



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM TECNOLOGIAS AMBIENTAIS

ANDERSON TEODORO

ESTUDO DA CAPACIDADE DE AUTODEPURAÇÃO E DILUIÇÃO DE EFLUENTES NO RIO TAQUARIZINHO

CAMPO GRANDE-MS
Abril/2010

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM TECNOLOGIAS AMBIENTAIS

ANDERSON TEODORO

**ESTUDO DA CAPACIDADE DE AUTODEPURAÇÃO E
DILUIÇÃO DE EFLUENTES NO RIO TAQUARIZINHO**

*Dissertação apresentada para obtenção do grau de
Mestre no Programa de Pós-Graduação em
Tecnologias Ambientais da Universidade Federal de
Mato Grosso do Sul, na área de concentração em
Saneamento Ambiental e Recursos Hídricos.*

ORIENTADORA: Profa. Dra. Maria Lúcia Ribeiro

Banca Examinadora:

Profa. Dra. Maria Lúcia Ribeiro – UFMS

Prof. Dr. Carlos Nobuyoshi Ide
UFMS

Profa. Dra. Synara A. O. Broch
IMASUL

Campo Grande - MS
Abril/2010

DEDICATÓRIA

*à minha
mãe, pelo amor, confiança e apoio nos momentos difíceis.*

AGRADECIMENTOS

À Professora Maria Lúcia Ribeiro, pela orientação indispensável e paciência.

Ao Professor Carlos Nobuyoshi Ide, pelas idéias e grande ajuda na pesquisa realizada.

Aos meus amigos Jhonatan Barbosa da Silva e Fernando Guedes, pela necessária colaboração.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS	3
3	REVISÃO DE LITERATURA	4
3.1	A capacidade de autodepuração.....	4
3.2	Modelagem da qualidade da água.....	7
3.2.1	O modelo QUAL2E.....	9
3.2.2	O modelo QUAL-UFMG	11
3.3	Legislação aplicada aos recursos hídricos	16
4	METODOLOGIA	24
4.1	Área de estudo.....	24
4.2	Seções de Monitoramento.....	25
4.3	Dados de campo	26
4.4	Vazões de referência	28
4.5	Determinação dos coeficientes de acordo com a literatura técnica	29
4.6	Escolha do modelo de qualidade da água.	30
4.7	Empreendimentos da bacia	32
4.8	Calibração	34
4.8.1	Ajuste do coeficiente de desoxigenação (k_1).....	34
4.8.2	Ajuste dos coeficientes de decomposição (k_d) e reaeração (k_2)	35
4.9	Simulação de cenários.....	36
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	38
5.1	Dados de monitoramento	38
5.2	Determinação de coeficientes	40
5.3	Simulação de cenários.....	43
5.3.1	Cenário 1	44
5.3.2	Cenário 2	48
5.3.3	Cenário 3	52
5.3.4	Cenário 4	57
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	63
7	REFERÊNCIAS.....	66

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Zonas de autodepuração.	4
Figura 3.2 – Planilhas do Programa QUAL-UFMG.....	12
Figura 3.3 – DBO exercida e remanescente.	13
Figura 4.1 - Mapa de localização da área de estudo.....	24
Figura 4.2 – Seções de monitoramento e pontos para calibração.....	26
Figura 4.3 – Determinação das vazões de referência.	28
Figura 4.4 – Vazões de diluição, indisponível e disponível no QUAL-UFMG.	30
Figura 4.5 – Diagrama unifilar para o Rio Taquarizinho.	33
Figura 4.6 – Exemplo de determinação de k_1	35
Figura 4.7 – Exemplo de calibração dos coeficientes k_d e k_2	36
Figura 5.1 - Variação da vazão no Rio Taquarizinho.....	39
Figura 5.2 – Determinação de k_1 - 1ª campanha.....	41
Figura 5.3 – Determinação de k_1 – 2ª campanha.....	41
Figura 5.4 – Determinação de k_1 – 3ª campanha.....	42
Figura 5.5 - Perfis de OD e DBO ₅ no cenário 1.	44
Figura 5.6 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para cenário 1.	45
Figura 5.7 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} no cenário 1.....	47
Figura 5.8 - Perfis de OD e DBO ₅ no cenário 2.	48
Figura 5.9 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 2.	49
Figura 5.10 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} para o cenário 2.....	50
Figura 5.11 - Custos anuais para o cenário 2.....	51
Figura 5.12 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 3.	53
Figura 5.13 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} para o cenário 3.....	55
Figura 5.14 - Custos anuais para o cenário 3.....	56
Figura 5.15 - Perfis de O.D. e DBO ₅ para o cenário 4.	57
Figura 5.16 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 4.	58
Figura 5.17 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} para o cenário 4.....	60
Figura 5.18 - Custos anuais para o cenário 4.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Distância sugerida entre verticais.	27
Tabela 4.2 - Equações para cálculo da velocidade média na vertical.....	27
Tabela 4.3 - Faixas de variação de k_1 e k_2	29
Tabela 5.1 - Características das seções de monitoramento.	38
Tabela 5.2 - Valores médios dos parâmetros monitorados.....	39
Tabela 5.3 - Coeficientes adotados.....	40
Tabela 5.4 - Valores médios de k_1 e L_0 otimizados.	42
Tabela 5.5 - Valores calibrados de k_d e k_2	43
Tabela 5.6 - Vazões de referência utilizadas na modelagem.....	43
Tabela 5.7 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para Q_{95}	46
Tabela 5.8 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para Q_{90}	46
Tabela 5.9 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para Q_m	47
Tabela 5.10 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 2.....	50
Tabela 5.11 - Custos anuais por lançamento no cenário 2.	52
Tabela 5.12 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para classe 1.....	53
Tabela 5.13 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para classe 2.....	54
Tabela 5.14 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para classe 3.....	54
Tabela 5.15 - Custos anuais por lançamento no cenário 3.	56
Tabela 5.16 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para lançamento 60 mg.L^{-1}	59
Tabela 5.17 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para lançamento 30 mg.L^{-1}	59
Tabela 5.18 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para lançamento 6 mg.L^{-1}	59
Tabela 5.19 - Custos anuais por lançamento para cenário 4.	61

RESUMO

A bacia hidrográfica do Rio Taquarizinho já foi alvo de trabalhos de grande relevância para sua caracterização, como determinação da perda de solo, qualidade da drenagem pluvial rural e descarga sólida total de sedimentos em eventos chuvosos. O estudo da capacidade de autodepuração e diluição de efluentes nesse rio vem complementar os trabalhos direcionados à preservação ambiental e futuras metas de gerenciamento na bacia. No presente trabalho, determinou-se o coeficiente de desoxigenação (k_1) para diversos trechos do Rio Taquarizinho; foi feita a calibração dos coeficientes de reaeração (k_2) e decomposição (k_d); foram simulados cenários hipotéticos de qualidade da água para estimar a capacidade de autodepuração e diluição de efluentes. Concluiu-se que o Rio Taquarizinho possui uma elevada capacidade de autodepuração, e que suas águas são capazes de suportar a instalação de empreendimentos de grande porte, como matadouros, curtumes e estações de tratamento de esgotos. Os cenários simulados servirão de grande auxílio nas atividades futuras de gerenciamento de recursos hídricos na bacia hidrográfica.

Palavras-Chave: Qualidade da água, Rio Taquarizinho, QUAL-UFMG.

ABSTRACT

The basin of river Taquarizinho has been targeted work of great importance for its characterization, and determination of soil loss, quality of rural storm water drainage and total solid discharge of sediment in rain events. The study of self-purification capacity and dilution of effluent into the river was complementary to the work directed towards environmental preservation and future management goals in the basin. In the present study, was determined the deoxygenation coefficient (k_1) for various stretches of the Taquarizinho; was made the calibration of reaeration coefficients (k_2) and decomposition (k_d); were simulated scenarios for water quality to estimate the capacity of self-purification and dilution of effluents. It was concluded that Rio Taquarizinho has a high capacity for self-purification, and its waters are capable of supporting the installation of large enterprises such as slaughterhouses, tanneries and sewage treatment plants. Simulated scenarios will greatly help in future activities in water resources management in the basin.

Keywords: Water quality, River Taquarizinho, QUAL-UFMG.

1 INTRODUÇÃO

A água é um recurso finito e precisa ser preservado, tornando fundamental o estudo da sua qualidade para uma eficiente gestão dos recursos hídricos. A qualidade da água de uma bacia hidrográfica está relacionada a várias atividades e usos de seus recursos hídricos, tais como a recreação, o abastecimento público e a diluição de efluentes. Em função dos seus diversos usos, é importante conhecer antecipadamente os danos que podem ocorrer em determinados locais devido ao lançamento de cargas poluidoras nos corpos d'água.

O acelerado crescimento urbano requer um adequado desenvolvimento da infraestrutura das cidades, enfocando a ocupação ordenada, as características do meio e a manutenção da qualidade de vida da população. Um dos principais aspectos interferentes é a condição em que se encontram os recursos hídricos, que têm como atribuições, dentre outras, a captação para abastecimento de água, recebimento de efluentes para diluição e drenagem urbana.

A poluição dos recursos hídricos restringe os seus usos e pode gerar conflito, devido inclusive à redução da qualidade da água. É muito dispendioso eliminar por completo a poluição nos rios, e dessa maneira, o mais conveniente é buscar metas de desenvolvimento econômico condizentes com a sustentabilidade para minimizar o efeito poluidor dos lançamentos de efluentes e resíduos.

Devido aos diversos usos, diretos e indiretos, da água, a necessidade de preservação e recuperação de recursos hídricos vem a cada dia se tornando mais evidente. A poluição dos corpos d'água é um problema mundial e o seu controle constitui-se num dos grandes desafios da gestão dos recursos hídricos, não só no Brasil, como no mundo. Com a Lei Federal nº 9.433 de 8 de janeiro de 1997 foi instituída a Política Nacional de Recursos Hídricos, na qual foram definidos instrumentos para a gestão das águas, utilizando como unidade de planejamento a bacia hidrográfica.

Dentre os instrumentos de gestão de recursos hídricos dispostos na lei Nacional e na Lei nº 2406 de 29 de Janeiro de 2002, que institui a Política Estadual de Recursos Hídricos, estão a outorga dos direitos de uso da água e a cobrança por tal uso. A outorga de direito de uso da água é o ato governamental que autoriza ou concede determinado volume a ser

derivado ou usado, de manancial superficial ou subterrâneo, para uma ou diversas finalidades, com o objetivo de assegurar o controle quantitativo e qualitativo dos usos da água e o efetivo exercício dos direitos de acesso à mesma (BRASIL, 1997). A cobrança visa ao reconhecimento da água como um bem econômico e a incentivar a racionalização de seu uso, além de arrecadar recursos para financiamentos de projetos do plano de recursos hídricos.

A Bacia do Rio Taquari vem sofrendo consideráveis transformações oriundas dos usos agropecuários, ocupações e manejos inadequados dos solos do planalto, que em muitos casos ocorre o comprometimento da qualidade das águas da região. O Rio Taquarizinho, curso d'água objeto deste estudo, está inserido em uma sub-bacia da Bacia do Alto Taquari.

Na bacia do Rio Taquarizinho se destaca o uso de fertilizantes e pesticidas nas lavouras, que contribuem para a degradação da biota aquática do rio principal, principalmente pelas chuvas subsequentes à aplicação dos agroquímicos, promovendo a lavagem superficial do solo. A interferência antrópica na região é constatada logo após os períodos chuvosos (novembro a março), devido ao carreamento de altas cargas de concentrações de poluentes ao rio.

Diante deste cenário, os modelos matemáticos aparecem como uma excelente ferramenta na gestão dos recursos hídricos, permitindo simular os efeitos de uma grande diversidade de acontecimentos sobre os parâmetros mais importantes de qualidade da água, através de equações compiladas na forma computacional.

A aplicação da modelagem matemática possibilita prever possíveis impactos, positivos ou negativos, referentes à qualidade da água quando as condições ambientais venham a sofrer alterações por atividades antrópicas, permitindo assim, embasar o desenvolvimento de planos de ação com objetivo de preservar e proteger as água das bacias hidrográficas.

A Bacia hidrográfica do Rio Taquarizinho já foi alvo de trabalhos de grande relevância para sua caracterização, como determinação da perda de solo, qualidade da drenagem pluvial rural e descarga sólida total de sedimentos em eventos chuvosos. O estudo da capacidade de autodepuração e diluição de efluentes nesse rio pretende complementar os trabalhos direcionados à preservação ambiental e futuras metas de gerenciamento do Rio Taquarizinho.

2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS

O objetivo geral deste trabalho é analisar a capacidade de autodepuração e de diluição de efluentes no Rio Taquarizinho.

No contexto mais específico, os objetivos são:

- Estimar os coeficientes de desoxigenação (k_1) e reaeração (k_2) em diversos trechos do rio;
- Calibrar o modelo QUAL-UFMG para o Rio Taquarizinho;
- Simulação de cenários hipotéticos com lançamento de efluentes ao longo do rio;
- Determinação de vazões utilizadas na diluição de efluentes e vazões disponíveis para outorga de diluição;
- Estimativa de recursos arrecadados com a cobrança pela diluição de efluentes;
- Complementar os estudos já realizados na bacia do Rio Taquarizinho com o intuito de auxiliar no gerenciamento de suas águas.

3 REVISÃO DE LITERATURA

A revisão de literatura para esse trabalho foi focada em três itens específicos: o fenômeno da autodepuração em rios; modelagem da qualidade da água; legislação brasileira aplicada aos recursos hídricos.

3.1 A capacidade de autodepuração

De acordo com Rodrigues (2005) o fenômeno de decomposição natural da matéria orgânica presente em um corpo d'água é conhecido como autodepuração. Nessa situação a água tende a retornar gradualmente as suas características anteriores, com relação às concentrações de matéria orgânica e oxigênio dissolvido. O processo citado é compreendido pela zona de degradação, decomposição ativa, recuperação e zona de águas limpas, como na Figura 3.1.

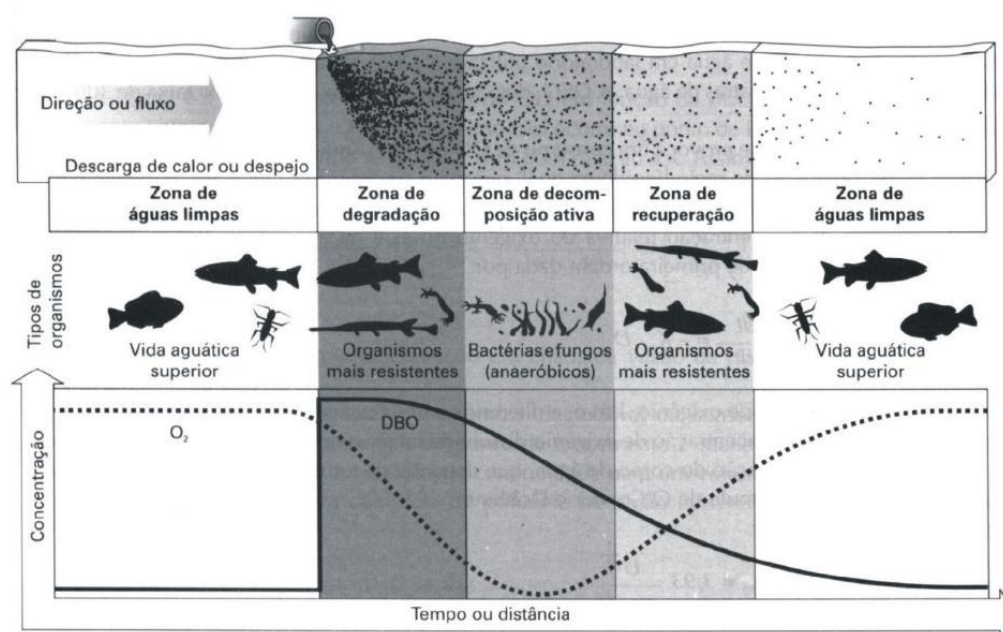


Figura 0.1 - Zonas de autodepuração.

Fonte: adaptado de Rodrigues (2005).

A capacidade de assimilação dos ecossistemas que recebem poluição pode ser definida como a capacidade para receber um determinado nível de resíduos, degradá-los e convertê-los em produtos não nocivos e até mesmo benéficos (Pearce & Turner, 1990).

Logo que se estabelece a fonte de poluição, o equilíbrio entre as comunidades é afetado instantaneamente, provocando desorganização inicial, seguida por uma tendência posterior à reorganização. Com essa ideia, a autodepuração pode ser entendida como um fenômeno de sucessão ecológica, em que o restabelecimento do equilíbrio no meio aquático é feito por mecanismos essencialmente naturais, havendo uma sequência sistemática de substituições de uma comunidade por outra, até que a comunidade estável se estabeleça em equilíbrio com as condições locais (Sardinha *et al.*, 2008).

Em um corpo d'água a autodepuração é realizada através da diluição e assimilação de efluentes e resíduos pelos processos físicos, químicos e bacteriológicos. As características hidráulicas, morfológicas, climatológicas e biológicas são aspectos limitantes da capacidade de autodepuração, envolvendo a quantidade e qualidade de recursos hídricos existentes (Souza, 2004). Essa capacidade é limitada e depende das características do corpo hídrico, da quantidade e natureza da matéria orgânica presente no mesmo, dos microrganismos que promovem a transformação dessa matéria orgânica em compostos mais simples, e das condições ambientais (Braga *et al.*, 2002).

Quando determinada quantidade de matéria orgânica é lançada em um rio, o oxigênio dissolvido (OD) nas águas começa a ser consumido pelos microrganismos num processo de oxidação da matéria orgânica biodegradável, sendo que quanto maior a presença de matéria orgânica, maior será a necessidade de oxigênio para sua estabilização (Chapra, 1997). No momento em que a taxa de consumo de OD é maior que a taxa de produção, a concentração de oxigênio tende a se reduzir, ocorrendo o inverso, quando a taxa de consumo é menor que a taxa de produção (von Sperling, 1996).

Altos níveis de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO_5) correspondem a baixos níveis de OD e vice-versa. Uma concentração elevada de DBO_5 consome o oxigênio em taxas mais elevadas do que a de reposição a partir da atmosfera, e isso leva a uma redução de OD. Por outro lado, os níveis baixos de DBO_5 podem levar a um aumento na concentração de OD, devido à taxa a que o OD é consumido ser menor que a taxa na qual o oxigênio pode ser reintroduzido na água. É perceptível que os perfis de OD e DBO_5 são similares para todas as estações (Mbuligwe & Kaseva, 2005).

Em condições hídricas que possibilitam uma autodepuração equilibrada, as concentrações de oxigênio dissolvido raramente decaem a valores que possam ser prejudiciais

aos seres vivos. Entretanto, caso sejam alcançados níveis muito baixos ou ausência de oxigênio, a decomposição da matéria orgânica passa a ser realizada por organismos anaeróbios, por meio de um metabolismo mais lento desses decompositores (Tchobanoglous & Schroeder, 1985).

A presença dos mais variados tipos de substâncias na água está relacionada às diferentes formas de poluição. Devido às diferentes capacidades de autodepuração existentes entre corpos hídricos, torna-se necessário a realização de estudos específicos, visando ao conhecimento da quantidade de efluentes que cada rio é capaz de receber e diluir sem que suas características naturais sejam prejudicadas (Bárbara, 2006).

A concentração de OD em um corpo d'água é uma das determinações de maior relevância, pois esse parâmetro está diretamente relacionado com a manutenção da vida aquática. O OD é um dos constituintes mais importantes do meio aquático, talvez o principal parâmetro utilizado nos estudos de qualidade da água, uma vez que é de necessidade vital para a maioria dos organismos que nela vivem. O OD é um bom indicador da capacidade que um corpo hídrico tem de promover a autodepuração da matéria orgânica descartada em seu curso (Teixeira & Porto, 2008).

Juntamente com o OD, a DBO_5 é um parâmetro de grande importância no estudo da autodepuração, pois indica com grande eficácia os efeitos da presença de poluição por efluentes orgânicos (Nasser, 2001). A DBO tradicionalmente conceituada corresponde ao OD consumido durante a decomposição da matéria orgânica carbonácea, conhecida como DBO carbonácea. Seguindo essa fase, ocorre a oxidação biológica da amônia em nitrato, chamada de nitrificação, sendo que o OD necessário para a efetivação deste processo é quantificado em uma fase denominada de DBO nitrogenada (Eiger, 2003).

Como uma medida indireta da matéria orgânica presente na amostra, o teste de DBO_5 mede a redução na concentração de oxigênio durante um período de cinco dias de incubação à 20°C, (Souza, 2004). A demanda bioquímica de oxigênio indica o efeito da combinação de diversas substâncias e condições, e não a concentração de uma substância específica. Esse efeito causa a redução da concentração de oxigênio no meio, levando a níveis que podem inibir a vida aquática e outros usos benéficos da água. (Ceretta, 2004).

O conhecimento do fenômeno da autodepuração e da sua quantificação através de modelagem matemática possui significado expressivo, de acordo com os seguintes objetivos, von Sperling (2007):

- Utilização da capacidade de assimilação dos rios. A capacidade que um corpo d'água tem de assimilar os despejos, sem apresentar problemas do ponto de vista ambiental, é um recurso natural que pode ser explorado com economia, dentro de critérios técnicos seguros e bem definidos;

- Proibição de lançamento de despejos acima do que pode suportar o corpo d'água. A capacidade de assimilação pode ser utilizada até um ponto aceitável e não prejudicial, não sendo admitido o lançamento de cargas poluidoras acima deste limite.

A utilização deste processo como complementação dos tratamentos de esgotos nos países em desenvolvimento é amplamente utilizada e justificável, devido à carência de recursos financeiros. No entanto, deve ser feito de acordo com fundamentos técnicos seguros e bem definidos (von Sperling, 1996). Esses critérios envolvem estudos de modelagem da qualidade da água, visando ao completo apoio às tomadas de decisão para seus usos, especificamente a outorga e cobrança pela diluição de efluentes.

3.2 Modelagem da qualidade da água

Modelos de qualidade da água são ferramentas essenciais para a avaliação do impacto das mudanças nos corpos d'água, em resposta a variáveis de entrada, bem como as interações que ocorrem dentro o sistema. Têm sido importantes ferramentas para a gestão eficaz dos sistemas hídricos e para a simulação e otimização dos regimes de descarga. Por outro lado, podem ser utilizados para estabelecer procedimentos de vigilância, ajudam no processo de tomada de decisão para que os objetivos ambientais possam ser respeitados, com a definição de margens de segurança adequadas a um custo realista (Lopes *et al.*, 2008).

Leite (2004) e Rodrigues (2005) apontam em seus estudos que uma das vantagens da utilização de modelos matemáticos é de se obter respostas dinâmicas do comportamento do sistema para diferentes condições e variáveis, sendo uma ferramenta importantíssima na tomada de decisão, pois indica a melhor forma de manejo para a bacia.

O modelo pioneiro de qualidade da água a descrever o comportamento do oxigênio dissolvido em um manancial foi o modelo de Streeter-Phelps, primeiramente aplicado em 1925 em um estudo no Rio Ohio, com o objetivo de aumentar a eficiência das ações a serem tomadas no controle da poluição para gerenciamento da bacia (Streeter & Phelps, 1925 *apud* von Sperling, 2007).

Um das principais aplicações da modelagem matemática da qualidade de água é sua utilização como ferramenta de gestão dos recursos hídricos em uma bacia hidrográfica. O modelo deve ser capaz de realizar simulações para diferentes cenários de desenvolvimento na bacia, sendo necessário ajustá-lo às condições naturais através dados de monitoramento. Realizado o ajuste do modelo, este passará a indicar em qual situação é importante concentrar esforços no planejamento e na tomada de decisões dentro da bacia (Larentis, 2004).

Drolc & Koncan (1999) afirmam que o uso de modelos matemáticos é uma excelente ferramenta como fonte de decisão, no manejo de bacias e rios para a escolha de tecnologias de tratamento de águas residuárias e para estimar o impacto de suas descargas na qualidade das águas. Os corpos hídricos sofrem modificações que estão diretamente relacionadas com as condições hidráulicas, químicas e biológicas do meio e do constituinte. Os processos que ocorrem em um ambiente aquático são bastante complexos e não estão perfeitamente equacionados, porém, os modelos disponíveis conseguem englobá-los de forma facilitada (Vasconcelos Neto, 2003).

Os modelos matemáticos são capazes de fornecer as relações entre cargas poluentes e as respostas de qualidade da água, simulando condições futuras de qualidade hídrica. Além disso, são úteis para avaliar a ordem das variáveis que influenciam na qualidade da água, especialmente quando o sistema é relativamente complexo, como um sistema com múltiplos lançamentos, de geometria variável, mudança de vazão devido a afluentes e a eventos de grandes chuvas e outros fatores (EPA, 1997).

De acordo com Drolc & Zagorc (1996) a confiabilidade do modelo de previsões depende da exatidão dos dados de entrada. Os valores dos parâmetros encontrados na literatura variam amplamente conforme as condições do corpo da água, e são muitas vezes determinados como valores médios de grandes intervalos, incorporando grande incerteza para os resultados produzidos. Essa é a razão pela qual os valores da literatura podem servir apenas

como um guia, sendo necessário determinar os parâmetros mais sensíveis do modelo para obter uma predição confiável.

Existem duas fontes de incerteza significativas nos modelos de qualidade da água (Loucks & van-Bee, 2005). Uma decorre do conhecimento incompleto ou a falta de dados suficiente para estimar as probabilidades dos vários eventos que possam acontecer, sendo que às vezes é difícil até mesmo identificar possíveis futuros eventos. A outra decorre da compreensão incompleta conceitual dos sistemas em estudo, por modelos que são, necessariamente, representações simplificadas da complexidade dos sistemas naturais e sócio-econômicos, bem como por dados limitados para testar hipóteses e/ou simulação de sistemas.

Segundo Fan, Ko & Wang (2009) vários modelos de qualidade da água têm sido desenvolvidos para diferentes tipos de corpos d'água (rios, lagos e reservatórios). Alguns desses modelos têm incluído parâmetros básicos (OD e DBO_5), enquanto outros têm incluído critérios mais sofisticados de qualidade da água, como níveis de eutrofização e impactos por toxicidade.

Lindenschmidt (2006) afirmou que os modelos complexos não são necessariamente os mais úteis. Isto porque necessitam de grandes quantidades de dados para a estimativa, calibração e posterior verificação. Em alguns casos, modelos complexos de simulação podem envolver vários parâmetros que nunca tenham sido previamente medidos ou comunicados. Por estas razões, a utilização de modelos complexos de simulação da qualidade da água acaba não sendo viável, e os resultados simulados podem não ser tão confiáveis como se pretendia que fossem.

3.2.1 O modelo QUAL2E

Largamente utilizados no controle de qualidade da água e de simulações decorrentes do estado de ocupação da bacia, os modelos matemáticos têm sua aplicação também no prognóstico de impacto decorrente da implantação de novos empreendimentos. Um dos modelos mais bem conceituados e utilizados na simulação da qualidade da água de rios é o QUAL2E (Chapra, 1997).

Implementado pela Agência Americana de Proteção Ambiental (EPA), o QUAL2E é até nos dias atuais amplamente utilizado no estudo de alocação de lançamentos de efluentes

em rios. É um modelo flexível que permite a simulação de múltiplos lançamentos pontuais e não pontuais, incrementos de vazão, captações, contribuição de afluentes, e estruturas hidráulicas dentro dos rios. Outra capacidade importantíssima que o modelo apresenta é de calcular a vazão incremental necessária no curso da água principal a fim de que um nível mínimo de OD seja mantido em todos os pontos do rio (Linfield & Barnwel Jr, 1987).

O QUAL2E é um modelo de qualidade da água que a partir do ponto de origem do impacto, pode simular os parâmetros de DBO, OD, temperatura, algas (clorofila a), nitrogênio orgânico, amônia, nitrito, nitrato, fósforo orgânico, fósforo inorgânico dissolvido, coliformes, uma variável não-conservativa arbitrária, três variáveis conservativas arbitrárias (EPA, 1987).

No estado estacionário o QUAL2E é usado para estimar o impacto na qualidade das águas do corpo receptor, decorrentes de descargas contínuas pontuais e difusas. Em condições dinâmicas, o modelo simula os efeitos das variáveis diárias dos dados meteorológicos na qualidade das águas, referente aos parâmetros OD e temperatura, e as variações diárias ocorridas pelo crescimento e respiração das algas (Rodrigues & Porto, 2003).

O modelo de qualidade da água QUAL2E considera a mistura completa no volume de escoamento dos constituintes a serem simulados. O modelo contempla ainda as interações entre os coeficientes de desoxigenação (k_1) e reaeração atmosférica (k_2) e seus efeitos no comportamento do oxigênio dissolvido (Ning *et al.*, 2000).

Sendo as entradas de dados do QUAL2E as vazões e as cargas de poluentes, o modelo gera como resultados as concentrações de poluentes em função da distância a jusante do ponto considerado (EPA, 1987). Este modelo contempla os mecanismos de difusão e advecção como sendo os mais significantes no sentido principal do canal do rio.

O modelo QUAL2E é limitado à simulação em períodos de tempo em que a vazão do rio e a descarga de efluentes são constantes. Para sua aplicação é necessário dividir o corpo d'água em trechos com propriedades hidráulicas similares e subdividir estes trechos em elementos computacionais com a mesma extensão (Mcavoy *et al.*, 2003).

De acordo com Chapra (1997) a advecção é o resultado do movimento unidirecional do fluido, não alterando as características da substância sendo transportada. A advecção transporta a matéria de uma posição no espaço para outra, como resultado do movimento do próprio líquido. Já a difusão refere-se ao movimento da massa devido ao movimento aleatório

do líquido ou à mistura do mesmo. Esse transporte causa o espalhamento e diluição do constituinte ao longo do tempo.

Segundo Ghosh & Mcbean (1998) o QUAL2E apresenta algumas limitações técnicas, como por exemplo: as simulações podem ser realizadas somente em regime permanente; permite a simulação de sistemas com até sete elementos de cabeceira e seis elementos de junção; o número máximo de trechos possíveis de serem modelados é de 25; os trechos podem ser divididos em, no máximo, vinte elementos computacionais; o número máximo de elementos computacionais de descarga ou captação é de 25.

3.2.2 O modelo QUAL-UFMG

A plataforma em Excel QUAL-UFMG desenvolvida por von Sperling (2007) é baseada no modelo clássico QUAL2E. É uma planilha versátil, de modelagem unidimensional e fácil utilização, capaz de simular a reaeração atmosférica e seus efeitos no balanço de oxigênio dissolvido, o decaimento de matéria orgânica e coliformes, além de abranger as séries de fósforo e nitrogênio. O QUAL-UFMG possui uma estrutura muito parecida com a do QUAL2E, excluindo-se o componente algas de sua modelagem por motivos de simplificação técnica e também pela pequena importância das mesmas na simulação de ambientes lóticos.

A Figura 3.2 apresenta a planilha em Excel do modelo QUAL-UFMG, que apesar de ser bem recente se comparado com os outros modelos de qualidade da água, já teve seu uso consolidado com excelente desempenho no plano diretor do Distrito Federal.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

34

35

36

37

38

39

40

41

42

MODELO DE QUALIDADE DA ÁGUA DE RIOS - QUAL-UFMG

OD, DBO, N, P, COLIFORMES

Marcos von Sperling - UFMG

Referência: Livro: Von Sperling, M. (2007). Estudos e modelagem da qualidade da água de rios. DESA-UFMG.

Versão com vários pontos de entrada pontual e difusa. Preencher os dados de entrada nas linhas e colunas respectivas.

Preencher células em amarelo (dados físicos e variáveis do modelo)

Verificar valores nas células cinza (coeficientes do modelo); se necessário, alterá-los

DADOS DE ENTRADA INICIAIS

DADOS DO RIO A MONTANTE (CABECEIRA OU HEADWATER)

DADOS DE ENTRADA INICIAIS (CÉLULAS AMARELAS)

DADOS FÍSICOS DO RIO

Velocidade - coeficientes da equação $v = a.Q^b$

Profundidade - coeficientes da equação $H = c.Q^d$

A

B

C

D

E

F

<

Figura 0.2 – Planilhas do Programa QUAL-UFMG.

3.2.2.1 Os coeficientes k_1 , k_d e k_2 para modelagem no QUAL-UFMG

No caso específico do estudo da capacidade de autodepuração de um corpo d'água, dois parâmetros são de extrema importância e necessidade para referido estudo: a taxa de oxidação da matéria orgânica, determinada a partir do coeficiente de desoxigenação (k_1); e a taxa de absorção de oxigênio, determinada a partir do coeficiente de reaeração (k_2), (von Sperling, 2007).

A determinação de k_1 em laboratório faz-se através da medida da DBO não somente a 5 dias, mas a diversos dias (1,3,5,7,10,15 por exemplo) para que se possa estimar a taxa de desoxigenação. Uma maneira alternativa ao uso do coeficiente de desoxigenação tabelado é a utilização de alguns processos matemáticos e estatísticos para uma estimativa a partir dos resultados em laboratório. Atualmente, os métodos de regressão não linear são os mais empregados, em que uma curva estimativa é ajustada aos vários pontos experimentais (Thomann & Mueller, 1987).

O coeficiente de desoxigenação (k_1) representa a taxa com que a matéria orgânica é degradada no meio líquido. Esse é um parâmetro de grande relevância na modelagem do oxigênio dissolvido e seu valor depende das características da matéria orgânica presente no meio hídrico, da temperatura e da presença de substâncias inibidoras (Oppa, 2007).

Segundo von Sperling (1996) se considerarmos duas amostras com o mesmo valor de DBO_5 e diferentes valores do coeficiente de desoxigenação, a taxa de estabilização é mais lenta na amostra com menor valor de k_1 , implicando em uma DBO última elevada e não completa no 20º dia. Para todo esse processo, a cinética de reação da matéria orgânica remanescente se processa segundo uma reação de primeira ordem. As Equações 3.1 e 3.2 regem o decaimento da matéria orgânica (DBO remanescente) e o acúmulo de oxigênio consumido (DBO exercida) respectivamente.

$$L = L_0 \times e^{-k_1 \cdot t} \quad (3.1)$$

$$y = L_0 \times (1 - e^{-k_1 \cdot t}) \quad (3.2)$$

em que:

y = DBO exercida em um tempo t ($mg.L^{-1}$). Para esclarecimento, $y = L_0 - L$;

L = DBO remanescente em um tempo (t) qualquer ($mg.L^{-1}$);

L_0 = DBO remanescente em $t = 0$ ou demanda última ($mg.L^{-1}$);

As Equações 3.1 e 3.2 geram as curvas da Figura 3.3, que são simétricas em imagem de espelho.

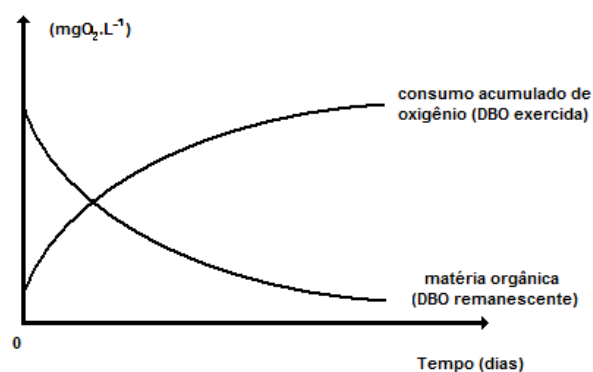


Figura 0.3 – DBO exercida e remanescente.

Fonte: adaptado de von Sperling (2007).

Ao se comparar o coeficiente de desoxigenação observado no curso d'água com o determinado em laboratório através do teste da DBO encontram-se valores maiores para o primeiro caso. Isso se deve à incorporação da decomposição da matéria orgânica pela

biomassa do lodo de fundo, além da suspensa na massa líquida. A referida diferença é representada pelo coeficiente de decomposição (k_d), sendo este sempre maior ou igual ao k_1 determinado em laboratório (EPA, 1985).

Após o decaimento do oxigênio dissolvido nos corpos d'água por consequência da degradação biológica, sua reposição ocorre principalmente através da absorção das moléculas de oxigênio contido na atmosfera, em função da movimentação turbulenta na superfície livre do escoamento. É o chamado fenômeno da reaeração ou reoxigenação (Chapra, 1997).

O coeficiente de reaeração (k_2) é diretamente proporcional ao déficit de oxigênio na massa líquida. Este gás é incorporado ao fluido até que seja atingida a concentração de saturação e equilíbrio da interface líquido-gás. Deve-se ressaltar a importância do conhecimento real das características de reaeração de um corpo d'água para o auxílio em sua gestão e na tomada de decisão. O coeficiente de reaeração possui grande influência no balanço de oxigênio dissolvido, de modo que o modelo de Streeter-Phelps expõe maior sensibilidade às variações de k_2 (von Sperling, 2007),

Ao se utilizar um valor menor que o real de k_2 em um modelo de qualidade, a capacidade de autodepuração do rio será subestimada, ao ponto que o grau de tratamento dos efluentes lançados serão aumentados juntamente com a majoração das vazões de diluição requeridas. Isso implica em custos maiores e impossibilidades de implantação de empreendimentos na bacia. Por outro lado, ao utilizar um valor de k_2 superestimado, a indicação do modelo será de uma maior capacidade irreal de diluição de efluentes e autodepuração do manancial, o que poderá ocasionar sérios problemas ambientais (Chao *et al.*, 2007).

De acordo com Siqueira & Cunha (1997) o fenômeno da reaeração ou reoxigenação acontece através da troca de oxigênio entre a atmosfera e o corpo d'água, caracterizando-se como a absorção física do oxigênio da atmosfera pela água em movimento. A taxa com que essa absorção ocorre é chamada de coeficiente de reaeração (k_2) e é expresso em d^{-1} . A cinética da absorção é de primeira ordem, sendo proporcional ao déficit de oxigênio no corpo hídrico. Esse processo é diretamente dependente de fatores como pressão atmosférica, salinidade e temperatura do meio (Kondageski & Fernandes, 2009).

Normalmente o oxigênio pode ser removido ou adicionado na água por várias reações físicas, químicas ou biológicas. Se o oxigênio é removido ou sua concentração decresce abaixo do nível de saturação, existe uma tendência de recuperação deste déficit pela transferência de gás da atmosfera através da superfície em uma certa taxa. A interação entre a fase gasosa e a fase líquida é governada pelo gradiente de pressão parcial do gás e o gradiente de concentração na fase líquida. Os fatores que influenciam a transferência de oxigênio em águas naturais são (EPA, 1997): mistura interna e turbulência devido ao gradiente de velocidade e flutuação; temperatura; vento; cachoeiras, represas e corredeiras; profundidade da coluna de água.

Uma das técnicas de maior confiança para a determinação experimental do coeficiente de reaeração (k_2) é a utilização de traçadores. Baseia-se no princípio da relação constante entre a taxa de absorção de oxigênio atmosférico pela água e a taxa de dessorção de um gás traçador injetado na mesma amostra de interesse, independentemente das condições de agitação e temperatura (Rathbun & Grant, 1975). Assim:

$$k_2 = k_t \div R \quad (3.3)$$

em que:

k_2 = coeficiente de absorção de oxigênio (coeficiente de reaeração);

k_t = coeficiente de dessorção do traçador gasoso;

R = razão obtida entre os coeficientes.

A metodologia para obtenção do coeficiente k_2 consiste na injeção simultânea de um traçador gasoso juntamente com um traçador conservativo de referência, permitindo assim o ajuste da concentração do gás em qualquer ponto de coleta. Amostras são obtidas em várias seções de coleta a jusante do ponto de injeção dos traçadores para obter a concentração do mesmo, assim como a sua diluição e dispersão. A primeira técnica de determinação de k_2 com o uso de traçadores indicava a utilização de criptônio radioativo e água tritiada como traçadores gasoso e conservativo respectivamente (Tsvoglou, 1967).

Rathbun & Grant (1975) desenvolveram um método experimental de determinação de k_2 com uso de traçadores inertes com o intuito de reduzir a utilização de material radioativo em corpos d'água naturais, principalmente nas situações onde o uso de radiotraçadores é

restrito. A técnica denominada inicialmente como “técnica de traçadores modificada” é uma derivação da técnica com traçadores radioativos.

Morse *et al.* (2007) conseguiram bons resultados com a proposta de um método comparativo, pouco oneroso e de rápida resposta para estimar o coeficiente k_2 , baseado na hipótese de que existe uma relação confiável entre a pressão sonora média (ruído) de um trecho de água em escoamento com o coeficiente de reaeração, uma vez que ambos são fortemente dependentes da turbulência. Foi considerada a hipótese de um aumento na pressão sonora com o aumento da cota, novamente atribuída ao aumento da turbulência gerado pela elevação na cota e consequentemente na vazão.

A taxa de absorção de oxigênio na massa líquida é diretamente proporcional ao déficit existente (concentração de saturação menos a concentração em um tempo qualquer). A concentração desse gás em um tempo (t) qualquer na água pode ser determinada através da Equação 3.4 (Chapra, 1997):

$$C = C_s - (C_s - C_o) \times e^{-k_2.t} \quad (3.4)$$

em que:

C = concentração de OD em um tempo t (mg.L^{-1});

C_o = concentração inicial de OD (mg.L^{-1});

C_s = concentração de saturação de OD (mg.L^{-1});

3.3 Legislação aplicada aos recursos hídricos

O enquadramento de um corpo d'água em classes segundo a Resolução CONAMA 357/2005 visa ao estabelecimento de um nível de qualidade a ser alcançado ou mantido em um dado segmento do corpo hídrico. Dessa maneira, no corpo d'água será assegurada a qualidade compatível com os usos mais exigentes a que forem destinadas suas águas, reduzindo os custos de combate à poluição mediante ações preventivas permanentes.

A Resolução CONAMA nº 357/2005 classifica os recursos hídricos em 13 classes para as águas doces, salinas e salobras do Território Nacional, segundo seus usos preponderantes e estabelece o nível de qualidade a ser alcançado e/ou mantido. Nesse sentido, o termo

gerenciamento de qualidade da água implica no aproveitamento dos recursos hídricos de maneira que mantenha esta qualidade nos níveis estabelecidos para os usos pré-definidos. Seguindo o determinado nesta resolução, quando um corpo d'água não apresenta classificação normativa, as águas doces deverão ser consideradas pertencentes à classe 2.

Para cada classe de enquadramento é definida uma determinada qualidade a ser mantida no corpo d'água. Esta qualidade é expressa na forma de padrões de qualidade dos corpos receptores, padrões de lançamento de efluentes e padrões de balneabilidade. O que mais interfere na gestão de recursos hídricos é o padrão de qualidade do corpo receptor (von Sperling, 1996).

A Lei Federal nº 9.433 de 08 de janeiro de 1997, conhecida como lei das águas, tem como princípio a descentralização da gestão dos recursos hídricos, e para isso, busca a participação do poder público, dos usuários e das comunidades. Essa lei instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos, por meio dos instrumentos do enquadramento dos corpos de água em classes, dos planos diretores de recursos hídricos, formação do sistema de informações sobre recursos hídricos, da outorga, cobrança e compensação a municípios.

De acordo com a Lei nº 9433/1997, todo lançamento de efluentes líquidos ou gasosos, tratados ou não, para fins de diluição, transporte ou disposição final, está sujeito à outorga pelo Poder Público. Além disso, a concessão de outorga está condicionada às prioridades de uso estabelecidas nos Planos de Recursos Hídricos, à manutenção das condições adequadas ao transporte aquaviário e à classe em que o corpo d'água estiver enquadrado.

O enquadramento dos corpos d'água em classes deve ser proposto pelas agências de água aos comitês de bacia, conforme consta na Lei nº 9433/97 e também na Resolução nº 91/2008 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). O enquadramento é um instrumento preponderante nos pedidos de outorga, já que os critérios de outorga têm que ser condizentes com as classes de enquadramento.

Para a Resolução nº 16/2001 do CNRH a outorga deverá se ajustar aos planos de recursos hídricos, de maneira que as vazões e os volumes outorgados poderão ficar indisponíveis total ou parcialmente para outros usos no corpo d'água. No caso da diluição de efluentes, deve ser considerado o balanço hídrico e a capacidade de autodepuração do corpo

d'água. Além disso, a vazão de diluição poderá ser destinada a outros usos desde que não absorva carga orgânica adicional.

Ainda na Resolução nº 16/2001 do CNRH, encontra-se em seus termos que a outorga para o lançamento de efluentes será concedida em quantidade de água necessária para a diluição da carga poluente, e esta pode variar durante o prazo de validade da outorga com base nos padrões de qualidade da água correspondentes à classe de enquadramento.

Em corpos d'água de domínio da União, o órgão responsável pela análise e emissão dos pedidos de outorga para fins de lançamento de efluente é a Agência Nacional de Águas (ANA), que analisará os parâmetros de temperatura, DBO₅ e em locais propícios à eutrofização, também serão analisados fósforo e o nitrogênio (Rodrigues, 2005).

O instrumento da outorga pelo uso e recursos hídricos tem por objetivo assegurar o controle dos usos da água, em termos de qualidade e de quantidade, possibilitando o acesso controlado dos futuros usuários à água (Carolo, 2007). Juntamente com a cobrança e demais instrumentos, esses mecanismos ajudam a promover o desenvolvimento sustentável, garantindo melhorias nos corpos hídricos para a geração presente e futura.

Em relação à cobrança pelo lançamento de efluentes, esse instrumento caminha junto com os demais. Seguindo a Lei nº 9433/97 e a Resolução nº 48/2005 do CNRH, todo lançamento de efluentes sujeito à outorga é passível de cobrança, sendo observado o volume lançado e seu regime de variação, como também as características físico-químicas, biológicas e de toxicidade.

Poucas são as instituições no Brasil que utilizam a capacidade de autodepuração e aspectos qualitativos do corpo d'água como critério de outorga para lançamento de efluentes (Melo, 2006). Nesse contexto, recebem destaque a ANA – Agência Nacional de Águas e a Superintendência de Recursos Hídricos do Estado da Bahia. A maioria dos processos de outorga no país se concentra na captação e demais usos, com pequena parcela destinada ao lançamento de efluentes.

As referências bibliográficas de outorga para lançamento de efluentes no Brasil são bastante escassas. Na maioria dos casos, as metodologias de outorga baseiam-se em propostas como as de Ribeiro e Lanna (2003):

- Identificação dos efluentes lançados em cada ponto de controle;
- Identificação da vazão máxima permitida pelo enquadramento;
- Cálculo da vazão necessária para diluir a carga lançada, obedecendo à concentração máxima permitida pelo enquadramento;
- Definição de critérios de racionamento para situação em que a vazão disponível não é suficiente para a demanda.

O modelo RM1, desenvolvido por Rodrigues (2000), considera as características físicas do corpo receptor, a capacidade de autodepuração, a capacidade de sedimentação do poluente, a classe do rio e seu regime de vazão, a vazão de lançamento e as concentrações do poluente, bem como as retiradas pelas captações e concentrações já existentes. Baseia-se na Equação 3.5:

$$Q_{diluição}(x) = \{[C_{kdepois}(x) - C_{kantes}(x)] / C_k(x)\} \times [Q_{rio}(x) + Q_{efl}]$$

(3.5)

em que:

$Q_{diluição}(x)$ = vazão de diluição do poluente requerida ao longo do rio, referente apenas ao lançamento do usuário a montante considerado (m^3/s);

$C_{kdepois}(x)$ = concentração do poluente no corpo receptor após o lançamento ($mg.L^{-1}$);

$C_{kantes}(x)$ = concentração do poluente no corpo receptor antes do lançamento ($mg.L^{-1}$);

$C_k(x)$ = concentração máxima permissível no corpo receptor ($mg.L^{-1}$);

$Q_{rio}(x)$ = vazão do corpo receptor (m^3/s);

Q_{efl} = vazão do efluente lançado (m^3/s).

O decaimento da concentração do lançamento é considerado separadamente do decaimento do poluente já presente no corpo d'água. As concentrações antes e depois do lançamento na Equação 3.5 são determinadas por equações específicas com auxílio do modelo QUAL2E.

Rodrigues e Porto (2006) desenvolveram o modelo ALOC, que permite trabalhar de maneira integrada as alocações de carga e vazões de diluição considerando o processo de

autodepuração. Com isso, é possível quantificar, em termos de qualidade da água, os prejuízos ocasionados pelos usuários-poluidores de montante aos usuários de jusante.

Nahon (2006) desenvolveu um sistema de apoio à análise de outorga de lançamento de efluentes para a variável Demanda Bioquímica de Oxigênio, aplicando o sistema para cenários atuais e futuros na Bacia do Alto Iguaçu. Foram encontrados resultados satisfatórios quanto à escolha dos parâmetros a serem utilizados e vazões apropriadas para diluição de efluentes.

Rodrigues (2005) propôs um sistema suporte a decisão SSD RB - Sistema de Suporte a Decisão proposto para a gestão quali-quantitativa dos processos de outorga e cobrança pelo uso da água, visando à articulação aos demais instrumentos da Política Nacional de Recursos Hídricos. O sistema possibilita a cobrança pelo uso da água com grande eficácia, com a capacidade de racionar o custo do usuário e induzir a uma alocação eficiente dos recursos hídricos.

Existem algumas experiências pioneiras de cobrança pelo lançamento de efluentes no Brasil que alcançaram certo êxito, como nas bacias do Rio Paraíba do Sul e bacia dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí. Entretanto, as cobranças realizadas não contemplam a diluição de efluentes, apenas o seu lançamento (cobra-se pela quantidade de matéria orgânica lançada). Nos trabalhos realizados por Kelman (1997), aprimorados por Cardoso da Silva e Monteiro (2004), as análises dos pedidos de outorga pelo lançamento de efluentes podem ser feitas de maneira que as interferências qualitativas no corpo d'água se transformam em equivalentes quantitativos. As Equações 3.6, 3.7 e 3.8 contemplam a determinação das vazões de diluição e o preço que deverá ser cobrado pelo lançamento na bacia onde há o instrumento implantado.

$$Q_{dil} = (Q_{ef} \times (C_{ef} - C_{perm}) \div (C_{perm} - C_{nat})) \quad (3.6)$$

em que:

Q_{dil} = vazão de diluição para determinado parâmetro de qualidade;

Q_{ef} = vazão do efluente que contém o parâmetro de qualidade analisado;

C_{ef} = concentração do parâmetro de qualidade no efluente;

C_{perm} = concentração permitida para o parâmetro de qualidade no manancial onde é realizado o lançamento;

C_{nat} = concentração natural do parâmetro de qualidade no manancial onde é realizado o lançamento.

A Equação 3.6 resulta na vazão de diluição (Q_{dil}), da qual o usuário utiliza virtualmente para diluir determinado parâmetro de qualidade presente em seu efluente. Essa vazão se propaga para jusante, podendo o seu valor aumentar, diminuir, ou mesmo se manter constante, dependendo se o parâmetro em questão for conservativo ou não, ou se a concentração permitida variar ao longo do percurso.

O fato de ser adotada a concentração natural de determinado parâmetro de qualidade no manancial, em lugar da concentração atual que quase sempre é maior, deve-se a três motivos principais:

- Necessidade de avaliar o quanto cada usuário comprometerá qualitativamente o manancial em termos absolutos, de forma independente e sem a interferência de quaisquer outros usuários;
- Adotando-se a concentração atual do manancial, o resultado da vazão de diluição poderia ser negativo, significando falta de água para a diluição dos efluentes lançados. Essa condição faz com que todas as análises retratem situações que são influenciadas pelos usos existentes, mascarando o real efeito que determinado usuário causa ao manancial, resultando, portanto, em análises redundantes;
- Dois usuários que fazem lançamento de efluentes com as mesmas características qualitativas e quantitativas no mesmo manancial seriam tratados de forma distinta caso iniciassem seus lançamentos em épocas diferentes. Ou seja, se um dos usuários começasse seus lançamentos cinco anos depois do outro, por exemplo, as vazões de diluição desse último seriam maiores, admitindo-se que nesse ínterim outros usuários também comprometessem qualitativamente o manancial.

$$Q_{ind} = ((Q_{ef} + Q_{dil}) \times C_{perm} \times e^{-k_1 \cdot t}) \div C_{perm} \quad (3.7)$$

em que:

Q_{ind} = vazão indisponível no ponto de lançamento (em m³/s);

Q_{ef} = vazão do efluente (em m³/s);

k_1 = coeficiente de desoxigenação (dia⁻¹);

t = tempo de percurso (em dias) do trecho onde ocorre o lançamento até o trecho onde se deseja calcular a vazão indisponível;

C_{perm} = concentração permitida de DBO_5 para o manancial no trecho onde ocorre o lançamento;

C_{perm} = concentração permitida de DBO_5 para o manancial no trecho onde se deseja calcular a vazão indisponível.

$$Custo = (PPU \times VOLind) \times [(Cobs - Cnat) \div (Cperm - Cnat)] \quad (3.8)$$

em que:

$VOLind$ = volume indisponível (m^3/s);

PPU = preço público unitário dado em unidades monetárias por metro cúbico de vazão indisponível ($R\$/m^3$);

$Cobs$ = Concentração observada no corpo hídrico do parâmetro de qualidade analisado;

$Cnat$ = concentração natural do parâmetro de qualidade no manancial onde é realizado o lançamento.

O último termo entre colchetes na Equação 3.8 é denominado fator de alcance de metas (F), podendo variar de zero a um valor maior que a unidade, dependendo apenas das concentrações observadas e permitidas do poluente no manancial.

- Se F se mantiver igual a 1,0 ao longo do tempo, significa que as metas intermediárias e final de qualidade estabelecidas estão sendo rigorosamente cumpridas pelo conjunto dos usuários;
- Se $F > 1,0$, significa que as metas não estão sendo cumpridas, estando o manancial com concentrações de poluentes superiores aos compromissos firmados;
- Se $F < 1,0$, significa que as concentrações de poluentes no manancial estão menores que as metas;
- O fator só seria zero quando a concentração do poluente no manancial ($Cobs$) atingisse a sua concentração natural ($Cnat$), ou seja, quando o rio voltasse ao seu estado natural. Isso permite que, mesmo atingindo os objetivos de qualidade, sempre haverá possibilidade de cobrança até que o rio volte ao seu estado original, se for o caso;

- Em tese, há chances de o fator de alcance de metas ser negativo. Isso só aconteceria quando $C_{obs} < C_{nat}$, o que é extremamente difícil acontecer.

4 METODOLOGIA

O estudo da capacidade de autodepuração e metodologia de outorga para lançamento de efluentes foi realizado de acordo com a sequência abaixo descrita:

4.1 Área de estudo

A área de estudo é a Bacia do Rio Taquarizinho, sub-bacia da Bacia do Rio Taquari, que é uma das áreas mais impactadas da região do Pantanal e de crescente discussão a respeito dos impactos ambientais existentes, suas consequências e remotas soluções futuras. A Bacia do Taquari, por sua vez, é sub-bacia da Bacia do Alto Paraguai (BAP), onde se encontra o Pantanal Sul-Matogrossense. A Figura 4.1 mostra a localização da bacia do Rio Taquarizinho.

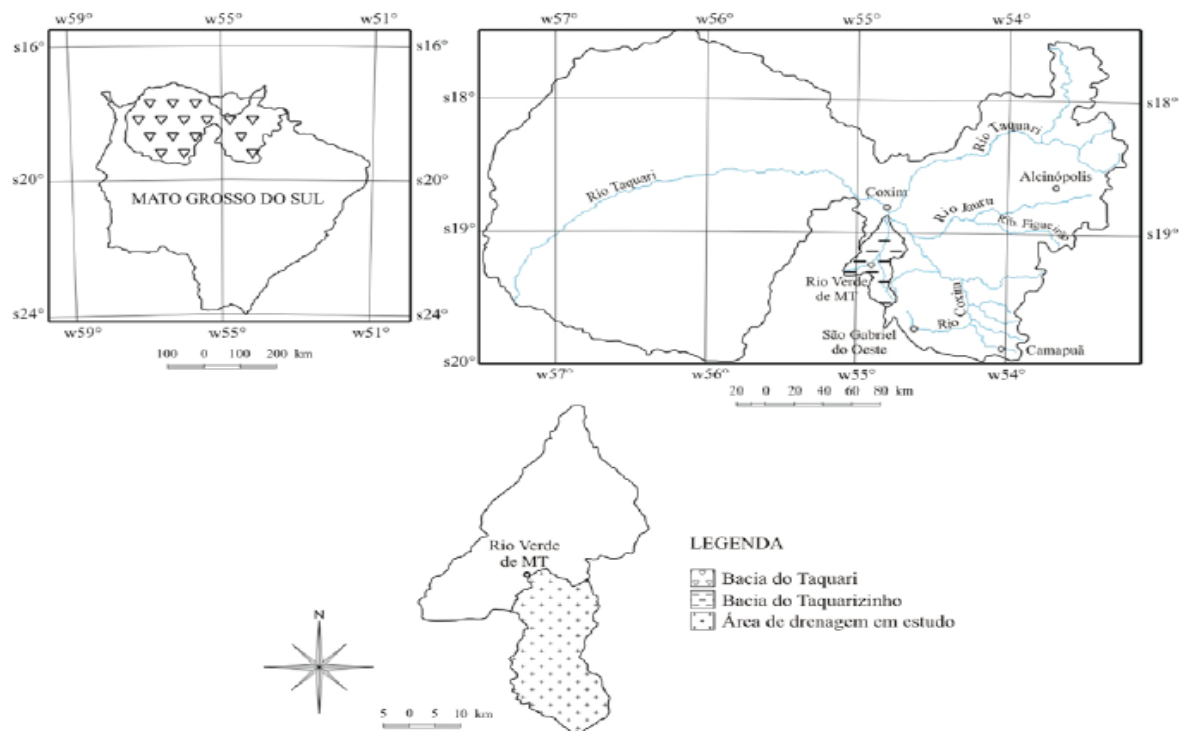


Figura 4.1 - Mapa de localização da área de estudo.

Fonte: modificado de Paranhos Filho (2000).

Localizada ao norte do Estado de Mato Grosso do Sul, a bacia possui predominantemente atividades agropecuárias: culturas intensivas de soja e milho com entre-safras de milheto e sorgo para cobertura, e pecuária extensiva de corte como atividade principal atual (IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2009).

4.2 Seções de Monitoramento

No início do estudo foi realizada uma campanha para verificação das principais características e condições atuais na Bacia Hidrográfica do Rio Taquarizinho, com intuito de promover um planejamento eficiente das atividades de campo no decorrer da pesquisa. Dessa maneira, foram escolhidos os pontos de monitoramento para medições de vazões e coleta de amostras de água em diversos trechos do rio e também em seus tributários mais importantes.

Foram realizadas medições ao longo do Rio Taquarizinho e dos seus principais tributários: Córrego Matadeira, Córrego Boa Sentença e Córrego Palha. Para cada tributário foi escolhida uma seção à montante da confluência com o curso principal e, no curso principal, foram escolhidas mais cinco seções, sendo uma na nascente do Rio Taquarizinho, uma à montante da confluência de cada um dos tributários citados acima e uma correspondente à seção de monitoramento da ANA.

Na Figura 4.2 é possível identificar a localização de cada uma dessas seções (S1 – Nascente do Rio Taquarizinho; S2 – Rio Taquarizinho à montante da confluência com o Córrego Matadeira; S3 – Córrego Matadeira à montante da confluência com o Rio Taquarizinho; S4 – Rio Taquarizinho à montante do Córrego Boa Sentença; S5 – Córrego Boa Sentença imediatamente antes de desaguar no Rio Taquarizinho; S6 – Rio Taquarizinho à montante da união com o Córrego Palha; S7 – Córrego Palha à montante do encontro com o Rio Taquarizinho e S8 – Rio Taquarizinho na seção da ANA, denominada Próximo Rio Verde).

Os pontos C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7 e C8 na Figura 4.2 foram escolhidos entre as seções citadas acima para ajuste e calibração dos coeficientes de decomposição (k_d) e de reaeração (k_2).

4.3 Dados de campo

Para a calibração do modelo e obtenção de cenários futuros são necessários alguns parâmetros hidráulicos e de qualidade da água. Esses parâmetros foram determinados nos trabalhos de campo em período de seca da região: medições de velocidade e vazão; coleta de amostras para análise de oxigênio dissolvido (OD) e demanda bioquímica de oxigênio (DBO); medição de temperatura das águas.

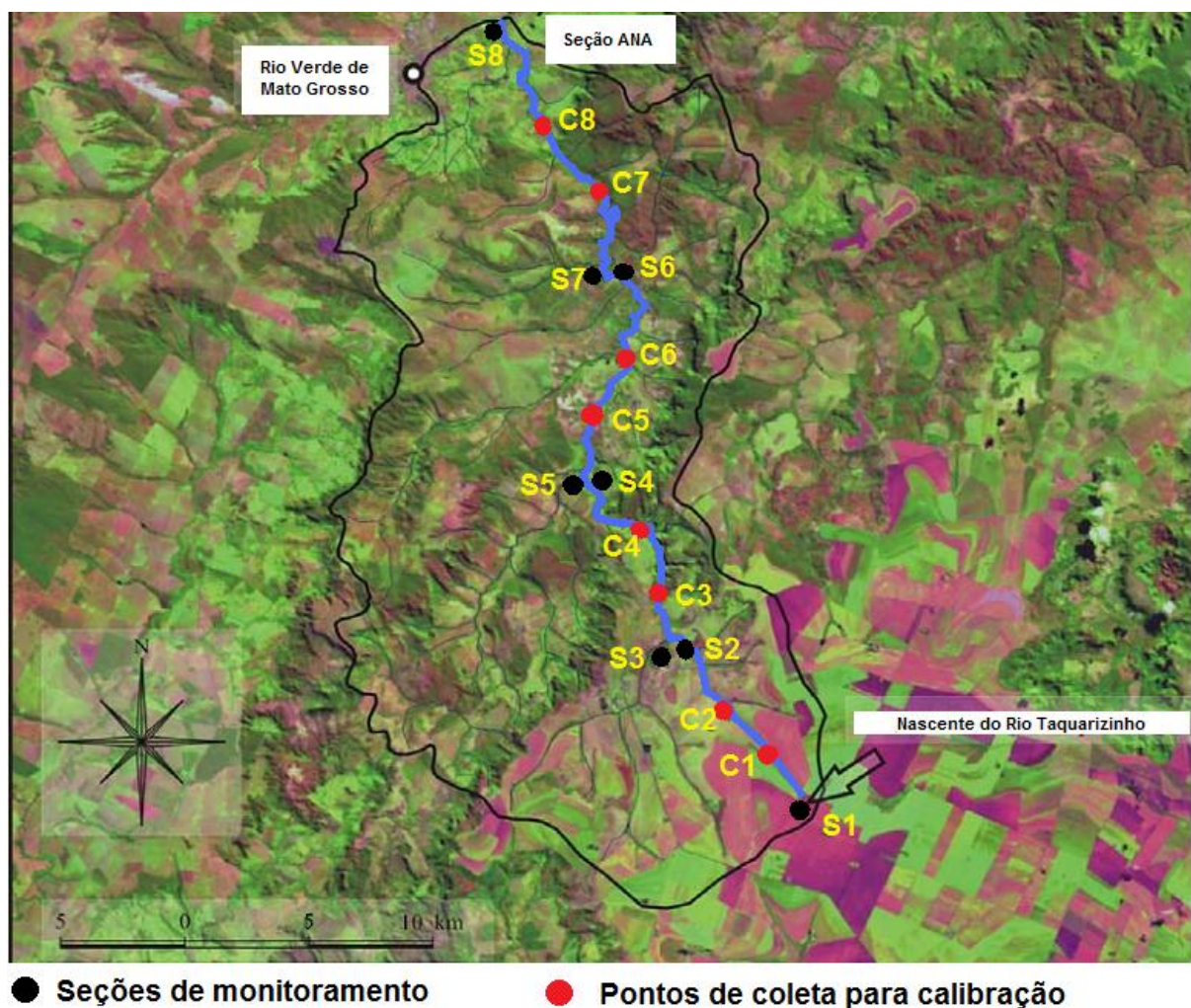


Figura 4.2 – Seções de monitoramento e pontos para calibração.

Fonte: modificado de Oliveira (2007).

As medições de vazão foram realizadas com molinete hidrométrico, para determinar a velocidade média do fluxo e a área molhada da seção foi determinada por meio da batimetria, onde são medidas a profundidade e a largura de pontos ao longo da seção, que constituem

cada uma das verticais. A distância entre cada vertical depende da largura do rio e da regularidade do escoamento, com local previamente escolhido para representar as condições reais de fluxo (Tabela 4.1).

O cálculo das velocidades médias em cada vertical foi determinado com o auxílio das equações apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Distância sugerida entre verticais.

Largura do rio (m)	Distância entre verticais (m)
≤ 3	0,3
3 – 6	0,5
6 – 15	1,0
15 – 30	2,0
30 – 50	3,0
50 – 80	4,0
80 – 150	6,0
150 – 250	8,0
≥ 250	12,0

Fonte: DNAEE (1967) *apud* Santos *et al.* (2001).

Tabela 4.2 - Equações para cálculo da velocidade média na vertical.

Nº de pontos	Posição na vertical em relação à profundidade p	Cálculo da velocidade média, na vertical	Profundidade (m)
1	0,6 p	$\bar{v} = v_{0,6}$	0,15 – 0,6
2	0,2 e 0,8 p	$\bar{v} = (v_{0,2} + v_{0,8})/2$	0,6 – 1,2
3	0,2; 0,6 e 0,8 p	$\bar{v} = (v_{0,2} + 2v_{0,6} + v_{0,8})/4$	1,2 – 2,0
4	0,2; 0,4; 0,6 e 0,8 p	$\bar{v} = (v_{0,2} + 2v_{0,4} + 2v_{0,6} + v_{0,8})/6$	2,0 – 4,0
6	S^* ; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 p e F^*	$\bar{v} = [v_S + 2(v_{0,2} + v_{0,4} + v_{0,6} + v_{0,8}) + v_F]/10$	>4,0

* S – superfície; F – fundo.

Fonte: DNAEE (1977) *apud* Santos *et al.* (2001).

De posse das velocidades médias ($\bar{v}_i$) calculadas para cada vertical e respectiva profundidade (h_i), e das distâncias entre verticais (d_i), foi possível calcular a vazão das seções escolhidas para o Rio Taquarizinho e seus principais tributários. O método empregado foi o da seção média, em que a descarga líquida em cada seção é obtida pelo somatório dos produtos da velocidade média em cada segmento de área pela área do mesmo. A velocidade média de cada segmento de área é igual à média aritmética entre as velocidades médias nas verticais que limitam o segmento.

Para a determinação de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio as amostras foram coletadas nas seções de monitoramento e também nos pontos para calibração citados anteriormente. As análises foram realizadas no Laboratório de Qualidade de Água – LAQUA, da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul – UFMS, segundo os métodos analíticos 5220 C, 5210 B e 2550 B do *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA, 2005) para OD, DBO₅ e Temperatura do ar e ambiente respectivamente.

4.4 Vazões de referência

As vazões escolhidas para as simulações dos cenários foram a Q_{95} , Q_{90} e Q_m , determinadas através de planilhas em Excel, com uso da função Percentil (Figura 4.3). As vazões mínimas de período de estiagem Q_{95} e Q_{90} (95% ou 90% dos dados diários de vazão ou tempo da série são iguais ou superiores a ela) são as mais utilizadas para o planejamento dos recursos hídricos da bacia hidrográfica, juntamente com a $Q_{7,10}$ (vazão com um período de retorno de 10 anos e período de duração de 7 dias consecutivos). Inicialmente pensou-se em utilizar essa vazão. Porém, como a série história disponível para o estudo só possuía médias mensais de descarga líquida, esse propósito foi descartado. Para simular as condições médias prevalentes na bacia durante todo o ano foi escolhida a vazão média Q_m (média das vazões médias mensais anuais).

H9 f_x =PERCENTIL(C13:C853;G9)								
	A	B	C	D	E	F	G	H
1	CÁLCULO DE VAZÕES Q90, Q95 E Qm							
2								
3	Vazões: medições diárias; dados de toda a série histórica							
4	Vazões ordenadas de forma decrescente							
5	Utilização da função Percentil de Excel; o valor de K = 1-percentil desejado.							
6	Assim, para Q90, K=1-0,90=0,10.							
7								
8	No. de	Altura	Descargas	Probabilidade		Tipo de vazão	Percentil	Q (m ³ /s)
9	ordem	d'água	diárias	de ocorrência		Q90	0.10	3.70
10	m	(cm)	(m ³ /s)	de Q menor		Q95	0.05	3.34
11				P=m/N				
12								
13	1	188	15.584	0.00119		Qmáx absoluta	15.6	
14	2	188	15.522	0.00238		Qmín absoluta	2.8	
15	3	187	15.106	0.00357		Qmédia	6.03	
16	4	187	15.058	0.00476				
17	5	130	14.777	0.00595				
18	6	130	14.777	0.00713				
19	7	130	14.777	0.00832				

Figura 4.3 – Determinação das vazões de referência.

A estação fluviométrica da Agência Nacional de Águas (ANA) denominada “Próximo Rio Verde” monitorou os dados de deflúvio de 1984 até 2005. Após a desativação dessa seção pela ANA, a UFMS continua monitorando o regime de vazões do ano de 2006 até os dias atuais. A seção cobre uma área de drenagem de 496 km², 33,5% do total da bacia que é de aproximadamente 1480 km². Como os tributários do Taquarizinho não possuem seções de monitoramento, foi utilizado o conceito de vazão específica para a bacia, que consiste em atribuir um valor em L/s.km (determinado pela relação entre a vazão na seção de monitoramento pela sua área de drenagem) aos outros tributários, considerando a bacia como homogênea. Assim, a série histórica de vazões da seção da ANA pode ser estendida aos tributários e demais seções do rio.

As medições de vazão durante o período de estudo no rio principal e seus tributários foram necessárias para ratificar uma curva-chave confeccionada por Oliveira (2007), com o objetivo de ampliar a série histórica de 1984 até o final da pesquisa.

4.5 Determinação dos coeficientes de acordo com a literatura técnica

Os dados hidráulicos como vazão, altura d'água e velocidade das águas foram utilizados para a determinação do coeficiente de reaeração k_2 , por meio de fórmulas hidráulicas encontradas na literatura técnica, aplicadas a cada par de valores de velocidade e altura d'água, como na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Faixas de variação de k_1 , k_d e k_2 .

Valores típicos dos coeficientes de remoção de DBO (K_1 , K_d , K_s e K_r) (base e, 20°C)							
Origem	K_1 (laborat)	Rios rasos			Rios profundos		
		Decomp. K_d	Sediment. K_s	Remoção K_r (= K_s+K_d)	Decomp. K_d	Sediment. K_s	Remoção K_r (= K_s+K_d)
Curso d'água recebendo esgoto bruto concentrado	0,35-0,45	0,50-1,00	0,10-0,35	0,60-1,35	0,35-0,50	0,05-0,20	0,40-0,70
Curso d'água recebendo esgoto bruto de baixa concentração	0,30-0,40	0,40-0,80	0,05-0,25	0,45-1,05	0,30-0,45	0,00-0,15	0,30-0,60
Curso d'água recebendo efluente primário	0,30-0,40	0,40-0,80	0,05-0,10	0,45-0,90	0,30-0,45	0,00-0,05	0,30-0,50
Curso d'água recebendo efluente secundário	0,12-0,24	0,12-0,24	-	0,12-0,24	0,12-0,24	-	0,12-0,24
Curso d'água com águas limpas	0,08-0,20	0,08-0,20	-	0,08-0,20	0,08-0,20	-	0,08-0,20

Nota: rios rasos: profundidade inferior a cerca de 1,0 ou 1,5 m; rios profundos: profundidade superior a cerca de 1,0 ou 1,5 m

Valores do coeficiente K_2 segundo modelos baseados em dados hidráulicos do curso d'água (base e, 20°C)		
Pesquisador	Fórmula	Faixa de aplicação aproximada
O'Connor & Dobbins (1958)	$3,73 \cdot v^{0,5} \cdot H^{-1,5}$	$0,6m \leq H < 4,0m$ $0,05m/s \leq v < 0,8 m/s$
Churchill et al (1962)	$5,0 \cdot v^{0,97} \cdot H^{-1,67}$	$0,6m \leq H < 4,0m$ $0,8m/s \leq v < 1,5 m/s$
Owens et al (apud Branco, 1978)	$5,3 \cdot v^{0,67} \cdot H^{-1,85}$	$0,1m \leq H < 0,6m$ $0,05m/s \leq v < 1,5 m/s$

Notas:

- v: velocidade do curso d'água (m/s)
- H: altura da lâmina d'água (m)
- Faixas de aplicabilidade adaptadas e ligeiramente modificadas de Covar (apud EPA, 1985), para efeito de simplicidade

Fonte: von Sperling (2007).

A determinação do coeficiente de desoxigenação k_1 e de decomposição k_d , com metodologia encontrada na literatura técnica, foi feita através das características do corpo d'água, obtendo-se assim um valor médio das faixas de variação do coeficiente (Tabela 4.3) para cada trecho do rio.

Além da determinação dos coeficientes por meio de fórmulas e faixas de aplicação como é feita tradicionalmente, os mesmos coeficientes foram determinados segundo uma metodologia de regressão não linear, com minimização dos erros entre os valores estimados e os observados.

4.6 Escolha do modelo de qualidade da água.

Para a modelagem da qualidade da água no Rio Taquarizinho foi escolhido o modelo QUAL-UFMG, por ser um modelo de fácil operação e entendimento. Como o QUAL-UFMG não contempla a determinação das vazões de diluição requeridas pelos lançamentos no rio, as fórmulas que determinam as mesmas e os custos anuais por lançamento foram acrescentadas nas planilhas utilizadas na modelagem (Figura 4.4).

Z144 $f_x = ((\$Z\$140)*\$C\$180*EXP(-\$CM144*SOMA(\$C\$140:\$C144)))/\$C\180								
U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	
Considerando a capac. de autodep. sem consid. lançam.				Considerando a capac. de autodep. e lançam.				
VAZÃO DILUIÇÃO	VAZÃO INDISPONÍVEL	VAZÃO DISPONÍVEL	[Qdil/Qref] %	VAZÃO DILUIÇÃO	VAZÃO INDISP.	VAZÃO DISP.	[Qdil/Qref] %	
Qdil	Qindisp	Qdisp	sem lançamentos	Qdil	Qindisp	Qdisp	com lançamentos	
(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	anteriores	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	anteriores	
104	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
105	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
106	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
107	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
108	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
109	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
110	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
111	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
112	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	
113	0.413	0.443	-0.213	0.413	0.443	-0.213	179	
114	0.399	0.429	-0.163	0.399	0.429	-0.163	150	
115	0.392	0.422	-0.120	0.392	0.422	-0.120	130	
116	0.385	0.415	-0.077	0.385	0.415	-0.077	114	
117	0.379	0.409	-0.035	0.379	0.409	-0.035	101	
118	0.372	0.402	0.008	0.372	0.402	0.008	91	
119	0.366	0.396	0.050	0.366	0.396	0.050	82	
120	0.364	0.394	0.548	0.364	0.394	0.548	39	
121	0.371	0.401	0.584	0.371	0.401	0.584	38	
122	0.369	0.399	0.629	0.369	0.399	0.629	36	
123	0.367	0.397	0.674	0.367	0.397	0.674	34	
124	0.366	0.396	0.718	0.366	0.396	0.718	33	
125	0.165	0.177	0.992	0.561	0.573	0.596	48	
126	0.163	0.175	1.037	0.555	0.567	0.645	46	
127	0.163	0.175	1.080	0.553	0.565	0.690	44	
128	0.162	0.174	1.124	0.550	0.562	0.736	42	
129	0.701	0.752	0.640	1.263	1.314	0.078	91	
130	0.694	0.745	0.690	1.251	1.302	0.133	87	
131	0.691	0.742	1.336	1.246	1.297	0.781	60	
132	0.684	0.735	1.383	1.234	1.285	0.833	58	
133	0.681	0.732	1.426	1.227	1.278	0.880	57	
134	0.677	0.728	1.470	1.221	1.272	0.926	56	
135	0.413	0.443	1.826	1.684	1.714	0.554	74	
136	0.408	0.438	1.870	1.666	1.696	0.612	72	
137	0.406	0.436	1.912	1.658	1.688	0.660	71	
138	0.403	0.433	1.955	1.649	1.679	0.709	69	
139	0.401	0.431	1.997	1.640	1.670	0.758	68	
140	0.633	0.679	1.836	2.303	2.349	0.165	92	
141	0.625	0.671	1.883	2.278	2.324	0.230	89	
142	0.622	0.668	1.926	2.266	2.312	0.282	87	
143	0.617	0.663	2.271	2.248	2.294	0.640	77	
144	0.613	0.659	2.325	2.235	2.281	0.703	75	

Figura 4.4 – Vazões de diluição, indisponível e disponível no QUAL-UFMG.

A equação utilizada que determina a vazão de diluição por lançamento sem considerar a capacidade de autodepuração foi a proposta por Kelman (1997):

$$Q_{dil} = (Q_{ef} \times (C_{ef} - C_{perm}) \div (C_{perm} - C_{nat})) \quad (4.1)$$

em que:

Q_{dil} = vazão de diluição para determinado parâmetro de qualidade;

Q_{ef} = vazão do efluente que contém o parâmetro de qualidade analisado;

C_{ef} = concentração do parâmetro de qualidade no efluente;

C_{perm} = concentração permitida para o parâmetro de qualidade no manancial onde é realizado o lançamento;

C_{nat} = concentração natural do parâmetro de qualidade no manancial onde é realizado o lançamento.

Utilizou-se o valor de $1,0 \text{ mg.L}^{-1}$ para a concentração natural de DBO_5 no corpo d'água, valor este normalmente utilizado para representar a condições naturais de um rio bastante limpo, que por coincidência é o caso do Taquarizinho. A vazão indisponível no ponto de lançamento foi determinada pela Equação 4.2.

$$Q_{ind} = Q_{dil} + Q_{ef} \quad (4.2)$$

Para determinar a variação das vazões de diluição após cada lançamento considerando a capacidade de autodepuração, e os custos anuais (R\$/ano) por lançamento de efluentes, foram inseridas nas planilhas em Excel (Figura 4.4) as equações propostas por Cardoso da Silva e Monteiro (2004):

$$Q_{ind} = ((Q_{ef} + Q_{dil}) \times C_{perm} \times e^{-k_1 \cdot t}) \div C_{perm} \quad (4.3)$$

em que:

Q_{ind} = vazão indisponível no ponto de lançamento (em m^3/s);

Q_{ef} = vazão do efluente (em m^3/s);

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

t = tempo de percurso (em dias) do trecho onde ocorre o lançamento até o trecho aonde se deseja calcular a vazão indisponível;

C_{perm} = concentração permitida de DBO_5 para o manancial no trecho onde ocorre o lançamento;

C_{perm} = concentração permitida de DBO_5 para o manancial no trecho onde se deseja calcular a vazão indisponível.

$$Custo = (PPU \times VOLind) \times [(Cobs - Cnat) \div (Cperm - Cnat)] \quad (4.4)$$

em que:

$VOLind$ = volume indisponível (m^3/s);

PPU = preço público unitário dado em unidades monetárias por metro cúbico de vazão indisponível ($R\$/m^3$);

$Cobs$ = Concentração observada no corpo hídrico do parâmetro de qualidade analisado;

$Cnat$ = concentração natural do parâmetro de qualidade no manancial onde é realizado o lançamento.

Dessa maneira, o QUAL-UFMG além de produzir os perfis de OD e DBO ao longo do Taquarizinho, pode determinar as vazões de diluição, indisponível, disponível e os custos anuais por lançamento de efluentes visando à diluição.

4.7 Empreendimentos da bacia

De acordo com as diretrizes do Zoneamento Ecológico Econômico de Mato Grosso do Sul, ZEE/MS (2009), a região em estudo é dirigida à instalação de processos de inovação tecnológica, voltados à produção agrícola e agropecuária industrializada. Isso se deve à presença de recursos minerais e terras com aptidão agrícola, vulnerabilidade natural suportável, potencialidade socioeconômica favorável em termos de força de trabalho e, além disso, disponibilidade de organização empresarial e infraestrutura.

Com a ideia de desenvolvimento futuro da Bacia Hidrográfica do Rio Taquarizinho, seis empreendimentos foram alocados no rio para simulação de cenários hipotéticos: um curtume, com capacidade de beneficiar 1000 peles bovinas por dia, e vazão de efluentes de

0,012 m³/s; três matadouros, com capacidade de abater 1000 cabeças de gado por dia cada um, e vazão de efluentes de 0,030 m³/s; duas estações de tratamento de esgotos para atender toda a população das cidades de São Gabriel do Oeste e Rio Verde de Mato Grosso, com vazões de 0,051 e 0,046 m³/s respectivamente. Para o cálculo das vazões foi considerado um consumo de 1000 L de água por pele tratada (curtume), 2500 L por cabeça abatida (matadouros) e consumo per capita de 250 L/dia/hab para as cidades. Em todos os casos considerou-se uma produção de efluentes em torno de 80% do consumo total de água (coeficiente de retorno de 0,8).

A Figura 4.5 mostra o diagrama unifilar para os cenários de qualidade da água simulados.

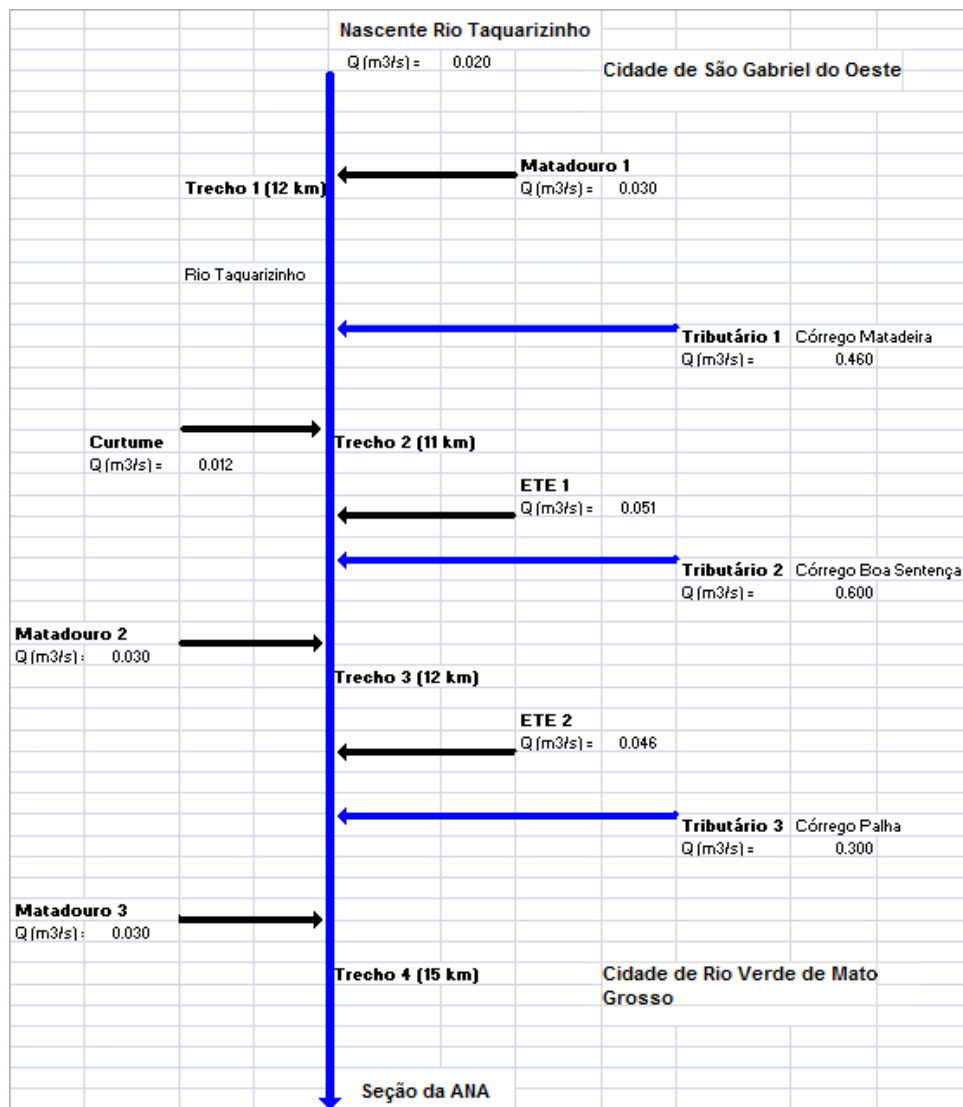


Figura 4.5 – Diagrama unifilar para o Rio Taquarizinho.

4.8 Calibração

A etapa de calibração, ou de estimativa dos parâmetros (coeficientes) componentes das equações é uma parte essencial na utilização de qualquer modelo matemático. A calibração do modelo foi feita através da minimização de uma função objetivo representando a soma dos quadrados dos erros (observado – estimado). A ferramenta “solver” do Excel foi utilizada para tal otimização.

O QUAL-UFMG não possui uma função para calibração. A mesma foi feita com auxílio de planilhas separadas específicas para ajuste dos coeficientes utilizados no modelo. Nesse trabalho, realizou-se o ajuste ótimo para os coeficientes de desoxigenação k_1 , de reaeração k_2 e de decomposição k_d .

4.8.1 Ajuste do coeficiente de desoxigenação (k_1)

Foram realizadas 3 campanhas de amostragem em período de estiagem (junho-novembro 2008) nas seções de monitoramento e pontos intermediários para calibração do modelo ou ajuste dos coeficientes. Além da coleta das amostras de água, a vazão foi medida na seção da ANA para ratificação de uma curva-chave existente e também nas demais seções.

Coletadas as amostras, as mesmas foram preservadas e analisadas em laboratório. Para a estimativa da taxa de desoxigenação, e consequente determinação de k_1 , foram realizados testes de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) a vários dias (1, 3, 5, 7, 10, 12, 15, 17 e 20). Essa metodologia é necessária para que se possa verificar o comportamento da curva de depleção do oxigênio dissolvido.

De posse dos resultados de DBO a vários dias das 3 campanhas, os valores foram plotados em gráficos e determinadas as curvas de tendência de comportamento do parâmetro, juntamente com os coeficientes de correlação.

A determinação dos valores de k_1 para os vários trechos foi realizada por regressão não linear, com auxílio da ferramenta “solver” do Microsoft Excel[®]. Essa ferramenta minimiza os erros quadráticos dos valores experimentais com os valores estimados, gerando

como resultado os valores otimizados de k_1 e da demanda última de oxigênio dissolvido (L_0), usada nas equações para modelagem da qualidade da água (Figura 4.6).

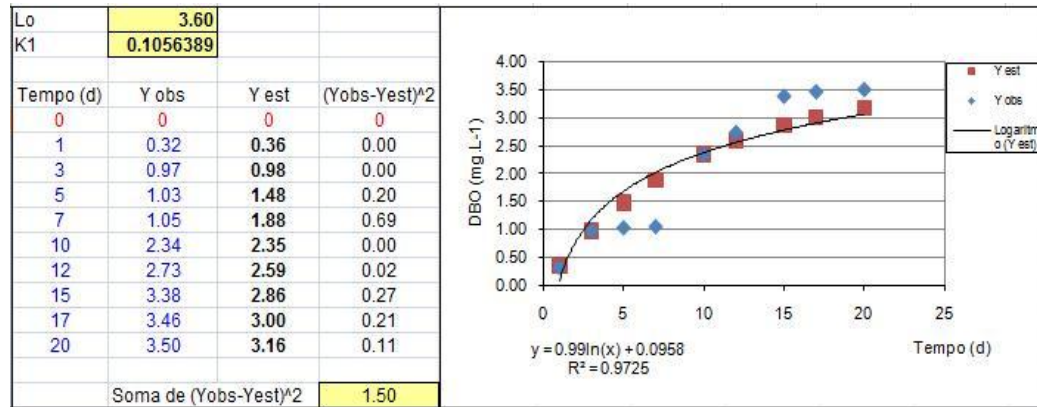


Figura 4.6 – Exemplo de determinação de k_1 .

4.8.2 Ajuste dos coeficientes de decomposição (k_d) e reaeração (k_2)

O ajuste para k_d e k_2 foi realizado através de um indicador estatístico chamado coeficiente de determinação (CD). Esse coeficiente apresenta uma relação entre a soma dos erros ou resíduos ao quadrado e a variância total dos dados observados (Equação 4.5).

$$CD = 1 - \frac{\sum (Y_{i_{obs}} - Y_{i_{est}})^2}{\sum (Y_{i_{obs}} - Y_{i_{méd}})^2} \quad (4.5)$$

em que:

Y_{obs} = valor do OD ou da DBO₅ observado;

Y_{est} = valor do OD ou da DBO₅ estimado;

$Y_{méd.}$ = média dos valores observados.

A Figura 4.7 mostra o exemplo de calibração dos coeficientes k_d e k_2 .

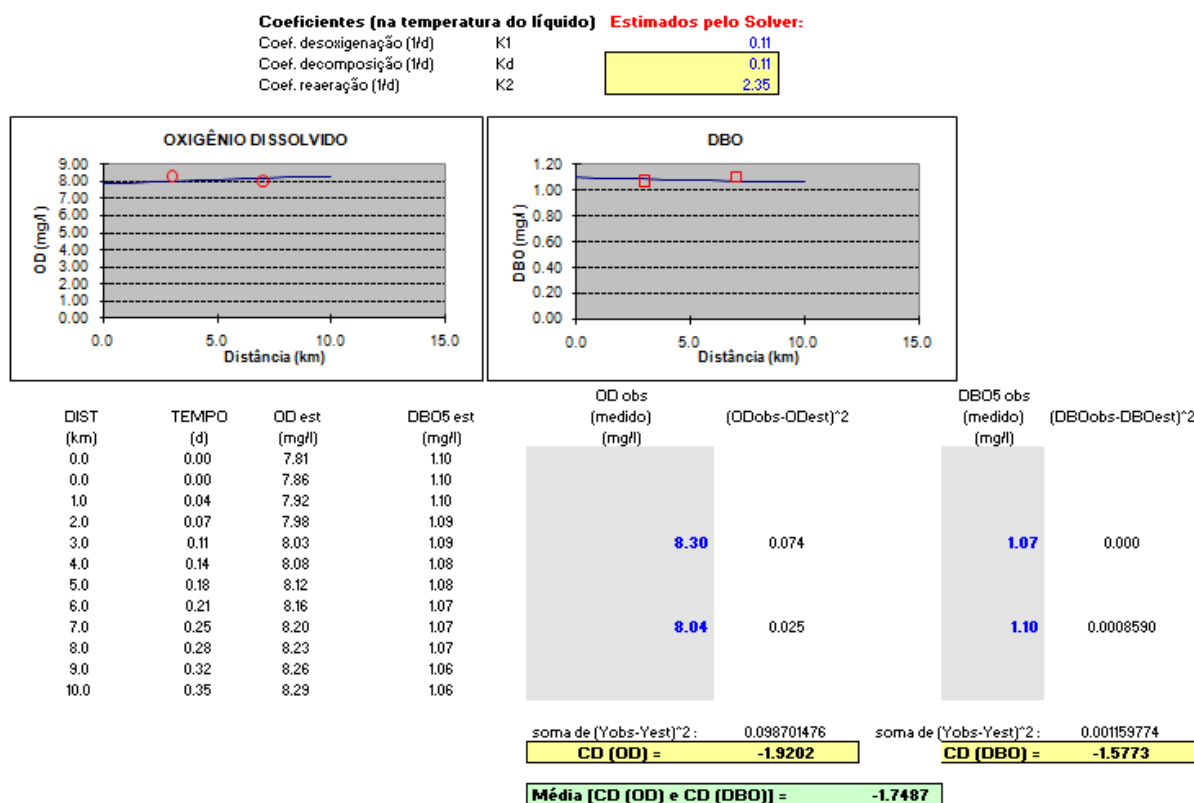


Figura 4.7 – Exemplo de calibração dos coeficientes k_d e k_2 .

O ajuste dos dados estimados aos dados observados experimentalmente foi obtido novamente com auxílio da ferramenta “solver” (Figura 4.7). Para isso, foram utilizados valores de DBO_5 e OD das amostras de água coletadas entre as seções de monitoramento (pontos C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7 e C8), especialmente organizados e distribuídos para uma satisfatória calibração. Esse método de otimização faz com que a curva estimativa se aproxime ao máximo dos valores observados em campo para cada trecho, minimizando o erro entre valor observado e estimado.

4.9 Simulação de cenários

Depois de ajustados os coeficientes para o QUAL-UFMG foram simulados 4 cenários hipotéticos futuros, a partir dos quais foi possível ter uma boa estimativa da capacidade de autodepuração do Rio Taquarizinho nos 4 trechos modelados, além das vazões necessárias para a diluição de efluentes dos 6 pontos de lançamentos alocados na bacia e também as vazões disponíveis para futuros processos de outorga. Para isso, foram variadas as vazões de

referência no rio principal e seus tributários (Q_{95} , Q_{90} e Q_m), os coeficientes calibrados em confronto com os encontrados na literatura técnica (tabelados), a classe de enquadramento do Taquarizinho e a concentração de DBO_5 para os lançamentos de efluentes, como descrito nos cenários abaixo:

- **Cenário 1:** foi fixado o enquadramento na classe 2; os coeficientes utilizados foram os calibrados; a DBO_5 dos lançamentos foi de 60 mg.L^{-1} (valor máximo permitido de acordo com a Resolução CONAMA 357/2005); as vazões foram variadas para os regimes Q_{95} , Q_{90} e Q_m . O objetivo foi verificar a interferência do regime da descarga líquida nos perfis de OD e DBO_5 ; nas vazões de diluição (Q_{dil}), vazões indisponíveis (Q_{ind}) e disponíveis (Q_{disp}); e custos pela diluição de efluentes.

- **Cenário 2:** nesse cenário foi fixado o enquadramento na classe 2; a vazão de referência foi a Q_{95} ; a DBO_5 dos lançamentos foi de 60 mg.L^{-1} ; os coeficientes foram confrontados entre os calibrados e os tabelados. Buscou-se verificar a influência da escolha de utilização desses coeficientes também nos perfis de OD e DBO_5 ; nas vazões de diluição (Q_{dil}), vazões indisponíveis (Q_{ind}) e disponíveis (Q_{disp}); e custos pela diluição de efluentes.

- **Cenário 3:** foram variadas as classes de enquadramento (classe 1, 2 e 3 segundo Resolução CONAMA 357/2005); fixada a Q_{95} ; a DBO_5 dos lançamentos foi de 60 mg.L^{-1} ; os coeficientes foram os calibrados. Verificou-se a influência das classes de enquadramento nas vazões de diluição (Q_{dil}), vazões indisponíveis (Q_{ind}) e disponíveis (Q_{disp}); e custos pela diluição de efluentes.

- **Cenário 4:** no último cenário a mudança foi na concentração de DBO_5 nos lançamentos, variando-se entre 60, 30 e 6 mg.L^{-1} ; permaneceu a vazão Q_{95} ; o enquadramento na classe 2; os coeficientes utilizados foram os calibrados. A intenção foi verificar a influência da mudança DBO_5 nos perfis de OD e DBO_5 ; nas vazões de diluição (Q_{dil}), vazões indisponíveis (Q_{ind}) e disponíveis (Q_{disp}); e custos pela diluição de efluentes.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados desse trabalho estão apresentados em três partes: dados de monitoramento; determinação e ajuste de coeficientes; simulações de cenários hipotéticos na bacia do Taquarizinho.

5.1 Dados de monitoramento

A Tabela 5.1 mostra as características das seções de monitoramento e também alguns parâmetros hidráulicos do Rio Taquarizinho e seus afluentes. Os dados são valores médios das campanhas de monitoramento na bacia.

Tabela 5.1 - Características das seções de monitoramento.

Seção	Vazão (m ³ /s)	Velocidade (m/s)	Largura (m)	Profund. Média (m)	Área (m ²)
S1	0,02	0,08	1,20	0,18	0,22
S2	0,44	0,16	6,05	0,44	2,67
S3	0,59	0,15	7,40	0,55	4,05
S4	1,49	0,68	9,75	0,22	2,19
S5	0,77	0,16	11,00	0,45	4,91
S6	2,38	0,31	15,00	0,50	7,57
S7	0,36	0,13	7,15	0,38	2,75
S8	3,72	0,46	22,50	0,36	8,09

Seções: (S1 – Nascente do Rio Taquarizinho; S2 – Rio Taquarizinho à montante da confluência com o Córrego Matadeira; S3 – Córrego Matadeira à montante da confluência com o Rio Taquarizinho; S4 – Rio Taquarizinho à montante do Córrego Boa Sentença; S5 – Córrego Boa Sentença imediatamente antes de desaguar no Rio Taquarizinho; S6 – Rio Taquarizinho à montante da união com o Córrego Palha; S7 – Córrego Palha à montante do encontro com o Rio Taquarizinho e S8 – Rio Taquarizinho na seção da ANA, denominada Próximo Rio Verde).

Com os dados de vazão monitorados através das campanhas foi possível descrever o comportamento da descarga líquida ao longo do rio. Nota-se que o Taquarizinho e seus

tributários não são corpos d'água de grande porte, mas o rio pode atender às necessidades hídricas futuras de empreendimentos na bacia, conforme simulações realizadas e apresentadas nos próximos tópicos. A Figura 5.1 apresenta o crescente aumento de vazão da nascente até a seção da ANA, denominada Próximo Rio Verde, com alguns picos de aumento de descarga por contribuição dos três principais tributários.

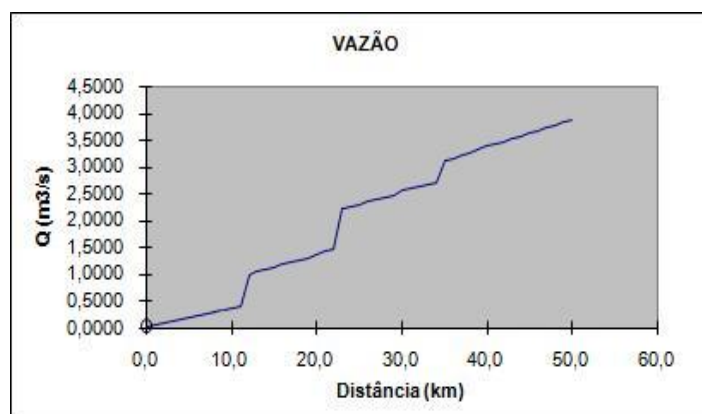


Figura 5.1 - Variação da vazão no Rio Taquarizinho.

Além do monitoramento da descarga líquida nas seções de interesse no Taquarizinho e seus tributários, as amostras de água forneceram após sua análise as concentrações de matéria orgânica em termos de DBO₅ e oxigênio dissolvido (Tabela 5.2).

Tabela 5.2 - Valores médios dos parâmetros monitorados.

Seções	Parâmetros			
	O.D. (mg O ₂ .L ⁻¹)	DBO ₅ (mg O ₂ .L ⁻¹)	Temp. água (°C)	Temp. amb. (°C)
S1	2,86	0,72	19,5	17,5
S2	7,81	0,94	21,0	24,0
S3	8,20	0,87	21,0	24,0
S4	8,61	0,66	21,0	24,0
S5	8,17	0,97	21,0	24,0
S6	8,67	1,04	23,0	28,5
S7	7,31	1,02	23,0	28,5
S8	8,11	0,86	23,0	28,5
C1	7,78	0,90	22,0	27,0
C2	7,59	0,88	23,0	27,0
C3	7,27	1,07	22,0	28,0
C4	8,04	0,86	22,0	28,0
C5	7,39	0,99	23,0	27,0
C6	8,13	1,08	23,0	27,0
C7	8,00	1,10	22,0	27,0
C8	7,65	1,14	22,0	27,0

Os pontos C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7 e C8 foram escolhidos entre as seções citadas acima para ajuste e calibração dos coeficientes de decomposição (k_d) e de reaeração (k_2).

De acordo com os valores da Tabela 5.2 é possível verificar que o Rio Taquarizinho possui pouca quantidade de matéria orgânica em suas águas, característica compatível com uma Bacia Hidrográfica rural preservada. Nota-se também a grande quantidade de oxigênio dissolvido no rio com exceção da nascente, pois a água provinda do lençol freático não costuma ter quantidades significativas de OD. Por apresentar diversas quedas d'água e corredeiras, a reaeração faz com que a concentração de oxigênio fique próxima da saturação. Os menores valores de temperatura ambiente e da água estão relacionados ao horário de medição (início da manhã), com temperaturas mais amenas.

5.2 Determinação de coeficientes

A Tabela 5.3 apresenta os valores dos coeficientes de desoxigenação (k_1), de decomposição (k_d) e reaeração (k_2) encontrados na literatura técnica de acordo com as características do rio.

Tabela 5.3 - Coeficientes adotados.

Trecho	k_1 (dia ⁻¹)	k_d (dia ⁻¹)	k_2 (dia ⁻¹)
1 – Nascente – Matadeira	0.18	0.18	8.47
2 – Matadeira – Boa Sentença	0.18	0.18	19.6
3 – Boa Sentença – Palha	0.18	0.18	18.7
4 – Palha – Seção ANA	0.18	0.18	10.7

Fonte: von Sperling (2007).

Na determinação experimental dos coeficientes (k_1 , k_d e k_2) com o uso de técnicas de regressão não linear foram encontrados valores muito próximos dos tabelados, principalmente para k_1 e k_d . As Figuras 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam as determinações de k_1 nas três campanhas realizadas durante a pesquisa.

Com a utilização da metodologia de regressão não linear estimou-se os coeficientes de desoxigenação (k_1) para os quatro trechos do Rio Taquarizinho contemplados na pesquisa. É possível observar a semelhança das curvas entre as três campanhas em cada trecho, devido

aos valores muito próximos de DBO a vários dias. A bacia do Taquarizinho encontra-se em condições muito próximas das naturais em relação à quantidade de matéria orgânica (DBO₅ em torno de 1 mg.L⁻¹).

As curvas de consumo acumulado de oxigênio dissolvido ou DBO exercida ao longo dos 20 dias podem ser ajustadas por uma função logarítmica, com valores dos coeficientes de correlação (R^2) bem próximos da unidade conforme consta nos gráficos.

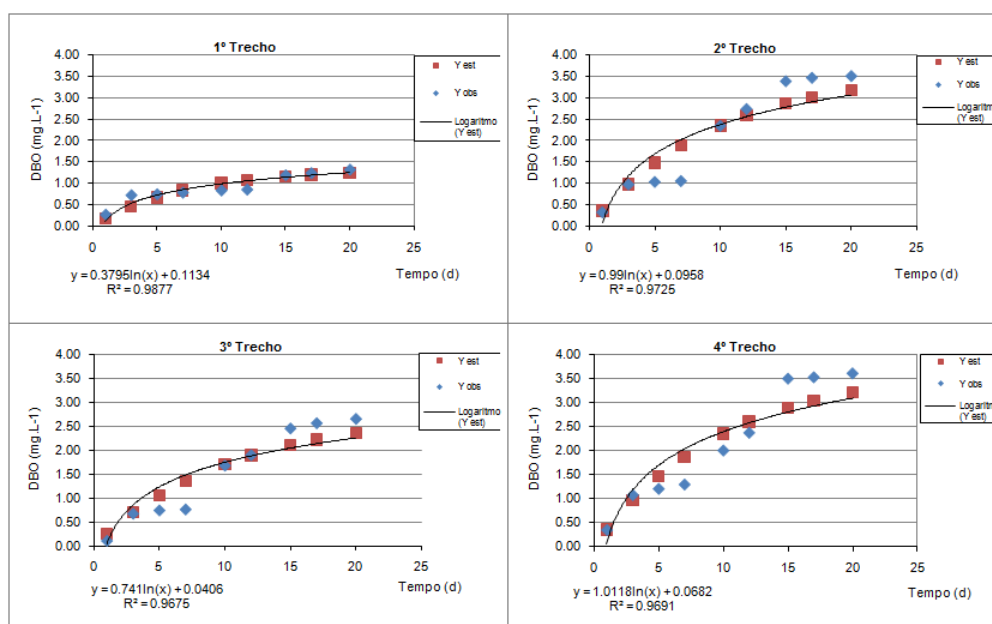


Figura 5.2 – Determinação de k_1 - 1ª campanha.

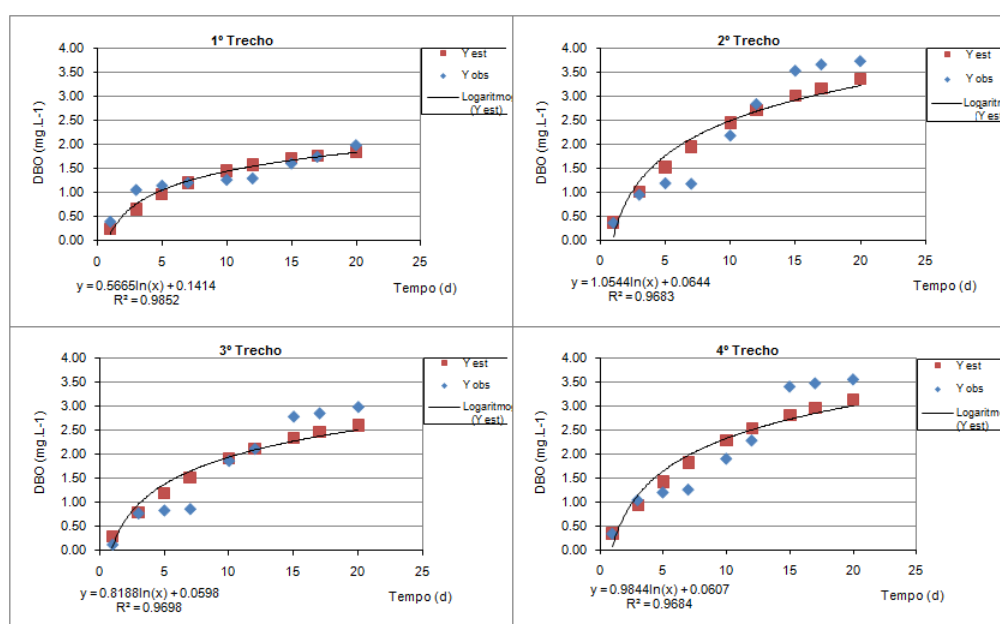


Figura 5.3 – Determinação de k_1 - 2ª campanha.

Os valores ótimos estimados para k_1 (coeficiente de desoxigenação) e L_0 (demanda última de oxigênio) nos quatro trechos são os constantes na Tabela 5.4 (valores médios). Os baixos valores de L_0 indicam que as águas do Rio Taquarizinho possuem boa qualidade em relação à quantidade de matéria orgânica presente.

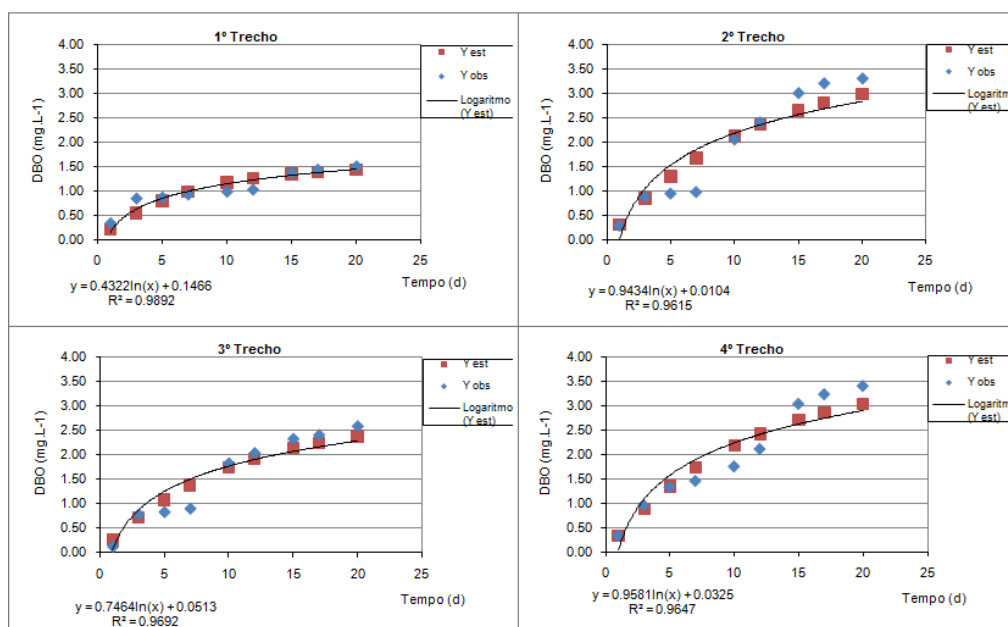


Figura 5.4 – Determinação de k_1 – 3ª campanha.

Como o coeficiente de desoxigenação é diretamente proporcional à quantidade de matéria orgânica, os baixos valores encontrados estão de acordo com o esperado. Esses valores estão bastante próximos dos valores médios tabelados encontrados na literatura técnica (von Sperling, 2007; Chapra, 1997; Thomann & Mueller, 1987).

Tabela 5.4 - Valores médios de k_1 e L_0 otimizados.

Trecho	k_1 (dia ⁻¹)	L_0 (mg.L ⁻¹)
1 – Nascente – Matadeira	0,14	1,60
2 – Matadeira – Boa Sentença	0,10	3,70
3 – Boa Sentença – Palha	0,10	2,84
4 – Palha – Seção ANA	0,10	3,66

A calibração de k_d e k_2 foi alcançada empregando-se a metodologia de otimização pelo coeficiente de determinação. Como esse coeficiente varia de $-\infty$ até 1, a ferramenta solver faz

com que o ajuste dos dados estimados aos dados observados forneça um coeficiente de determinação tendendo à unidade. Quanto mais próximo de 1 (um), melhor o ajuste requerido.

Os valores médios calibrados de k_d e k_2 das 3 campanhas estão na tabela 5.5. Observa-se que os valores calibrados para k_d são muito próximos aos de k_1 , expostos anteriormente. Isso se justifica porque em rios com as características do Taquarizinho, de águas limpas, sem lançamento de efluentes e pequena profundidade média, esses coeficientes possuem normalmente valores parecidos, e em muitos casos, até iguais. Quanto aos valores de k_2 , os resultados são característicos de rios com velocidade média baixa das águas. Se o Rio Taquarizinho possuísse velocidades maiores, já que as profundidades médias nos trechos são pequenas, os valores de k_2 seriam bastante acentuados.

Tabela 5.5 - Valores calibrados de k_d e k_2 .

Trecho	k_d (dia ⁻¹)	k_2 (dia ⁻¹)
1 – Nascente – Matadeira	0,15	2,70
2 – Matadeira – Boa Sentença	0,12	2,27
3 – Boa Sentença – Palha	0,16	3,05
4 – Palha – Seção ANA	0,15	2.81

5.3 Simulação de cenários

A seguir são apresentados os cenários hipotéticos de qualidade da água para o rio Taquarizinho, refletindo sua capacidade de autodepuração e diluição de efluentes pelos quatro trechos simulados. As vazões de referência determinadas para a simulação dos cenários estão representadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Vazões de referência utilizadas na modelagem.

Seções	Vazões de referência		
	Q_{95} (m ³ /s)	Q_{90} (m ³ /s)	Q_m (m ³ /s)
Córrego Matadeira	0,46	0,51	0,84
Córrego Boa Sentença	0,60	0,67	1,09
Córrego Palha	0,30	0,34	0,55
Taquarizinho (ANA)	3,34	3,70	6,03

5.3.1 Cenário 1

A Figura 5.5 mostra o perfil de OD ao longo do rio, além da variação de DBO_5 e porcentagem do trecho modelado que atende à legislação, com padrões de 5 mg.L^{-1} para OD e DBO_5 (classe 2) para as vazões de referência Q_{95} , Q_{90} e Q_m .

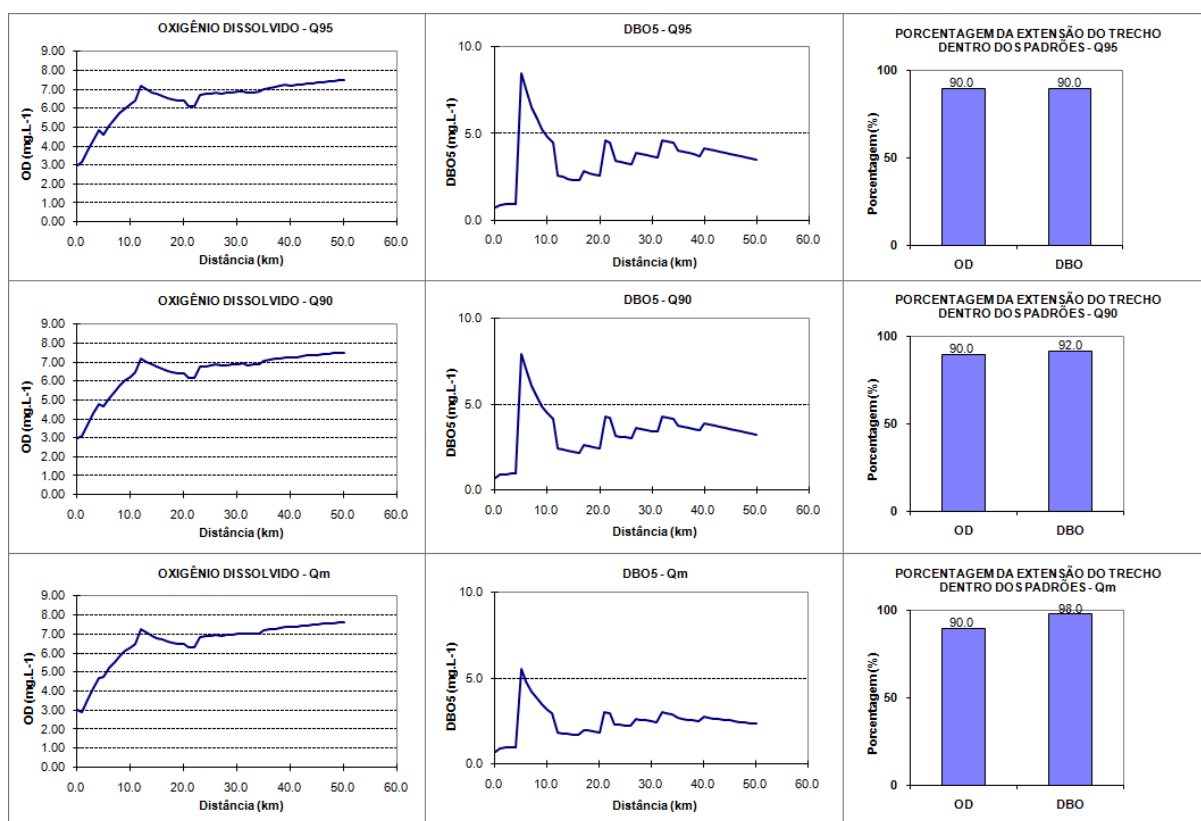


Figura 5.5 - Perfis de OD e DBO_5 no cenário 1.

É fácil verificar que o regime das três vazões utilizadas não interfere na quantidade de oxigênio dissolvido no rio, com um pequeno aumento e quase que imperceptível no final do trecho para a Q_m . Mesmo assim, a porcentagem de atendimento à legislação para os três casos permaneceu nos 90%. Quanto à DBO_5 , a porcentagem de atendimento foi crescendo conforme foi aumentando a descarga líquida, com valores de 90%, 92% e 98% para Q_{95} , Q_{90} e Q_m respectivamente. É razoável concluir que o regime de vazão tem uma maior influência no perfil de DBO_5 por causa de um aumento na diluição da matéria orgânica com um maior valor de vazão. Boa parte do trecho segue dentro dos padrões requisitados na Resolução CONAMA 357/2005, com exceção de pequena parte logo de depois do primeiro lançamento, devido à sua proximidade da nascente e por consequência uma pequena vazão.

Na Figura 5.6 estão representadas em gráficos de barras as vazões de diluição, indisponível e disponível constantes nas Tabelas 5.7, 5.8 e 5.9 para as três vazões de referência.

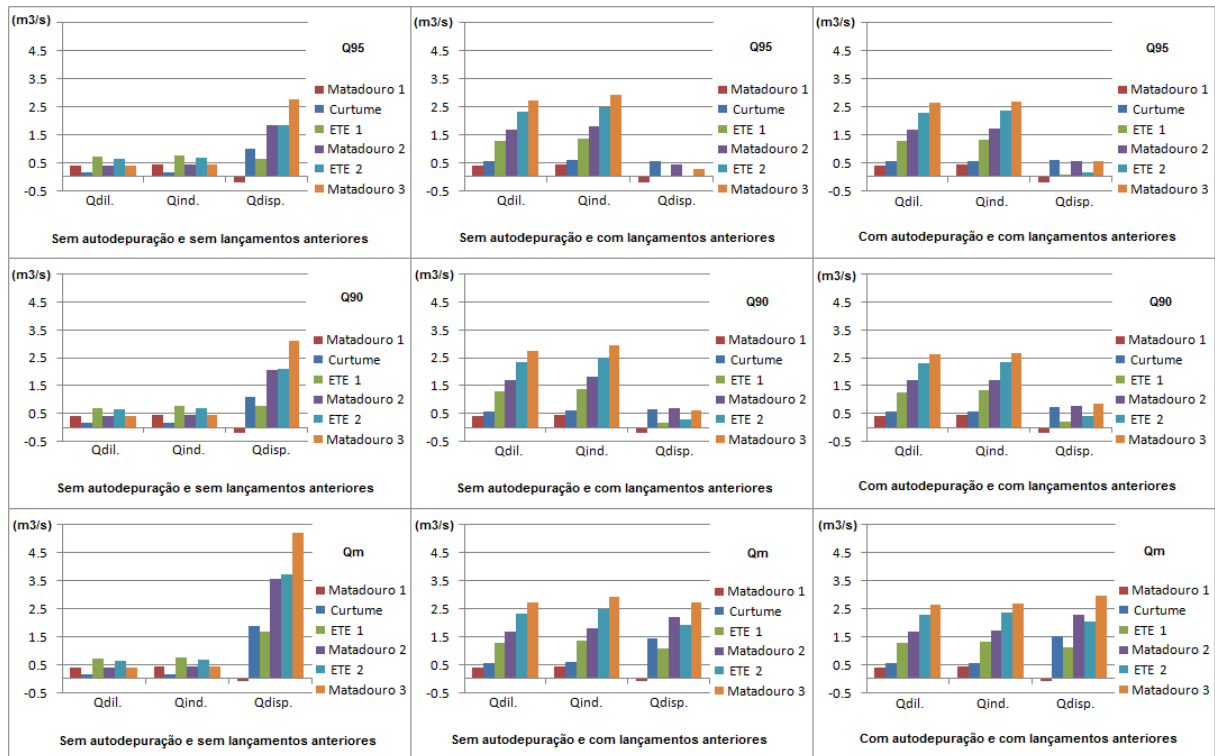


Figura 5.6 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para cenário 1.

Comparando-se os valores de vazão de diluição nos três regimes é possível verificar que não houve alteração dentro da mesma condição de lançamento (considerando-se ou não os lançamentos anteriores e a autodepuração), visto que a vazão de diluição e a vazão indisponível (vazão de diluição + vazão de efluentes) não dependem do volume de água que passa numa seção. Apenas a vazão disponível (vazão total – vazão indisponível) é que variou consideravelmente, pois essa aumenta de maneira proporcional à descarga líquida, com maiores valores de disponibilidade hídrica para o regime Q_m . Analisando as vazões de diluição dentro do mesmo regime e considerando os lançamentos anteriores, essas aumentam consideravelmente, em torno de cinco vezes mais. Com lançamentos anteriores e levando-se em conta a capacidade de autodepuração, as vazões de diluição também têm seus valores aumentados próximo de cinco vezes, só que um pouco menor que o caso anterior por consequência da utilização do coeficiente de desoxigenação k_1 .

Somente no primeiro lançamento de efluentes (Matadouro 1) é que ocorreram valores negativos de vazão disponível em todos os regimes de descarga líquida. Isso significa que a vazão requerida para a diluição da carga orgânica lançada é insuficiente naquele trecho. Para os lançamentos das duas estações de tratamento de esgoto (ETE 1 e ETE 2) os valores de vazão disponível se aproximaram da descarga nula, com disponibilidades de 0,020 e 0,021 m³/s respectivamente, no regime Q₉₅ considerando os lançamentos anteriores sem autodepuração (condição mais crítica).

Tabela 5.7 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para Q₉₅.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Q ₉₅							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		Q _{dil.} (m ³ /s)	Q _{ind.} (m ³ /s)	Q _{disp.} (m ³ /s)	Q _{dil.} (m ³ /s)	Q _{ind.} (m ³ /s)	Q _{disp.} (m ³ /s)
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curume	17	0.165	0.177	0.992	0.577	0.619	0.549
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.278	1.371	0.020
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.691	1.814	0.453
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.323	2.492	0.021
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.736	2.935	0.278
Considerando a capacidade de autodepuração – Q ₉₅							
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curume	17	0.165	0.177	0.992	0.560	0.572	0.596
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.263	1.314	0.077
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.684	1.714	0.553
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.302	2.348	0.165
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.643	2.673	0.540

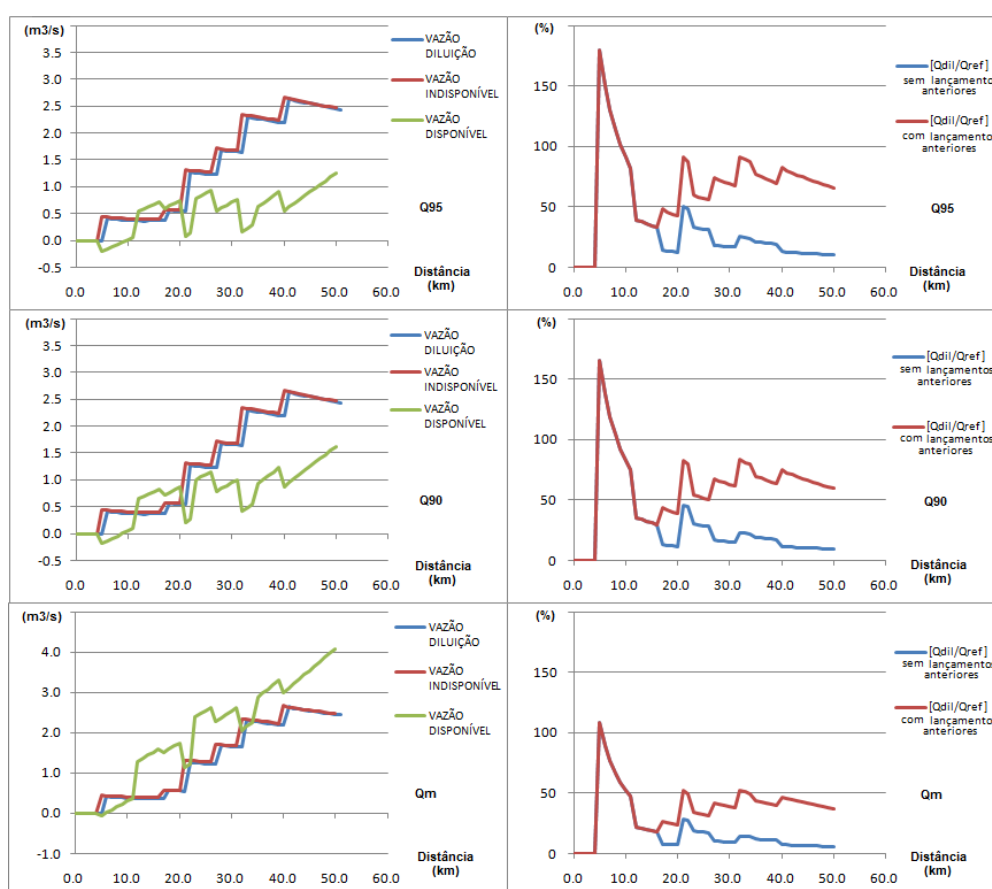
Tabela 5.8 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para Q₉₀.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Q ₉₀							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		Q _{dil.} (m ³ /s)	Q _{ind.} (m ³ /s)	Q _{disp.} (m ³ /s)	Q _{dil.} (m ³ /s)	Q _{ind.} (m ³ /s)	Q _{disp.} (m ³ /s)
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.192	0.412	0.442	-0.192
Curume	17	0.165	0.177	1.110	0.577	0.619	0.667
ETE 1	21	0.701	0.752	0.773	1.278	1.371	0.154
Matadouro 2	27	0.412	0.442	2.053	1.691	1.814	0.681
ETE 2	32	0.632	0.678	2.083	2.323	2.492	0.269
Matadouro 3	40	0.412	0.442	3.096	2.736	2.935	0.603
Considerando a capacidade de autodepuração – Q ₉₀							
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.192	0.412	0.442	-0.192
Curume	17	0.165	0.177	1.110	0.560	0.572	0.714
ETE 1	21	0.701	0.752	0.773	1.263	1.314	0.211
Matadouro 2	27	0.412	0.442	2.053	1.684	1.714	0.781
ETE 2	32	0.632	0.678	2.083	2.302	2.348	0.413
Matadouro 3	40	0.412	0.442	3.096	2.643	2.673	0.865

Tabela 5.9 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para Q_m .

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Q_m							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		$Q_{dil.}$ (m ³ /s)	$Q_{ind.}$ (m ³ /s)	$Q_{disp.}$ (m ³ /s)	$Q_{dil.}$ (m ³ /s)	$Q_{ind.}$ (m ³ /s)	$Q_{disp.}$ (m ³ /s)
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.062	0.412	0.442	-0.062
Curture	17	0.165	0.177	1.902	0.577	0.619	1.459
ETE 1	21	0.701	0.752	1.685	1.278	1.371	1.066
Matadouro 2	27	0.412	0.442	3.557	1.691	1.814	2.185
ETE 2	32	0.632	0.678	3.727	2.323	2.492	1.913
Matadouro 3	40	0.412	0.442	5.209	2.736	2.935	2.716
Considerando a capacidade de autodepuração – Q_m							
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.062	0.412	0.442	-0.062
Curture	17	0.165	0.177	1.902	0.560	0.572	1.506
ETE 1	21	0.701	0.752	1.685	1.263	1.314	1.123
Matadouro 2	27	0.412	0.442	3.557	1.684	1.714	2.285
ETE 2	32	0.632	0.678	3.727	2.302	2.348	2.057
Matadouro 3	40	0.412	0.442	5.209	2.643	2.673	2.978

Na Figura 5.7 está representada a variação das vazões considerando-se a autodepuração e porcentagem de representação sobre a vazão de referência.

Figura 5.7 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} no cenário 1.

Observam-se ao longo do trecho modelado os picos de crescimento das vazões de diluição e indisponível, reflexos dos seis lançamentos de efluentes. Como a Q_m possui valor bem maior que a Q_{95} e Q_{90} , a vazão disponível no cenário Q_m se manteve quase que durante o percurso todo com valores maiores que as vazões de diluição e indisponível. Ocorrendo um lançamento, a vazão de diluição no rio tem seu valor aumentado instantaneamente e logo depois começa a decrescer devido à capacidade de autodepuração e também ao aumento de vazão que se propaga de montante para jusante. Apenas no primeiro lançamento para os três regimes é que a vazão de diluição ultrapassou os 50% do que é normalmente outorgado da vazão de referência pelos órgãos responsáveis pelo gerenciamento de recursos hídricos. Logo após o primeiro lançamento a porcentagem se mantém abaixo dos 50%, se não forem considerados os lançamentos anteriores para os cenários de Q_{95} e Q_{90} . Para Q_m , mesmo considerando os lançamentos anteriores, a vazão de diluição se manteve abaixo dos 50% em todo o percurso após o primeiro lançamento. Dessa maneira, deduz-se que o fato de se considerar os lançamentos anteriores na determinação das vazões de diluição é de grande importância para as condições críticas de vazão (Q_{95} e Q_{90}).

5.3.2 Cenário 2

Para o cenário 2, a Figura 5.8 mostra a variação de OD e DBO_5 com as porcentagens de atendimento à legislação (classe 2) diferenciadas pelos coeficientes calibrados e tabelados.

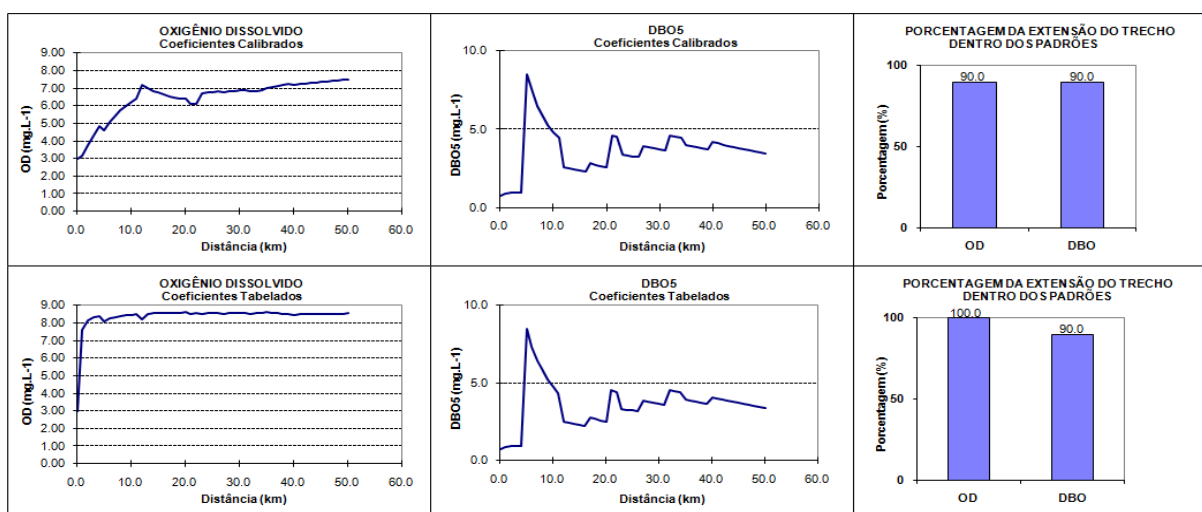


Figura 5.8 - Perfis de OD e DBO_5 no cenário 2.

O uso de coeficientes tabelados nas simulações resultou em uma maior interferência na quantidade de oxigênio dissolvido no corpo d'água. Todos os coeficientes tabelados são maiores que os calibrados, com destaque para o coeficiente de reaeração k_2 , que por ser o mais sensível ao modelo de Streeter-Phelps, proporcionou concentrações de OD muito próximas dos valores de saturação. Os lançamentos de efluentes produziram decaimentos mais pronunciados de OD no cenário com coeficientes calibrados, diferentemente da simulação com valores tabelados. A curva que demonstra o perfil de OD com valores tabelados possui um grande crescimento no início da simulação e logo depois apresenta grande estabilidade, com pequenas variações na depleção do OD. Para os perfis de DBO_5 , as curvas são praticamente iguais, não ocorrendo diferença nessas condições simuladas para o uso dos dois tipos de coeficientes. Isso é confirmado com as mesmas porcentagens de atendimento à legislação, de 90% para o parâmetro DBO_5 nos dois casos. A diferença principal ficou por conta do OD, com 100% de atendimento na simulação com coeficientes tabelados e 90% para os coeficientes calibrados.

A simulação com coeficientes tabelados também resultou em pouca diferença para as vazões de diluição, indisponível e disponível se comparados com os coeficientes calibrados (Figura 5.9).

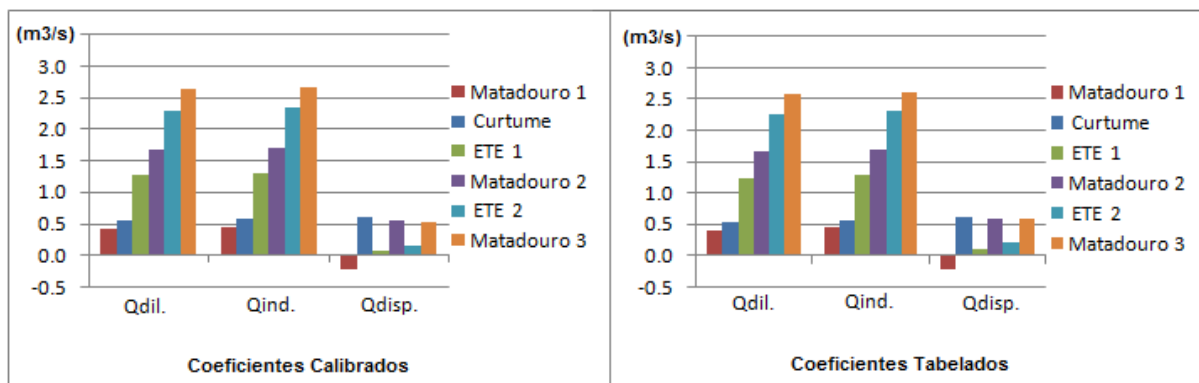


Figura 5.9 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 2.

Os valores de vazão de diluição e indisponível gerados com uso de coeficientes tabelados, constantes na literatura técnica, foram levemente menores do que os com coeficientes calibrados, considerando nos dois casos os lançamentos anteriores e a capacidade de autodepuração (condições mais apropriadas para os processos de outorga). Apesar de o coeficiente de desoxigenação k_1 possuir maior valor tabelado que o calibrado, sua influência

nos valores das vazões de diluição foi bastante pequeno, como no perfil de DBO_5 citado anteriormente. A variação de 29% no valor de k_1 do calibrado para o tabelado (0,14 – 0,18 dia^{-1}) no primeiro trecho e de 80% (0,10 – 0,18 dia^{-1}) para o restante do rio proporcionou uma variação média nas vazões de diluição em torno de 2,3%. Nota-se que os valores para cada lançamento são bem próximos (Tabela 5.10).

Tabela 5.10 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 2.

Coeficientes Calibrados							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		$Q_{\text{dil.}}$ (m ³ /s)	$Q_{\text{ind.}}$ (m ³ /s)	$Q_{\text{disp.}}$ (m ³ /s)	$Q_{\text{dil.}}$ (m ³ /s)	$Q_{\text{ind.}}$ (m ³ /s)	$Q_{\text{disp.}}$ (m ³ /s)
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curture	17	0.165	0.177	0.992	0.560	0.572	0.596
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.263	1.314	0.077
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.684	1.714	0.553
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.302	2.348	0.165
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.643	2.673	0.540
Coeficientes Tabelados							
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curture	17	0.165	0.177	0.992	0.539	0.551	0.617
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.237	1.288	0.103
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.653	1.683	0.584
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.267	2.313	0.200
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.588	2.618	0.595

A variação ao longo do taquarizinho das vazões de diluição, indisponível e disponível com os coeficientes calibrados e da literatura está representada na Figura 5.10, bem como a representação da vazão de diluição sobre a vazão de referência.

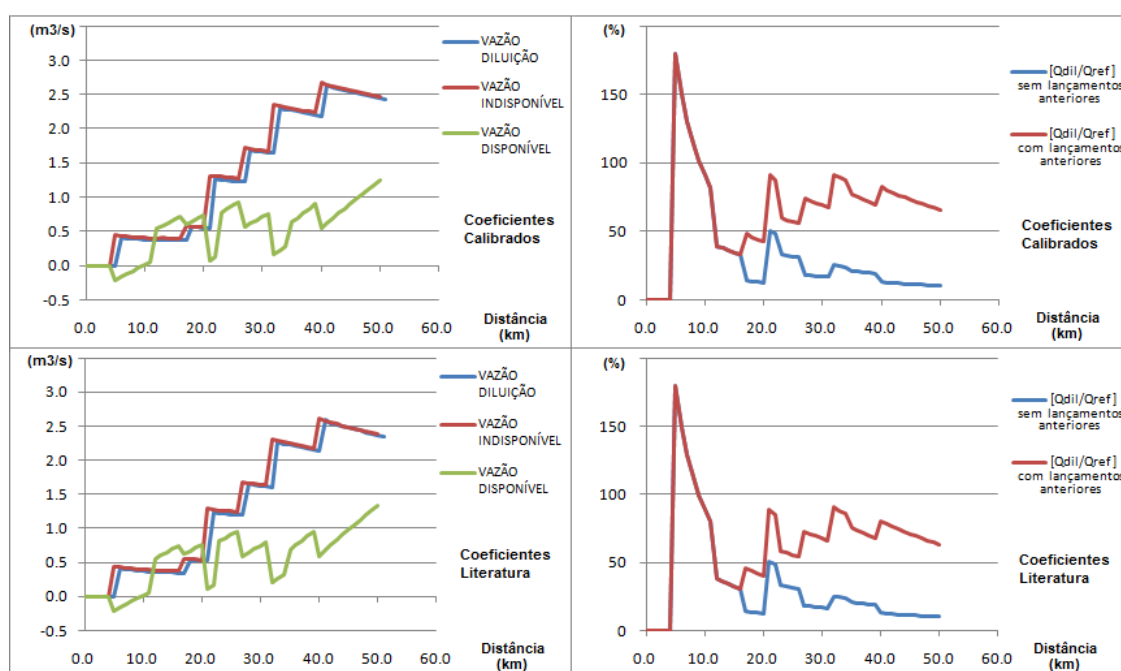


Figura 5.10 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} para o cenário 2.

A disponibilidade hídrica no final do trecho simulado com coeficientes tabelados foi um pouco maior por consequência dos menores volumes de diluição proporcionados por um k_1 maior, ou seja, a oferta de água para outorga de diluição é diretamente proporcional aos valores do coeficiente de desoxigenação, mesmo com uma pequena diferença nos valores para o caso calibrado. Da mesma forma, não houve diferença significativa no quanto representam os valores de diluição sobre a vazão de referência. O único fator que influenciou nos dois casos foi a consideração dos lançamentos de efluentes anteriores ou não. Com lançamentos anteriores, quase toda a extensão do trecho fica com a vazão de diluição acima de 50% do valor da vazão de referência, que no caso foi a Q_{95} .

Feita a análise da influência dos coeficientes calibrados e tabelados nas vazões de diluição, obteve-se também valores dos custos por lançamento com total anual (Tabela 5.11) e suas representações gráficas (Figura 5.11).

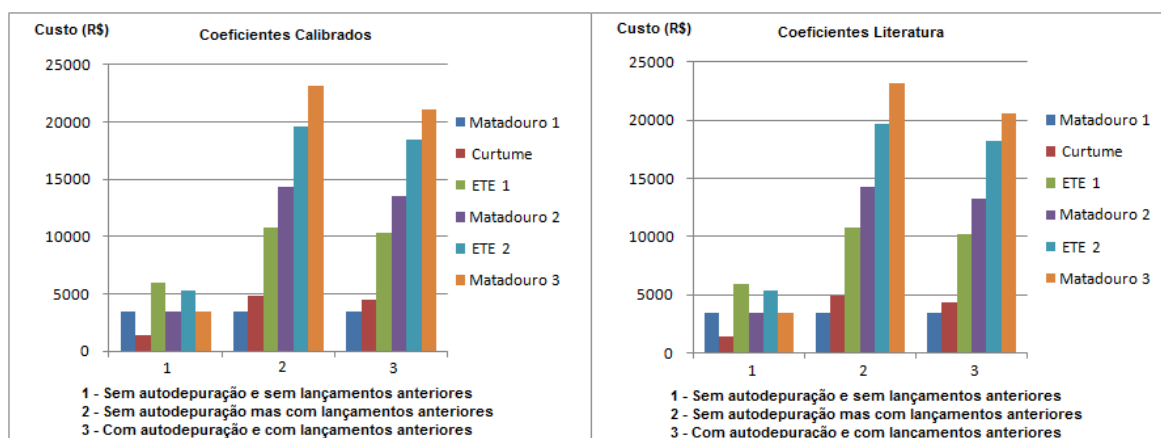


Figura 5.11 - Custos anuais para o cenário 2.

Os custos pelo lançamento de efluentes, como dependem da vazão de diluição, também não sofreram alterações significativas com a mudança dos coeficientes calibrados para os tabelados. Apenas na situação 3 (considerando a autodepuração e os lançamentos anteriores) é que o custo total anual baixou de R\$ 71.476,86 para R\$ 70.147,69 (redução de 2%). A grande mudança é na consideração dos lançamentos anteriores, com aumento no custo anual de três vezes mais sobre o custo que não considera os lançamentos anteriores, para os dois tipos de coeficientes. Dessa maneira, a bacia “deixa de arrecadar” um montante três vezes maior para uso no gerenciamento dos recursos hídricos. O custo só aumentou dessa maneira porque a vazão indisponível aumentou ao longo do rio em consequência dos

lançamentos anteriores. É como se o usuário de jusante pagasse pela degradação produzida pelo lançamento a montante.

Tabela 5.11 - Custos anuais por lançamento no cenário 2.

Coeficientes Tabelados			
Lançamentos	Situação 1 Custo (R\$/ano)	Situação 2 Custo (R\$/ano)	Situação 3 Custo (R\$/ano)
Matadouro 1	3.488,67	3.488,67	3.488,67
Curtume	1.395,46	4.884,13	4.514,86
ETE 1	5.930,73	10.814,87	10.363,04
Matadouro 2	3.488,67	14.303,54	13.514,07
ETE 2	5.349,29	19.65,84	18.516,19
Matadouro 3	3.488,67	23.141,51	21.080,01
Total (R\$/ano)	23.141,51	76.285,58	71.476,86
Coeficientes Literatura			
Matadouro 1	3.488,67	3.488,67	3.488,67
Curtume	1.395,46	4.884,13	4.345,15
ETE 1	5.930,73	10.814,87	10.157,25
Matadouro 2	3.488,67	14.303,54	13.274,39
ETE 2	5.349,29	19.65,84	18.240,65
Matadouro 3	3.488,67	23.141,51	20.641,56
Total (R\$/ano)	23.141,51	76.285,58	70.147,69

Os custos determinados utilizando-se o valor atribuído de 0,001 R\$/m³ de efluentes lançados para as condições hipotéticas simuladas são ínfimos, se comparados com a arrecadação de algumas bacias no país que alcançam um total anual da ordem de milhões de reais.

5.3.3 Cenário 3

A influência das classes de enquadramento 1, 2 e 3 segundo a Resolução CONAMA 357/2005 nas vazões de diluição está representada na Figura 5.12. Os valores das vazões de diluição, indisponível e disponível estão nas Tabelas 5.12, 5.13 e 5.14.

A classe 1 por ser a mais restritiva das três apresenta os maiores valores de vazão de diluição, e por consequência, a maior indisponibilidade de água para outorga. Para todos os lançamentos, exceto o curtume, os valores de vazão disponível foram negativos (considerando os lançamentos anteriores). Nas condições simuladas para classe 1, o corpo d'água não suporta a carga de matéria orgânica lançada, necessitando de uma melhor alocação de cargas na bacia ou aumento na eficiência de tratamento dos efluentes. Para a classe 2 apenas o

primeiro lançamento causou indisponibilidade hídrica, com valor negativo para vazão de diluição apenas no início da simulação (considerando ou não os lançamentos anteriores).

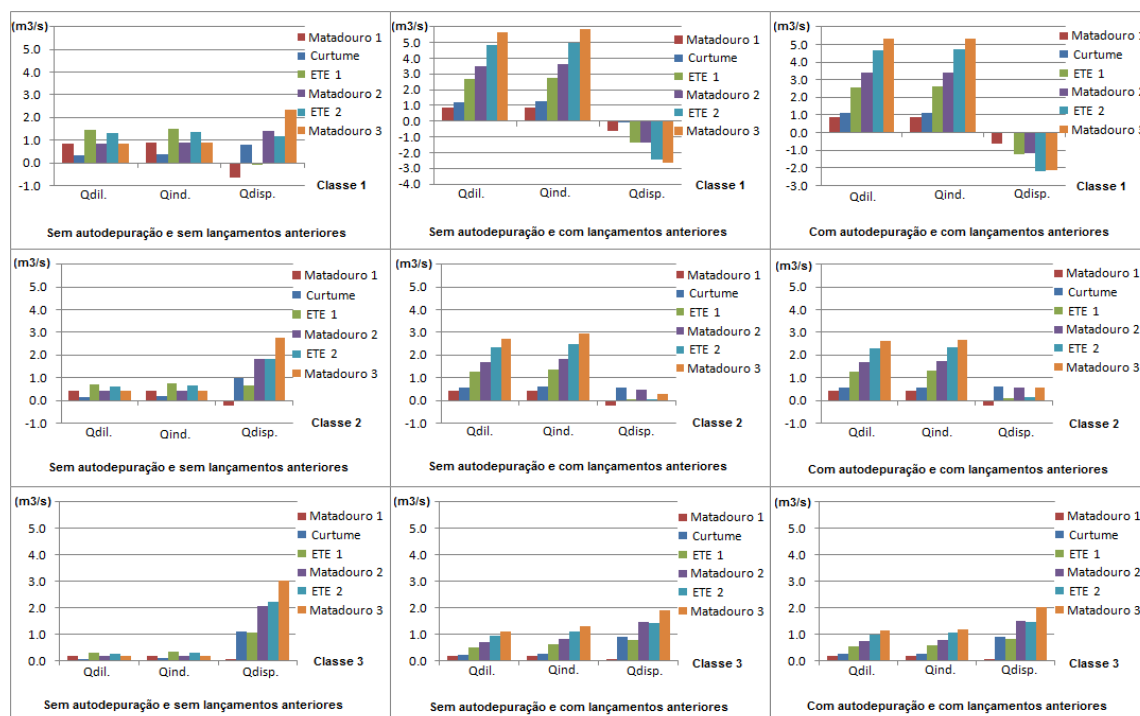


Figura 5.12 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 3.

A classe 3 é a menos rigorosa, com padrão para DBO_5 de 10 mg.L^{-1} . Assim, a simulação para essa condição resultou em pequenas quantidades de água para diluir a carga lançada e elevada quantidade apropriada para diluição. Não apresentou nenhum valor negativo para as vazões de diluição mesmo considerando os lançamentos anteriores

Tabela 5.12 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para classe 1.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Classe 1							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		Q _{dil.} (m³/s)	Q _{ind.} (m³/s)	Q _{disp.} (m³/s)	Q _{dil.} (m³/s)	Q _{ind.} (m³/s)	Q _{disp.} (m³/s)
Matadouro 1	5	0.855	0.885	-0.655	0.855	0.885	-0.655
Curtume	17	0.342	0.354	0.815	1.197	1.239	-0.070
ETE 1	21	1.453	1.504	-0.112	2.650	2.743	-1.351
Matadouro 2	27	0.855	0.885	1.383	3.505	3.628	-1.360
ETE 2	32	1.311	1.357	1.157	4.816	4.985	-2.471
Matadouro 3	40	0.855	0.885	2.329	5.671	5.870	-2.656
Considerando a capacidade de autodepuração – Classe 1							
Matadouro 1	5	0.855	0.885	-0.655	0.855	0.885	-0.655
Curtume	17	0.342	0.354	0.815	1.133	1.145	0.023
ETE 1	21	1.453	1.504	-0.112	2.577	2.628	-1.236
Matadouro 2	27	0.855	0.885	1.383	3.398	3.428	-1.160
ETE 2	32	1.311	1.357	1.157	4.651	4.697	-2.183
Matadouro 3	40	0.855	0.885	2.329	5.317	5.347	-2.133

Tabela 5.13 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para classe 2.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Classe 2							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		Q_{dil.} (m3/s)	Q_{ind.} (m3/s)	Q_{disp.} (m3/s)	Q_{dil.} (m3/s)	Q_{ind.} (m3/s)	Q_{disp.} (m3/s)
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curtume	17	0.165	0.177	0.992	0.577	0.619	0.549
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.278	1.371	0.020
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.691	1.814	0.453
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.323	2.492	0.021
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.736	2.935	0.278
Considerando a capacidade de autodepuração – Classe 2							
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curtume	17	0.165	0.177	0.992	0.560	0.572	0.596
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.263	1.314	0.077
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.684	1.714	0.553
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.302	2.348	0.165
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.643	2.673	0.540

Tabela 5.14 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para classe 3.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Classe 3							
Lançamentos	Distância (km)	Sem lançamentos anteriores			Com lançamentos anteriores		
		Q_{dil.} (m3/s)	Q_{ind.} (m3/s)	Q_{disp.} (m3/s)	Q_{dil.} (m3/s)	Q_{ind.} (m3/s)	Q_{disp.} (m3/s)
Matadouro 1	5	0.166	0.197	0.033	0.166	0.197	0.033
Curtume	17	0.067	0.078	1.090	0.233	0.275	0.893
ETE 1	21	0.283	0.334	1.057	0.516	0.609	0.782
Matadouro 2	27	0.166	0.196	2.071	0.683	0.806	1.461
ETE 2	32	0.255	0.301	2.212	0.938	1.107	1.406
Matadouro 3	40	0.166	0.196	3.017	1.105	1.304	1.909
Considerando a capacidade de autodepuração – Classe 3							
Matadouro 1	5	0.166	0.197	0.033	0.166	0.197	0.033
Curtume	17	0.067	0.078	1.090	0.242	0.254	0.914
ETE 1	21	0.283	0.334	1.057	0.533	0.584	0.807
Matadouro 2	27	0.166	0.196	2.071	0.731	0.761	1.506
ETE 2	32	0.255	0.301	2.212	0.997	1.043	1.470
Matadouro 3	40	0.166	0.196	3.017	1.158	1.188	2.025

A classe de enquadramento exerce significativa influência nas vazões de diluição, com aumento dos valores consoante ao nível e restrição, ou seja, cada vez que diminui a concentração de DBO₅ permitida no corpo d'água, a vazão de diluição eleva-se. Como também já relatado anteriormente, a consideração de lançamentos anteriores foi outro fator de grande influência na capacidade de diluição dos efluentes. A Figura 5.13 apresenta o comportamento das vazões de diluição no rio considerando-se a autodepuração.

Pode-se observar o grande distanciamento das curvas de vazão de diluição e indisponível para a curva de vazão disponível, com grande ascensão para as duas primeiras e declínio para a última na modelagem para classe 1. Isso reflete diretamente a grande restrição presente nessa classe. Para as classes 2 e 3, essa distância entre as curvas não foi muito

pronunciada, e no caso da última, ocorreu até uma inversão com os valores de vazão disponível quase na sua totalidade acima dos valores de diluição e indisponível.

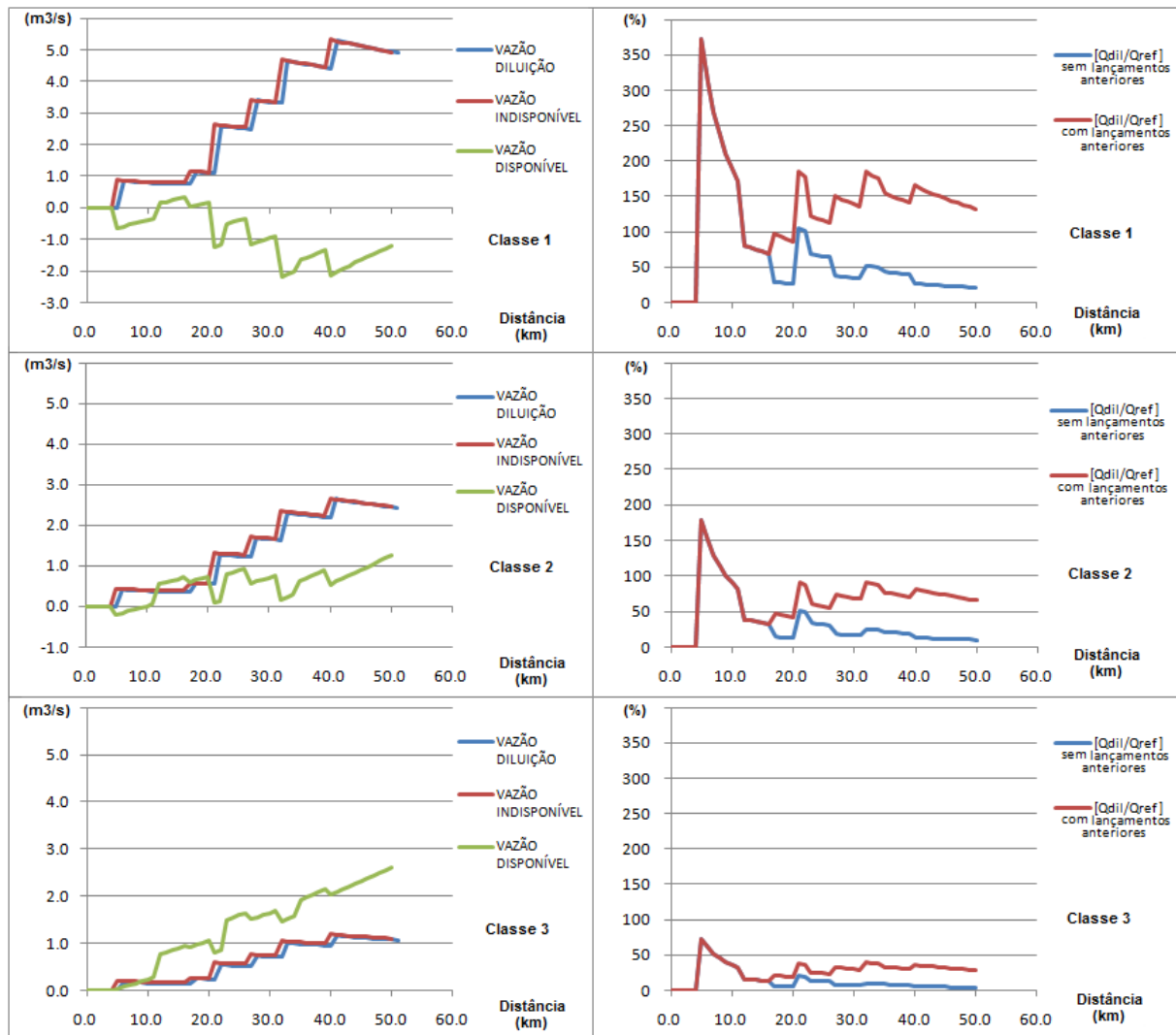


Figura 5.13 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} para o cenário 3.

A grande restrição da classe 1 também é verificada no que a vazão de diluição representa sobre a vazão de referência, com grande parte dos valores acima de 100% (vazão requerida para diluição maior que a vazão rio) considerando os lançamentos anteriores. Porcentagens pronunciadas foram verificadas por ocasião do primeiro lançamento nas classes 2 e 3. Na classe 2, além disso, considerando os lançamentos anteriores grande parte do trecho simulado apresentou valores acima de 50%.

Outro fator sensivelmente alterado com a mudança de classe no rio são os custos por lançamento, como mostrados na Figura 5.14 e Tabela 5.15.

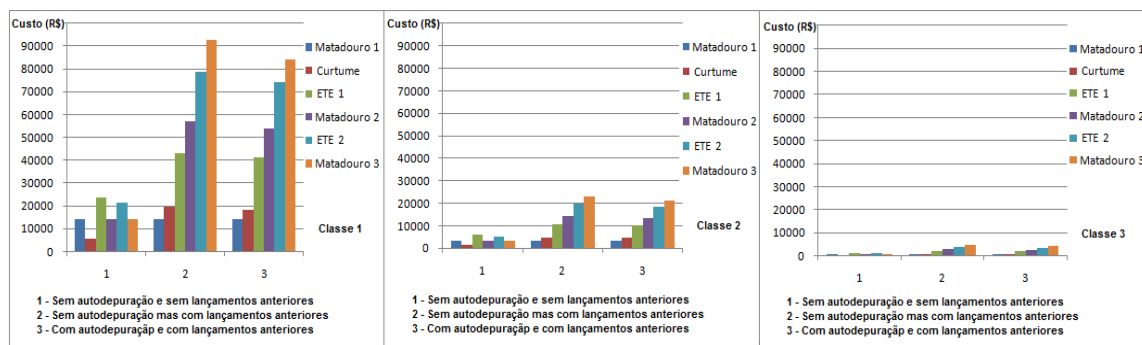


Figura 5.14 - Custos anuais para o cenário 3.

A variação de custo total da condição mais restrita (classe 1) para a menos restrita (classe 3), em qualquer situação de lançamento foi de 4 vezes maior para a classe 1 do que para a classe 2 e 20 vezes maior para a classe 1 do que para a classe 3. Os resultados mostram que se a concentração permitida no rio for reduzida em 2/3, de 10 mg.L^{-1} para 3 mg.L^{-1} (classe 3 para classe 1), o valor anual cobrado pelos lançamentos na bacia aumenta em 20 vezes.

Tabela 5.15 - Custos anuais por lançamento no cenário 3.

Classe 1			
Lançamentos	Situação 1 Custo (R\$/ano)	Situação 2 Custo (R\$/ano)	Situação 3 Custo (R\$/ano)
Matadouro 1	13.954,68	13.954,68	13.954,68
Curtume	5.581,87	19.536,55	18.059,45
ETE 1	23.722,95	43.259,50	41.452,18
Matadouro 2	13.954,68	57.214,18	54.056,29
ETE 2	21.397,17	78.611,36	74.064,76
Matadouro 3	13.954,68	92.566,04	84.320,06
Total (R\$/ano)	92.566,04	305.142,33	285.907,44
Classe 2			
Matadouro 1	3.488,67	3.488,67	3.488,67
Curtume	1.395,46	4.884,13	4.514,86
ETE 1	5.930,73	10.814,87	10.363,04
Matadouro 2	3.488,67	14.303,54	13.514,07
ETE 2	5.349,29	19.65,84	18.516,19
Matadouro 3	3.488,67	23.141,51	21.080,01
Total (R\$/ano)	23.141,51	76.285,58	71.476,86
Classe 3			
Matadouro 1	689,12	689,12	689,12
Curtume	275,64	964,76	891,82
ETE 1	1.171,50	2.136,27	2.047,02
Matadouro 2	689,12	2.825,39	2.669,44
ETE 2	1.056,65	3.882,04	3.657,51
Matadouro 3	689,12	4.571,16	4.163,95
Total (R\$/ano)	4.571,16	15.068,75	14.118,88

Na mesma classe, o custo anual pelos lançamentos na bacia é aumentado em três vezes mais se forem considerados os lançamentos anteriores, com ou sem a autodepuração. Novamente, os lançamentos anteriores exercem maior influência no custo total pela diluição de efluentes que a capacidade de autodepuração para essas condições simuladas.

5.3.4 Cenário 4

Com quantidade de matéria orgânica em termos de DBO_5 reduzida pela metade e em outro estado próxima ao padrão da classe 2 (variou de 60 para 30 para 6 mg.L^{-1}) nas simulações para esse cenário, a Figura 5.15 apresenta os perfis de DBO_5 e OD nos trechos modelados.

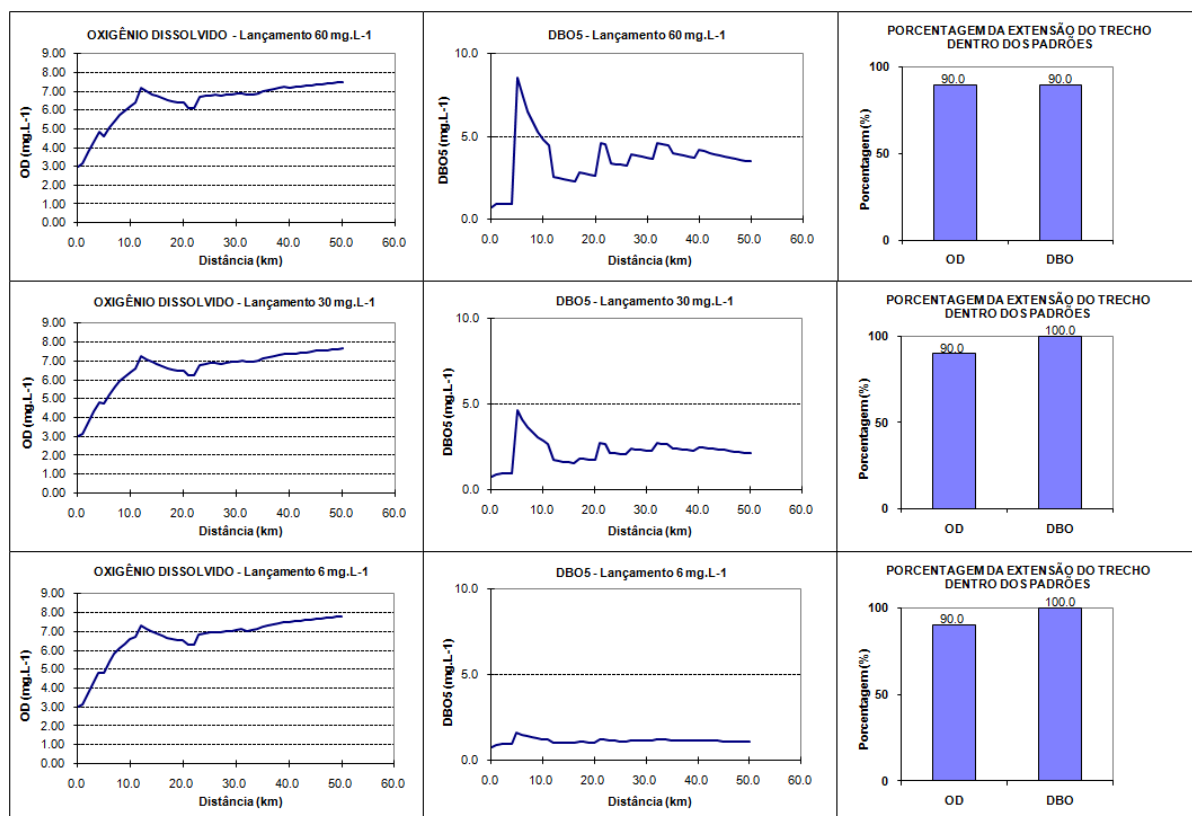


Figura 5.15 - Perfis de O.D. e DBO_5 para o cenário 4.

Reduzindo-se a concentração da carga orgânica lançada pela metade, de 60 mg.L^{-1} para 30 mg.L^{-1} , em todo o trecho simulado as concentrações de DBO_5 ficam abaixo do limite permitido para classe 2 (5 mg.L^{-1}). Isso acontece também para a simulação de lançamentos com concentrações de 6 mg.L^{-1} . Somente o OD que não apresentou alteração considerável,

mantendo-se nos 90% de atendimento à legislação nos três casos simulados devido a sua pequena quantidade no primeiro trecho próximo à nascente do rio. As vazões de diluição para esses lançamentos com pequenas concentrações estão na Figura 5.16.

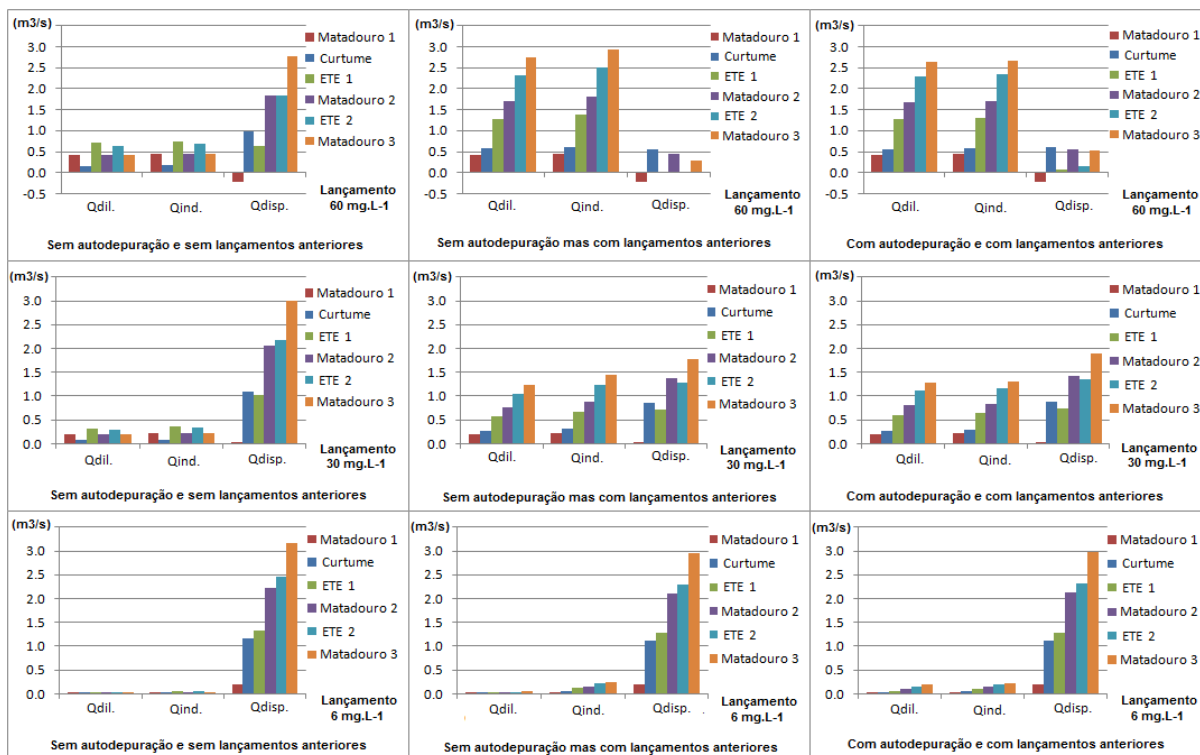


Figura 5.16 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para o cenário 4.

Houve uma grande diferenciação nas vazões de diluição, indisponível e disponível com a redução da concentração de DBO_5 nos lançamentos. Anteriormente com 60 mg.L^{-1} , os valores das vazões de diluição foram bem maiores que as disponíveis, causando indisponibilidade de água para outorga no primeiro lançamento. Com a redução da concentração para 30 mg.L^{-1} e 6 mg.L^{-1} , as vazões de diluição foram bem pequenas e a disponibilidade hídrica foi sempre maior que a quantidade utilizada para diluição. Essa condição se manteve por todo o trecho simulado, mesmo considerando-se os lançamentos anteriores, como se pode ver também na Figura 5.17. Nesse caso, o fator que mais influenciou nas vazões de diluição foi a redução da concentração de DBO_5 , e não a consideração dos lançamentos anteriores como nos outros cenários modelados. Um maior detalhamento dos valores de vazões de diluição por lançamento encontra-se nas Tabelas 5.16, 5.17 e 5.18.

Tabela 5.16 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para lançamento 60 mg.L⁻¹.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Lançamento 60 mg.L ⁻¹							
Sem lançamentos anteriores				Com lançamentos anteriores			
Lançamentos	Distância (km)	Q _{dil.} (m3/s)	Q _{ind.} (m3/s)	Q _{disp.} (m3/s)	Q _{dil.} (m3/s)	Q _{ind.} (m3/s)	Q _{disp.} (m3/s)
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curtume	17	0.165	0.177	0.992	0.577	0.619	0.549
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.278	1.371	0.020
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.691	1.814	0.453
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.323	2.492	0.021
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.736	2.935	0.278
Considerando a capacidade de autodepuração – Lançamento 60 mg.L ⁻¹							
Matadouro 1	5	0.412	0.442	-0.212	0.412	0.442	-0.212
Curtume	17	0.165	0.177	0.992	0.560	0.572	0.596
ETE 1	21	0.701	0.752	0.639	1.263	1.314	0.077
Matadouro 2	27	0.412	0.442	1.825	1.684	1.714	0.553
ETE 2	32	0.632	0.678	1.835	2.302	2.348	0.165
Matadouro 3	40	0.412	0.442	2.771	2.643	2.673	0.540

Tabela 5.17 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para lançamento 30 mg.L⁻¹.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Lançamento 30 mg.L ⁻¹							
Sem lançamentos anteriores				Com lançamentos anteriores			
Lançamentos	Distância (km)	Q _{dil.} (m3/s)	Q _{ind.} (m3/s)	Q _{disp.} (m3/s)	Q _{dil.} (m3/s)	Q _{ind.} (m3/s)	Q _{disp.} (m3/s)
Matadouro 1	5	0.187	0.217	0.012	0.187	0.217	0.012
Curtume	17	0.075	0.087	1.082	0.262	0.304	0.864
ETE 1	21	0.318	0.369	1.022	0.581	0.674	0.717
Matadouro 2	27	0.187	0.217	2.050	0.768	0.891	1.376
ETE 2	32	0.287	0.333	2.180	1.056	1.225	1.288
Matadouro 3	40	0.187	0.217	2.996	1.243	1.442	1.771
Considerando a capacidade de autodepuração – Lançamento 30 mg.L ⁻¹							
Matadouro 1	5	0.187	0.217	0.012	0.187	0.217	0.012
Curtume	17	0.075	0.087	1.082	0.269	0.281	0.887
ETE 1	21	0.318	0.369	1.022	0.595	0.646	0.745
Matadouro 2	27	0.187	0.217	2.050	0.812	0.842	1.425
ETE 2	32	0.287	0.333	2.180	1.108	1.154	1.359
Matadouro 3	40	0.187	0.217	2.996	1.284	1.314	1.899

Tabela 5.18 - Vazões de diluição, indisponível e disponível para lançamento 6 mg.L⁻¹.

Sem considerar a capacidade de autodepuração – Lançamento 6 mg.L ⁻¹							
Sem lançamentos anteriores				Com lançamentos anteriores			
Lançamentos	Distância (km)	Q _{dil.} (m3/s)	Q _{ind.} (m3/s)	Q _{disp.} (m3/s)	Q _{dil.} (m3/s)	Q _{ind.} (m3/s)	Q _{disp.} (m3/s)
Matadouro 1	5	0.007	0.037	0.192	0.007	0.037	0.192
Curtume	17	0.003	0.015	1.154	0.010	0.052	1.116
ETE 1	21	0.012	0.063	1.328	0.023	0.116	1.275
Matadouro 2	27	0.007	0.037	2.230	0.030	0.153	2.114
ETE 2	32	0.011	0.057	2.456	0.042	0.211	2.302
Matadouro 3	40	0.007	0.037	3.176	0.049	0.248	2.965
Considerando a capacidade de autodepuração – Lançamento 6 mg.L ⁻¹							
Matadouro 1	5	0.007	0.037	0.192	0.007	0.037	0.192
Curtume	17	0.003	0.015	1.154	0.036	0.048	1.120
ETE 1	21	0.012	0.063	1.328	0.060	0.111	1.280
Matadouro 2	27	0.007	0.037	2.230	0.115	0.145	2.122
ETE 2	32	0.011	0.057	2.456	0.153	0.199	2.314
Matadouro 3	40	0.007	0.037	3.176	0.196	0.226	2.987

Na Figura 5.17 é possível ver perfeitamente o comportamento da vazão disponível que possui tendência crescente ao longo de todo trecho e sempre com valores maiores que a de diluição. Isso se deve a redução acentuada de DBO_5 nos lançamentos. Verifica-se também que em nenhuma parte do trecho a relação entre a vazão de diluição e a vazão de referência ultrapassou os 50%. Essa situação se aproxima da ideal no sentido de preservação ambiental do corpo d'água.

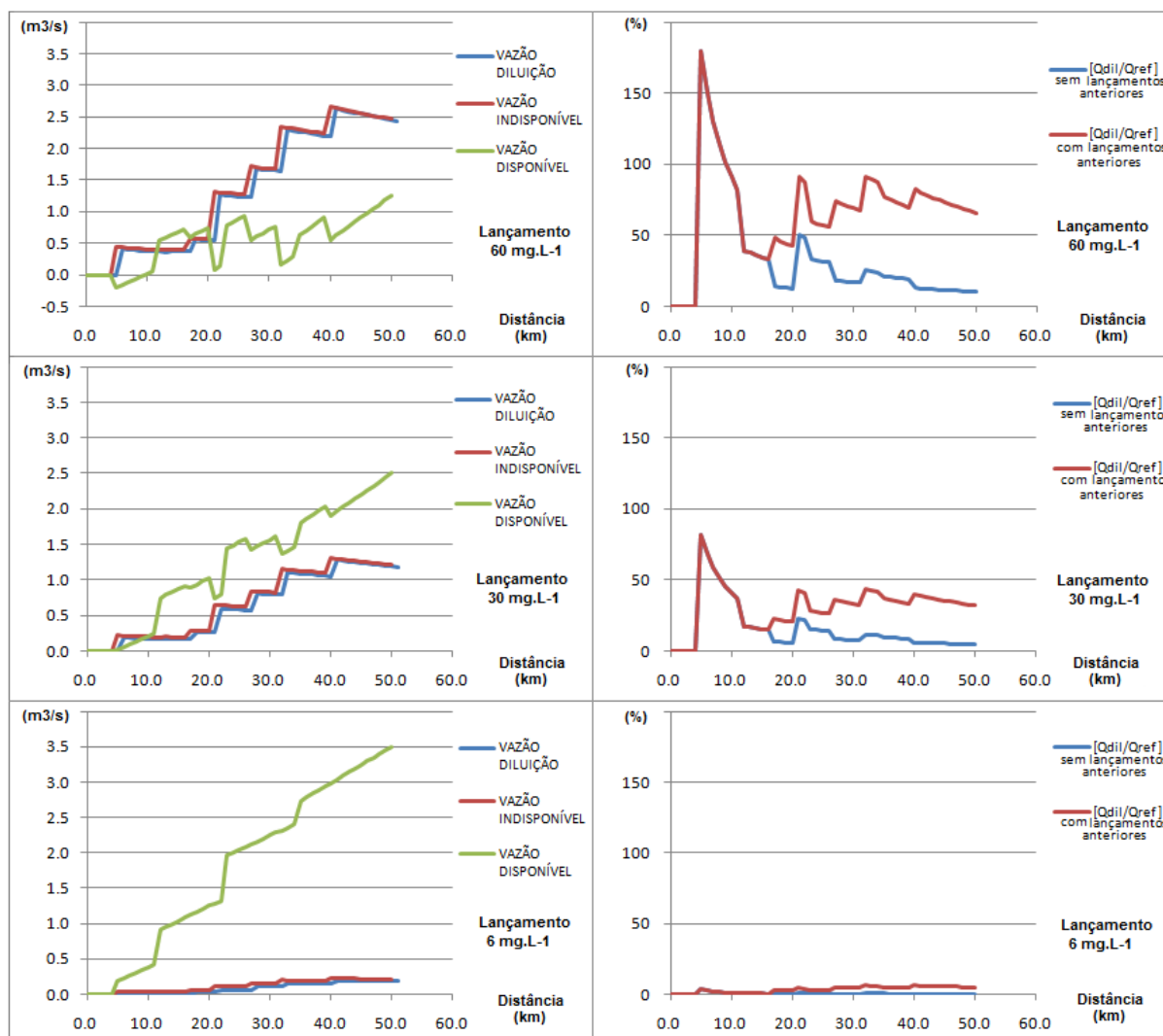


Figura 5.17 - Comportamento de Q_{dil} , Q_{ind} e Q_{disp} para o cenário 4.

Em relação aos custos por lançamentos, a Figura 5.18 e a Tabela 5.19 apresentam a variação anual nas situações que consideram ou não os lançamentos anteriores como também a autodepuração.

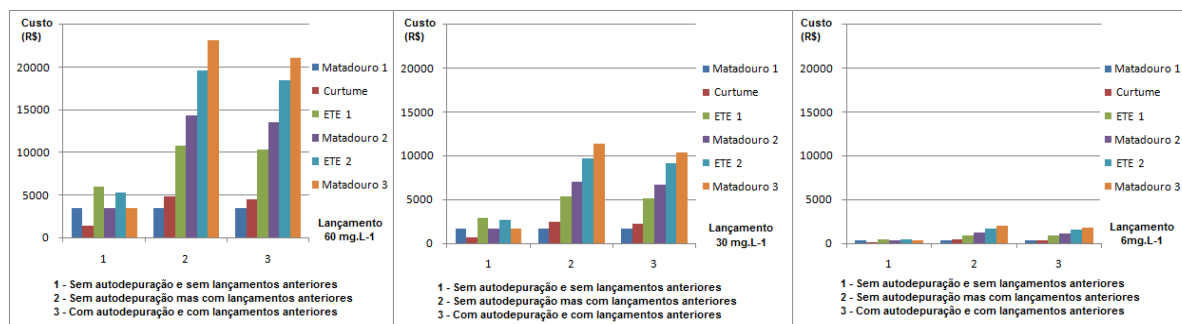


Figura 5.18 - Custos anuais para o cenário 4.

Os resultados mostram que a redução de DBO_5 nos lançamentos é diretamente proporcional à redução do custo pela diluição de efluentes. Numa redução de 50% (60 mg.L^{-1} para 30 mg.L^{-1}) o custo anual caiu pela metade, em qualquer condição, considerando ou não a autodepuração e os lançamentos. A redução da carga para 10% do valor inicial (60 mg.L^{-1} para 6 mg.L^{-1}) também provocou diminuição linear nos custos, que foram reduzidos para valores próximos de 10% do inicial.

Tabela 5.19 - Custos anuais por lançamento para cenário 4.

Lançamento 60 mg.L^{-1}			
	Situação 1	Situação 2	Situação 3
Lançamentos	Custo (R\$/ano)	Custo (R\$/ano)	Custo (R\$/ano)
Matadouro 1	3.488,67	3.488,67	3.488,67
Curtume	1.395,46	4.884,13	4.514,86
ETE 1	5.930,73	10.814,87	10.363,04
Matadouro 2	3.488,67	14.303,54	13.514,07
ETE 2	5.349,29	19.65,84	18.516,19
Matadouro 3	3.488,67	23.141,51	21.080,01
Total (R\$/ano)	23.141,51	76.285,58	71.476,86
Lançamento 30 mg.L^{-1}			
Matadouro 1	1.714,77	1.714,77	1.714,77
Curtume	685,90	2.400,67	2.219,16
ETE 1	2.915,10	5.315,78	5.093,70
Matadouro 2	1.714,77	7.030,55	6.642,51
ETE 2	2.629,31	9.659,87	9.101,17
Matadouro 3	1.714,77	11.374,64	10.361,36
Total (R\$/ano)	11.374,64	37.496,30	35.132,69
Lançamento 6 mg.L^{-1}			
Matadouro 1	295,65	295,65	295,65
Curtume	118,26	413,91	382,61
ETE 1	502,60	916,51	878,22
Matadouro 2	295,65	1.212,16	1.145,26
ETE 2	453,33	1.665,49	1.569,16
Matadouro 3	295,65	1.961,14	1.786,44
Total (R\$/ano)	1.961,14	6.464,88	6.057,36

Sabe-se que é muito difícil um empreendimento tratar seus efluentes a ponto de conseguir lançar uma concentração muito próxima da permitida no corpo d'água. Porém, isso talvez possa ser vantajoso no sentido de reduzir os custos pagos pela diluição de efluentes. Dependendo das características do efluente e também das condições que se encontra o rio com o enquadramento, pode ser economicamente viável investir numa maior eficiência de tratamento que pagar um pouco mais pela diluição. Para o meio ambiente a princípio a redução de carga orgânica lançada é a melhor opção. Uma análise econômica poderá fazer um balanço entre a capacidade suporte do corpo d'água e investimentos para o controle da poluição, de maneira que se encontre uma solução equilibrada e otimizada para o problema.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Apesar da intensa atividade agropecuária na Bacia do Rio Taquarizinho, o mesmo ainda apresenta uma boa qualidade em suas águas, baseando-se em valores de DBO_5 e OD. As amostras coletadas indicam pequena quantidade de matéria orgânica e uma concentração de oxigênio dissolvido significante. Os coeficientes otimizados refletem um rio de águas limpas, característico de bacia rural preservada.

O período crítico de monitoramento, com vazões mínimas, sugere uma boa capacidade suporte ou de autodepuração do rio para a instalação de empreendimentos na bacia. Nos cenários simulados o rio apresentou uma considerável capacidade de diluição de efluentes, o que confirma a possibilidade de instalação dos empreendimentos hipotéticos.

Através dos quatro cenários simulados pode-se concluir que:

- Alternando-se o regime de vazão (Q_{95} , Q_{90} e Q_m) não ocorre mudança significativa na quantidade de oxigênio dissolvido ao longo do trecho simulado; ocorre influência na DBO_5 simulada, pois com o aumento da vazão aumenta-se a capacidade de diluição de efluentes e a disponibilidade hídrica, mas não os valores das vazões de diluição;
- A modelagem com coeficientes encontrados na literatura técnica resultou em maior interferência na quantidade de OD no rio, pelo fato do coeficiente k_2 tabelado ser maior que o calibrado, e também, pelo modelo de Streeter-Phelps ser mais sensível ao coeficiente de reaeração; não foram notadas diferenças significativas nas vazões de diluição e nem nos custos anuais por lançamento obtidos com os coeficientes calibrados e os tabelados;
- A mudança nas classes de enquadramento resultou em grande variação nas vazões de diluição e nos custos por lançamento de efluentes. Com o aumento da restrição, diminuindo os valores permitidos de DBO_5 no rio, as vazões de diluição juntamente com os custos tiveram seus valores aumentados de forma acentuada; ocorreu também grande aumento na relação vazão de diluição sobre a vazão de referência (Q_{dil}/Q_{ref}) conforme diminuía a concentração de DBO_5 permitida no corpo d'água;
- A redução na concentração de DBO_5 lançada produziu de maneira diretamente proporcional uma redução nos custos anuais pela diluição; a redução em 50% e 10 % do valor inicial de DBO_5 promoveu um atendimento de 100% à legislação segundo a resolução CONAMA

357/2005 para classe 2, uma relação Q_{dil}/Q_{ref} sempre menor que 50% e disponibilidade hídrica sempre maior que a vazão de diluição;

A aplicação de modelagem da qualidade da água, com um ajuste satisfatório dos coeficientes do modelo, pode garantir na gestão dos recursos hídricos da região que o Rio Taquarizinho permaneça em condições satisfatórias de enquadramento por muito tempo.

Para a calibração precisa dos coeficientes de decomposição e reaeração é interessante a realização de campanhas constantes para validação dos resultados e, também, a utilização de um maior número de seções, incluindo outros tributários do rio principal. Assim, será possível entender melhor o comportamento do curso d'água, com a simulação de cenários mais próximos das condições reais do rio. Mesmo assim recomenda-se a utilização dos coeficientes calibrados em alternativa aos tabelados, pois resultou em maiores decaimentos de oxigênio dissolvido no rio. Se essa condição for considerada, o nível de proteção ao corpo d'água será maior, preservando-se a capacidade suporte do mesmo.

Como o uso de coeficientes determinados experimentalmente através de dados do curso d'água, no lugar de coeficientes tabelados, reflete em uma melhor calibração e resultados de cenários mais próximos das condições reais, para as condições simuladas nesse estudo recomenda-se que maiores esforços sejam direcionados para o coeficiente de reaeração (k_2), já que esse foi o que mais exerceu influência nos resultados produzidos.

Na determinação das vazões de diluição e dos custos por lançamento é recomendado que se faça uma análise econômica no intuito de verificar se é mais compensatório investir em melhores eficiências de tratamento ou permanecer pagando um preço maior pelo lançamento de efluentes durante o ano. É claro que devem ser consideradas as possibilidades de enquadramento e as previsões de alocação de empreendimentos na bacia.

É interessante ressaltar que de acordo com as condições simuladas para esse trabalho, a consideração dos lançamentos anteriores é de extrema importância para a determinação das vazões de diluição e consequente disponibilidade hídrica. Porém, os lançamentos anteriores não devem ser considerados na determinação dos custos pela diluição de efluentes, porque dessa maneira, usuários de jusante estariam pagando por uma indisponibilidade hídrica que não foi devida ao seu lançamento.

A sugestão de uma metodologia de outorga para lançamento de efluentes no Rio Taquarizinho deverá ser baseada em experiências e metodologias que estão sendo aplicadas por alguns comitês de bacia de outros Estados e órgãos gestores de recursos hídricos, seguindo as diretrizes da Política Estadual de Recursos Hídricos, instituída pela Lei nº 2.406 de 29 de Janeiro de 2002 e do Plano Estadual de Recursos Hídricos. Basicamente, ela deverá se apoiar em uma análise da capacidade de autodepuração do rio, com o intuito de alocar de maneira otimizada as vazões de diluição respeitando a classe de enquadramento. Se em algum ponto a vazão disponível para outorga for inferior à requerida para diluição de efluentes, sugere-se determinar a redução de carga necessária ou então outra localização ao longo do curso d'água com disponibilidade hídrica.

7 REFERÊNCIAS

APHA, AWWA; WPCF. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 21th edition, Washington, 2005.

Bárbara, V. F. **Uso do modelo QUAL2E no estudo da qualidade da água e da capacidade de autodepuração do Rio Araguari – AP (Amazônia)**. Goiânia, 2006. 174p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) UFG.

Braga, B. *et al.* **Introdução à Engenharia Ambiental**. São Paulo, SP: Prentice Hall. 305 p. 2002.

BRASIL. MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. Lei nº 9433, de 08/01/1997. Brasília-DF. 1997.

BRASIL. CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE. Resolução CONAMA nº 357, de 17/05/2005. Brasília-DF. 2005.

BRASIL. CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Resolução CNRH nº 16, de 08/05/2001. Brasília-DF. 2001.

BRASIL. CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Resolução CNRH nº 48, de 21/03/2005. Brasília-DF. 2001.

BRASIL. CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Resolução CNRH nº 91, de 05/11/2008. Brasília-DF. 2008.

Brown, L.C.; Barnwell Jr, T.O. The enhanced stream water quality models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: US EPA: Athens, 1987, Versão 3.0. Sistema Operacional MS-DOS e manual do usuário. 1986.

Cardoso da Silva, L. M; Monteiro, R. A. Outorga de Direito de Uso de Recursos Hídricos: uma das possíveis abordagens. **Gestão de Águas Doces**/Carlos José Saldanha Machado (Organizador). Capítulo V, p. 135-178. - Rio de Janeiro: Interciência. 2004.

Carolo, F. **Outorga de direito de uso de recursos hídricos: Instrumento para o desenvolvimento sustentável? Estudo das bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí**. Brasília, 2007. 197p. Dissertação de Mestrado – UNB.

Ceretta, M. C. **Avaliação dos aspectos da qualidade da água na sub-bacia hidrográfica do Arroio Cadena - Município de Santa Maria – RS**. Santa Maria, 2004. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria.

Chao, X.; Jia, Y.; Shields, F. D.; Wang, S. S. Y.; Cooper, C. M. Numerical modeling of water quality and sediment related processes. **Ecological Modelling**, v. 201, p. 385-397, 2007.

Chapra, S. C. **Surface Water Quality Modeling**. WCB/McGraw-Hill, 1997. 844p.

Drolc, A.; Zagorc, K. J. Water quality modelling of the river Sava, Slovenia. **Water Research**, v. 30, n. 11, p. 2587-2592, 1996.

Drolc, A.; Koncan, J. Z. Calibration of QUAL2E model for the Sava River (Slovenia). **Water Science and Technology**, v. 40, n. 10, p. 111–118, 1999.

Eiger, S. Autodepuração dos Cursos D'água. In: **Reúso de Água**. Manole *et al.* Barueri, SP. 579 p. 2003.

EPA - United States Environmental Protection Agency, Athens. Rates, constants and kinetics formulations in surface water quality modeling. 2. ed, 455 p, 1985.

EPA - United States Environmental Protection Agency. The enhanced stream water quality models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS. Documentation and user model. Athens, 1987. 189p.

EPA - United States Environmental Protection Agency. Technical Guidance Manual for Performing Wasteload Allocations. Book II: Streams and Rivers – Part 1: Biochemical Oxygen Demand/Dissolved Oxygen and Nutrients/Eutrophication. Washington, DC. 245p. 1997.

Fan, C.; Ko, C.; Wang, W. An innovative modeling approach using Qual2K and HEC-RAS integration to assess the impact of tidal effect on River Water quality simulation. **Journal of Environmental Management**, v. 90, n. 5, p. 1824-1832, 2009.

Ghosh, N. C.; Mcbean, E. A. Water quality modeling of the Kali river, India. **Water, Air, and Soil Pollution**, v. 102, p. 91-103, 1998.

IBGE -Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/>>. Acesso em: 30 de outubro de 2009.

Kelman, J. **Gerenciamento de Recursos Hídricos: Outorga e Cobrança**. Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Vitória – ES. 1997.

Kondageski, J. H.; Fernandes, C. V. S. Calibração de Modelo Matemático de Qualidade da Água Utilizando Algoritmo Genético: Estudo de Caso do Rio Palmital, PR. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, vol. 14, n.1, p. 63-73, Jan/Mar 2009.

Larentis, D. G. **Modelagem matemática da qualidade da água em grandes bacias: sistema Taquari-Antas- RS**. Porto Alegre, 2004. 159p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) UFRGS.

Leite, A. E. de B. **Simulação do lançamento de esgotos domésticos em rios usando um modelo de qualidade d'água, SisBAHIA**. Rio de Janeiro, 2004. 82p. Dissertação de Mestrado - FIOCRUZ/RJ.

Lindenschmidt, K. E. The effect of complexity on parameter sensitivity and model uncertain in river water quality modeling. **Ecological Modeling**, v. 190, p. 72–86, 2006.

Linfield, C. B.; Barnwell Jr, T.O. The enhanced stream water quality model QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: documentation and user manual. Georgia: U.S. Environmental Protection Agency. 1987.

Lopes, J. F.; Silva, C. I.; Cardoso, A. C. Validation of a water quality model for the Ria de Aveiro lagoon, Portugal. **Environmental Modelling & Software**. vol. 23 p. 479-494, 2008.

Loucks, D.P.; van-Bee, E. Water quality modelling and prediction. In: Loucks, van Bee (Eds.), **Water Resources Systems Planning and Management An Introduction to Methods, Models and Applications, Studies and Reports in Hydrology, United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization**. UNESCO Publishing, Paris, France, ISBN 92-3-103998-9, p. 377 e 422, 2005.

MATO GROSSO DO SUL. SECRETARIA DE ESTADO DE MEIO AMBIENTE. Lei nº 2.406 de 29/01/2002.

MATO GROSSO DO SUL. SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE, DAS CIDADES, DO PLANEJAMENTO, DA CIÊNCIA E TECNOLOGIA (SEMAC). ZONEAMENTO ECOLÓGICO ECONÔMICO DE MATO GROSSO DO SUL, 2009.

MATO GROSSO DO SUL. SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE, DAS CIDADES, DO PLANEJAMENTO, DA CIÊNCIA E TECNOLOGIA (SEMAC). PLANO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS DE MATO GROSSO DO SUL, 2009.

Mbuligwe, S. E.; Kaseva, M. E. Pollution and Self-Cleansing of an Urban River in a Developing Country: A Case Study in Dar es Salaam, Tanzania. **Environmental Management**. vol. 36, n. 2, p. 328–342, 2005.

Mcavoy, D. C.; Masscheleyn, P.; Peng, C.; Morrall, S. W.; Casilla, A. B.; Lim, J. M. U.; Gregorio, E. G. Risk assessment approach for untreated wastewater the QUAL2E water quality model. **Chemosphere**. v. 52, p. 55-66, 2003.

Melo, M. C. de. **Avaliação e proposição de critérios de outorga para lançamentos de efluentes em corpos d'água**. Belo Horizonte, 2006. 135 p. Dissertação de Mestrado – UFMG,

Morse, N.; Bowden, W. B.; Hackman, A.; Pruden, C.; Steiner, E.; Berger, E. Using sound pressure to estimate reaeration in streams. **Journal of The North American Benthological Society**. v. 26 p. 28–37, 2007.

Nahon, I. M. **Sistema de apoio à análise de outorga de lançamento de efluentes para a variável Demanda Bioquímica de Oxigênio: Estudo de caso da Bacia do Alto Iguaçu**. Curitiba, 2006. 148p. Dissertação de Mestrado – UFPR.

Nasser, V. L. **Estudo da qualidade de água na Baía de Guanabara utilizando técnicas de sensoriamento remoto e análise geoestatística**. Rio de Janeiro, 2001. 167p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). UFRJ.

Ning, S.K.; Chang, N.B.; Yong, L.; Chen, H.W.; Hsu, H.Y. Assessing pollution prevention program by QUAL2E simulation analysis for the Kao-Ping River Basin, Taiwan. **Journal of Environmental Management**. v. 54, p. 12-22, 2000.

Oliveira, H. A. R. **Qualidade da drenagem pluvial rural: rio taquarizinho – MS**. Campo Grande, 2007. 187p. Dissertação (Mestrado em Tecnologias Ambientais) UFMS.

Oppa, L. F. **Utilização de modelo matemático de qualidade da água para análise de alternativas de enquadramento do rio Vacacaí Mirim**. Santa Maria, 2007. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) UFSM.

Paranhos Filho, A. C. **Análise geo-ambiental multitemporal: o estudo de caso da região de Coxim e da bacia do Taquarizinho (MS - Brasil)**. Tese de Doutorado. Curitiba, 2000. 213p. UFPR.

Pearce, D.W.; Turner, R.K. **Economics of natural resources and the environment**. Johns Hopkins University Press, Baltimore. 1990.

Rathbun, R. E.; Grant, R. S. Comparison of the radioactive and modified techniques for measurement of stream reaeration coefficients. U.S. Geological Survey. **Water Resources Investigations**. p. 68-78, 1975.

Ribeiro, M.M.; Lanna, A.E. A Outorga Integrada das Vazões de Captação e Diluição. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 8, p. 151-168, jul/set 2003.

Rodrigues, R. B.; Porto, M. F. A. **ALOC - Modelo de alocação de carga e vazão de diluição, visando o enquadramento, o planejamento e o gerenciamento dos corpos hídricos**. In: I SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO SUL-SULDESTE, 2006, Curitiba. I Simpósio de Recursos Hídricos do Sul-Suldeste - Recursos Hídricos e Gestão Territorial. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH. v. 1, p. 62-62, 2006.

Rodrigues, R. B.– **Metodologia de apoio à concessão de outorgas para o lançamento de efluente e cobrança pelo uso da água**. São Paulo, 2000. 121p. Dissertação de Mestrado – USP.

Rodrigues, R. B.; Porto, M. F. do A. Modelagem dos poluentes orgânicos em corpos d'água superficiais. In: **Esgoto sanitário: coleta, transporte, tratamento e reúso agrícola**. Ariovaldo Nuvolari (coord). São Paulo, SP: FATEC-SP. 520 p, 2003.

Rodrigues, R. B. **Sistema de suporte a decisão proposta para a gestão quantitativos processos de outorga e cobrança pelo uso da água**. São Paulo, 2005. 152p. Tese de Doutorado – USP.

Santos, I.; Fill, H. D.; Sugai, M. R. B.; Buba, H.; Kishi, R. T.; Marone, E.; Lautert, L. F. C. **Hidrometria aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento. 372p, 2001.

Sardinha, D. de S.; Tomazini, F. da C.; De Souza, A. D. G. Avaliação da qualidade da água e autodepuração do ribeirão do meio, leme (SP). **Engenharia Sanitária e Ambiental**. v.13, n. 3, p. 329-338, jul/set 2008.

Siqueira, E. Q. **Aplicação do modelo de qualidade de água (QUAL2E) na modelação de oxigênio dissolvido no Rio Meia Ponte (GO)**. São Paulo, 1996. 90 p. Dissertação (Mestrado) USP.

Siqueira, E. Q. de; Cunha, A. C. da. O coeficiente de reoxigenação no modelo QUAL2E: metodologia de previsão. Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 19, 1997, Campo Grande-MS. **Anais...**Campo Grande: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997.

Souza, J. D. de. **Modelo espaço-temporal em SIG para análise de Qualidade da água em uma bacia hidrográfica**. Curitiba, 2004. 177p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) UFPR.

Tchobanoglous, G; Schroeder, E. D. Water quality: characteristics, modeling, modification. Addison-Wesley, Reading, MA, 1985.

Teixeira, C. A.; Porto, R. L. L. Avaliação da qualidade da água e autodepuração dos rios da bacia do rio Piracicaba. **Revista Brasileira de Ciências Ambientais**. v.2, n. 16, 2008.

Thomann, R. V., Mueller, J. A. **Principles of surface water quality modeling and control**. Harper International edition. 644p, 1987.

Tsivoglou, E.C. **Tracer Measurements of Stream Reaeration**. Federal Water Pollution Control Administration, U.S. Department of the Interior, Washington, D.C, 1967.

Vasconcelos Neto, A. F. de. **Calibração do modelo QUAL2E no rio Barigü/PR com vistas à gestão de bacias urbanas**. Curitiba, 2003. 157 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) UFPR.

von Sperling, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 180p.

von Sperling, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água de rios**. 1. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 2007. 588p.