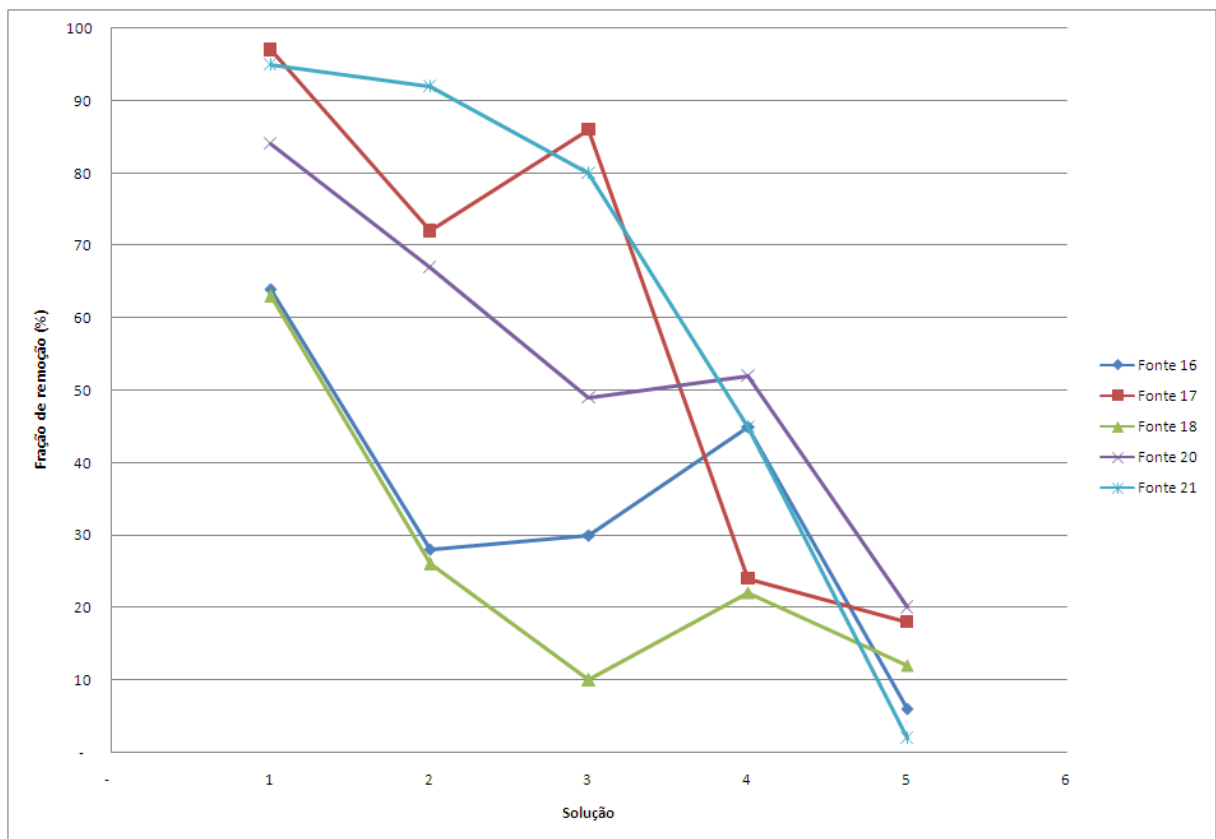


Figura 47 - Soluções selecionadas na frente Pareto – Modelo 3

Pela análise da Figura 47 e da Tabela 35, a distribuição equitativa das frações de remoção entre as fontes é evidenciada nas soluções 1, 2 e 3. Nelas, as fontes que poluem

mais necessitam ter maior eficiência no tratamento de seus poluentes. Os usuários que emitem maior quantidade, em termos de concentração, de DBO são os de número 21 e 17, sendo seguidos pelos de número 20, 16 e 18.

A solução de número 2 do segundo modelo (Figura 44) e a de número 3 do terceiro modelo (Figura 47) possuem aproximadamente a mesma relação de compromisso entre suas funções objetivo. As variáveis de decisão encontradas para a primeira refletem o que já foi discutido com relação ao segundo modelo, ou melhor, os usuários localizados mais a montante do rio possuem maior folga na quantidade de efluentes que eles podem lançar. Os usuários localizados mais a jusante devem tratar mais seus efluentes, uma vez que outros usuários já prejudicaram a qualidade da água.

Com relação à solução de número 3 (Modelo 3), considerando a distribuição eqüitativa e a localização das fontes poluidoras, são os usuários que emitem maior concentração de DBO que devem ter melhor eficiência de remoção.

Comparando agora a solução de número 1 de ambos os modelos, percebe-se que, para o Modelo 2, não ocorre explicitamente a situação de que os usuários mais à montante possuem maior folga em relação a suas frações de remoção, mas deve ser lembrado que esta solução reflete a situação de melhor compromisso com relação à qualidade da água, portanto, todas as fontes devem tratar o máximo possível para que menos efluente seja lançado na água. Já para o Modelo 3, ainda prevalece a situação de que os usuários que poluem mais devem tratar mais, além do fato de que as frações de remoção para as fontes que emitem menor quantidade de DBO são menores dos que se comparadas com o segundo modelo.

A solução de número 4 de ambos os modelos também possuem aproximadamente o mesmo compromisso com relação às suas funções objetivo (valores próximos de Z_1 e F_1 e Z_3 e F_3). No segundo modelo, exige-se que as fontes mais a

montante tratem mais seus efluentes, dando uma folga para a fonte de número 21, responsável pela maior carga de DBO lançada no rio. No terceiro modelo, considerando a medida de equidade, os valores das variáveis de decisão variam de 22% a 52%, já no segundo, esses valores variam de 7% a 69%

À medida que se caminha para a melhor solução de compromisso com relação à função objetivo F_1 , ou seja, permite-se que mais efluente seja lançado em detrimento das violações no padrão de qualidade da água, há maior folga para todos os usuários e a distribuição equitativa não é evidenciada. Como descrito no Capítulo 3.2, Burn e Yulianti (2001) propuseram um índice de medida de equidade entre fontes poluidoras. Eles e outros autores que aplicaram o índice proposto por Burn e Yulianti (2001) também observaram esse fato (YANDAMURI; SRINIVASAN; BHALLAMUDI, 2006, MURTY; BHALLAMUDI; SRINIVASAN, 2006).

Finalmente, a Figura 48 apresenta os resultados das simulações realizadas no QUAL2K caso as soluções escolhidas pelo tomador de decisão sejam as apresentadas na Figura 46 e Tabela 35. Se a solução de número 5 for escolhida, haverá ainda violações nas concentrações de DBO quando comparadas ao valor estabelecido pela resolução CONAMA nº 357. Considerando a medida equitativa, os valores das variáveis de decisão estão melhores distribuídos para a solução de número 5 do terceiro modelo do que quando comparados com as do segundo modelo. Conseqüentemente, ocorrem menos violações e menores magnitudes quando é considerada a distribuição equitativa entre as fontes poluidoras (comparação dos resultados do QUAL2K apresentados nas Figuras 43 e 48).

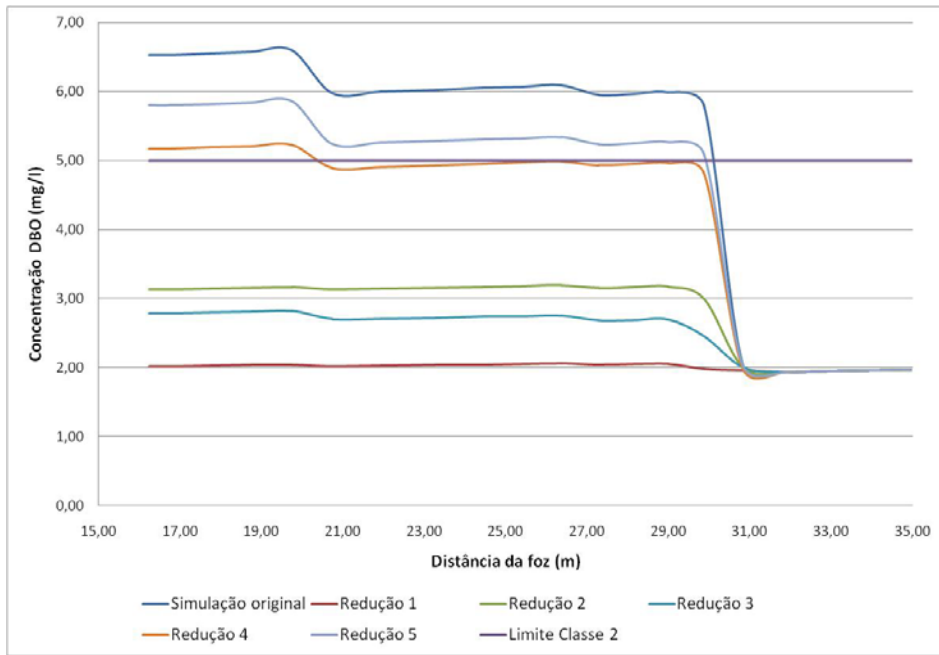


Figura 48 - Simulação da DBO, considerando o aumento da eficiência do tratamento – Modelo 3

6. CONCLUSÕES

Três modelos de otimização multiobjetivo foram propostos com o intuito de se efetuar a gestão da qualidade hídrica superficial de uma bacia hidrográfica. Em todos eles, a variável de decisão foi a eficiência do tratamento de efluentes necessária para cada fonte, expressa em termos de fração de remoção.

Os problemas de gerenciamento da qualidade da água envolvem diversas aspirações dos usuários envolvidos, quer sejam eles os que usam o recurso hídrico para diluição de seus efluentes ou para seu consumo. Portanto, é raro que os modelos matemáticos usados para auxílio nas tomadas de decisões possam ser expressos em termos de um único objetivo, como por exemplo, a maximização da eficiência econômica.

Para o aproveitamento de um determinado sistema hídrico, deve ser considerada a distribuição eqüitativa, o uso racional, a maximização do desenvolvimento econômico e social, a minimização dos impactos ambientais, entre outros.

Nesse sentido, uma das contribuições desse trabalho foi a adoção da análise multiobjetivo para gerenciamento da qualidade da água, ainda pouco presente na literatura.

O método utilizado para solucionar os problemas de otimização multiobjetivo foi o *Non-dominated Sorting Genetic Algorithm* e o estudo foi aplicado na bacia do rio Atibaia.

O primeiro modelo de otimização proposto teve por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e maximizar a melhora na qualidade da água, em termos de OD.

O segundo modelo de otimização proposto teve por objetivo maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de DBO do corpo receptor, de acordo com a legislação vigente.

O objetivo do terceiro modelo de otimização foi maximizar a concentração de DBO emitida por cada fonte de lançamento e minimizar a magnitude das violações dos padrões de DBO do corpo receptor, porém, este modelo foi restrito a uma medida que representa a distribuição equitativa das frações de remoção de poluentes necessária entre as fontes de poluição. Esta restrição é a principal contribuição desse trabalho.

A restrição desse modelo foi incorporada através de um termo penalidade na função objetivo associado a um peso. A dificuldade da incorporação de funções penalidades é justamente a identificação adequada dos pesos. Foram realizadas várias simulações considerando diferentes combinações de pesos. Porém, não existem problemas reais semelhantes na literatura em que fossem conhecidas as soluções ótimas, para que fosse feita uma comparação das soluções obtidas.

Para cada simulação desenvolvida, considerando os diferentes pesos do fator penalidade, foi produzida uma resposta distinta e foi necessário realizar uma otimização para cada valor adotado.

Sem a consideração de uma medida de equidade, a tentativa de maximizar a quantidade de efluentes lançados resultaria numa alocação de grandes quantidades de efluentes passíveis de serem lançados pelos usuários localizados mais a montante do rio, enquanto que os usuários à jusante deveriam tratar seus efluentes com um nível máximo de eficiência

O modelo restrito apresentou soluções diferentes no espaço decisão das que foram encontradas para o segundo modelo. A distribuição equitativa foi demonstrada no

fato de que fontes que poluem mais devem tratar mais seus efluentes, independente de sua localização ao longo do curso d'água.

A consideração da equidade na alocação da carga poluente resulta num aumento do custo para controle da poluição. À medida que se permite que mais efluente seja lançado em detrimento das violações no padrão de qualidade da água, há maior folga para todos os usuários e a distribuição equitativa não é evidenciada. Este fato foi também observado por outros autores (BURN; YULIANTI, 2001, YANDAMURI; SRINIVASAN; BHALLAMUDI, 2006, MURTY; BHALLAMUDI; SRINIVASAN, 2006, KHADAM; KALUARACHCHI, 2006). Esta observação é importante no processo político de distribuição de responsabilidades para o controle da poluição. Deve haver uma solução de compromisso e o procedimento de escolha desta solução deve minimizar o custo, mas de forma que se encontre um nível de equidade aceitável.

As soluções apresentadas pela otimização demonstram e comprovam os conflitos existentes e a competição entre os critérios considerados. Depois de identificadas as soluções não dominadas, a complexidade do problema se deve à escolha da melhor solução dentre um conjunto de boas soluções.

O algoritmo genético demonstrou ser uma técnica efetiva para solucionar problemas de otimização multiobjetivo em aplicações de gerenciamento da qualidade da água. O método de otimização identificou facilmente as variáveis de decisão e identificou a frente Pareto, ou seja, as melhores alternativas de solução para o problema.

A escolha dos algoritmos genéticos deveu-se às principais vantagens do método, como: não é necessário atribuir valores iniciais às variáveis de decisão, são capazes de otimizar um grande número de variáveis, podem trabalhar com variáveis de decisão discretas e funções contínuas, utilizam informação apenas da função objetivo, são de fácil implementação, são adaptados ao problema de otimização multiobjetivo por

realizarem a busca a partir de uma população de pontos e não a partir de um único ponto, e pela habilidade de manter múltiplas soluções em uma única simulação e pela facilidade em se explorar regiões do espaço através do princípio da recombinação e mutação.

Uma das principais dificuldades na utilização dos AGs é determinar parâmetros de entrada adequados (dimensão da população, número máximo de gerações, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação) de forma a garantir a obtenção de uma frente não dominada. Nesse caso, deve ser feita uma análise estatística ou de sensibilidade.

A otimização multiobjetivo fornece maior flexibilidade ao tomador de decisão, uma vez que uma diversidade de alternativas é produzida e todas elas representam as melhores soluções para o problema em análise. Para que a implementação da política escolhida se torne viável, é necessária a aceitação dos usuários envolvidos. Desta forma, uma medida de equidade é fundamental, pois define a distribuição eqüitativa da responsabilidade econômica para o controle da poluição.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAYA, A. B. et al. Optimization of Nebhana Reservoir by Stochastic Dynamic Programming. **Water Resources Management**, v. 17, n. 4, p. 259-272, August, 2003.

ALBERTIN, L. L. **Avaliação da Quantidade e Qualidade dos Recursos Hídricos Superficiais da Bacia Hidrográfica do Rio Sapucaí-Mirim (SP) Através do Simulador Computacional MIKE BASIN**. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALVIM, L. A. C.; FIGUEIREDO, M. G. **Quantidade e Qualidade das Águas do Rio Atibaia: Contribuição para uma Análise Integrada**. 2004. 141 f. Trabalho de monografia. Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

BARTH, F. T. (1987). Fundamentos para gestão de recursos hídricos. In: BARTH, F. T. et al. Modelos para gerenciamento de recursos hídricos. Coleção ABRH de recursos hídricos. São Paulo, Nobel/ABRH, pp. 1-86.

BECKER, L.; YEH, W. W-G. Optimization of real time operation of a multiple-reservoir system. **Water Resources Research**, v. 10, n. 6, p. 1107-1112, 1974.

BRAGA, B. P. F. et al. Stochastic optimization of multiple-reservoir-system operation. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 117, n. 4, p. 471-481, 1991.

BRAGA, B.; BARBOSA, P. S. F. Multiobjective real-time reservoir operation with a network flow algorithm. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 37, n. 4, p. 837-852, 2001.

BROWN, L. C.; BARNWELL Jr., T. O. **Computer program documentation for the enhanced stream water quality model QUAL2E and QUAL2E-UNCAS**. Report EPA/600/3-87/007, US Environmental Protection Agency, Athens, Georgia, USA, 1987.

BURN, D. H.; YULIANTI, J. S. Waste-load allocation using genetic algorithms. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 127, n. 2, p. 121-129, 2001.

CARRIJO, I. B. **Extração de Regras Operacionais Ótimas de Sistemas de Distribuição de Água Através de Algoritmos Genéticos Multiobjetivo e Aprendizado de Máquina**. 2004. 216 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004

CASTRO, H. L.; PORTO, R. L. L. O uso de sistemas de suporte a decisão no gerenciamento operacional das represas que abastecem a região metropolitana de São Paulo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 14., 2001, Aracajú, Sergipe, Brasil. Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa.

CHADDERTON, R. A. Conflict analysis and management alternative for the Manayunk Canal. **Water Resources Bulletin**, v. 25, n. 5, p. 1041-1046, 1989.

CHAPRA, S. C. **Surface water-quality modeling**. New York: McGraw-Hill, 1997. 844p.

CHAPRA, S. C.; PELLETIER, G.; TAO, H. **QUAL2K: A Modeling Framework for Simulating River and Stream Water Quality, Version 2.04**: Documentation and Users Manual. Civil and Environmental Engineering Dept., Tufts University, Medford, MA, 2005. 97 p.

CHEUNG, P. B. **Análise de Reabilitação de Redes de Distribuição de Água para Abastecimento via Algoritmos Genéticos Multiobjetivo**. 2004. 268 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

COHON, J. L. **Multiobjective Programming and Planning**. New York: Academic Press, 1978. 333 p.

COHON, J. L.; MARKS, D. M. Multiobjective screening models and water resources investment. **Water Resources Research**, v. 9, n. 4, p. 826-836, 1973.

COMITÊ DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DOS RIOS PIRACICABA, CAPIVARI E JUNDIAÍ. **Relatório da Situação dos Recursos Hídricos das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí**. Volumes I, II, III e IV, 2004.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Base de dados para modelagem matemática de qualidade da água do Rio Atibaia**. Diretoria de Recursos Hídricos e Engenharia Ambiental – Departamento de Recursos Hídricos e Assistência Técnica – Divisão de Qualidade das Águas – Setor de Hidrologia. 42 p. Março, 1999.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Relatório de qualidade das águas interiores no Estado de São Paulo**. São Paulo: CETESB, 2007. 327 p.

DAUER, J. P.; KRUEGER, R. J. A multiobjective optimization model for water resources planning. **Applied Mathematical Modelling**, v. 4, p. 171-175, 1980.

DAVID, L.; DUCKSTEIN, L. Multi-criterion ranking of alternative long-range water resource systems. **Water Resources Bulletin**, v. 12, n. 4, p. 731-754, 1976.

DEB, K. **Multi-objective optimization using Evolutionary Algorithms**. Chichester, England: John Wiley & Sons, 2001. 515 p.

DeNEUFVILLE, R.; STAFFORD, J. **Systems Analysis for Engineers and Managers**. New York: McGraw-Hill, 1971. 353 p.

DUCKSTEIN, L.; OPRICOVIC, S. Multiobjective optimization in river basin development. **Water Resources Research**, v. 16, n. 1, p. 14-20, 1980.

ESCHENBACH, E. A.; MAGEE, T.; ZAGONA, E.; GORANFLO, M; SHANE, R. Goal programming decision support system for multiobjective operation of reservoir systems. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 127, n. 2, p. 108-120, 2001.

FERREIRA, C. M. L. **Estudo de uma área alagada do rio Atibaia visando a elaboração de proposta de manejo para melhoria da qualidade da água no reservatório de Salto Grande (Americana, SP)**. 2000. 145 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2000.

GOICOECHEA, A.; HANSEN, D. R.; DUCKSTEIN, L. **Multiobjective Decision Analysis with Engineering and Business Applications**. New York: John Wiley & Sons, 1982. 519 p.

GOLDBERG, D. E. **Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning**. Reading, Mass.: Addison-Wesley Pub. Co., 1989. 412 p.

GOLDBERG, D. E.; KUO, C. Genetic Algorithms in pipeline optimization. **Journal of Computing in Civil Engineering**, v. 1, n. 20, p. 128-141, 1987.

GOULTER I. C.; CASTENSSON R. Multiobjective allocation of water shortage in the Svarta river, Sweden. **Water Resources Bulletin**, v. 24, n. 4, p. 761-773, 1988.

HAIMES, Y. Y.; HALL, W. A. Multiobjectives in water resources systems analysis: the surrogate worth trade off method. **Water Resources Research**, v. 10, n. 4, p. 615-636, 1974.

HATHHORN, W. E.; TUNG, Y-K. Bi-objective analysis of waste load allocation using fuzzy linear programming. **Water Resources Management**, v. 3, n. 4, p. 243-257, 1989.

HSU, N-S.; CHENG, K-W. Network flow optimization model for basin-scale water supply planning. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 128, n. 2, p. 102-112, 2002.

JAIRAJ, P. G.; VEDULA, S. Multireservoir system optimization using fuzzy mathematical programming. **Water Resources Management**, v. 14, n. 6, p. 457-472, 2000.

JARDIM, S. B.; LANNA, A. E. L. Aplicabilidade de algumas técnicas de análise multiobjetivo ao processo decisório no âmbito dos comitês de gerenciamento de bacia hidrográfica. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 4, p. 169-191, 2003.

KEENEY, R. L.; WOOD, E. F. An illustration example of the use of multiattribute utility theory for water resource planning. **Water Resources Research**, v. 13, n. 4, p. 705-712, 1977.

KHADAM, I. M.; KALUARACHCHI, J. J. Trade-offs between cost minimization and equity in water quality management for agricultural watersheds. **Water Resources Research**, v. 42, p. 1-11, 2006.

LACERDA, E. G. M.; CARVALHO, A. C. P. L. F. Introdução aos Algoritmos Genéticos. In: GALVÃO, C. O.; VALENÇA, M. J. S. (Org.). **Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Ciências Ambientais**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1999, Capítulo 3, p. 97 – 150.

LEE, C-S.; WEN, C-G. Application of multiobjective programming to water quality management in a river basin. **Journal of Environmental Management**, v. 47, p. 11-26, 1996.

LEE, C-S.; WEN, C-G. Fuzzy goal programming approach for water quality management in a river basin. **Fuzzy Sets and Systems**, v. 89, p. 181-192, 1997.

LOUCKS, D. P.; STEDINGER, J. R.; HAITH, D. A. **Water Resource Systems Planning and Analysis**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1981. 559 p.

LYNN, W. R.; LOGAN, J. A.; CHARNES, A. System analysis for planning wastewater treatment plants. **Journal of Water Pollution Control Federation**, v. 34, n. 6, p. 565-581, 1962.

METCALF & EDDY, Inc. **Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse**. 4^a edição. New York. McGraw-Hill, 2003. 1819 p.

MILLER, W. L.; BYERS, D. M. Development and display of multiple-objective impacts. **Water Resources Research**, v. 9, n. 1, p. 11-20, 1973.

MURTY, Y. S. R.; BHALLAMUDI, S. M.; SRINIVASAN, K. Non-uniform flow effect on optimal waste load allocation in rivers. **Water Resources Management**, v. 20, p. 509-530, 2006.

NEELAKANTAN, T. R.; PUNDARIKANTHAN, N. V. Hedging rule optimisation for water supply reservoirs system. **Water Resources Management**, v. 13, n. 6, p. 409-426, 1999.

ORLOB, G. T. (Ed.). **Mathematical Modeling of Water Quality: Streams, Lakes, and Reservoirs**. New York: Wiley-Interscience, 1984. 518 p.

ORLOB, G. T. Water-Quality Modeling for Decision Making. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 118, n. 3, p. 295-307, May/June 1992.

PARDALOS, P. M.; SISKOS, Y.; ZOPOUNIDIS, C. **Advances in Multicriteria Analysis**. Netherlandas: Kluwer Academic Publishers, 1995. 249 p.

PARK, S. S.; LEE, Y. S. A multiconstituent moving segment model for the water quality predictions in steep and shallow streams. **Ecological Modelling**, v. 89, p. 121-131, 1996.

PARK, S. S.; LEE, Y. S. A water quality study of the Nakdong River, Korea. **Ecological Modelling**, v. 152, p. 65-75, 2002.

PARK, S. S.; UCHRIN, C. G. Water quality modeling of the lower south branch of the Raritan River, New Jersey. **Bulletin of New Jersey Academy of Science**, v. 35, n. 1, p. 17-23, 1990.

PARK, S. S.; UCHRIN, C. G. Waste load allocation for macrophyte growing impoundment: a combined modeling approach. **Journal of Environmental Science and Health**, v. A31, n. 2, p. 411-428, 1996.

PARK, S. S.; UCHRIN, C. G. A stoichiometric model for water quality interactions in macrophyte dominated water bodies. **Ecological Modeling**, v. 96, p. 165-174, 1997.

ROGERS, P. P.; FIERING, M. B. Use of systems analysis in water management. **Water Resources Research**, v. 22, n. 9, p. S146-S158, 1986.

ROMEIRO, N. M. L. **Simulação Numérica de Modelos de Qualidade de Água Usando o Método de Elementos Finitos Estabilizados**. 2003. 197 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

REIS, L. F. R.; AKUTSU, J. Estratégias operacionais para sistemas de reservatórios via algoritmo genético. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 7, n. 3, 2002.

REVELLE, C. S.; LOUCKS, D. P.; LYNN, W. R. Linear programming applied to water quality management. **Water Resources Research**, v. 4, p. 1-9, 1968.

SASIKUMAR, K.; MUJUMDAR, P. P. Fuzzy Optimization Model for Water Quality Management of a River System. **Journal of Water resources Planning and Management**, v. 124, n. 2, p. 79-88, March/April, 1998.

SOMLYÓDY, L. Use of optimization models in river basin water quality planning. **Water Science and Technology**, v. 36, n. 5, p. 209-218, 1997.

SRINIVAS, K.; DEB, K. Multiobjective optimization using Nondominated Sorting in Genetic Algorithms. **Evolutionary Computation**, v. 2, n. 3, p. 221-248, 1995.

THIESSEN, E. M.; LOUCKS, D. P. Computer assisted negotiation of multiobjective water resources conflicts. **Water Resources Bulletin**, v. 28, n. 1, p. 163-177, 1992.

THOMANN, R. V. Mathematical Model for Dissolved Oxygen. **Journal of Sanitary Engineering Division**, v. 89, n. 5, p. 1-30, 1963.

THOMANN, R. V.; MUELLER, J. A. **Principles of surface water quality modeling and control**. New York : Harper & Row, 1987. 644 p.

TUNG, Y-K.; HATHHORN, W. E. Multiple-Objective Waste Load Allocation. **Water Resources Management**, v. 3, n. 2, p. 129-140, 1989.

WANG, C. G.; JAMIESON, D. G. An objective approach to regional wastewater treatment planning. **Water Resources Research**, v. 38, n. 3, p. 4-1 - 4-8, 2002.

WEN, C-G.; FU, S-Y. Waste allocation models for risk assessment of water quality management in a river basin. **Water Science and Technology**, v. 23, p. 75-83, 1991.

WEN, C-G.; LEE, C-S. A neural network approach to multiobjective optimization for water quality management in a river basin. **Water Resources Research**, v. 34, n. 3, p. 427-436, 1998.

YANDAMURI, S. R. M.; SRINIVASAN, K.; BHALLAMUDI, S. M. Multiobjective optimal waste load allocation models for rivers using nondominated sorting genetic algorithm-II. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 132, n. 3, p. 133-143, May, 2006.

YEH, W. W-G. Reservoir management and operations models: a state-of-the-art review. **Water Resources Research**, v. 21, n. 12, p. 1797-1818, 1985.

YEN, J. H.; CHEN, C. Y. Allocation strategy analysis of water resources in South Taiwan. **Water Resources Management**, v. 15, n. 5, p. 283-297, 2001.

ZUFFO, A. C. **Seleção e Aplicação de Métodos Multicriteriais ao Planejamento Ambiental de Recursos Hídricos**. 1998. 304 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)