


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL


**MODELAGEM DA QUALIDADE DA ÁGUA E CAPACIDADE DE  
AUTODEPURAÇÃO DO RIO DAS ANTAS-RS**

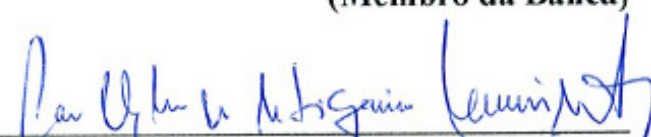
**IVAM VARGAS MARTINS DA SILVA**

**Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte  
dos requisitos para Conclusão do Curso de Engenharia  
Sanitária e Ambiental-TCC2**

**BANCA EXAMINADORA:**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Dr. Henry Xavier Corseuil**  
(Orientador)

  
\_\_\_\_\_  
**Eng. Carlos José de Amorim Júnior**  
(Membro da Banca)

  
\_\_\_\_\_  
**Eng. Carlos Eduardo de Siqueira Nascimento**  
(Membro da Banca)

**FLORIANÓPOLIS, SC  
NOVEMBRO/2009**

Aos meus pais.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao meu professor orientador Dr Henry Xavier Corseuil por toda a sua atenção e conhecimento a mim repassados e por se mostrar sempre disponível para o esclarecimento de minhas dúvidas. Ao Carlos José de Amorim Junior por me auxiliar com o modelo QUAL2K.

À Desenvix S.A, principalmente aos engenheiros Álvaro Eduardo Sardinha e Filipe Koefender pelo incentivo e sugestão do tema da monografia. À Simone Cavalieri pela disponibilização dos dados.

À toda a equipe da Flow Engenharia, em especial aos engenheiros Liu Ming, Carlos Eduardo Nascimento, Bernadete Steindwandter e Karine Xavier pelos esclarecimentos sobre hidráulica e hidrologia, essenciais para o modelo.

Finalmente, agradeço à minha família, amigos e a Isabela.

## RESUMO

O presente trabalho versa sobre a capacidade de autodepuração e a modelagem da qualidade da água do Rio das Antas – RS. A simulação foi realizada por meio do modelo unidimensional QUAL2K V. 2.11, selecionado pelo fato de possuir capacidade de representar o curso d'água de maneira precisa diante dos dados disponíveis. A partir da campanha de monitoramento da qualidade da água em oito pontos distintos, calibrou-se o QUAL2K para os seguintes parâmetros: oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, nitrogênio amoniacal e nitrato. O modelo representou de maneira adequada os constituintes ao longo do eixo longitudinal do rio, apesar das baixas concentrações dos poluentes. Após o processo de calibração calcularam-se as cargas máximas provenientes dos principais afluentes do rio das Antas para duas situações distintas. Na primeira considerou-se a vazão média de longo termo, enquanto que, na segunda adotou-se a vazão mínima de sete dias consecutivos para o período de retorno de dez anos. Para a vazão média obtiveram-se as seguintes cargas totais: 120.907 kg/d de DBOu, 63.814 kg/d de NH<sub>4</sub> e 177.544 kg/d de NO<sub>3</sub>, enquanto que, para a vazão mínima: 2.124 kg/d de DBOu, 1.154 kg/d de NH<sub>4</sub> e 2.638 kg/d de NO<sub>3</sub>. Demonstrando que o rio é capaz de suportar apenas a 2% da carga máxima da primeira situação quando está submetido a baixas vazões. Finalmente, simularam-se quatro cenários para o trecho estudado do rio das Antas. Em todos os Cenários as concentrações de oxigênio dissolvido estiveram dentro dos limites estabelecidos pelo CONAMA 357/05, mesmo com o lançamento das cargas máximas dos poluentes.

Palavras-chave: qualidade da água, autodepuração, QUAL2K.

## ABSTRACT

The present work treat of the capacity of self purification and the modeling of water quality of the das Antas River - RS. The simulation was proceeded using the one dimensional model QUAL2K V. 2.11, selected for the fact that has capacity to represent the river in a precise way over the available data. Using the monitoring campaign of water quality of eight distinct points, the QUAL2K was calibrated for the following parameters: dissolved oxygen, demand oxygen biochemist, ammoniac nitrogen and nitrate. The model represented in adequate way the constituent throughout the longitudinal axis of the river. After the calibration process the maximum loads proceeding from the main tributaries of the das Antas river had been calculated for two distinct situations. In the first one was considered the measured it flow, whereas, in second it was adopted minimum outflow of seven days consecutive for the period of return of ten years. The results of the measured flow are: 120.907 kg/d of last CBOD, 63.814 kg/d of  $\text{NH}_4$  and 177.544 kg/d of  $\text{NO}_3$ , while for the minimum flow the results are: 2.124 kg/d of last CBOD, 1.154 kg/d of  $\text{NH}_4$  and 2.638 kg/d of  $\text{NO}_3$ . The works show that the river has capacity to suport only 2% of the maximum load of the first situation when submitted to low flows. Finally, four scenes had been simulated for the studied stretch of the das Antas river. In all scenarios the concentrations of dissolved oxygen were within the limits established by CONAMA 357/05, even with the launch of the maximum loads of pollutants.

Key-words: water quality, self purification, QUAL2K.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>10</b>
<b>1.1 Justificativa .....</b>	<b>11</b>
<b>1.2 Objetivos.....</b>	<b>12</b>
1.2.1 Objetivo Geral .....	12
1.2.2 Objetivos Específicos .....	12
<b>2 REVISÃO BILIOGRÁFICA.....</b>	<b>13</b>
<b>2.1 Autodepuração dos Corpos Hídricos.....</b>	<b>13</b>
<b>2.2 Uso de Modelos Como Instrumento na Gestão dos Recursos Hídricos.....</b>	<b>15</b>
<b>2.3 Modelos de Qualidade da Água.....</b>	<b>17</b>
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>24</b>
<b>3.1 O Modelo QUAL2K – Versão 2.11 .....</b>	<b>24</b>
3.1.1 Balanço de Vazão .....	25
3.1.2 Características Hidráulicas .....	26
3.1.3 Dispersão Longitudinal .....	27
3.1.4 Principais Constituintes do Modelo e Balanço de Massa.....	28
<b>3.2 Caracterização da Bacia Hidrográfica Taquari - Antas.....</b>	<b>29</b>
<b>3.3 Dados Disponíveis para a Modelagem.....</b>	<b>33</b>
3.3.1 Hidrológicos .....	33
3.3.2 Perfil Longitudinal do rio das Antas .....	35
3.3.3 Seções Topobatimétricas e Restituição Aerofotogramétrica.....	36
3.3.4 Aspectos Qualitativos da Água .....	39
<b>3.4 Segmentação Esquemática do rio das Antas.....</b>	<b>41</b>
<b>4 RESULTADOS .....</b>	<b>43</b>
<b>4.1 Estimativa de Vazões.....</b>	<b>43</b>
4.1.1 Vazão Amostral .....	43
4.1.2 – Vazão Média de Longo Termo (QMLT).....	44
4.1.3 – Vazão Mínima (Q7,10).....	45
<b>4.2 Calibração do QUAL 2K .....</b>	<b>46</b>
4.2.1 Módulo Hidráulico .....	46
4.2.2 Módulo de Qualidade da Água.....	48
<b>4.3 Simulação da Qualidade da Água – Determinação das Cargas Máximas .....</b>	<b>53</b>
4.3.1 Cenário 1 .....	53
4.3.2 Cenário 2 .....	56
4.3.3 Cenário 3 .....	59
4.3.4 Cenário 4 .....	61
4.3.5 Análise Comparativa entre os Cenários .....	64
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>68</b>
<b>6 RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>71</b>
<b>7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>72</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comportamento do Oxigênio Dissolvido após o lançamento de despejos no corpo hídrico.....	14
Figura 2.2 - Variações da biota após o lançamento de efluentes num rio. ....	15
Figura 2.3 - Evolução do Modelo QUAL I (1970) até o QUAL2K (2000). ....	19
Figura 3.1 - Ilustração da interface do Qual2K que utiliza o Microsoft Excel.....	24
Figura 3.2 - Representação de um canal trapezoidal assumida pelo QUAL2K.....	26
Figura 3.3 - Localização da bacia Taquari – Antas no estado do Rio Grande do Sul.....	29
Figura 3.4 - Divisão da Bacia Taquari-Antas em Sub-bacias .....	30
Figura 3.5 - Perfil Longitudinal do rio das Antas.....	36
Figura 3.6 - Detalhamento de uma das seções topobatimétricas.....	37
Figura 3.7 - Localização das seções topobatimétricas ao longo do rio das Antas.....	38
Figura 3.8 - Localização dos pontos de coleta de qualidade da água.....	39
Figura 3.9 - Representação esquemática do rio das Antas.....	42
Figura 4.1 - Comparação gráfica entre o perfil longitudinal do rio das Antas com os níveis simulados pelo QUAL2K.....	47
Figura 4.2 - Representação Esquemática do Cenário 4.....	61

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Comparação entre os principais modelos matemáticos utilizados para a simulação da qualidade da água.....	21
Tabela 3.1 - Variáveis simuladas pelo modelo QUAL2K.....	25
Tabela 3.2 - Valores típicos do coeficiente de Manning para Arroios e Rios .....	27
Tabela 3.3 - Dados demográficos dos municípios abrangidos.. .....	31
Tabela 3.4 - Situação do Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário por Domicílios Particulares Permanentes. ....	32
Tabela 3.5 - Estações fluviométricas selecionadas para o estudo. ....	33
Tabela 3.6 - Resumo das medições de descarga líquida nos postos fluviométricos Palmeiras e Ponte São Marcos nos dias das campanhas de qualidade da água.....	33
Tabela 3.7 - Características das estações pluviométricas Antonio Prado e Tainhas. ....	34
Tabela 3.8 - Coordenadas geográficas dos oito pontos amostrais de qualidade da água. ....	40
Tabela 3.9 - Metodologias utilizadas nas análises dos parâmetros de qualidade da água.....	40
Tabela 4.1 - Vazões específicas calculadas nos dias de coleta de qualidade da água.....	43
Tabela 4.2 - Vazões de entrada estimadas para calibração dos constituintes da água .....	44
Tabela 4.3 - Vazões médias de longo termo estimadas para a cabeceira e para os principais afluentes do sistema. ....	45
Tabela 4.4 - $Q_{7,10}$ estimada para a cabeceira e para os principais afluentes do sistema.....	46
Tabela 4.5 - Características geométricas dos trechos simulados.....	47
Tabela 4.6 - Parâmetros de entrada referente a qualidade da água para a calibração do modelo.....	48
Tabela 4.7 - Coeficientes calibrados para as simulações.....	49
Tabela 4.8 - Carga máxima provinda dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para a QMLT. ....	53
Tabela 4.9 -Carga máxima provinda dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para a $Q_{7,10}$ .....	56
Tabela 4.10 - Carga provinda dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para o Cenário 3. ....	59
Tabela 4.11 - Características das barragens implantadas no Cenário 4.....	61



## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 - Precipitações registradas, entre os dias das amostragens de qualidade da água, nos postos pluviométricos Antonio Prado e Passo Tainhas. ....	34
Gráfico 4.1 - Calibração da Vazão Amostral. ....	44
Gráfico 4.2 - Calibração do Oxigênio Dissolvido. ....	50
Gráfico 4.3 - Calibração da DBO. ....	50
Gráfico 4.4 - Calibração do Nitrogênio Amoniacal ....	51
Gráfico 4.5 - Calibração do Nitrato ....	52
Gráfico 4.6 - Calibração do Nitrogênio Total Kjeldhal.....	52
Gráfico 4.7 - Simulação da concentração de OD para a QMLT. ....	55
Gráfico 4.8 - Simulação da concentração de DBO <sub>5</sub> para a QMLT.....	55
Gráfico 4.9 - Simulação da concentração de nitrato para a QMLT.....	55
Gráfico 4.10 - Simulação da concentração de NH <sub>4</sub> para a QMLT. ....	55
Gráfico 4.11 - Simulação da concentração de OD para a Q <sub>7,10</sub> . ....	58
Gráfico 4.12 - Simulação da concentração de DBO <sub>5</sub> para a Q <sub>7,10</sub> . ....	58
Gráfico 4.13 - Simulação da concentração de nitrato para a Q <sub>7,10</sub> ....	58
Gráfico 4.14 - Simulação da concentração de NH <sub>4</sub> para a Q <sub>7,10</sub> .....	58
Gráfico 4.15 - Simulação da concentração de OD para o Cenário 3.....	60
Gráfico 4.16 - Simulação da concentração de DBO <sub>5</sub> para o Cenário 3. ....	60
Gráfico 4.17 - Simulação da concentração de nitrato para o Cenário 3 ....	60
Gráfico 4.18 - Simulação da concentração de NH <sub>4</sub> para o Cenário 3. ....	60
Gráfico 4.19 - Simulação da concentração de DBO <sub>5</sub> para o Cenário 4. ....	63
Gráfico 4.20 - Simulação da concentração de NH <sub>4</sub> para o Cenário 4. ....	63
Gráfico 4.21 - Simulação da concentração de nitrato para o Cenário 4.....	63
Gráfico 4.22 - Simulação da concentração de OD para o Cenário 4.....	63
Gráfico 4.23 - Análise comparativa da concentração de oxigênio dissolvido entre os Cenários. ....	64
Gráfico 4.24 - Análise comparativa do coeficiente de reaeração entre os Cenários. ....	65
Gráfico 4.25 - Análise comparativa da concentração de DBO <sub>5</sub> entre os Cenários ....	66
Gráfico 4.26 - Análise comparativa da concentração de nitrogênio amoniacal entre os Cenários. ....	66
Gráfico 4.27 - Análise comparativa da concentração de nitrato entre os Cenários.....	67

## 1 INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural finito fundamental para a existência da vida. Dentre seus múltiplos usos destacam-se o abastecimento de água, irrigação agrícola, geração de energia, preservação da biota aquática, navegação, recreação e lazer. Sua disponibilidade implica não apenas em quantidade, mas também em qualidade satisfatória de acordo com as exigências dos ecossistemas aquáticos. Para Meybeck et al (1996), o uso da água pelo ser humano, para qualquer finalidade, resulta na deterioração da sua qualidade, limitando geralmente seu potencial de uso. Além das ações antrópicas, diversos fatores naturais interferem nas características físico-químicas das águas de uma bacia hidrográfica. Tucci (2001) cita que a qualidade da água, enquanto condição natural, varia de um corpo para outro, devido ao fato que esta é diretamente influenciada pelas condições geológicas, geomorfológicas e de cobertura vegetal de cada bacia de drenagem.

As atividades de caráter humano no desenvolvimento de bacias hidrográficas como uso e ocupação do solo, aliadas ao aumento de geração de cargas poluentes alteram de maneira significativa as características naturais das mesmas. Embora os corpos hídricos possuam capacidade natural de assimilação de cargas poluidoras, o despejo de esgoto bruto, sem tratamento, gera diversos prejuízos em sua qualidade, destacando-se o declínio na concentração de oxigênio dissolvido e a contaminação de animais e seres humanos pelo consumo e/ou contato com a água contaminada.

No Brasil, a resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) n° 357/05 institui os padrões de qualidade de água tanto para o uso humano quanto para a proteção das comunidades aquáticas, a partir do estabelecimento de concentrações máximas para determinados parâmetros físicos, químicos e biológicos. A mesma resolução também indica que os despejos industriais e domésticos devem ser tratados de modo a não prejudicar a biota aquática. Dessa forma, é indispensável o tratamento de qualquer tipo de efluente lançado num curso da água, assim como, a efetuação de estudos que visem avaliar a capacidade de assimilação de cargas poluidoras dos corpos hídricos. Dentro desse contexto, os modelos matemáticos de simulação de qualidade da água são cada vez mais utilizados para o planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos, com o intuito de se estimar as alterações das variáveis limnológicas e a capacidade de autodepuração dos rios em função dos múltiplos usos da água.

## 1.1 Justificativa

A poluição hídrica é a decorrência de qualquer mudança na qualidade física, química, radiológica ou biológica da água, causada diretamente pelo homem ou por suas atividades, e que pode ser prejudicial ao uso presente, futuro ou potencial desse recurso natural. Na grande maioria dos casos, a poluição hídrica em rios e arroios é proveniente de despejos domésticos contendo altas concentrações de matéria orgânica. De acordo com Sawyer (1978), o parâmetro utilizado para estimar essa matéria é a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), determinada pela medição do oxigênio consumido na oxidação da matéria orgânica. Esse processo de decomposição, efetuado por algas e bactérias, resulta na formação de nitratos, carbonatos, fosfatos e CO<sub>2</sub>, e faz com que a concentração de oxigênio dissolvido sofra um decréscimo, o que acaba prejudicando a biodiversidade do ecossistema aquático. (QUINBY-HUNT et al, 1983)

Os corpos hídricos possuem capacidade natural de se recuperar longitudinalmente, em função do restabelecimento do equilíbrio do meio aquático, após alterações pelas fontes de poluição afluentes (Streeter e Phelps, 1925). A recuperação do corpo hídrico é fundamentada no reabastecimento de oxigênio dissolvido pela aeração e pela fotossíntese. Em corpos hídricos, onde ocorre o movimento rápido da água, o primeiro fator é mais importante, já em águas estacionárias (pequenos lagos) a fotossíntese é o mecanismo predominante de reoxigenação. Contudo, a quantidade de cargas poluidoras pode ultrapassar a capacidade de depuração do rio, gerando uma condição anaeróbia, desfavorável para a biota aquática em virtude da ausência do oxigênio e da formação de compostos tóxicos como amônia. Desta forma, a elaboração de estudos que versem sobre a avaliação da autodepuração de cursos d'água mostra-se justificável e necessária para a preservação, conservação e manutenção dos recursos hídricos.

A Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler – RS (FEPAM) publicou no início de 2009 o Diagnóstico Ambiental da Bacia do Taquari Antas, com o intuito de caracterizar a bacia dentro de seu contexto regional, assim como, estabelecer as diretrizes para o processo de licenciamento ambiental de futuros empreendimentos previstos para a bacia. Sendo que, para a conservação da qualidade da água foi proposto à implementação de modelos matemáticos para a simulação de cenários futuros de utilização da bacia.

Uma forma de ocupação da referida bacia está relacionada com o desenvolvimento urbano e crescimento populacional. O que implica no lançamento de efluentes pontuais

caracterizados por uma descarga concentrada em um ponto bem definido, e difusos associados a lançamentos dispersos, ao longo do corpo d'água, influenciando diretamente nas características físicas, químicas e biológicas da água. (NOVOTNY, 2003). Outra forma de uso das águas da Bacia Taquari-Antas é a implementação de algumas barragens com o objetivo de gerar energia elétrica. A transformação de um trecho de rio em reservatório desencadeia uma série de processos biogeoquímicos que resultam em interferências nas características do meio aquático, destacando-se a instabilidade dos fatores físico-químicos, as alterações das comunidades biológicas a montante e a atenuação dos pulsos hidrológicos a jusante (DE FELIPO, 1999).

Para a modelagem da qualidade da água e capacidade da autodepuração do rio das Antas é fundamental que sejam implantados modelos matemáticos capazes de simular de maneira adequada cenários de desenvolvimento da bacia hidrográfica. Sendo assim, o modelo selecionado para este trabalho foi o modelo unidimensional QUAL2K Versão 2.11, suas características e limitações são apresentadas no desenvolver desse trabalho.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Modelar a qualidade da água e a capacidade de autodepuração do Rio das Antas - RS, por meio da utilização do modelo matemático QUAL2K Versão.2.11, com a finalidade de compreender o comportamento do oxigênio dissolvido em relação ao lançamento de cargas orgânicas.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Calibrar o modelo QUAL2K V.2.11 ao rio das Antas;
- Calcular a carga máxima possível da demanda bioquímica de oxigênio (DBO), nitrogênio amoniacal ( $\text{NH}_4$ ) e nitrato ( $\text{NO}_3$ ), provindas dos principais afluentes do rio das Antas para duas situações de vazão: Mínima de Sete Dias Consecutivos e Período de Retorno de 10 anos ( $Q_{7,10}$ ) e Média de Longo Termo (QMLT);
- Simular o comportamento das concentrações de oxigênio dissolvido (OD), DBO,  $\text{NH}_4$  e  $\text{NO}_3$  ao longo do eixo longitudinal do rio das Antas para quatro cenários distintos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Autodepuração dos Corpos Hídricos

Os rios possuem um grande poder depurador e apresentam capacidade de consumir as formas de poluentes. De acordo com Battalha et al. (1986), as águas residuárias, domésticas ou industriais, quando lançadas num curso d'água sofrem um processo natural de purificação que se realiza por meio de processos físicos, químicos e biológicos. A capacidade de um rio de recebimento e oxidação de efluentes domésticos e/ou industriais depende de sua disponibilidade de oxigênio. A condição de um corpo d'água poluído em qualquer momento é o resultado do balanço entre a reserva de  $O_2$  e a demanda bioquímica de oxigênio carregada pelo rio. Desta forma, a autodepuração de um rio é relacionada com a demanda de oxigênio, assim como, com as reservas de  $O_2$ , devendo, ainda, ser considerada a relação de vários fatores como tempo, temperatura e outras condições físicas. (STREETER; PHELPS, 1925)

De acordo com Chapra (1997), se um rio, originalmente, não é poluído, o nível de oxigênio dissolvido estará próximo da saturação. A introdução de despejos não tratados irá elevar os níveis da matéria orgânica. Isto gerará dois impactos. Primeiro, a matéria orgânica tornará a água turva. Desta forma, a luz não penetrará, suprimindo o crescimento dos vegetais. Alguns dos poluentes sedimentaram a montante do despejo criando lodo, que poderá emitir gases nocivos. Segundo, a matéria orgânica fornecerá alimento para os organismos heterotróficos. Conseqüentemente, a decomposição se tornará dominante. Grandes populações de organismos decompositores degradaram a matéria orgânica e durante esse processo ocorrerá a queda do nível de oxigênio dissolvido.

Segundo o mesmo autor, com a queda dos níveis de oxigênio o  $O_2$  atmosférico entra na água por difusão para compensar o déficit de oxigênio. Num primeiro momento, a quantidade de oxigênio consumido ultrapassa o valor da reaeração. Contudo, à medida que a matéria orgânica é assimilada e os níveis de  $O_2$  caem, chega um ponto em que a decomposição e a reaeração se igualam. Nesse momento, o nível crítico (mais baixo) de oxigênio será obtido (Figura 2.1). A partir deste ponto, a reaeração predomina e os níveis de oxigênio começam a subir. Nesta zona de recuperação, a água começa a clarear, pois a maioria da matéria orgânica despejada no corpo hídrico estará estabilizada e os nutrientes inorgânicos liberados durante o processo de decomposição, estarão em altos níveis de concentração. Conseqüentemente, a zona

de recuperação será, na maioria dos casos, caracterizada pela presença de vegetais aquáticos. Desta forma, o processo de produção de plantas pode tornar-se excessivo.

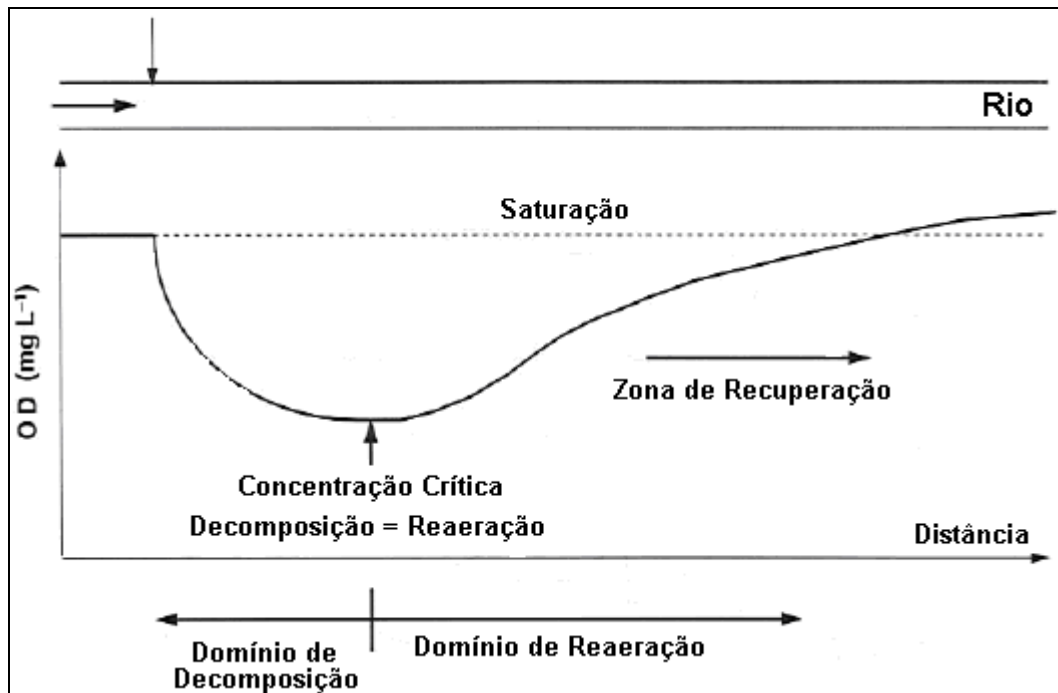


Figura 2.1 Comportamento do Oxigênio Dissolvido após o lançamento de despejos no corpo hídrico (Fonte: CHAPRA, 1997).

Além das mudanças químicas, os despejos também causam efeitos significantes na biota. A Figura 2.2 mostra que microorganismos e bactérias apresentam maiores concentrações perto do lançamento dos poluentes. Além disso, as bactérias são fontes de alimento para a proliferação de organismos como ciliados, rotíferos e crustáceos. A diversidade dos organismos superiores diminui drasticamente na degradação e durante a atividade de decomposição a jusante do despejo. Ao mesmo tempo, o número total de organismos aumenta. No decorrer da recuperação, essas marcas são revertidas. (CHAPRA, 1997).

A capacidade de autodepuração é limitada e depende diretamente: das características do corpo hídrico, da quantidade e natureza da matéria orgânica presente no mesmo, dos microorganismos e das condições ambientais do rio (EIGER, 2003). Sendo assim, é necessário que estudos específicos sejam desenvolvidos, com o objetivo de compreender a quantidade de efluentes que cada rio é capaz de receber.

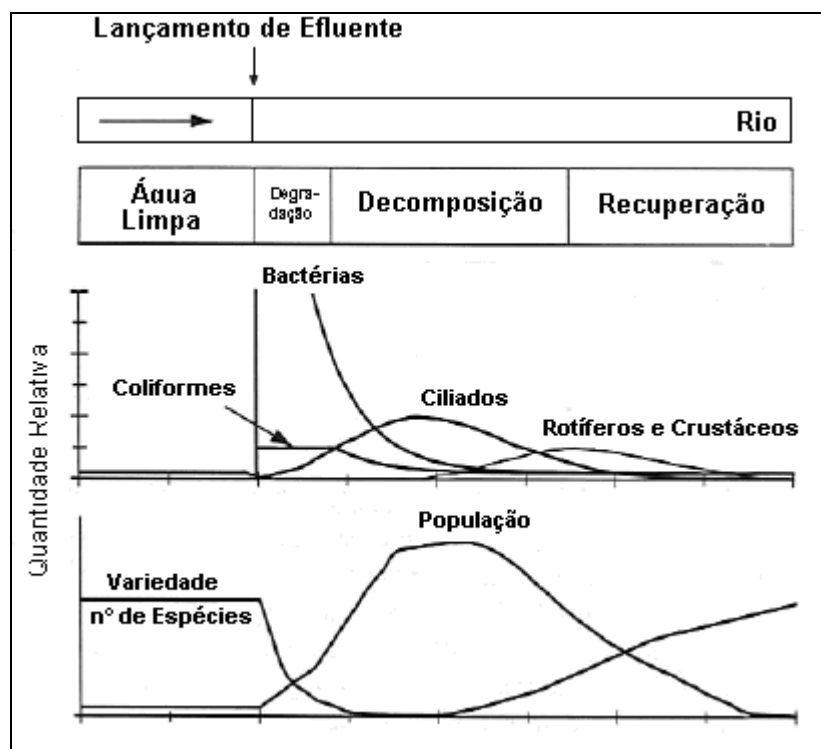


Figura 2.2 - Variações da biota após o lançamento de efluentes num rio. (Fonte: CHAPRA, 1997).

## 2.2 Uso de Modelos Como Instrumento na Gestão dos Recursos Hídricos

A validação da Política Nacional dos Recursos Hídricos requer a utilização de recursos com o intuito de verificar se suas metas estão ou não sendo alcançadas e quais as ações para isso acontecer. Diante disso, dá-se a necessidade da realização de campanhas periódicas de monitoramento de qualidade da água na bacia. Contudo, devido a custos e dificuldades técnicas envolvidas na execução desses programas a representatividade de um sistema de monitoramento torna-se bastante reduzida. A aplicação conjunta de modelagem matemática e de monitoramento de qualidade da água pode então ser uma saída no planejamento dos recursos hídricos da bacia.

Nas bacias hidrográficas Norte-Americanas a combinação dessas duas metodologias (monitoramento e simulação) é amplamente desenvolvida como instrumento na gestão dos recursos hídricos, por meio da estimativa da carga máxima total diária (TDML). A TDML corresponde à quantidade máxima de uma determinada substância dissolvida que um corpo da

água pode receber para que continue de acordo com seus padrões de qualidade da água. (Horn et al., 2004).

Embora os processos e as reações químicas envolvidos nos corpos da água sejam de extrema complexidade, os modelos matemáticos vêm sendo desenvolvidos de forma a englobá-los de maneira simplificada e prática (GASTALDINI, 1982). Uma ferramenta para a avaliação do impacto de despejos nas características físico-químicas e biológicas das águas é a utilização de modelos de simulação, o que vem crescendo bastante nos últimos anos e vem se consolidando como uma nova alternativa para a gestão dos recursos hídricos (DROLC; KONCAN, 1996).

Von Sperling (2007) cita que os modelos podem ser aplicados objetivando o aumento da compreensão de um sistema, o gerenciamento e planejamento à longo prazo da bacia, estudos de adequação a padrões de qualidade da água, alocação de cargas poluidoras, avaliação de comportamentos sazonais e controle integrado de estações de tratamento de esgotos e do corpo d'água receptor. Batalha (1986) também relata a aplicação de modelos para a compreensão dos processos que ocorrem num corpo hídrico, considerando-se os mecanismos de autodepuração para melhoria da qualidade da água.

São vários os casos do uso de modelagem matemática para a gestão e planejamento dos recursos hídricos de uma bacia no Brasil e no mundo. Mc Avoy et al. (2003) desenvolveu uma pesquisa, utilizando dados de monitoramento e ajuste de modelo matemático, para mapear a zona de purificação do rio Balatuin, Filipinas. Sakian (2006) utilizou o QUAL2K para estimar o valor da vazão ecológica necessária para manter as condições de qualidade da água entre duas barragens no rio Karun (Iran). Sardinha et al. (2008) aplicaram o mesmo modelo para avaliar a qualidade da água e autodepuração do Ribeirão do Meio, Leme (SP). No estudo identificaram as zonas de autodepuração do rio e indicaram a necessidade de tratamento de esgotos. Kannel et al. (2007) aplicaram o QUAL2Kw ao rio Bagmati (Nepal) para modelar a qualidade da água, constatando que o modelo unidimensional após ser calibrado representou bem os dados de campo, com algumas exceções. O modelo apresentou resultados moderados para os parâmetros nitrogênio total, demanda bioquímica de oxigênio e taxas de nitrificação.

Existem ainda exemplos mais complexos de utilização dos modelos, como o estudo de Wells (2000) que simulou a qualidade da água do rio Lower Snake (EUA), o qual possui três baragens em cascata, com o modelo CE-QUAL-W2 Versão3. Já Larentis (2004) avaliou o impacto na qualidade das águas devido à implantação de 55 usinas hidrelétricas na bacia



Taquari-Antas com o auxílio de modelagem matemática, chegando à conclusão que o modelo demonstrou ser uma ferramenta útil para a simulação de cenários de desenvolvimento. Inclusive recomendou a adoção de modelos unidimensionais para a avaliação do oxigênio dissolvido nos trechos de vazão reduzida das usinas.

Segundo Tundisi (1999), no futuro os profissionais relacionados com o setor de recursos hídricos deverão considerar cenários com várias possibilidades de gerenciamento e propor alternativas adequadas para os mesmos. Desta forma, a modelagem e simulação d'água será a principal ferramenta para suporte á tomadas de decisão. Souza (2006) destaca que os modelos de simulação de qualidade da água apresentam baixo custo operacional, flexibilidade e bom nível de resultado, justificando a utilização desses no gerenciamento da bacia hidrográfica.

### 2.3 Modelos de Qualidade da Água

Um modelo matemático pode ser definido como uma tradução simplificada e generalizada das características mais importantes de uma situação; uma idéia da verdade aplicada a fim de se reduzir a variedade e complexidade do mundo real para que se possa representá-lo. Ou simplesmente, conceitua-se como um panorama da realidade. Os modelos ambientais visam à representação do fato, em virtude disso dificilmente transcrevem toda a complexidade das interações nos sistemas ambientais. (VON SPERLING, 2007)

O modelo pioneiro de simulação de qualidade da água é o modelo de Streeter e Phelps, que em 1925, desenvolveram e aplicaram as primeiras equações diferenciais para simular as concentrações de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio na direção longitudinal do rio Ohio. A pesquisa teve como objetivo avaliar o impacto sobre o oxigênio dissolvido devido aos despejos pontuais de estações de tratamento de efluentes urbanos. A partir desse fato, diversos pesquisadores aprimoraram o modelo (McCUTCHEON, 1989). As simplificações assumidas pelo modelo clássico são que o sistema é considerado unidimensional sem dispersão, regime permanente constante, a demanda bioquímica de oxigênio é o único consumidor de O<sub>2</sub>, a atmosfera é a fonte para a reposição do O<sub>2</sub>, as fontes pontuais e difusas são constantes. As equações que regem o modelo de Streeter e Phelps para o cálculo das concentrações de Oxigênio Dissolvido (Equação 2.1) e Demanda Bioquímica de Oxigênio (Equação 2.2) podem ser observadas a seguir (CHAPRA, 1997).

$$u \frac{dD}{dx} = KdL - KaD \quad (2.1)$$

$$u \frac{dL}{dx} = -KdL \quad (2.2)$$

Onde:

D é o déficit de oxigênio dissolvido em X (mg/L);

Ka é o coeficiente de reaeração ( $d^{-1}$ );

L é a concentração de DBO última (mg/L)

X é a posição longitudinal (m)

u é a velocidade (m/s)

Kd é o coeficiente de desoxigenação ( $d^{-1}$ );

A partir da pesquisa de Streeter e Phelps e do desenvolvimento científico que envolve a qualidade da água em corpos hídricos, os mecanismos de transporte e as cinéticas das reações bioquímicas, em conjunto com o avanço da informática foram elaborados novos modelos. Na década de 60, os modelos de transporte de massa unidimensionais foram substituídos por modelos numéricos segmentados unidimensional e bidimensional, em que as equações diferenciais são discretizadas por elementos computacionais finitos. Outra evolução dos modelos está relacionada com as componentes hidráulicas, como dispersão, modelos de turbulência, perfil não-uniforme de velocidade, entre outros (SOUZA, 2006 apud Orlob, 1983).

Um exemplo de evolução dos modelos de simulação da qualidade da água pode ser observado na pesquisada efetuada por Park et al. (2002), que compararam dois modelos de simulação num estudo de qualidade da água em um rio da Coreia, o QUAL2E e sua forma mais atual, o QUAL2K, constando que as alterações feitas no 2K propiciaram resultados mais precisos, os quais serviram como ferramenta para tomadas de decisão em âmbito político. A Figura 2.3 ilustra a evolução do modelo ao longo do tempo.

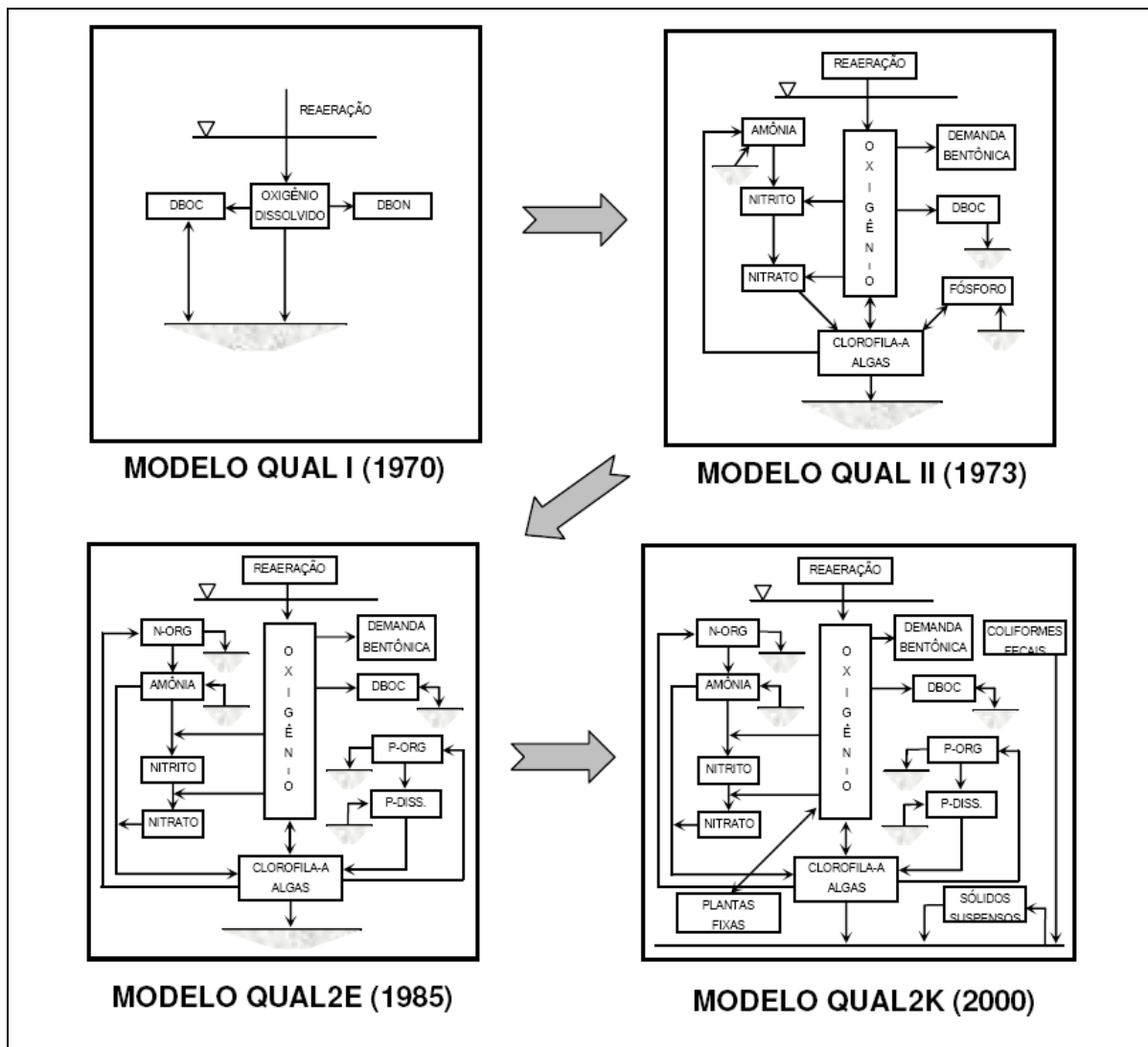


Figura 2.3 – Evolução do Modelo QUAL I (1970) até o QUAL2K (2000) (Fonte: Park et al., 2002).

Existem diversos trabalhos publicados diagnosticando a atual situação dos modelos de qualidade da água. Rauch et al. (1998) desenvolveram uma série com três artigos relatando o estado da arte dos modelos, no estudo foram discutidos os processos, formulações, aplicações e limitações dos mesmos. Outro estudo comparativo entre modelos de qualidade da água de rios foi elaborado por Cox (2003), que cita que todos possuem limitações, e que essas devem ser consideradas durante as interpretações das simulações. Para Fitzpatrick et al. (2001) os modelos de qualidade da água podem ser utilizados para a simulação de parâmetros físico-químicos e biológicos em diversos tipos de corpos hídricos: rios, lagoas, lagunas, reservatórios, sistemas costeiros, estuários, arroios. Os modelos de qualidade da água são compostos por dois módulos distintos entre si. O módulo hidráulico que determina as relações

entre as variáveis batimétricas do corpo hídrico e os campos de velocidade. E o módulo de transporte de massa, o qual simula a dispersão, transporte e os processos cinéticos dos constituintes dissolvidos no rio. (RAJAR, 1997)

Segundo Makinia et al. (1998), os modelos podem ser classificados de acordo com o detalhamento espacial, temporal e tipo de ecossistema a ser estudado. Sendo assim, resumidamente, são divididos em: Modelos permanentes unidimensionais; Modelos hidrodinâmicos unidimensionais; Modelos hidrodinâmicos unidimensionais (vertical); Modelos hidrodinâmicos bidimensionais e tridimensionais.

Souza (2006) sugere de maneira simplificada que os modelos unidimensionais que simulam os gradientes longitudinais são aplicados a rios e arroios, para isso deve ser considerado que os gradientes de concentração longitudinal prevalecem sobre as variações das concentrações verticais e laterais dos constituintes dissolvidos. Enquanto, os modelos unidimensionais verticais são utilizados para reservatórios. O mesmo autor relata que o uso de modelos bidimensionais para rios é empregado apenas em casos especiais, em que as variações de concentrações laterais e verticais são importantes.

Diante da complexidade dos sistemas aquáticos, os modelos devem ser selecionados de maneira criteriosa. Para a obtenção de uma simulação bem sucedida, o modelo deve ser preciso, representando de maneira mais exata possível a realidade e deve possuir a capacidade de analisar a quantidade de parâmetros e variáveis selecionados na modelagem (ORENS, 1984). Para Martin et al (2004), a seleção do modelo de simulação para corpos hídricos deverá atender a quatro critérios: (1) Características do corpo d'água (rio, estuário, lago ou reservatório); (2) Nível de detalhamento espacial; (3) Nível de detalhamento temporal e (4) Nível de detalhamento do constituinte dissolvido.

Outro fator essencial para uma modelagem de sucesso é a disponibilidade de dados adequados para a calibração do modelo, geralmente um banco de dados de campo é limitado pela carência de recursos financeiros e mão-de-obra especializada. (SHANAHAN et al., 1998). Para Wells (2005), o erro mais comum cometido em simulações de qualidade da água é a calibração do modelo mal sucedida, principalmente quando ocorre falta de medições de campo, condições de contorno e dados de entradas inapropriados. Tais fatores reforçam a importância da seleção do modelo, que deve possuir atributos para a simulação em função dos dados disponíveis para a entrada no modelo.

Em função do grande número de modelos disponibilizados para a simulação da qualidade da água, Ambrose et al. (1996) realizou uma pesquisa comparando uma série de

programas. Nesta foram consideradas as características hidrodinâmicas, de transporte de massa, sedimentos e de qualidade da água. A Tabela 2.1 resume as comparações efetuadas pelos autores.

Tabela 2.1 - Comparação entre os principais modelos matemáticos utilizados para a simulação da qualidade da água (Adaptado de : Ambrose et al., 1996).

	Programa	QUAL 2	WASP 5	CE-QUAL-ICM	HEC5 Q	MIKE 11	ATV Model	Salmon - Q
Hidrodinâmica	Entradas Externas	sim	sim	não	não	sim	não	não
	Simulação	não	sim	sim	sim	sim	sim	sim
	Estrutura de Controle	não	não	sim	sim	sim	sim	sim
Transporte	Advecção	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
	Dispersão	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
Sedimento	Módulo Qualitativo	não	sim	sim	não	sim	sim	não
Qualidade da Água	Temperatura	sim	não	sim	sim	sim	sim	sim
	Bactéria	não	não	sim	sim	sim	sim	sim
	Oxigenio Dissolvido	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
	Nitrogênio	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
	Fósforo	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
	Fitoplankton	sim	sim	sim	sim	sim	sim	sim
	Zooplankton	não	não	sim	não	sim	sim	não
Algas Bentonicas	não	não	não	não	sim	sim	sim	

Para Makinia et al. (1998) os principais modelos de simulação de qualidade da água são WASP, HSPF, CE-QUALRIV1, CE-QUAL-W2 e HEC-5Q/QRRS. Cox (2003) classifica os modelos em: modelos simples SIMCAT e TOMCAT; modelos intermediários QUAL2E e QUASAR e modelos complexos MIKE-11 e ISIS. Os modelos SIMCAT e TOMCAT foram desenvolvidos pela Agência de Meio Ambiente do Reino Unido e possuem a mesma conceituação teórica. São modelos unidimensionais, que representam os impactos causados resultantes de lançamento de descargas pontuais e difusas em regime permanente e não utilizam o modelo de advecção-dispersão para o transporte de poluentes. Ambos assumem que o comportamento do oxigênio dissolvido ao longo do rio é influenciado apenas pela reaeração e pela demanda bioquímica de oxigênio.

O modelo de qualidade da água QUASAR (Quality Simulation Along River) é um modelo dinâmico simples que compreende uma coleção de equações diferenciais que descrevem as variações das concentrações dos parâmetros sobre o tempo. O modelo também é unidimensional, assume a mistura completa dos poluentes e considera os processos de dispersão e advecção. Os parâmetros considerados pelo modelo são: nitrato, oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, amônia, temperatura, pH e substâncias conservativas. (WHITEHEAD et al., 1997)

Outro modelo unidimensional é o MIKE11 que simula fluxo dinâmico em rios sob condições homogêneas. O MIKE11 pode ser utilizado para (1) análise de riscos de inundação; (2) previsão de inundação de tempo real; (3) avaliação de qualidade de água em rios, reservatórios e áreas alagadas; (4) previsão de qualidade de água e rastreamento de poluente; (5) transporte de sedimentos e morfologia de rio; (6) integração da água superficial e subterrânea para escoamento superficial. Os constituintes simulados são oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, coliformes, nitrogênio, fósforo, metais e indicadores aquáticos (fitoplâncton, zooplâncton e demanda bentônica) (DHI, 2009).

O CE-QUAL-W2 é um simulador computacional bidimensional (Longitudinal-Vertical) e hidrodinâmico de qualidade da água, originalmente desenvolvido para simulação de corpos de água profundos. O modelo possui atributos para a simulação da bacia hidrográfica inteira, considerando rios conectados a lagos, reservatórios ou estuários (WELLS, 2000). Quanto a qualidade da água o modelo é capaz de simular dezoito variáveis, dentre elas, oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, sólidos suspensos, fósforo dissolvido, nitrogênio amoniacal, nitratos, alcalinidade, carbono inorgânico total, ferro total. O modelo apresenta alguns problemas quando a existência de trechos com alta declividade e baixa vazão. (Cole et al., 2003)

O WASP (Water Quality Analysis Simulation Program) possui aptidão para efetuar simulações em uma, duas ou até mesmo três dimensões. O modelo apresenta três módulos denominados “TOXI”, “EUTRO” e “DYNHYD”. O primeiro abrange o transporte e as transformações químicas, o segundo simula o oxigênio dissolvido e os processos de eutrofização e o último é um módulo hidrodinâmico utilizado para a previsão de vazão e volume. O modelo é bastante difundido nos Estados Unidos da América e na América Latina (USEPA, 2009).

O HEC5Q é um modelo desenvolvido pelo US Army Corps of Engineers, é uma adequação do modelo unidimensional HEC 5 aplicado para estudos da hidrodinâmica de rios

por meio das equações de Saint-Venant. O modelo é capaz de simular as seguintes variáveis qualitativas da água: temperatura, oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, nitrogênio, fósforo, coliformes e fitoplâncton. ( US Army Corps of Engineers, 2009).

Desenvolvido pela USEPA (Environmental Protection Agency) o QUAL2E é o modelo mais empregado no mundo, o número de artigos publicados relatando a utilização desse prova esse fato. A equação básica resolvida pelo QUAL2E é a equação de transporte de massa unidimensional, a qual é numericamente integrada no espaço e no tempo para cada um dos componentes de qualidade da água. A equação inclui os efeitos de advecção, difusão, reações e interações entre os componentes, além de fontes difusas e/ou pontuais e sumidouros. O QUAL2E pode simular os seguintes parâmetros: nitrogênio, fósforo, oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, algas, produtos químicos orgânicos, metais, mercúrio, agentes patogênicos e temperatura (BROWN; BARNWELL, 1987).

A versão atualizada do QUAL2E é o QUAL2K. Segundo Chapra (2008), a nova versão se diferencia do modelo pioneiro nos seguintes aspectos: (1) É implementado em extensão Microsoft Windows e utiliza o Excel como interface gráfica; (2) Permite a segmentação de trechos com elementos e tamanhos diferentes, e possibilita inserir múltiplas cargas e abstrações em cada elemento; (3) O Q2K usa duas formas de representar o carbono orgânico. Estas formas representam à oxidação lenta, DBO lenta, e a oxidação rápida, DBO rápida, da matéria orgânica. O modelo simula também material particulado orgânico, detritos, não vivos; (4) Considera a redução de compostos em nível zero de oxigênio, fase anóxica. O processo de desnitrificação é modelado em uma reação de primeira ordem, o qual se torna efetivo em baixas concentrações de oxigênio; (5) O modelo simula algas presas ao fundo; (6) O pH é calculado em função da alcalinidade e do carbono inorgânico total; (7) É simulado um agente patogênico qualquer. A remoção dos agentes patogênicos é simulada em função da temperatura, da luz e da sedimentação. O modelo Q2K permite especificar vários parâmetros cinéticos de um trecho específico.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 O Modelo QUAL2K – Versão 2.11

O modelo selecionado para efetuar a simulação da qualidade da água foi o QUAL2K V. 2.11, que é uma versão atualizada do QUAL2E originalmente desenvolvido por Chapra (2003) na universidade de Tufts. O Q2K, disponibilizado pela U.S.E.P.A (United States Environmental Protection Agency), foi escolhido pelo fato de ser uma ferramenta com a capacidade de representar o rio das Antas de maneira precisa diante dos dados disponíveis, por possuir interface gráfica de fácil utilização (Figura 3.1) e por ser uma adaptação do Q2E, um modelo difundido no mundo inteiro. O QUAL2K é um modelo livre e foi obtido do site: [www.epa.gov](http://www.epa.gov).

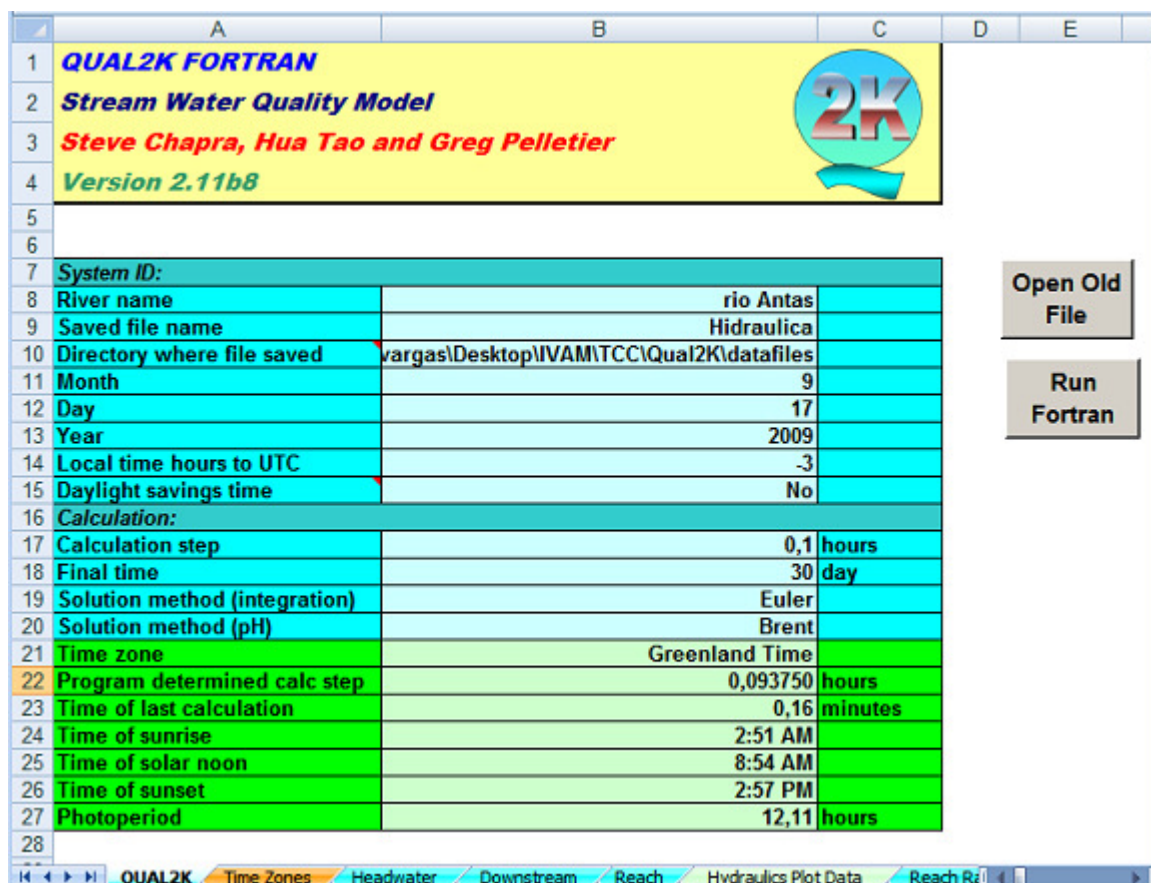


Figura 3.1 – Ilustração da interface do Qual2K que utiliza o Microsoft Excel.



O QUAL2K (Q2K) é aplicado em rios e córregos e é capaz de simular diversos parâmetros qualitativos da água. O modelo representa de uma melhor maneira corpos hídricos que apresentem uma boa mistura vertical e lateral, pois o mesmo assume que o canal possui mistura completa, ou seja, a concentração do material em estudo é homogênea em uma determinada seção transversal. Uma das principais hipóteses simplificadoras é que o transporte dos constituintes presentes na água ocorre de maneira unidimensional, sendo considerada apenas a dispersão no sentido longitudinal do rio. O Q2K limita-se a simulação da vazão constante e não uniforme e é apto para modelar fontes pontuais e difusas, tanto de saída, quanto de entrada. As variáveis simuladas pelo modelo são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Variáveis simuladas pelo modelo QUAL2K (adaptado de CHAPRA, 2008)

Variáveis	Unidade	Variáveis	Unidade
Condutividade	µmhos	Fitoplâncton	µgA/L
Sólidos Suspensos Inorgânicos	mgD/L	Detritos	mgD/L
Oxigênio Dissolvido	mgO <sub>2</sub> /L	Patógenos	cfu/100 mL
DBOC reação lenta	mg O <sub>2</sub> /L	Constituintes Genéricos	definidos pelo usuário
DBOC reação rápida	mg O <sub>2</sub> /L	Alcalinidade	mgCaCO <sub>3</sub> /L
Nitrogênio Orgânico	µgN/L	Carbono Inorgânico Total	mole/L
Nitrogênio Amoniacal	µgN/L	Biomassa de Algas De Fundo	gD/m <sup>2</sup>
Nitrato	µgN/L	Nitrogênio de Algas de Fundo	mgN/m <sup>2</sup>
Fósforo Orgânico	µgP/L	Fósforo de Algas de Fundo	mgP/m <sup>2</sup>
Fósforo Inorgânico	µgP/L		

O modelo simula o principal rio de um corpo hídrico, assim como, os seus afluentes e assume que os trechos possuem características hidráulicas constantes, como inclinação, coeficiente de Manning, largura do fundo. Os cursos da água afluentes ao rio principal são inseridos no modelo como fontes pontuais, podendo estes ser implantados em qualquer localização dos trechos. O QUAL2K permite que os trechos sejam subdivididos em elementos computacionais, possibilitando a inserção de múltiplas cargas e abstrações em cada elemento.

### 3.1.1 Balanço de Vazão

Em cada elemento computacional é realizado um balanço da vazão, considerando o escoamento em regime permanente. A equação 3.1 descreve o procedimento para o cálculo da vazão de saída  $i$ .

$$Q_i = Q_{i-1} + Q_{in,i} - Q_{ab,i} \quad (3.1)$$

onde:

$Q_i$ : vazão de saída do elemento  $i$  e de entrada do elemento  $i + 1$  ( $m^3/d$ );

$Q_{i-1}$ : vazão de entrada do elemento  $i - 1$  a montante ( $m^3/d$ );

$Q_{in,i}$ : vazão de entrada no elemento  $i$  por fontes pontuais e/ou difusas ( $m^3/d$ );

$Q_{ab,i}$ : vazão de abstração do elemento  $i$  por fontes pontuais e/ou difusas ( $m^3/d$ ).

### 3.1.2 Características Hidráulicas

Existem três diferentes métodos para o cálculo hidráulico do modelo: Equações de Manning, Represas e Curva-Chave. Optou-se por utilizar apenas os dois primeiros métodos nessa pesquisa.

Para o primeiro, o modelo assume que o corpo hídrico é um canal com seção trapezoidal. Sendo necessário inserir o valor das inclinações dos taludes, largura do fundo e inclinação do terreno para cada trecho (Figura 3.2).

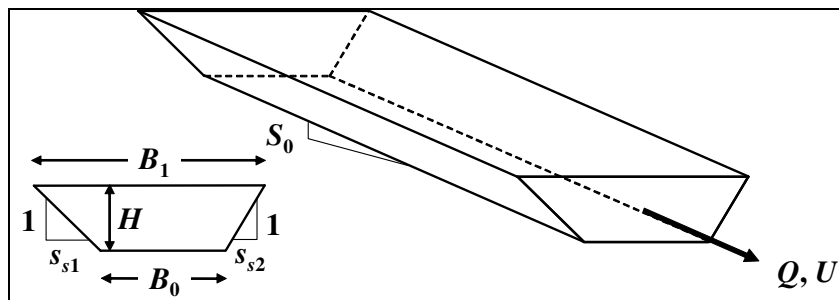


Figura 3.2 –Representação de um canal trapezoidal assumida pelo QUAL2K

O QUAL2K simula o escoamento ou regime permanente, ou seja, a velocidade em certo ponto da corrente não possui variação ao longo do tempo, em módulo, direção e sentido. Conseqüentemente as demais variáveis hidráulicas como área molhada, altura, perímetro molhado serão constantes em uma seção do canal. A vazão nesse tipo de escoamento apresenta uma continuidade entre as seções. (PORTO, 2006). Em condições de fluxo

permanente a equação de Manning (Equação 3.2) pode ser utilizada para expressar a relação entre vazão e profundidade, como:

$$Q = \frac{S_0^{1/2} A_c^{5/3}}{n P^{2/3}} \quad (3.2)$$

onde:

$Q$ : vazão (m<sup>3</sup>/s);

$S_0$ : declividade de fundo (m/m,);

$n$ : coeficiente de manning;

$A_c$ : área da seção(m<sup>2</sup>);

$P$ : perímetro molhado(m).

O coeficiente de Manning é uma variável de entrada do QUAL2K, essencial para a calibração do modelo. Sua escolha deve ser criteriosa, pois este varia de acordo com o revestimento do canal, crescimento de vegetação, processos de erosão ou sedimentação e pela presença de curvas. Porto (2006) destaca que arroios e rios possuem o coeficiente variando entre 0,025 até 0,100 dependendo das características do canal. A Tabela 3.2 a seguir apresenta os valores típicos do coeficiente de rugosidade para rios e arroios.

Tabela 3.2 – Valores típicos do coeficiente de Manning para Arroios e Rios (Adaptado de PORTO, 2006)

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boas	Boas	Regulares	Más
1. Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
2. Como em 1, porém com vegetação e pedras.	0,030	0,033	0,035	0,040
3. Com meandros, bancos e poços pouco profundos, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
4. Como em 3, águas baixas, declividade fraca	0,040	0,045	0,050	0,055
5. Como em 3, com vegetação e pedras	0,033	0,035	0,040	0,045
6. Como em 4, com pedras	0,045	0,050	0,055	0,060
7. Com margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
8. Com margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

### 3.1.3 Dispersão Longitudinal

O cálculo para a dispersão longitudinal do modelo é influenciado diretamente pelas características hidráulicas do canal. O Q2K se baseia na seguinte equação para a estimativa da dispersão:

$$E_{p,i} = 0.011 \frac{U_i^2 B_i^2}{H_i U_i^*} \quad (3.3)$$

Onde:

$E_{p,i}$  é a dispersão longitudinal entre os elementos  $i$  e  $i+1$  ( $m^2/s$ );

$U_i$  é a velocidade ( $m/s$ );

$B_i$  é a largura do canal ( $m$ );

$H_i$  é a profundidade média ( $m$ );

$U_i^*$  é a velocidade de cisalhamento ( $m/s$ ).

### 3.1.4 Principais Constituintes do Modelo e Balanço de Massa

O modelo QUAL2K considera as relações dos aspectos qualitativos da água baseando-se no comportamento de dezenove constituintes. O modelo realiza o balanço de massa para cada constituinte do modelo, exceto para variáveis relacionadas às algas de fundo. Para cada elemento computacional a equação geral do balanço de massa é aplicada (Equação 3.4).

$$\frac{dc_i}{dt} = \frac{Q_{i-1}}{V_i} c_{i-1} - \frac{Q_i}{V_i} c_i - \frac{Q_{ab,i}}{V_i} c_i + \frac{E'_{i-1}}{V_i} (c_{i-1} - c_i) + \frac{E'_i}{V_i} (c_{i+1} - c_i) + \frac{W_i}{V_i} + S_i + \frac{E'_{hyp,i}}{V_i} (c_{2,i} - c_i) \quad (3.4)$$

Sendo:  $Q_i$ : vazão no elemento  $i$  ( $m^3/s$ );  $Q_{ab,i}$  vazão de abstração no elemento  $i$  ( $m^3/s$ );  $V_i$  volume no elemento  $i$  ( $m^3$ );  $W_i$ : carga externa do elemento  $i$  ( $g/d$  ou  $mg/d$ );  $S_i$ : fontes externas constituintes devido aos mecanismos de transferência de massa e reações ( $g/m^3/d$  ou  $mg/m^3/d$ ).

A DBO rápida aumenta sua concentração via dissolução de detritos e hidrólise da DBO lenta, a diminuição de sua concentração ocorre devido oxidação e desnitrificação (Equação 3.5).

$$Scf = FfrodDetrDiss + SlowCHydr - FastCOxid - rdnDenitr \quad (3.5)$$

A concentração da amônia aumenta devido a hidrólise do nitrogênio orgânico e respiração do fitoplâncton. Já a nitrificação e a fotossíntese diminuem a concentração desse composto, de acordo com a equação 3.6.

$$Sna = DONHydr - rnaPhyto Re sp - NH4Nitrif - rnaPapPhytoPhoto + PabBotAlgUptakN \quad (3.6)$$

A concentração de nitrato aumenta devido à nitrificação da amônia e diminui via desnitrificação e fotossíntese (Equação 3.7).

$$Sni = NH4Nitrif - Denitr - rna(1 - Pap)PhytoPhoto - (1 - Pab)BotAlgUptakeN \quad (3.7)$$

### 3.2 Caracterização da Bacia Hidrográfica Taquari - Antas

O rio das Antas pertence à bacia Taquari-Antas (Figura 3.3), situada na região nordeste do estado do Rio Grande do Sul. A bacia abrange uma área de drenagem de 26.428 km<sup>2</sup>, equivalente a 9% do território estadual, e possui 110 municípios inseridos total ou parcialmente. Limita-se ao norte com a bacia do rio Pelotas, a oeste e ao sul com a bacia do rio Jacuí e a leste com as bacias dos rios Caí e Sinos (DRH/MAGNA, 1997).

O rio principal possui extensão de 530Km desde as nascentes até a foz, sendo 390 km denominado rio das Antas e 140 km rio Taquari. Seus principais afluentes pela margem esquerda são os rios Camisas, Tainhas e Lajeado Grande, e pela margem direita os rios Quebras-Dentes, da Prata, Carreiro, Guaporé, Forqueta e Taquari-Mirim. A Bacia do Taquari-Antas é compreendida, quase totalmente, por litologias da bacia do Paraná na porção médio-superior, onde se encontram derramamentos de lava basáltica. Na porção sul e cabeceiras dos cursos d'água localizam-se os depósitos sedimentares de origem coluvial, fluvial e eólica, do quaternário recente.

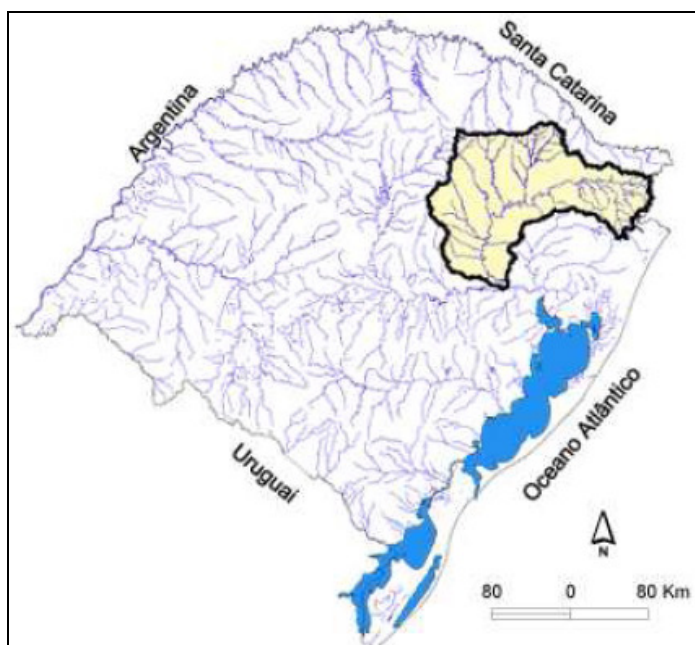


Figura 3.3 - Localização da bacia Taquari – Antas no estado do Rio Grande do Sul. (fonte: FEPAM, 2009)

Devido à diferenciação topográfica, a Bacia assume três áreas com paisagens distintas, a Figura 3.4 apresenta as áreas divididas pela altitude. De acordo com o Diagnóstico Ambiental

da Bacia Taquari Antas, emitido pela Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler (FEPAM), o tipo climático predominante é o subtropical úmido, que segundo o sistema geral de Koeppen, possui duas variações Cfa e Cfb. Altitudes inferiores a 600 m são classificadas como Cfa e caracterizam-se por temperaturas médias compreendidas entre  $-3^{\circ}\text{C}$  e  $18^{\circ}\text{C}$  para o mês mais frio, e superiores a  $22^{\circ}\text{C}$  para o mês mais quente. Já o Cfb apresenta temperaturas médias do mês mais quente inferiores a  $22^{\circ}\text{C}$  e precipitação total anual superior a 1600mm, as áreas com cotas superiores a 600m fazem parte deste grupo.

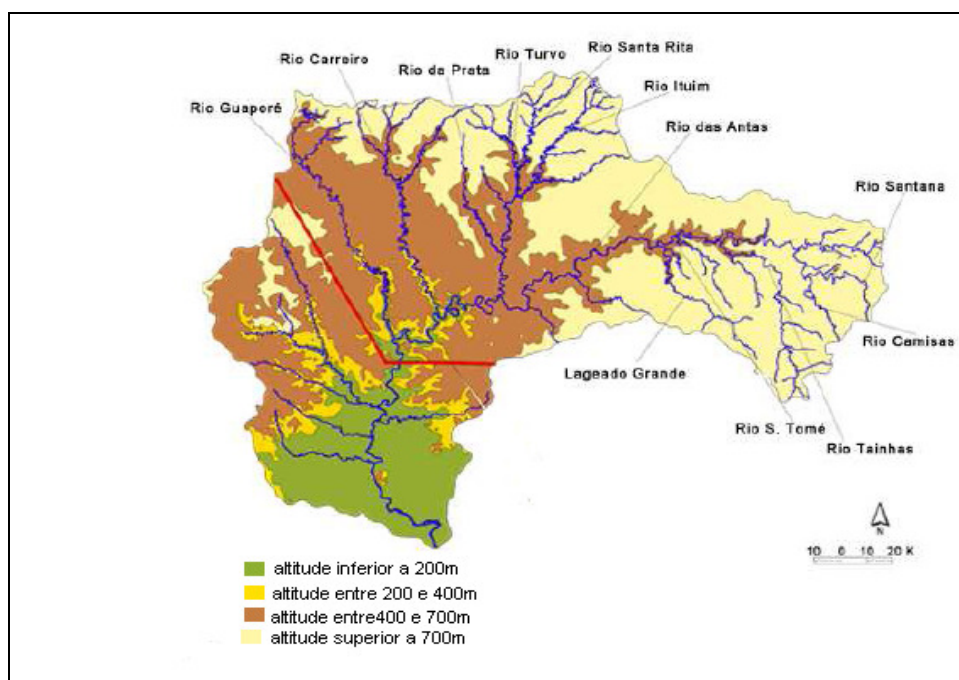


Figura 3.4 - Divisão da Bacia Taquari-Antas em Sub-bacias (fonte: FEPAM, 2009).

A vegetação apresenta 3 regiões fitogeográficas associadas à Mata Atlântica: a Floresta Ombrófila Mista distribuída em áreas acima de 500m, a Floresta Estacional Decidual em cotas abaixo de 500m e as Savanas situadas em locais com altitudes superiores a 700m. O Diagnóstico Ambiental referenciado, anteriormente, caracteriza a qualidade atual da água da bacia, segundo critérios estabelecidos pela resolução 357/05 do CONAMA, em: CLASSE 1, Rio das Antas, trecho superior, desde as nascentes até a ponte de Bom Jesus; CLASSE 2, Rio das Antas, trecho entre Nova Roma do Sul até Santa Teresa; CLASSE 4, Rio Taquari, entre Encantado e Roca Sales; CLASSE 4, Rio Taquari, trecho de Lajeado até Bom Retiro do Sul; CLASSE 2, Rio Taquari, na foz em Triunfo.

Os recursos hídricos dos principais cursos de água da bacia são utilizados como meio de diluição e afastamento dos despejos líquidos domésticos, industriais, rurais e também de eventuais lixívias de lixões ou de aterros sanitários mal implantados no passado, o que constitui outro tipo de uso da água. No presente estudo considerou-se apenas um trecho do rio das Antas, localizado na porção nordeste da bacia entre as elevações 233,15 e 164,80 metros. Essa área foi selecionada em virtude da disponibilidade de dados para a pesquisa e pelo fato de estar sendo elaborada a revisão do inventário do trecho, o qual prevê a implantação de cinco Pequenas Centrais Hidrelétricas. O trecho possui extensão de aproximadamente 68 km e seus principais afluentes pela margem esquerda são os Rios Lajeado Grande e São Marcos e pela margem direita o Quebra Dentes. De acordo com o seu uso, a FEPAM classifica o trecho como classe 2, segundo os critérios estabelecidos pelo CONAMA 357/05, em que a água pode ser destinada para o abastecimento humano após tratamento convencional, para a proteção das comunidades aquáticas, para pesca e aquíicultura, para irrigação, recreação e lazer. Nesse trecho o rio das Antas apresenta leito rochoso, com muitas corredeiras e águas frias, e sem grandes cidades próximas as suas margens. A vegetação é caracterizada como estágio médio de regeneração. São poucas áreas de ocupação antrópica que afetam a vegetação florestal até a beira do rio. A partir do km 200 em direção a jusante ocorrem à presença de algumas culturas agrícolas e campos de pastagem.

A área estudada abrange 6 municípios, pela margem esquerda: São Francisco de Paula, Caxias do Sul e São Marcos, já pela margem direita: Monte Alegre dos Campos, Campestre da Serra e Antonio Prado, totalizando uma população de 459.875 habitantes, segundo o Censo Demográfico 2000. A Tabela 3.3 apresenta os dados referentes aos municípios mencionados. Como pode ser observado o município de Caxias do Sul apresenta destaque, pois possui a maior área, o maior número de habitantes e a maior taxa de crescimento médio. Em relação à população pode se constatar que 90% é urbana, enquanto 10% rural.

Tabela 3.3 - Dados demográficos dos municípios abrangidos. (Fonte: IBGE, 2000).

Município	Área (km <sup>2</sup> )	População (hab)	População Rural	População Urbana	Densidade demográfica (hab/km <sup>2</sup> )	Taxa Média. de Crescimento (%)
Antônio Prado	347,6	13.591	4.167	9.376	39,1	1,83
Campestre da Serra	538	3.205	2.176	1.024	6	0,42
Caxias do Sul	1.644	399.038	23.363	369.658	242,7	2,45

Monte Alegre dos Campos	549,7	3.122	2.970	147	5,7	1,38
São Francisco de Paula	3.274	21.278	7.969	13.082	6,5	0,27
São Marcos	256,3	19.641	2.956	16.601	76,6	2,02
Total	6.609,6	459.875	43.601	409.888		

Os índices referentes ao saneamento básico dos municípios são detalhados na Tabela 3.4. Segundo o Censo Demográfico 2000, desenvolvido pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), 89% do abastecimento nas cidades é efetuado pela rede geral de água, 10% através de poço ou nascente e 1% de outras maneiras. Os municípios de Campestre da Serra e Monte Alegre dos Campos possuem maior número de domicílios abastecidos através de poços, no restante predomina a rede geral. Em relação ao esgotamento dos efluentes residuais pode-se verificar que 65% são lançados em rede coletora de esgoto ou pluvial, 21% são despejados em fossa séptica e os outros 13% são divididos em fossa rudimentar, vala, corpos hídricos, outro escoadouro, ou não possuem sanitário na residência. Cabe destacar que apenas Caxias do Sul, São Francisco de Paula e São Marcos apresentam tratamento de esgoto.

Tabela 3.4 - Situação do Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário por Domicílios Particulares Permanentes. (Fonte: IBGE/SIDRA – Censo Demográfico 2000.)

Município		Antônio Prado	Campestre da Serra	Caxias do Sul	Monte Alegre dos Campos	São Francisco de Paula	São Marcos
Abastecimento de Água	Rede Geral	2.539	287	101.370	99	3.621	4.417
	Poço ou Nascente	1.068	606	7.280	721	2.185	1.093
	Outra Forma	51	45	746	21	101	93
Esgotamento Sanitário	Rede Geral ou Pluvial	202	148	80.893	-	94	1.006
	Fossa Séptica	2.300	106	17.643	2	3.421	3.543
	Fossa Rudimentar	675	258	6.106	373	1.357	386
	Vala	223	303	2.741	217	610	410
	Rio ou Lago	166	68	945	3	77	180
	Outro Escoadouro	66	46	495	18	98	21
	S/ Banheiro	26	9	573	228	250	57



### 3.3 Dados Disponíveis para a Modelagem

#### 3.3.1 Hidrológicos

Os dados hidrológicos são necessários para a estimativa do balanço de vazões do modelo. Devem ser inseridas no QUAL2K tanto as vazões de cabeceira, quanto, todas as descargas provindas dos afluentes do corpo hídrico. O trecho do rio das Antas em estudo recebe a contribuição de seis afluentes perenes, pela margem esquerda: os rios Lajeado Grande e São Marcos, pela direita: o rio Quebra Dentes e os arroios Vieira, Ranchinho e Mulada. O estudo de vazões foi baseado em três estações fluviométricas, sendo estas: estação Palmeiras, estação Ponte São Marcos e estação Muçum. A Tabela 3.5 caracteriza as estações. As duas primeiras são postos recentes, os quais foram implantados para subsidiar os estudos hidrológicos da Revisão do Inventário Taquari-Antas. Já a estação Muçum possui uma longa série histórica, estando em operação desde janeiro de 1940.

Tabela 3.5 - Estações fluviométricas selecionadas para o estudo.

Estação	Código	Rio	Área de Drenagem (Km <sup>2</sup> )
Palmeiras	-	rio das Antas	4.035
Ponte São Marcos	-	rio das Antas	6.451
Muçum	865100000	rio das Antas	15.826

As estações fluviométricas Palmeiras e Ponte São Marcos foram selecionadas por estarem localizadas dentro do trecho de interesse do rio das Antas. Os dados dessas estações foram utilizados para a estimativa das descargas líquidas nos dias das campanhas de qualidade da água. As medições dessas vazões foram fornecidas pela empresa Estelar Engenheiros Associados, por meio do relatório técnico Revisão do Inventário do Rio das Antas (RS) entre as Elevações 240 a 418,80 metros (2009), tais valores são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resumo das medições de descarga líquida nos postos fluviométricos Palmeiras e Ponte São Marcos nos dias das campanhas de qualidade da água.

Posto Ponte São Marcos				
Data:	23/07/08	25/07/08	26/07/08	28/08/08
Cota (m):	1,39	1,43	1,45	1,77
Descarga (m <sup>3</sup> /s):	48,19	51,57	53,74	85,75
Posto Palmeiras				
Data:	23/07/08	25/07/08	26/07/08	28/08/08
Cota (m):	2,48	2,44	2,42	2,25
Descarga (m <sup>3</sup> /s):	30,75	29,11	28,20	21,29

Como as coletas de qualidade da água foram efetuadas em diferentes datas, analisaram-se criteriosamente os eventos de precipitações ocorridos entre os dias das campanhas. As estações pluviométricas selecionadas para o estudo foram Antonio Prado e Passo Tainhas por estarem próximas a área e possuírem séries históricas que abrangem o período entre 23/07/08 e 28/08/08, período entre as campanhas. A Tabela 3.7 caracteriza as estações, o Gráfico 3.1 apresenta a variação diária da chuva. Os dados utilizados para elaboração do mesmo estão disponíveis no website da Agência Nacional da Água (ANA).

Tabela 3.7 - Características das estações pluviométricas Antonio Prado e Tainhas.

Código da Ana	Estação	Período Disponível	Precipitação Média Anual (mm)
2851003	Antonio Prado	1943-2008	1.670
2850009	Passo Tainhas	1943-2008	1.495

Observando o gráfico pode-se constatar que entre os três primeiros dias de coleta não houve precipitações. Desta forma, provavelmente, não ocorreu uma diluição nos constituintes do corpo hídrico, tampouco, uma alteração significativa na vazão, em consequência a tais observações adotou-se a data de 25/07/08 como sendo padrão para o estudo. Entretanto, quando analisados o restante do período até o dia 28/08/08 nota-se uma série de eventos de precipitações, o que pode ter alterado a concentração dos constituintes da água.

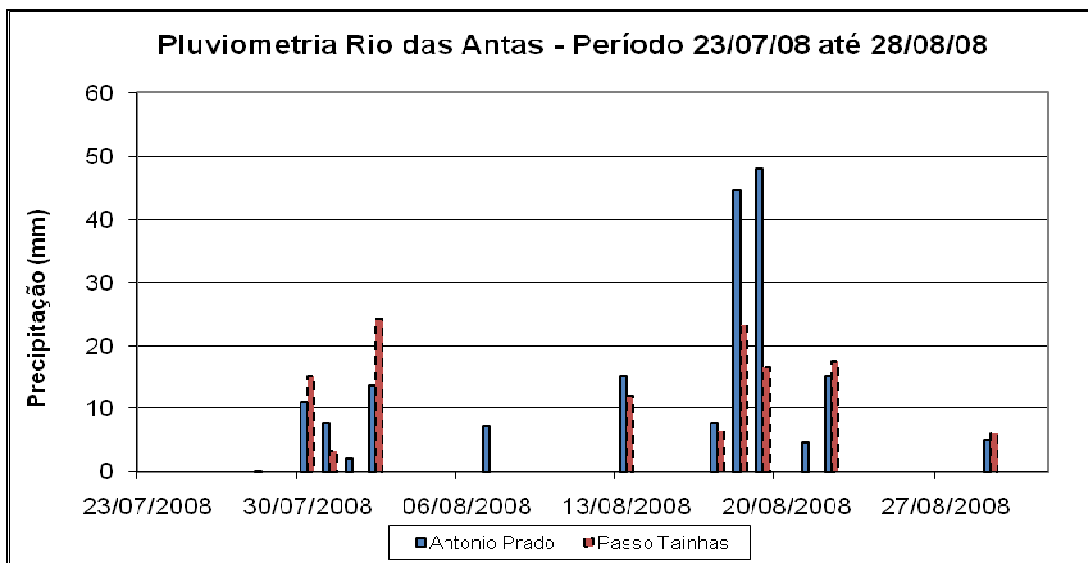


Gráfico 3.1 - Precipitações registradas, entre os dias das amostragens de qualidade da água, nos postos pluviométricos Antonio Prado e Passo Tainhas.

A partir dos registros das vazões dos dois postos fluviométricos, Ponte São Marcos e Palmeiras, estimou-se as vazões nos pontos de coleta de qualidade da água. A regionalização das descargas foi efetuada pela correlação da área de drenagem entre os postos fluviométricos e os pontos de interesse para a simulação. Para a determinação das áreas de drenagem utilizou-se o mapa base da Hidrografia do Estado do Rio Grande do Sul em meio digital na escala 1:250.000, em Projeção Universal Transversa de Mercator (UTM) e Datum Horizontal SAD-69, fornecido pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O software usado para o cálculo foi o Microstation V8 XM Edition. Baseando-se nas medições de descarga líquida nos postos selecionados, calculou-se a vazão específica para cada dia. Em função do incremento da vazão entre o posto de montante (Posto Palmeiras) e o de jusante (Posto Ponte São Marcos), optou-se por adotar uma área incremental de contribuição para o trecho, obtendo-se assim uma vazão específica superior em relação aos postos.

A estação fluviométrica Muçum foi utilizada para a regionalização das vazões médias e mínimas do rio das Antas. Esse posto foi escolhido em virtude de sua localização e disponibilidade de série histórica, a qual abrange os períodos de janeiro de 1940 até dezembro de 2006. Os dados fluviométricos diários da estação estão disponibilizados no Sistema de Informações Hidrológicas da Agência Nacional de Águas, HidroWeb, ANA. Por meio do relatório “Estudo de Revisão do Inventário do Rio das Antas entre as Elevações 240,00 e 418,20” (2009) obtiveram-se as vazões: Mínima de Sete Dias Consecutivos e Período de Retorno de 10 anos ( $Q_{7,10}$ ) e a Média de Longo Termo (QMLT) da estação fluviométrica Muçum.

A regionalização de vazões foi procedida pela transferência dos valores das vazões medidas nos três postos para o ponto de cabeceira do sistema simulado e para os principais afluentes. A relação das vazões foi regida pela seguinte equação geral:

$$Q_i = \frac{Ad_i \times q}{1000} \quad (3.8)$$

Onde:

$Q_i$  é a vazão no ponto  $i$  ( $m^3/s$ );

$Ad_i$  é a área de drenagem no ponto  $i$  ( $km^2$ );

$q$  é vazão específica ( $l/s \text{ km}^2$ )

### 3.3.2 Perfil Longitudinal do rio das Antas

O levantamento do perfil longitudinal do trecho de interesse no rio das Antas foi obtido do relatório técnico “Serviços Complementares de Topografia e Conferência de Referências Planialtimétricas – Rio das Antas (RS)”, desenvolvido pela empresa Agrimensura Serviços Topográficos Ltda (2009). Foram levantados 35 pontos ao longo do rio das Antas entre as elevações 280,18 e 240,00 metros, o perfil é apresentado graficamente na Figura 3.5.

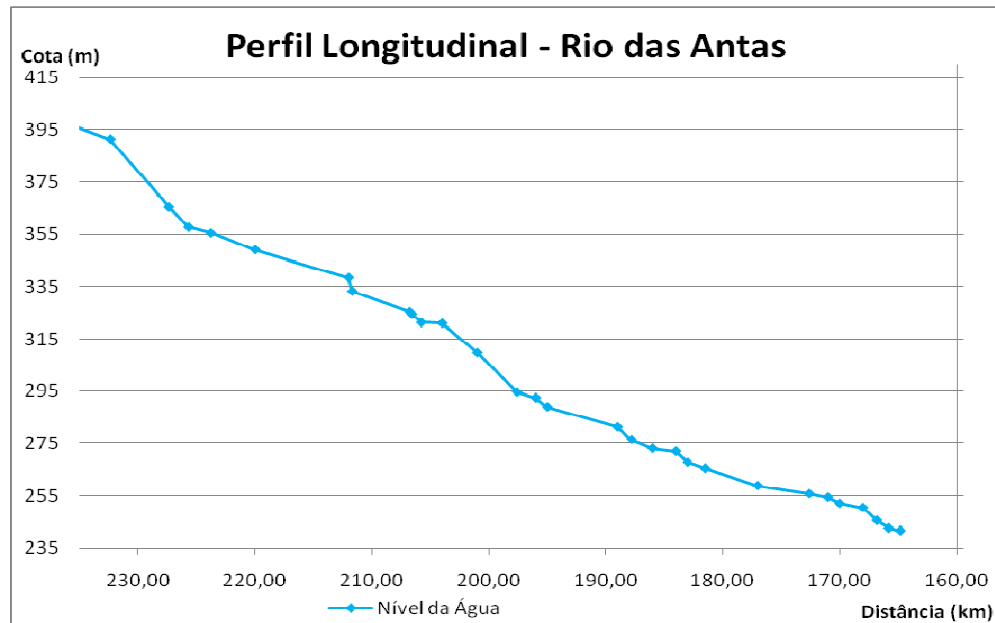


Figura 3.5 - Perfil Longitudinal do rio das Antas

### 3.3.3 Seções Topobatimétricas e Restituição Aerofotogramétrica

Para a caracterização da seção transversal do rio, foram levantadas em campo, pela Aeromapa S/A Cartografia, Informática e Projetos, 40 seções topobatimétricas ao longo dos 80km do trecho, a localização das mesmas pode ser vista na Figura 3.7. Dentre essas seções foram utilizadas apenas as seções S8 até S36, pois estas abrangem a área em estudo. A Figura 3.6 exemplifica uma das seções e sua respectiva simplificação.

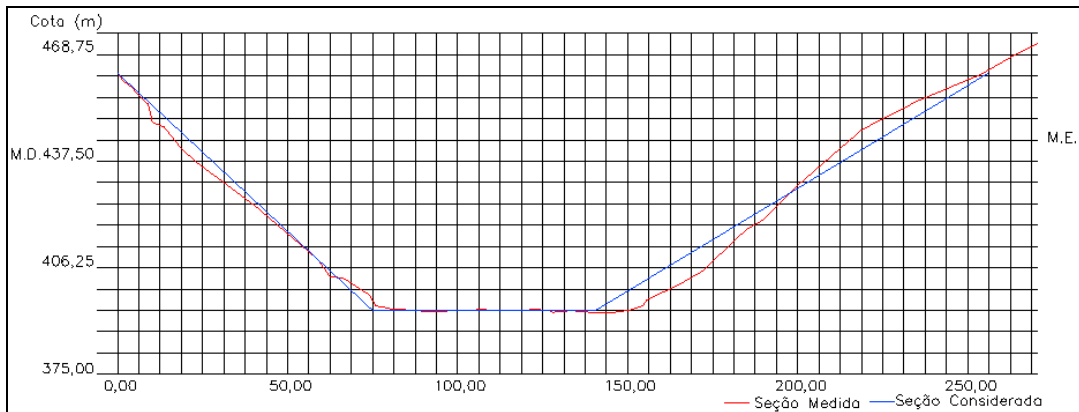
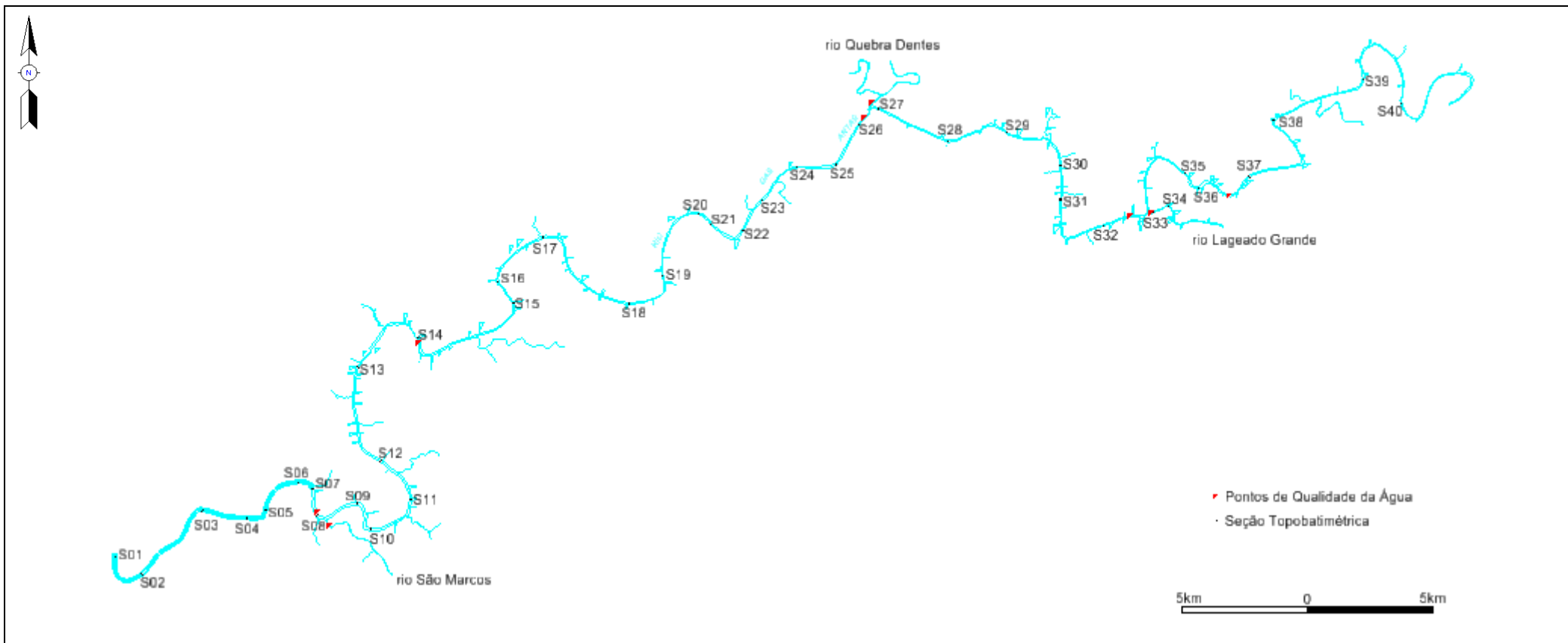


Figura 3.6 - Detalhamento de uma das seções topobatimétricas.

Além das seções topobatimétricas, também, foi utilizada a restituição fotogramétrica, a qual apresenta a modelagem do terreno, em escala 1:10.000 com curvas de nível equidistantes de 10 m. A análise desses dois dados possibilitou um melhor conhecimento das características topográficas do rio das Antas.



Coordenadas Geográficas das Seções Topobatimétricas – DATUM SAD 69

Seção	E	N	Seção	E	N	Seção	E	N	Seção	E	N	Seção	E	N
S01	473.720.576	6.797.002.746	S09	483.239.592	6.799.152.278	S17	490.547.785	6.809.693.759	S25	502.287.780	6.812.640.597	S33	514.878.408	6.810.628.789
S02	474.648.283	6.796.329.624	S10	483.638.190	6.797.675.852	S18	494.112.144	6.807.170.741	S26	503.150.428	6.814.092.237	S34	515.584.457	6.810.834.881
S03	477.110.009	6.798.873.056	S11	485.301.789	6.799.205.307	S19	495.367.568	6.808.188.368	S27	504.042.349	6.814.799.112	S35	516.349.501	6.812.054.142
S04	478.849.715	6.798.512.320	S12	484.162.601	6.800.624.602	S20	496.805.862	6.810.666.082	S28	506.615.282	6.813.486.075	S36	516.793.203	6.811.686.455
S05	479.506.854	6.798.737.579	S13	483.225.262	6.804.572.725	S21	497.334.963	6.810.235.456	S29	509.098.882	6.813.866.825	S37	518.828.560	6.812.058.257
S06	480.975.797	6.800.026.757	S14	485.584.407	6.805.508.626	S22	498.635.127	6.809.876.952	S30	511.271.831	6.812.579.978	S38	519.714.083	6.814.267.283
S07	481.543.329	6.799.709.222	S15	489.590.015	6.807.031.736	S23	499.352.159	6.811.059.070	S31	511.306.366	6.811.200.565	S39	523.363.349	6.815.975.372
S08	481.575.128	6.798.445.220	S16	488.758.740	6.807.936.523	S24	500.590.949	6.812.434.392	S32	512.992.006	6.810.112.777	S40	524.876.077	6.814.983.858

Figura 3.7 - Localização das seções topobatimétricas ao longo do rio das Antas

### 3.3.4 Aspectos Qualitativos da Água

Os dados disponíveis para a qualidade da água foram obtidos por meio do relatório técnico “Revisão do Inventário do Rio das Antas entre as Elevações 418,80 e 240,00 metros” Nº 1100-ANR-0H-RTEA-01-00, emitido pela Estelar Engenheiros Associados, em fevereiro de 2009. O relatório supra referenciado apresenta os laudos técnicos da campanha de qualidade da água efetuada na área de influência da presente monografia.

As amostragens foram efetuadas com o intuito de levantar dados para subsidiar futuros estudos de monitoramento e simulação de qualidade. As coletas procederam-se nos dias 23, 25 e 26 de julho e 28 de agosto de 2008, em oito pontos distintos. O Laboratório selecionado para analisar os ensaios foi a Laborquímica Laboratórios de Análises Química, com certificado na FEPAM sob o nº 0005/2007 DL e reconhecido pela NBR ISO/IEC 17025 - Requisitos Gerais para a Competência de Laboratórios de Ensaio e Calibração.

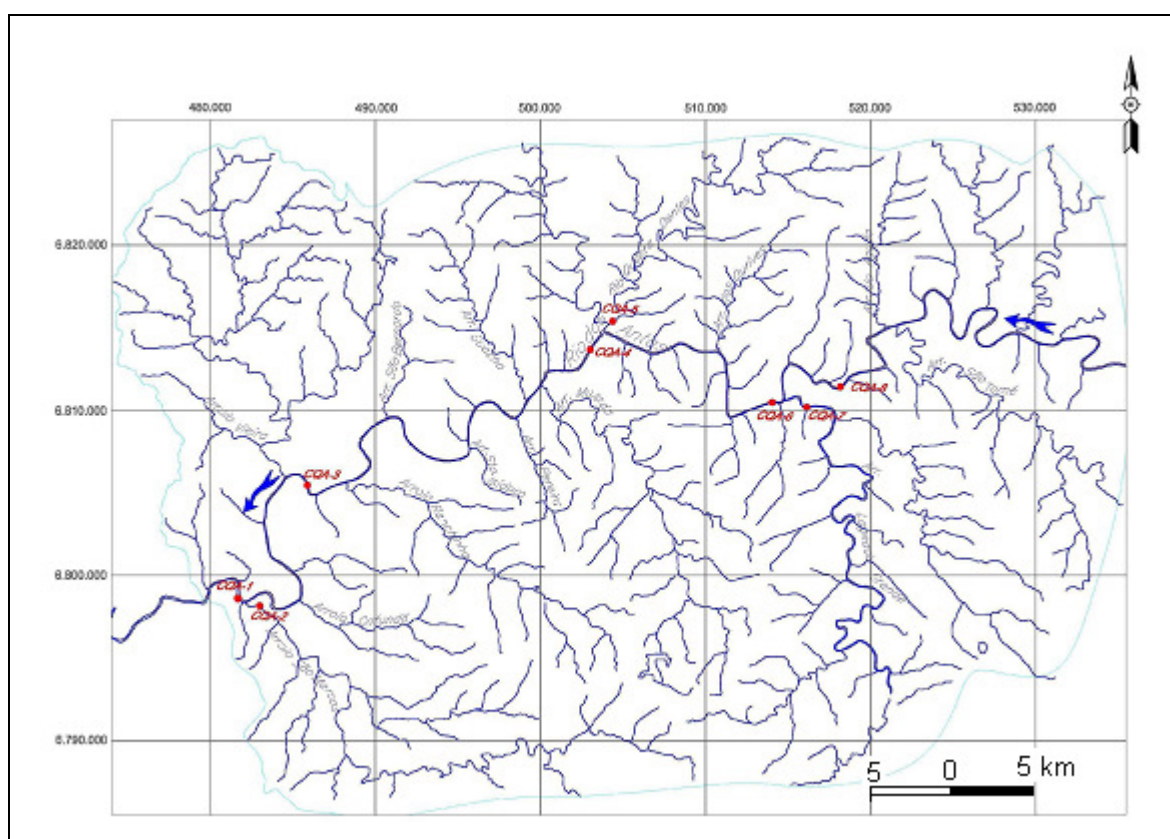


Figura 3.8 - Localização dos pontos de coleta de qualidade da água.

Na referida campanha foram coletadas amostras em oito pontos distintos, sendo cinco no rio das Antas e três nos seus principais afluentes. As coordenadas dos locais de coleta são apresentadas na Tabela 3.8 e ilustradas na Figura 3.8. Foram analisados 37 parâmetros de qualidade da água para cada ponto, sendo que foram utilizados para as simulações valores de seis variáveis. Sendo essas: Oxigênio Dissolvido ( $\text{mgO}_2/\text{l}$ ), Demanda Bioquímica de Oxigênio Dissolvido ( $\text{mgO}_2/\text{l}$ ), Nitrato ( $\text{mgN}/\text{l}$ ), Nitrito ( $\text{mgN}/\text{l}$ ), Nitrogênio Amoniacal ( $\text{mgN}/\text{l}$ ) e Nitrogênio Total Kjeldahl ( $\text{mgN}/\text{l}$ ). As variáveis DBO e Nitrogênio foram selecionadas por serem os parâmetros físico-químicos que influenciam diretamente na concentração de Oxigênio. Quanto à profundidade, as amostragens reúnem, em todos os pontos, dados de superfície. A Tabela 3.9 demonstra a metodologia adotada pelo laboratório para a análise dos parâmetros selecionados para a simulação. Foi necessário adequar as unidades e valores de alguns parâmetros medidos para a representação no modelo. A  $\text{DBO}_5$  foi extrapolada até a DBO última, enquanto que as concentrações de certos nutrientes tiveram que ser ajustadas.

Tabela 3.8 - Coordenadas geográficas dos oito pontos amostrais de qualidade da água.

Ponto	Data	Coordenadas UTM		Local
		N	E	
CQA – 1	23/07/08	6.798.453	481.529	Rio das Antas
CQA – 2	23/07/08	6.798.167	482.820	Rio São Marcos
CQA – 3	26/07/08	6.805.561	485.498	Rio das Antas
CQA – 4	23/07/08	6.814.547	503.508	Rio das Antas
CQA – 5	23/07/08	6.815.061	504.101	Rio Quebra Dentes
CQA – 6	25/07/08	6.810.367	514.120	Rio das Antas
CQA - 7	28/08/08	6.810.106	515.903	Rio Lajeado Grande
CQA - 8	25/07/08	6.811.434	517.668	Rio das Antas

Tabela 3.9 - Metodologias utilizadas nas análises dos parâmetros de qualidade da água.

Parâmetros	Unidade.	Metodologia	L.D.	I.M.
$\text{DBO}_5$	$\text{mgO}_2/\text{l}$	Potenciometria – Elet. Membrana	1,0	15,0
Oxigênio Dissolvido	$\text{mgO}_2/\text{l}$	Titulometria – Iodometria	0,13	5,0
Nitratos	$\text{mgNO}_3/\text{l}$	Espec. Abs. Mol. Ac. Dissilf	0,05	5,0
Nitritos	$\text{mgNO}_2/\text{l}$	Espec. Abs. Mol. – Sulfanilamida	0,01	3,0
Nitrogênio Amoniacal	$\text{mgN}/\text{l}$	Colorimetria – Nessler	0,02	5,0
Nitrogênio Kjeldahl	$\text{mgN}/\text{l}$	Colorimetria Nessler	0,002	5,0

Obs: L.D é o Limite de Detecção e I.M. é o índice de incerteza em porcentagem.



O QUAL2K utiliza duas formas para representar o carbono orgânico. DBO lenta e DBO rápida. O modelo baseia-se para o cálculo da concentração da DBO rápida na DBO última. Como as análises da demanda bioquímica de oxigênio foram realizadas para cinco dias foi necessário extrapolar os valores desse parâmetro até a última. A equação 3.21 é a sugerida por Chapra (2008) para esta extrapolação. Para o cálculo da  $DBO_U$  utilizou-se o  $K_1$  como sendo  $0,25 \text{ d}^{-1}$ , valor citado por Larentis (2004) que também simulou a qualidade da água do rio das Antas.

$$DBO_U = \frac{DBO_5}{1 - e^{-k_1 5}} \quad (3.9)$$

Onde:

$DBO_U$  é a demanda bioquímica de oxigênio última ( $\text{mgO}_2/\text{l}$ )

$DBO_5$  é a demanda bioquímica de oxigênio para cinco dias ( $\text{mgO}_2/\text{l}$ )

$K_1$  é a taxa de decaimento da DBO amostrada ( $\text{dia}^{-1}$ )

Os laudos de qualidade da água revelaram as concentrações de nitratos, nitritos em  $\text{mgNO}_3/\text{l}$  e  $\text{mgNO}_2/\text{l}$ , respectivamente. Como o modelo simula a concentração de nitrato como sendo a soma de  $\text{NO}_3\text{-N}$  com  $\text{NO}_2\text{-N}$  em  $\text{mgN}/\text{l}$ , foi necessário adaptar os valores desses parâmetros para compatibilizar com as unidades do modelo. A transformação das unidades foi efetuada pela equação 3.23, em que os pesos moleculares (pm) são: Oxigênio (O) 16g, e Nitrogênio (N) 14g (SAWYER, 1978).

$$[\text{NO}_3 - \text{N}] = \frac{[\text{NO}_3] \times \text{pmN}}{\text{pmNO}_3} + \frac{[\text{NO}_2] \times \text{pmN}}{\text{pmNO}_2} \quad (3.10)$$

### 3.4 Segmentação Esquemática do rio das Antas

Para a simulação e calibração dos aspectos qualitativos das águas do rio das Antas, fragmentou-se o corpo hídrico em 30 trechos, conforme a Figura 3.9, com características hidráulicas semelhantes. A divisão dos trechos foi baseada nas variações de declividade e na geometria do rio das Antas. A extensão total simulada foi de 68,35 km, sendo que o ponto de cabeceira selecionado está situado no km 233,15, coincidindo com o local de montante de coleta de qualidade da água (CQA-8). Os trechos ainda foram sub-divididos em elementos computacionais para uma melhor representação do corpo hídrico.

Para a calibração hidráulica do modelo adotou-se a geometria dos trechos baseando-se nas seções topobatimétricas levantadas em campo e considerou-se inicialmente o

coeficiente de Manning como sendo 0,04 em todas as seções conforme sugerido por Chapra (2008). Posteriormente, ajustou-se o coeficiente de rugosidade até obterem-se os níveis de água observados próximos aos calculados pela simulação. As vazões de calibração foram retiradas do relatório técnico “Estudo de Revisão do Inventário do Rio das Antas entre as Elevações 240,00 e 418,20”, que considera a vazão de 34 m<sup>3</sup>/s para o trecho final, valor compatível com os níveis de água e vazões medidas no Posto Hidrométrico Ponte São Marcos.

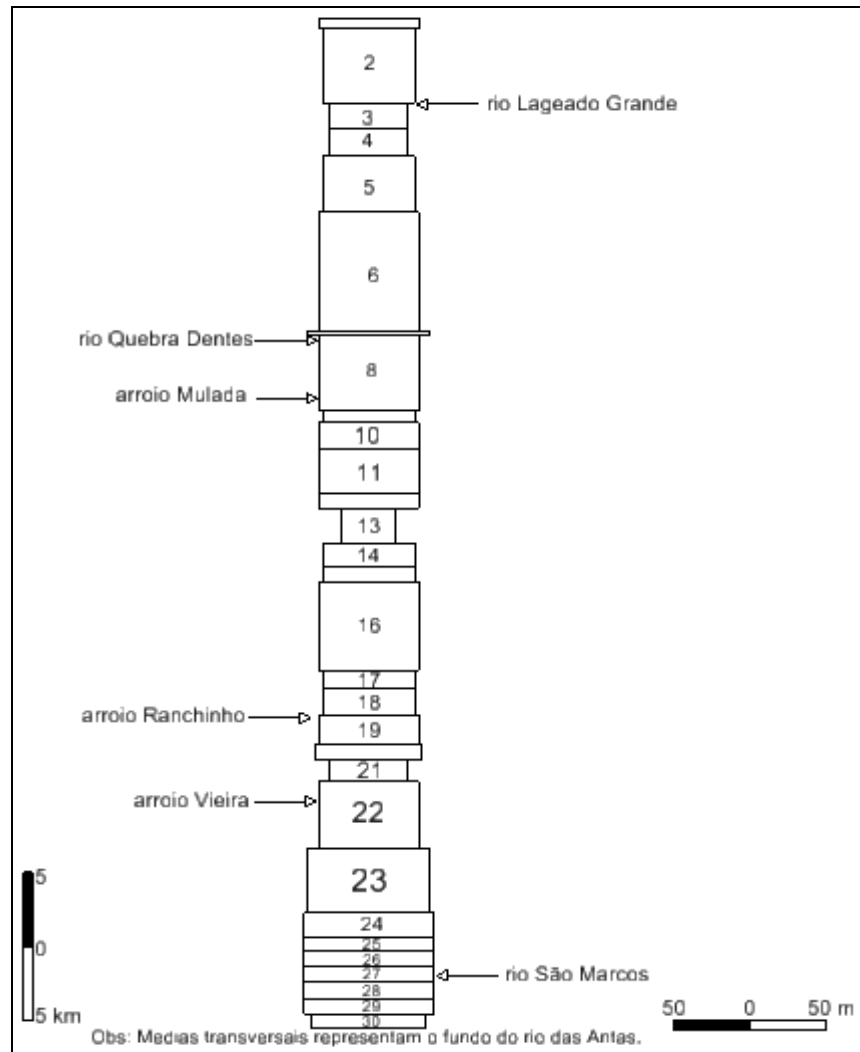


Figura 3.9 - Representação esquemática do rio das Antas.

A calibração dos constituintes do rio das Antas foi realizada com o procedimento semelhante à calibração hidráulica. Os coeficientes relacionados a qualidade da água foram ajustados até obterem-se os valores das concentrações medidas próximas as simuladas. Os valores bases utilizados para os coeficientes de degradação dos constituintes da água foram obtidos por meio do manual do usuário do QUAL2E (BROWN; BARNWELL, 1987)..

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Estimativa de Vazões

#### 4.1.1 Vazão Amostral

As vazões dos dias de coleta foram calculadas a partir das medições nos dois postos fluviométricos selecionados para o estudo. Em função da diferença das descargas medidas de 22,46 m<sup>3</sup>/s, adotou-se uma área de drenagem incremental. A Tabela 4.1 mostra os resultados do cálculo das vazões específicas para os postos e para a área incremental. O Trecho Intermediário apresenta a maior vazão específica equivalente a 9,30 L/s/Km<sup>2</sup>. Já para o posto Palmeiras localizado a montante do posto São Marcos obteve-se o menor valor da vazão específica igual a 7,21 L/s/Km<sup>2</sup>.

Tabela 4.1 - Vazões específicas calculadas nos dias de coleta de qualidade da água

Trecho	Área de Drenagem (Km <sup>2</sup> )	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Específica (L/s/Km <sup>2</sup> )
Posto Palmeiras	4.035	29,11	7,21
Posto Ponte São Marcos	6.451	51,57	7,99
Trecho Intermediário (Incremental)	2.416	22,46	9,30

Os valores estimados para as vazões de entrada do sistema foram obtidos aplicando-se a Equação 3.20, os resultados são apresentados na Tabela 4.2 a seguir. O ponto CQA – 8 foi relacionado com o Posto Palmeiras, pois está muito próximo a estação. As descargas médias dos seis afluentes foram estabelecidas a partir da vazão específica da denominada área incremental. As vazões dos pontos CQA-6, CQA-4 e CQA-1 foram relacionadas com a descarga medida na estação ponte São Marcos devido a semelhança na área de drenagem. A vazão no ponto CQA-3 foi medida uma única vez, pois este ponto coincide com a estação fluviométrica ponte São Marcos. Além das vazões pontuais, foi considerada uma descarga difusa de 4,50 m<sup>3</sup>/s ao longo de todo o trecho modelado, essa vazão representa os pequenos córregos e riachos que contribuem para o balanço de vazão do sistema. O Gráfico 4.1 mostra a calibração da vazão efetuada no QUAL2K.

Tabela 4.2 - Vazões de entrada estimadas para calibração dos constituintes da água

Ponto	Local	Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	Vazão Específica (L/s/km <sup>2</sup> )	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
CQA - 8	Rio das Antas	4112	7,21	30,00
CQA - 7	Rio Lajeado Grande	945	9,30	9,00
CQA - 6	Rio das Antas	5110	7,21	37,00
CQA - 5	Rio Quebra Dentes	777	9,30	7,00
CQA - 4	Rio das Antas	6000	9,30	48,00
Afluente MD 3	Arroio Mulada	155	9,3	1,44
Afluente MD 2	Arroio Ranchinho	120	9,3	1,12
CQA - 3	Rio das Antas	6489	7,99	51,85
Afluente MD	Arroio Vieira	242	9,3	2,25
CQA - 2	Rio São Marcos	390	7,99	3,60
CQA - 1	Rio das Antas	7250	7,99	57,93

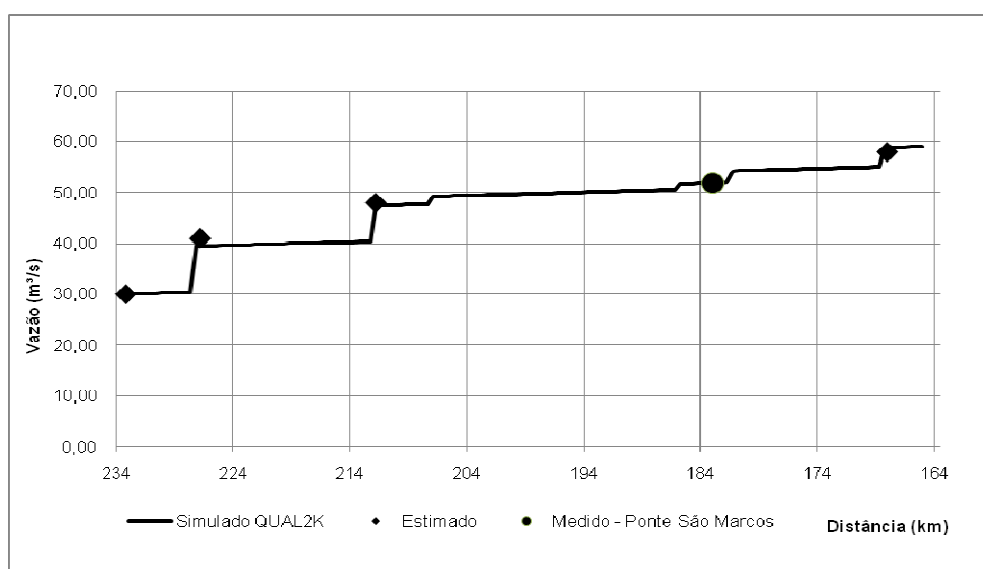


Gráfico 4.1 - Calibração da Vazão Amostral.

#### 4.1.2 – Vazão Média de Longo Termo (QMLT)

A partir da QMLT da estação fluviométrica Muçum de 418,30 m<sup>3</sup>/s, foram calculadas as vazões médias de longo termo para a cabeceira e para os principais afluentes do trecho do rio das Antas. Para representar os pequenos córregos e arroios que deságuam no rio adotou-se uma vazão incremental de 13 m/s distribuída ao longo dos 68,35 km simulados. A Tabela 4.3 aponta os valores equivalentes às vazões.

Tabela 4.3 - Vazões médias de longo termo estimadas para a cabeceira e para os principais afluentes do sistema.

Ponto	Local	Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	Vazão Específica (L/s/km <sup>2</sup> )	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
CQA - 8	Rio das Antas	4112	26,43	109,00
CQA - 7	Rio Lajeado Grande	945	26,43	25,00
CQA - 5	Rio Quebra Dentes	777	26,43	20,50
Afluente MD 3	Arroio Mulada	155	26,43	4,00
Afluente MD 2	Arroio Ranchinho	120	26,43	3,00
Afluente MD	Arroio Vieira	242	26,43	6,50
CQA - 2	Rio São Marcos	390	26,43	10,31

Para esta situação a vazão de cabeceira, calculada para o CQA8, foi de 109 m<sup>3</sup>/s, valor superior ao observado nos dias da coleta de qualidade da água. Já a vazão de jusante do sistema, a qual considera todas as descargas dos afluentes de 69,31 m<sup>3</sup>/s mais os 13 m<sup>3</sup>/s distribuídos de maneira difusa ao longo do rio das Antas foi de 191,31 m<sup>3</sup>/s. De maneira geral, as vazões calculadas nos dias de coleta são cerca de 30% das vazões médias de longo termo. As maiores contribuições do balanço de vazão são provindas dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos.

#### 4.1.3 – Vazão Mínima (Q<sub>7,10</sub>)

Um dos cenários de simulação importante de ser avaliado considera a situação menos favorável do corpo hídrico, ou seja, quando o mesmo está nas condições críticas de vazão, nesse caso optou-se por adotar a Q<sub>7,10</sub>. O estudo de vazões mínimas, que foi baseado nas vazões médias diárias da estação Muçum, apontou uma vazão de 6,31m<sup>3</sup>/s para o tempo de recorrência de dez anos no local do posto fluviométrico. A partir deste valor calcularam-se as vazões mínimas para a cabeceira e para os principais afluentes do rio das Antas. A Tabela 4.4 mostra os resultados. Optou-se em não considerar descargas difusas na situação de seca do sistema, pois nessas condições apenas os rios perenes estarão contribuindo com descargas líquidas ao rio principal.

A vazão específica de 0,40 L/s/km<sup>2</sup> equivale a apenas 1,5% da vazão específica calculada para a QMLT. A Q<sub>7,10</sub> da cabeceira do trecho do rio das Antas é de 1,64 m<sup>3</sup>/s, enquanto que as maiores descargas de 0,40, 0,35 e 0,20 m<sup>3</sup>/s são provindas dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos, respectivamente. Além dessas contribuições, consideraram-se também três arroios com vazões de 0,10 m<sup>3</sup>/s totalizando uma vazão de 2,89 no ponto de jusante.

Tabela 4.4 -  $Q_{7,10}$  estimada para a cabeceira e para os principais afluentes do sistema.

Ponto	Local	Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	Vazão Específica (L/s/km <sup>2</sup> )	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
CQA - 8	Rio das Antas	4112	0,40	1,64
CQA - 7	Rio Lajeado Grande	945	0,40	0,40
CQA - 5	Rio Quebra Dentes	777	0,40	0,35
Afluente MD 3	Arroio Mulada	155	0,40	0,10
Afluente MD 2	Arroio Ranchinho	120	0,40	0,10
Afluente MD	Arroio Vieira	242	0,40	0,10
CQA - 2	Rio São Marcos	390	0,40	0,20

## 4.2 Calibração do QUAL 2K

### 4.2.1 Módulo Hidráulico

O processo de calibração consistiu na determinação da rugosidade (coeficiente de Manning) e da geometria da seção transversal do rio de maneira que para uma vazão conhecida, os níveis de água da simulação resultassem o mais próximo possível dos níveis observados ao longo do rio, como pode ser visto na Figura 4.1. Para a calibração fragmentou-se o trecho do rio das Antas em 30 trechos, em seguida esses foram subdivididos em elementos computacionais equidistantes, com comprimento aproximadamente de 500 m. A Tabela 4.5 apresenta as características geométricas para cada trecho, incluindo o coeficiente de Manning ajustado.

Conforme ilustrado na Figura 4.1, observa-se os níveis simulados estiveram bastante próximos dos medidos em campo, sendo o valor de  $R^2$  igual a 1. Os perfis simulados e observados praticamente se coincidem, comprovando que a calibração hidráulica do modelo foi aceitável. Pode-se observar que o trecho 8 apresentou maior desvio na altura da lâmina da água. Os coeficientes de Manning estão todos dentro dos limites sugeridos pela literatura, apresentando valores entre 0,035 e 0,045. As larguras das bases consideradas são bastantes variáveis, sendo a menor dimensão de 16 m (Trechos 3 e 4) e a maior de 35 m (Trecho 7). Observando-se os valores das inclinações pode-se verificar que o rio apresenta diversas corredeiras como é o caso dos Trechos 2, 3, 4 e 7 com valores acima de 0,0050 m/m.

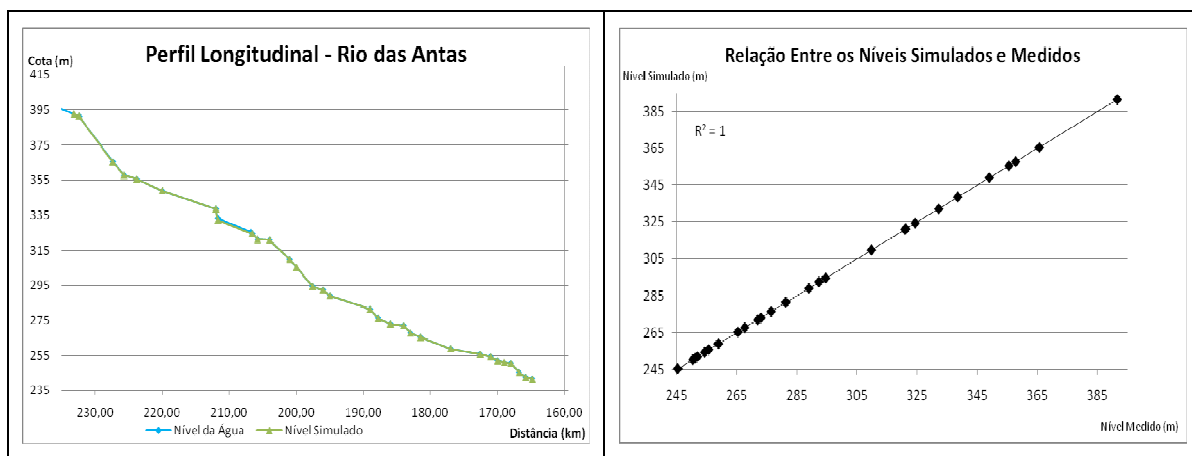


Figura 4.1 - Comparação gráfica entre o perfil longitudinal do rio das Antas com os níveis simulados pelo QUAL2K.

Tabela 4.5 - Características geométricas dos trechos simulados.

Trecho	Distância (km)	Cota da Base (m)		Inclinação (m/m)	Coeficiente de Manning	Largura da Base (m)	Inclinação da Margem (m/m)			
		Nº	El.				Inicial	Final	Inicial	Final
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2	233,15	232,40	391,74	390,60	0,0011	0,0400	23,00	0,3331	0,1833
2	10	232,40	227,40	390,60	364,61	0,0053	0,0450	17,00	0,2908	0,2896
3	3	227,40	225,70	364,61	356,79	0,0052	0,0400	16,00	0,3123	0,4244
4	4	225,70	223,80	356,79	354,20	0,0050	0,0350	16,00	0,3123	0,4244
5	8	223,80	220,00	354,20	347,90	0,0016	0,0350	17,00	0,3711	0,3564
6	16	220,00	212,00	347,90	337,50	0,0009	0,0350	23,00	0,2485	0,2064
7	2	212,00	211,00	337,50	331,50	0,0080	0,0400	35,00	0,2331	0,1243
8	9	211,00	206,60	331,50	323,25	0,0018	0,0400	22,00	0,3149	0,7100
9	2	206,60	205,80	323,25	320,20	0,0024	0,0350	17,00	0,3558	0,9963
10	4	205,80	204,00	320,20	319,10	0,0029	0,0400	18,00	0,6028	0,5222
11	6	204,00	201,00	319,10	308,70	0,0008	0,0400	18,00	0,6028	0,5222
12	2	201,00	200,00	308,70	304,31	0,0035	0,0400	18,00	0,6028	0,5222
13	5	200,00	197,60	304,31	293,45	0,0045	0,0400	15,00	0,4588	0,6373
14	3	197,60	196,00	293,45	291,25	0,0048	0,0400	23,00	0,2811	0,3073
15	2	196,00	195,00	291,25	288,04	0,0013	0,0400	23,00	0,2811	0,3073
16	12	195,00	189,00	288,04	280,15	0,0035	0,0400	23,00	0,2811	0,3073
17	2	189,00	187,80	280,15	275,50	0,0011	0,0430	23,00	0,2811	0,3073
18	4	187,80	186,00	275,50	271,90	0,0036	0,0400	23,00	0,2811	0,3073
19	4	186,00	184,00	271,90	270,40	0,0019	0,0400	23,00	0,2811	0,3073
20	2	184,00	183,00	270,40	266,61	0,0010	0,0450	20,00	0,2536	0,2660
21	3	183,00	181,50	266,61	264,10	0,0033	0,0400	20,00	0,2536	0,2660
22	9	181,50	177,00	264,10	257,50	0,0017	0,0400	20,00	0,2536	0,2660
23	9	177,00	172,60	257,50	254,40	0,0014	0,0400	30,00	0,3495	0,2479
24	3	172,60	171,00	254,40	253,20	0,0013	0,0350	33,00	0,1451	0,0850
25	2	171,00	170,00	253,20	251,10	0,0005	0,0350	33,00	0,1451	0,0850
26	2	170,00	169,00	251,10	250,00	0,0018	0,0400	33,00	0,1451	0,0850
27	2	169,00	168,00	250,00	249,10	0,0010	0,0400	33,00	0,1451	0,0850
28	2	168,00	166,80	249,10	244,70	0,0007	0,0350	33,00	0,1451	0,0850
29	2	166,80	165,80	244,70	241,70	0,0032	0,0450	33,00	0,1451	0,0850
30	2	165,80	164,80	241,70	240,50	0,0011	0,0450	33,00	0,1451	0,0850

#### 4.2.2 Módulo de Qualidade da Água

A calibração foi efetuada pelo ajuste dos parâmetros do modelo e das condições iniciais das fronteiras que representam o sistema. A calibração é necessária em função das formulações empíricas assumidas pelo QUAL2K. Tais fórmulas contêm uma série de coeficientes que são determinados pelo processo de ajuste dos dados medidos com os simulados. Outro tipo de incerteza do modelo está associada com as fronteiras estabelecidas pela modelagem, principalmente, a implementação de cargas pontuais e difusas. Para a calibração plotaram-se os dados simulados em conjunto com os dados de entrada do QUAL2K (Tabela 4.6), os ajustes foram então efetuados variando-se os coeficientes (Tabela 4.7) até obterem-se os pontos simulados próximos aos medidos.

Tabela 4.6 - Parâmetros de entrada referente a qualidade da água para a calibração do modelo.

Parâmetro	Unid.	CQA-1	CQA-2	CQA-3	CQA-4	CQA-5	CQA-6	CQA-7	CQA-8
DBO última	mgO <sub>2</sub> /l	-	-	-	-	-	-	2,23	-
Nitratos	mgN/l	0,10	1,77	0,11	0,12	0,22	0,14	0,06	0,07
Nitrogênio Amoniacal	mgN/l	-	-	0,05	0,04	-	0,04	-	0,02
Nitrogênio Kjeldahl	mgN/l	-	0,03	0,15	0,05	0,46	0,17	-	0,12
Oxigênio Dissolvido	mgO <sub>2</sub> /l	10,70	10,40	11,10	10,50	10,50	10,80	9,40	9,70

Obs: - representa valores abaixo do limite de detecção.

Como pode ser visto na Tabela 4.7 os coeficientes de degradação ajustados são relativamente baixos, quando comparados aos limites sugeridos por BROWN e BARNWELL (1987). Sendo as taxas de oxidação da DBO e de nitrificação iguais a 0,25 d<sup>-1</sup> e a de desnitrificação equivalente a 0,30 d<sup>-1</sup>. A estequiometria da matéria, os modelos e parâmetros de inibição e aumento do oxigênio foram os mesmos sugeridos por Chapra (2009). Para o cálculo do coeficiente de reaeração adotou-se a fórmula de Churchill, devido ao fato, que as características do rio das Antas se enquadram nas limitações estabelecidas pela equação. Segundo Chapra (1997), a fórmula é aplicada para rios com profundidades entre 0,61 e 3,35 metros e velocidades variando entre 0,55 e 1,52 m/s, condições estas observadas na simulação hidráulica do rio das Antas.



Tabela 4.7 - Coeficientes calibrados para as simulações.

Parâmetro		Unid.
Estequiometria		
Carbono	40	gC
Nitrogênio	7,2	gN
Fósforo	1	gP
Peso Seco	100	gD
Clorofila	1	gA
Oxigênio		
Modelo de Reaeração	Churchill	
Efeito da Reaeração pelo Vento	Não	
O <sub>2</sub> para oxidação do carbono	2,67	gO <sub>2</sub> /gC
O <sub>2</sub> para nitrificação	4,57	gO <sub>2</sub> /gN
Modelo de Inibição de Oxigênio para Oxidação da DBO	Exponencial	
Parâmetro de Inibição do Oxigênio para oxidação da DBO	0,60	L/mgO <sub>2</sub>
Modelo de Inibição do Oxigênio para Nitrificação	Exponencial	
Parâmetro de Inibição do Oxigênio Nitrificação	0,60	L/mgO <sub>2</sub>
Modelo de Aumento de Oxigênio para Desnitrificação	Exponencial	
Parâmetro de Aumento de Oxigênio para Desnitrificação	0,60	L/mgO <sub>2</sub>
DBO		
Taxa de Oxidação	0,25	/d
Tempo de Correção	1,05	
Amônio		
Nitrificação	0,25	/d
Tempo de Correção	1,05	
Nitrato		
Desnitrificação	0,30	/d
Tempo de Correção	1,05	
Coeficiente de Transferência do Sedimento para Desnitrificação	1,00	m/d
Tempo de Correção	1,05	

O oxigênio dissolvido é um dos mais importantes índices de qualidade da água de um corpo hídrico. Os fatores que influenciam sua concentração são basicamente, a quantidade e a natureza da matéria orgânica presente na água, fotossíntese, pressão, temperatura e reaeração. O Gráfico 4.2 apresenta a representação desse parâmetro feita pelo modelo ao longo do rio das Antas. As análises laboratoriais indicam que o valor de OD está bem acima do valor estabelecido pela legislação em todos os pontos, o que demonstra a excelente condição da qualidade da água do rio. Embora os valores simulados estejam um pouco abaixo das concentrações medidas, pode-se considerar que a calibração para o OD foi bem sucedida.

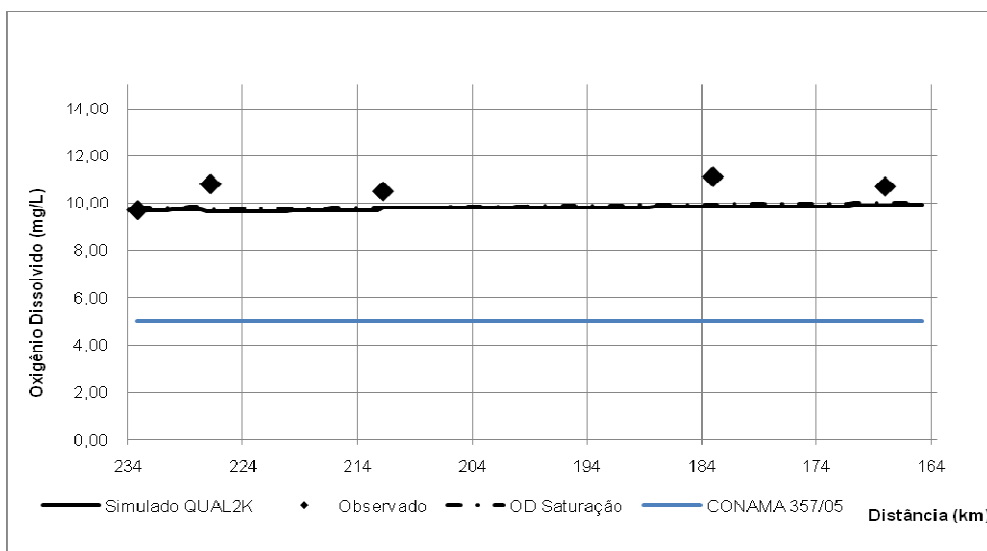


Gráfico 4.2 - Calibração do Oxigênio Dissolvido.

Em relação à DBO, todos os pontos de qualidade da água situados no rio das Antas apresentaram concentrações abaixo do limite de detecção. A única carga de DBO considerada no sistema é provinda do rio Lajeado Grande e apresenta uma baixa concentração de 1,6 mgO<sub>2</sub>/l. O Gráfico 4.3 demonstra a calibração da DBO. Não foi possível comparar os valores simulados com os medidos, contudo as concentrações simuladas estão abaixo do limite de detecção.

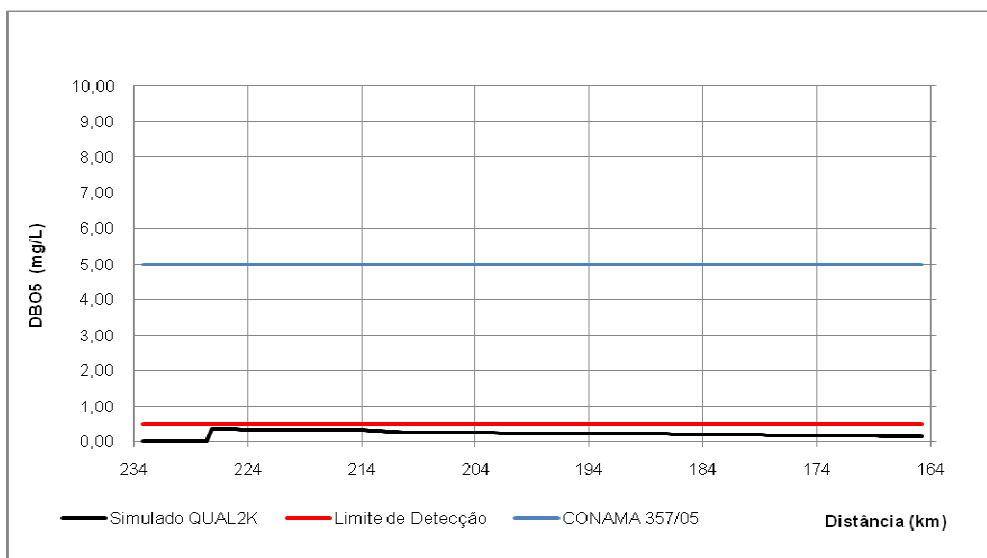


Gráfico 4.3 - Calibração da DBO.

O nitrogênio apresentou concentrações bastante baixas em todas as suas formas e em todos os pontos amostrais com valores dentro do limite estabelecido pelo CONAMA 357/05. A maior concentração de nitrogênio amoniacal de 0,05 mgN/l foi observada no ponto CQA-3, sendo que nos três afluentes monitorados não foram detectadas

concentrações de amônia. O rio São Marcos apresentou o maior valor de nitrogênio na forma de nitrato igual a 1,75 mgN/l, os rios Lajeado Grande e Quebra Dentes também contribuíram no incremento da concentração de NO<sub>3</sub> com os valores de 0,05 e 0,20 mgN/l respectivamente. Quanto ao nitrogênio Kjeldahl, observou-se maior concentração de 0,45 mgN/l no ponto CQA-5.

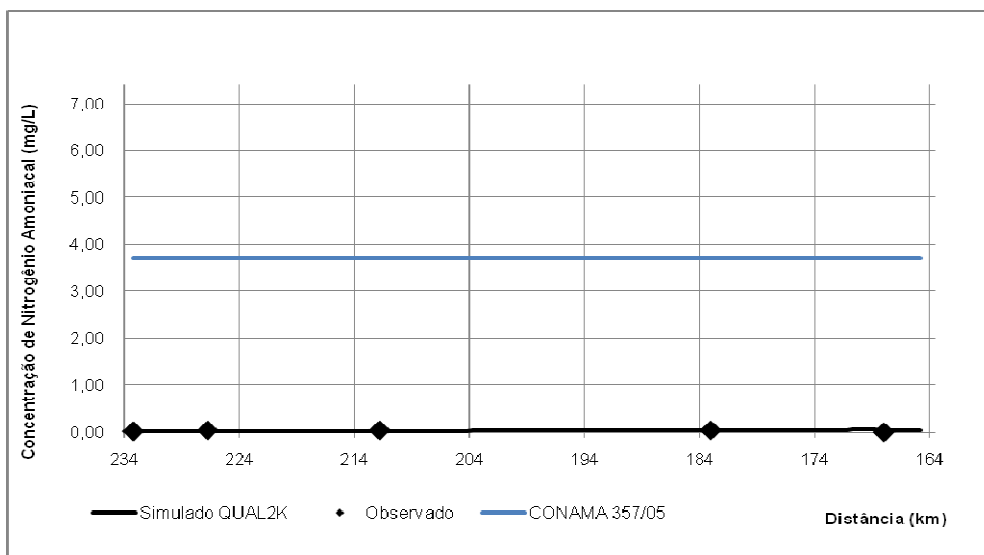


Gráfico 4.4 - Calibração do Nitrogênio Amoniacal

O Gráfico 4.4 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta a calibração do nitrogênio amoniacal, o modelo respondeu bem a esse parâmetro, os valores da simulação seguiram a tendência dos valores amostrados. O Gráfico 4.5 mostra os resultados para o nitrato, como o modelo considera esse parâmetro como sendo a soma de NO<sub>3</sub>-N com NO<sub>2</sub>-N, considerou-se o limite da legislação também como sendo a soma do valor máximo de nitrato (10mg/l) com o de nitrito (1mg/l) igual a 11 mg/l. Embora as concentrações estejam baixas pode-se observar um pequeno acréscimo na concentração deste parâmetro do ponto CQA-8 para o CQA-6, assim como do CQA-4 para o CQA-3. Tal fato se deve ao despejo dos afluentes assim como o processo de nitrificação do NH<sub>4</sub> convertido em NO<sub>2</sub> e NO<sub>3</sub>. A simulação do nitrogênio Kjeldahl é apresentada no Gráfico 4.6. Assim como as outras formas de nitrogênio simuladas, o Kjeldahl também esteve com concentrações bastante baixas e seguiu as mesmas tendências do NO<sub>3</sub>. Apesar das pequenas concentrações o QUAL2K representou de maneira adequada o comportamento do nitrogênio.

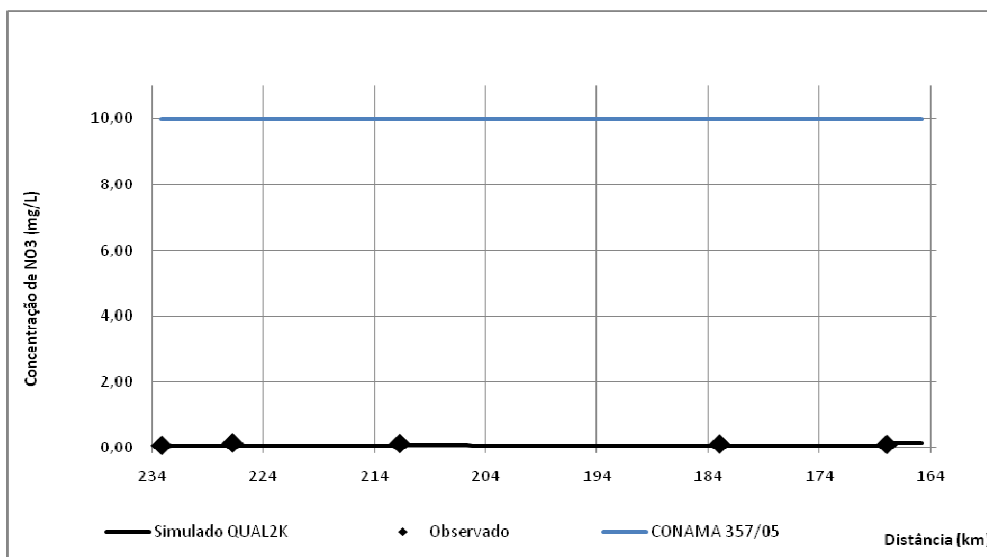


Gráfico 4.5 - Calibração do Nitrato.

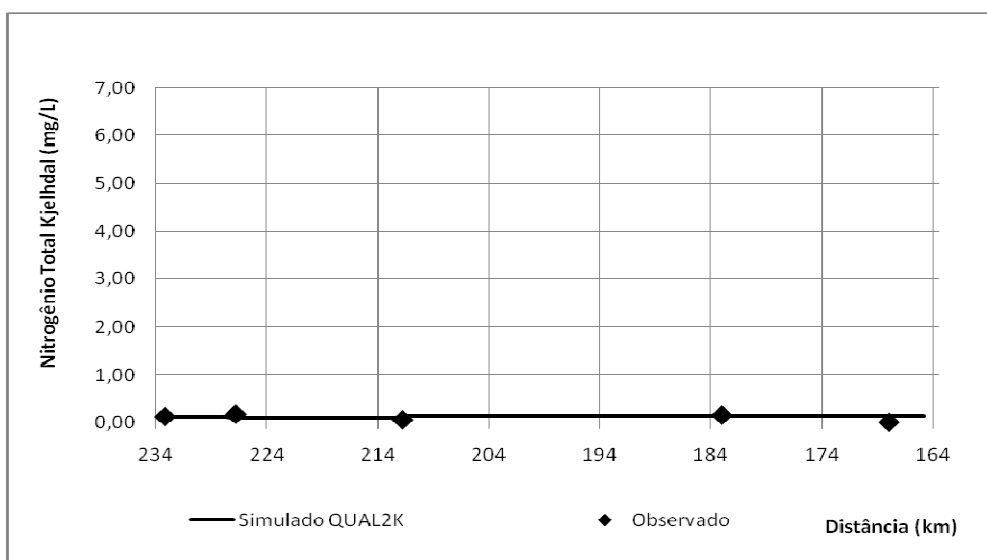


Gráfico 4.6 - Calibração do Nitrogênio Total Kjeldhal

A representação dos aspectos qualitativos das águas do rio das Antas efetuada pelo modelo de matemático QUAL2K mostrou-se satisfatória. Entretanto, a calibração de maneira geral foi limitada, devido, principalmente, as baixas concentrações dos constituintes e pelo baixo número de campanhas de qualidade da água realizadas para a simulação, que de fato não representam o comportamento do rio estudado ao longo do ano.

### 4.3 Simulação da Qualidade da Água – Determinação das Cargas Máximas

Após a calibração do modelo QUAL2K, procederam-se as simulações das concentrações de oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, nitrogênio amoniacal e nitrato ao longo do eixo longitudinal do rio das Antas. A modelagem foi efetuada para quatro cenários distintos: Cenário 1, Cenário 2, Cenário 3 e Cenário 4.

#### 4.3.1 Cenário 1

O Cenário 1 equivale a situação normal do corpo hídrico, em que a vazão de escoamento da água é igual a vazão média de longo termo. Para a simulação nessas condições de vazão calcularam-se as cargas máximas de DBO, NH<sub>4</sub> e NO<sub>3</sub>, providas do rio Lajeado Grande, Quebra Queixos e São Marcos. Os valores das cargas máximas são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Carga máxima provida dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para a QMLT.

Afluente	Concentração Máxima			Carga Máxima		
	DBO <sub>u</sub>	NH <sub>4</sub>	NO <sub>3</sub> +NO <sub>2</sub>	DBO <sub>u</sub>	NH <sub>4</sub>	NO <sub>3</sub> +NO <sub>2</sub>
	mgO <sub>2</sub> /l	mgN/l	mgN/l	(kg/d)	(kg/d)	(kg/d)
Lajeado Grande	38	20	60	81.795	42.980	127.753
Quebra Dentes	8,48	5	12	15.012	8.193	21.579
São Marcos	27	14	32	24.100	12.640	28.211

A partir dos valores das cargas, efetuou-se a simulação do comportamento dos parâmetros de qualidade da água ao longo do eixo longitudinal do rio. Mesmo com o lançamento das cargas máximas dos poluentes a concentração de oxigênio dissolvido manteve-se dentro dos limites padrões exigidos pela legislação, como pode ser visto no Gráfico 4.7. No km 227,25 após afluência do rio Lajeado Grande contendo concentração de 37 mgO<sub>2</sub>/l de DBO<sub>u</sub>, 19 mgN/l de NH<sub>4</sub> e 59 mg/l de NO<sub>3</sub>, o oxigênio dissolvido começa a ser consumido. Inicialmente, ocorre uma queda brusca de 10 para 8 mgO<sub>2</sub>/l, devido ao lançamento da carga do afluente. Em seguida, até o km 212,25, o oxigênio continua a ser consumido, mas de maneira mais branda. Ocorre então nova queda no OD em função do lançamento das cargas do rio Quebra Dentes, a concentração chega a 7 mgO<sub>2</sub>/l. Devido as características hidráulicas do rio nesse ponto o coeficiente de reaeração é máximo, a partir daí a concentração de oxigênio começa a subir. No Km 180,25 novamente o consumo de

OD volta a prevalecer. No ponto de afluição do rio São Marcos, mais uma vez o nível de OD cai e chega a seu ponto crítico de aproximadamente 6,60 mgO<sub>2</sub>/l. A jusante desse ponto o rio das Antas volta a se recuperar.

O Gráfico 4.8 apresenta as concentrações de DBO<sub>5</sub> simuladas. Como pode ser observado, as cargas foram calculadas de maneira adequada, pois as concentrações não ultrapassaram em nenhum ponto o limite de 5 mgO<sub>2</sub>/l. A concentração mais baixa de DBO<sub>5</sub> foi observada no ponto 168,75 km, equivalente a 4 mg O<sub>2</sub>/l, como já esperado pois após este ponto, ocorre o lançamento das águas carregadas do rio São Marcos. Do rio Lajeado Grande até a foz do rio Quebra Dentes a DBO<sub>5</sub> diminui. No segundo trecho de queda do contaminante, entre as afluições dos rios Quebra Dentes e São Marcos, mostrando que o rio possui maior capacidade de assimilação de cargas de DBO<sub>5</sub> nesse trecho.

O comportamento do nitrogênio foi bastante similar com a DBO<sub>5</sub>. Nas confluências dos afluentes os valores das concentrações tanto de nitrato, quanto de nitrogênio amoniacal atingiram os limites do CONAMA, como mostram os Gráficos 4.9 e 4.10. No primeiro trecho de assimilação o NH<sub>4</sub> passou de 3,70 para 3,55 mgN/l. No km 168,75 a concentração do nitrogênio amoniacal atingiu o valor mínimo de 3,10 mgN/l. Quanto ao nitrato, pode-se observar que após o lançamento do rio Lajeado Grande até o km 207,35 praticamente não houveram alterações nas concentrações de NO<sub>3</sub>, sendo que a queda foi bem caracterizada desse ponto até o km 168,75, onde observa-se o menor valor NO<sub>3</sub> equivalente a 9,82 mgN/l, em função da diluição do constituinte.

Ao comparar a capacidade de assimilação das cargas simuladas pode-se verificar que nas condições da vazão média de longo termo, o rio das Antas demonstrou ter maior aptidão para a degradação da DBO<sub>5</sub>, chegando a reduzir a concentração deste parâmetro em até 17% no trecho entre os rios Quebra Dentes e São Marcos, enquanto que o decaimento do nitrogênio amoniacal e nitrato foram de 13% e 11%, respectivamente.

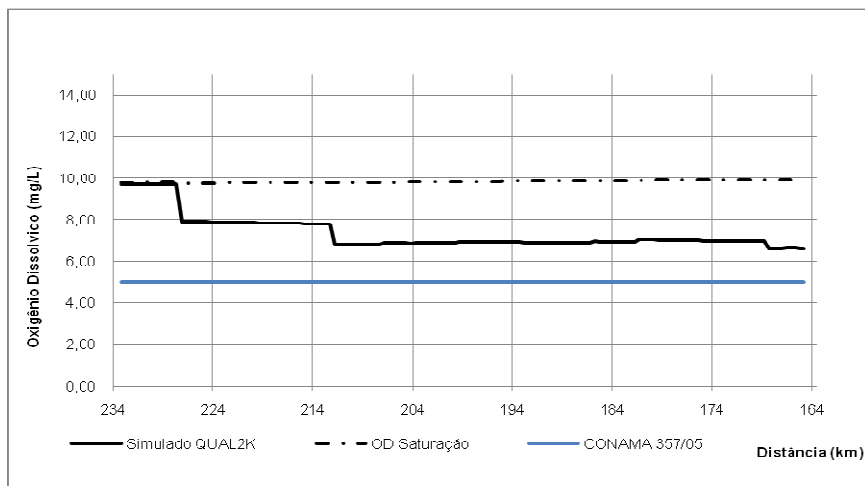


Gráfico 4.7 - Simulação da concentração de OD para a QMLT.

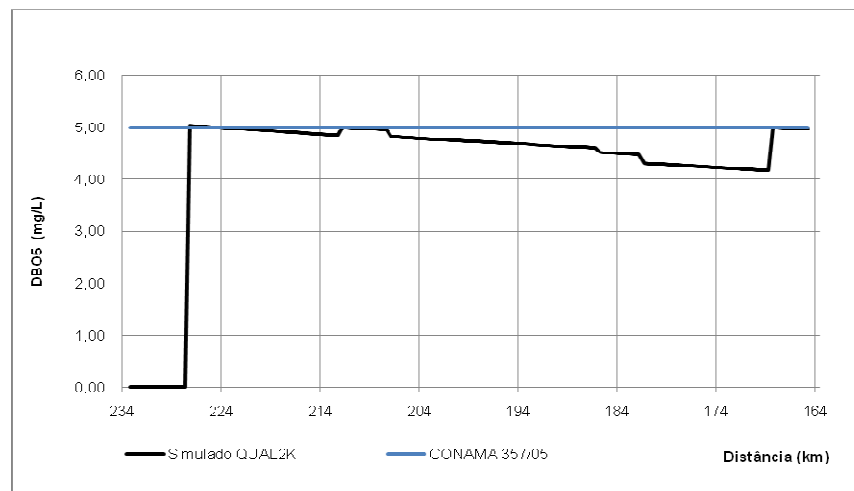


Gráfico 4.8 - Simulação da concentração de DBO5 para a QMLT.

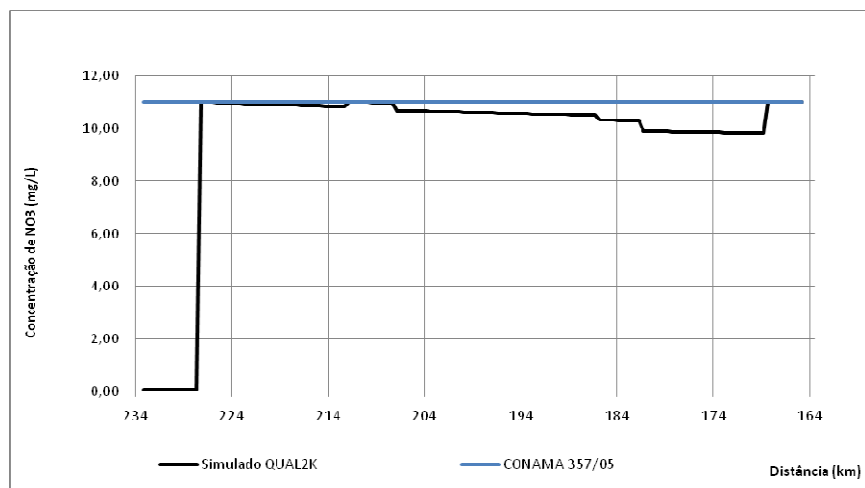


Gráfico 4.9 - Simulação da concentração de nitrato para a QMLT.

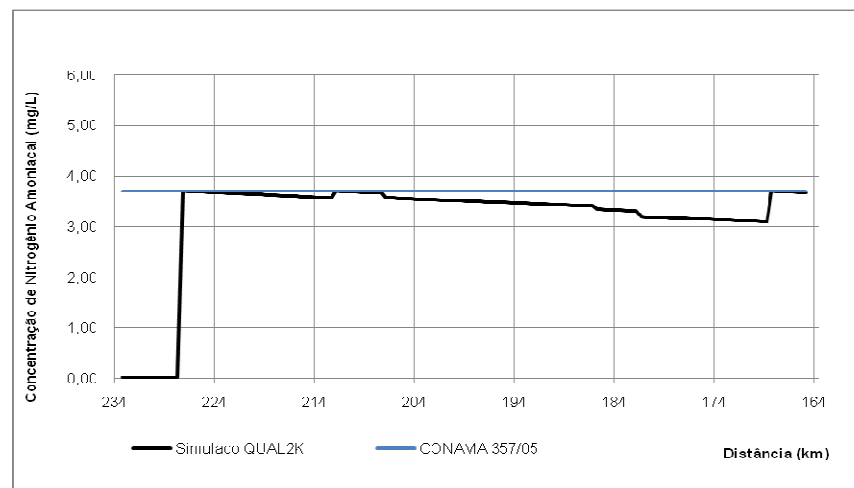


Gráfico 4.10 - Simulação da concentração de NH4 para a QMLT.

#### 4.3.2 Cenário 2

O cenário 2 foi baseado na vazão mínima de sete dias consecutivos e período de retorno de 10 anos ( $Q_{7,10}$ ), representado uma situação de estiagem na bacia hidrográfica. Assim como no Cenário 1, calcularam-se as cargas, para os principais afluentes do rio das Antas, que o corpo hídrico é capaz de suportar para atender os limites estabelecidos pelo CONAMA 357/05 para rios Classe 2. Conforme indicado na Tabela 4.9 as maiores cargas são provenientes do rio Lajeado Grande por estar à montante, com valores de 1.235, 649 e 1.929 kg/d de  $DBO_u$ ,  $NH_4$  e  $NO_3$ . Os valores calculados para o rio Quebra Dentes são correspondentes a 299, 169 e 381 kg/d de  $DBO_u$ ,  $NH_4$  e  $NO_3$ . Os resultados para o segundo afluente foram muito inferiores aos obtidos no Lajeado Grande, mostrando que neste trecho do rio das Antas os poluentes são pouco degradados. As cargas calculadas para o São Marcos são de 590 kg/d de  $DBO_u$ , 336 kg/d de  $NH_4$  e 328 de  $NO_3$ , superiores as cargas do rio Lajeado Grande, com exceção do  $NO_3$ .

Tabela 4.9 - Carga máxima provinda dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para a  $Q_{7,10}$ .

Afluente	Concentração Máxima			Carga Máxima		
	$DBO_u$	$NH_4$	$NO_3+NO_2$	$DBO_u$	$NH_4$	$NO_3+NO_2$
	mgO <sub>2</sub> /l	mgN/l	mgN/l	(kg/d)	(kg/d)	(kg/d)
Lajeado Grande	35	19	56	1.235	649	1.929
Quebra Dentes	10	6	13	299	169	381
São Marcos	34	20	19	590	336	328

A simulação foi então procedida para uma situação não favorável ao rio, baixas vazões. Apesar disto, o Gráfico 4.11 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra que a concentração de  $O_2$  esteve dentro dos limites do CONAMA e em alguns momentos muito próximas a concentração de saturação. Com o lançamento das cargas do primeiro afluente carregado o OD sofreu um pequeno decréscimo para 8 mgO<sub>2</sub>/l. Entretanto, a concentração de saturação foi restabelecida logo a jusante do lançamento. Em consequência do despejo do rio Quebra Dentes, o OD volta a cair, mas com pouca significância para o sistema até o km 211,75. A partir daí as concentrações do gás variam em torno do oxigênio de saturação até a foz do rio São Marcos, onde o OD sofre, novamente, uma pequena queda para 9,5 mgO<sub>2</sub>/l, um valor bastante alto. Em condições de baixas vazões o OD apresentou uma boa reaeração, tal fato se deve em função da existência de diversas quedas da água e, principalmente, pelos baixos valores da altura



lâmina da água, o qual interfere diretamente no coeficiente de reaeração. Cabe destacar que nesse Cenário aplicou-se fórmula de O Connor Dobins para o cálculo do coeficiente de reaeração, em virtude das limitações hidráulicas sugeridas por Chapra (2008).

Analisando o Gráfico 4.12, pode-se observar que as concentrações de  $DBO_5$  do rio das Antas atingem ao limite estabelecido pela legislação no local das descargas dos três principais afluentes do rio. Isso mostra que os cálculos das cargas máximas de  $DBO_5$  foram bem sucedidos. No trecho entre os quilômetros 227,11 e 212,25, a  $DBO_5$  passa de 5,00  $mgO_2/l$  para 4,64  $mgO_2/l$ , correspondendo a um decréscimo na ordem de 0,02  $mgDBO_5/km$ . No segundo trecho de degradação a concentração chega ao seu valor mínimo simulado equivalente a 3,55  $mgO_2/l$ , o que resulta em uma taxa de decaimento de 0,03  $mgO_2/l$ .

Em relação ao nitrogênio amoniacal, as concentrações também atingiram aos limites do CONAMA com o lançamento das cargas afluentes (Gráfico 4.14). Como esperado, o menor valor da concentração foi observado no km 168,75, igual a 2,53  $mgN/l$ . As concentrações de nitrogênio amoniacal influenciam diretamente nas concentrações de nitrato, o processo de nitrificação aumenta a quantidade do nitrogênio dissolvido na água na forma de nitrato. Observando o Gráfico 4.13, nota-se que a concentração de nitrato no ponto de afluência com o Lajeado Grande não atingiu ao limite do CONAMA, mesmo assim, esta foi considerada a descarga máxima do rio, pois a jusante do lançamento o  $NO_3$  sofre um acréscimo em sua concentração em função do processo de nitrificação atingindo aos padrões da legislação. em três pontos. Diferente dos outros parâmetros a menor concentração de nitrato foi obtida no km 181,25, equivalendo a 10,21  $mgN/l$ .

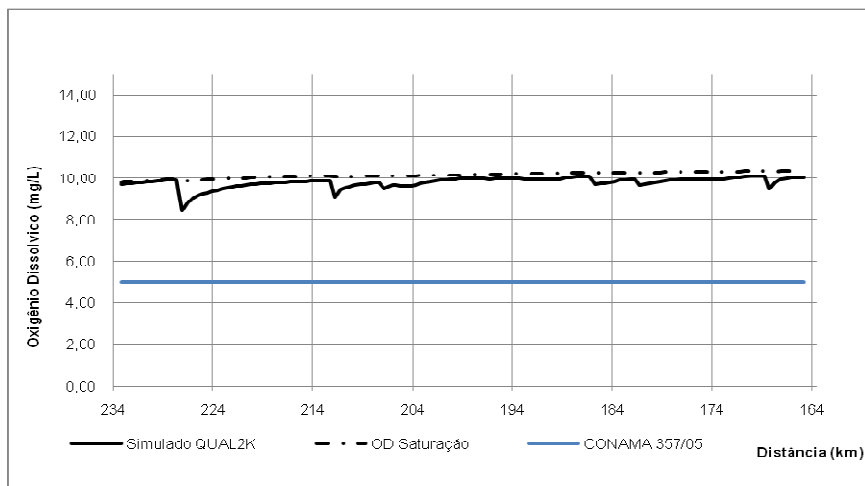


Gráfico 4.11 - Simulação da concentração de OD para a Q<sub>7,10</sub>.

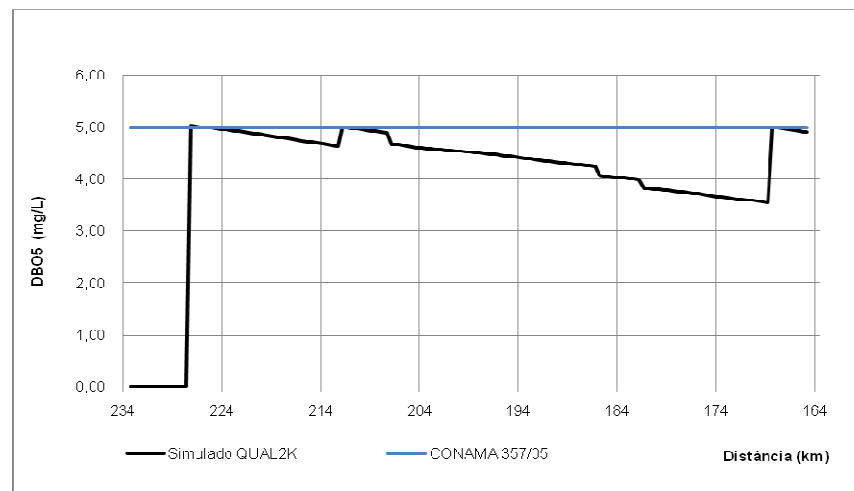


Gráfico 4.12 - Simulação da concentração de DBO<sub>5</sub> para a Q<sub>7,10</sub>.

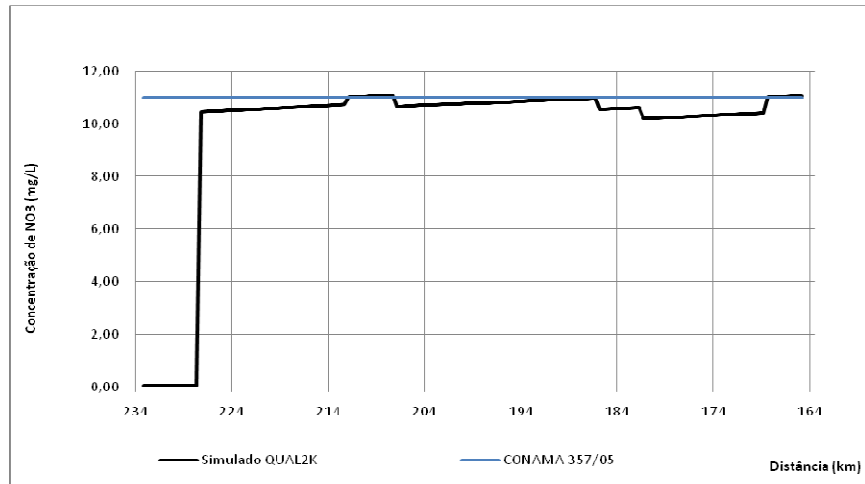


Gráfico 4.13 - Simulação da concentração de nitrato para a Q<sub>7,10</sub>.

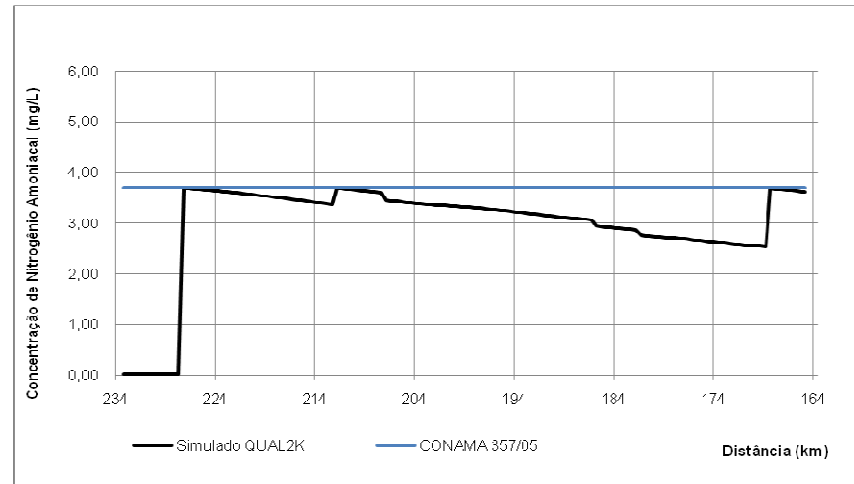


Gráfico 4.14 - Simulação da concentração de NH<sub>4</sub> para a Q<sub>7,10</sub>.

### 4.3.3 Cenário 3

A modelagem para este cenário foi efetuada utilizando-se os valores das concentrações dos poluentes calculadas para o Cenário 1, mas considerou-se as vazões do rio das Antas e de seus afluentes como sendo a  $Q_{7,10}$ . Desta forma, obtiveram-se valores diferenciais para as cargas de entrada, como pode ser visto na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Carga provinda dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para o Cenário 3.

Afluente	Concentração			Carga		
	DBO <sub>u</sub>	NH <sub>4</sub>	NO <sub>3</sub> +NO <sub>2</sub>	DBO <sub>u</sub>	NH <sub>4</sub>	NO <sub>3</sub> +NO <sub>2</sub>
	mgO <sub>2</sub> /l	mgN/l	mgN/l	(kg/d)	(kg/d)	(kg/d)
Lajeado Grande	38	20	60	1.308	687	2.044
Quebra Dentes	8,48	5	12	256	140	368
São Marcos	27	14	32	467	245	547

Mesmo com o lançamento das concentrações estimadas para o primeiro cenário, as concentrações de oxigênio dissolvido estiveram dentro dos limites do CONAMA 357/05, como mostra o Gráfico 4.15. O OD apresentou um comportamento praticamente igual ao Cenário 2, com valores muito próximos da saturação. A concentração mais baixa de 8,45 mgO<sub>2</sub>/l foi observada no km 227,11, a jusante da afluência com o rio Lajeado Grande.

A concentração de DBO<sub>5</sub> esteve acima dos limites do CONAMA entre os km 227,11 e 208,30, sendo o valor máximo simulado um pouco acima de 5 mgO<sub>2</sub>/l. A partir do km 208,30 a DBO cai chegando ao mínimo de 3, mgO<sub>2</sub>/l. Com a descarga do rio São Marcos o parâmetro volta a subir até 4,70 mgO<sub>2</sub>/l. O Gráfico 4.16 apresenta o resultado da simulação deste parâmetro.

O Gráfico 4.18 mostra as concentrações de NH<sub>4</sub> simuladas para este cenário ao longo do rio das Antas. O comportamento do nitrogênio amoniacal foi similar com o da DBO<sub>5</sub>. As concentrações de NH<sub>4</sub> também estiveram acima do CONAMA 357/05 entre os quilômetros 227,11 e 208,30. Sendo o maior valor simulado de 3,91 mgN/l, enquanto que o menor foi de 2,55 mgN/l. Conforme pode ser observado no gráfico 4.17, após o despejo do rio Lajeado Grande as concentrações de NO<sub>3</sub> não atendem a legislação durante todo o trecho simulado chegando ao valor máximo de 12,75 no km 165,05.

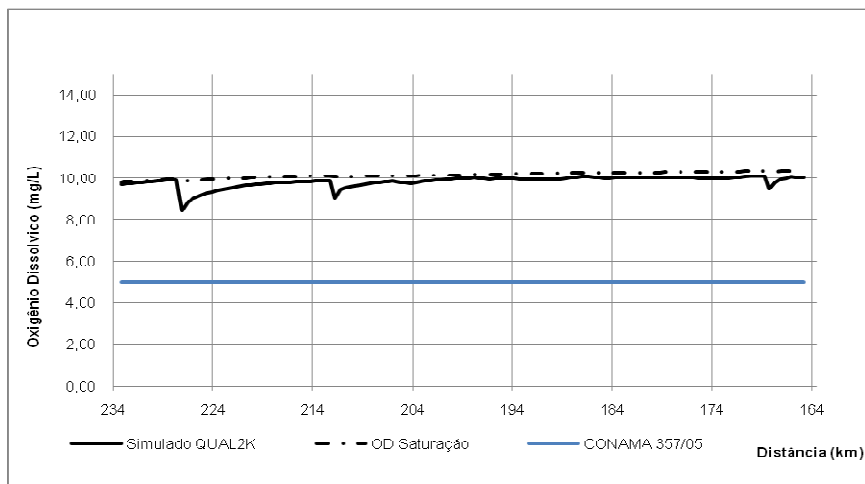


Gráfico 4.15 - Simulação da concentração de OD para o Cenário 3.

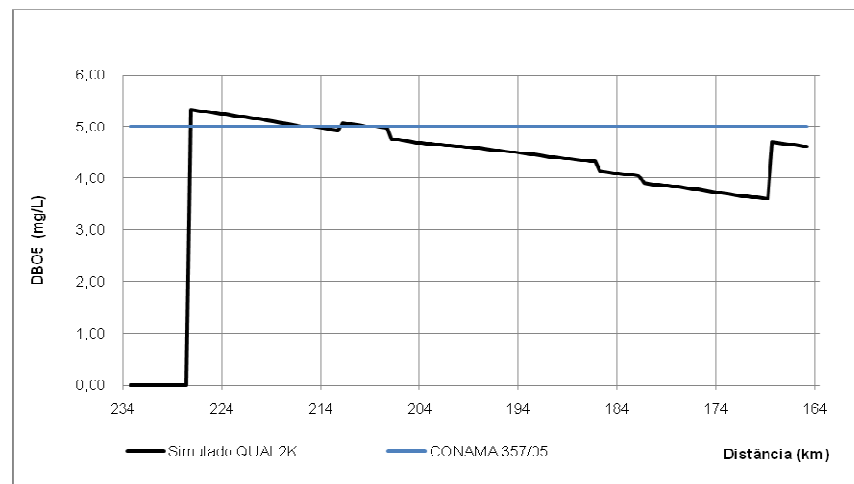


Gráfico 4.16 - Simulação da concentração de DBO<sub>5</sub> para o Cenário 3.

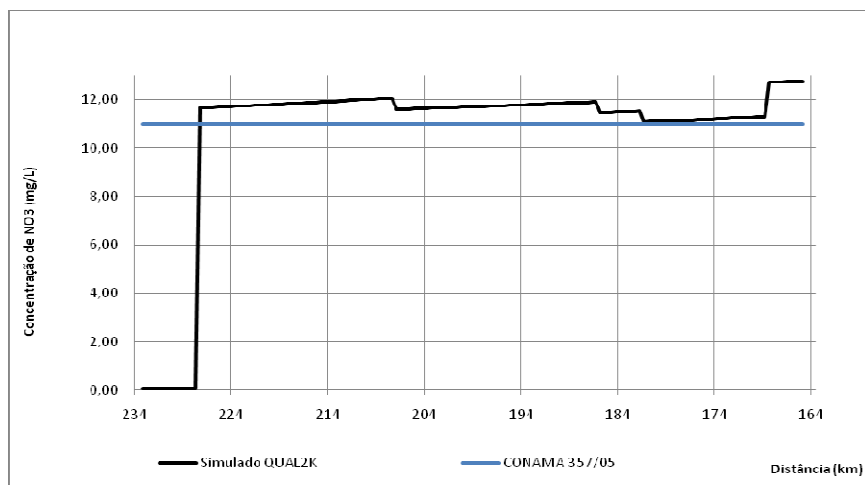


Gráfico 4.17 - Simulação da concentração de nitrato para o Cenário 3

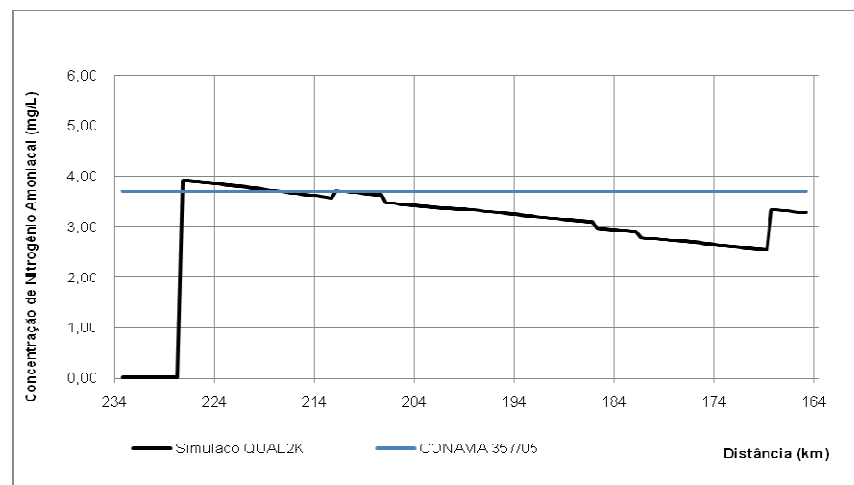


Gráfico 4.18 - Simulação da concentração de NH<sub>4</sub> para o Cenário 3.

#### 4.3.4 Cenário 4

O último cenário foi uma simulação simplificada do rio das Antas considerando a implantação de cinco barragens. Para esta modelagem fragmentou-se o rio das Antas em 22 trechos como pode ser visto na Figura 4.2. Os trechos 2, 6, 8, 15 e 17 representam as barragens e seus respectivos reservatórios. Para a simulação nessas condições assumiram-se algumas hipóteses simplificadoras: Os constituintes da água possuem a mesma concentração no eixo vertical, o fluxo da água está no estado estacionário e as barragens estão sempre vertendo. As características de cada barragem são apresentadas na Tabela 4.11. Para a análise da autodepuração para este cenário, optou-se em adotar as mesmas condições de vazão e de despejo de cargas do Cenário 1.

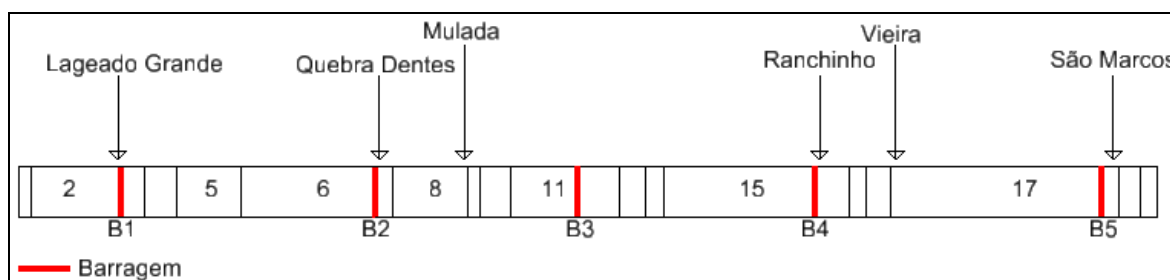


Figura 4.2 - Representação Esquemática do Cenário 4.

Tabela 4.11 - Características das barragens implantadas no Cenário 4.

	B1	B2	B3	B4	B5
Altura (m)	25	23	20	20	18
Largura (m)	67	99	96	69	59

O comportamento do oxigênio dissolvido pode ser visualizado no Gráfico 4.19. Devido ao lançamento da primeira carga a concentração de OD chega a 6,88 mg/l. Entretanto, após a reaeração da água proporcionada pelo vertimento na barragem os níveis de oxigênio chegam a saturação. No km 216,00 ocorre a segunda queda do OD, obtendo-se valor igual a 8,02 mg/l. Tal fato aconteceu devido a baixa velocidade de escoamento e a alta profundidade no trecho a montante de B2 fazendo com que as reações ocorram de maneira mais intensa consumindo mais o oxigênio. Mesmo com o vertimento de B2 os níveis de OD não chegam a saturação, em virtude da proximidade com o rio Quebra Dentes. Do km 212,75 ao 204,25 o gás mostra-se estável, voltando a cair no trecho 11 situado a montante de B3. No km 199,76 o OD volta a ficar muito próximo da saturação.

Ocorrem ainda duas quedas no OD em função dos barramentos B4 e B5 e do lançamento do rio São Marcos. A aplicação mostra que além das descargas do rio o oxigênio dissolvido está sujeito a sofrer alterações em sua concentração em função da implantação de estruturas hidráulicas. Sendo observado, que a montante das barragens o consumo de oxigênio dissolvido é mais intenso levando a diminuição do mesmo, enquanto, que a jusante o OD recebe um acréscimo em sua concentração em virtude da boa reaeração provocada pelo vertimento.

Embora tenham sido consideradas as cargas máximas de DBO para as condições naturais do rio, os valores simulados para este cenário não chegaram ao limite do CONAMA 357/05, como mostra o Gráfico 4.20 O maior valor de DBO<sub>5</sub>, igual a 4,79 mgO<sub>2</sub>/l, foi observado no trecho 2. Os reservatórios apresentaram maior capacidade de degradação da matéria, sendo que a concentração mais baixa resultante da simulação foi obtida no km 168,75, equivalendo a 3,28 mgO<sub>2</sub>/l.

Conforme mostra o Gráfico 4.22, as concentrações de nitrogênio amoniacal estiveram abaixo do valor máximo instituído pela legislação. No km 168,75 foi observado o valor de 2,45 mgN/l o mais baixo, enquanto que no km 229,7 o valor calculado foi de 3,54 o mais alto. Apesar das concentrações de DBO<sub>5</sub> e NH<sub>4</sub> estarem atendendo a legislação, os valores de nitrato estiveram acima dos limites do CONAMA 357/05 (Gráfico 4.21). Entre o km 229,7 e o km 211,25 a concentração está próxima de 11 mgN/l, mas sofre um pequeno acréscimo de montante para a jusante chegando a 11,31 mgN/l. No km 211,25 o nitrato sofre uma pequena queda apresentando uma concentração praticamente constante e no limite da legislação até o barramento B4. Após o vertimento a concentração de nitrato começa a cair chegando ao menor valor de 10,45 mgN/l no km 168,75. Com o lançamento das cargas do rio São Marcos as concentrações sobem e no km 167,7 atingem ao valor máximo igual a 11,60 mgN/l. As altas concentrações de nitrato ocorreram em função do processo de nitrificação, sendo potencializadas em função dos barramentos.

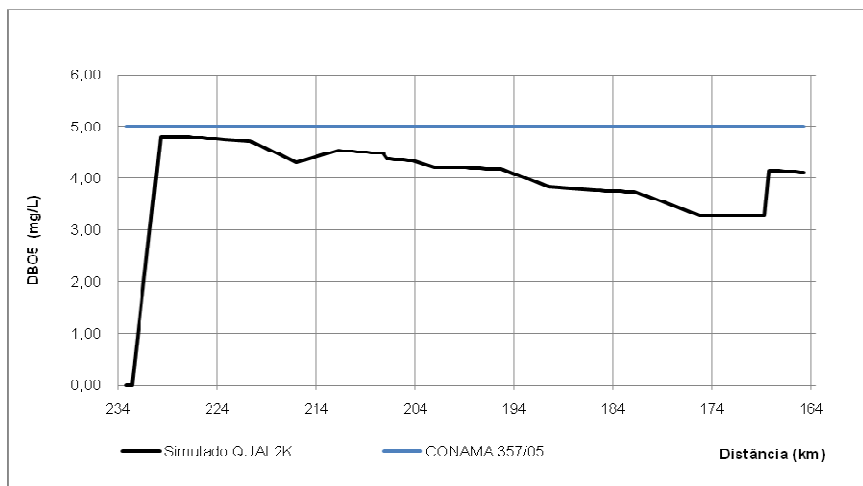


Gráfico 4.19 - Simulação da concentração de DBO5 para o Cenário 4.

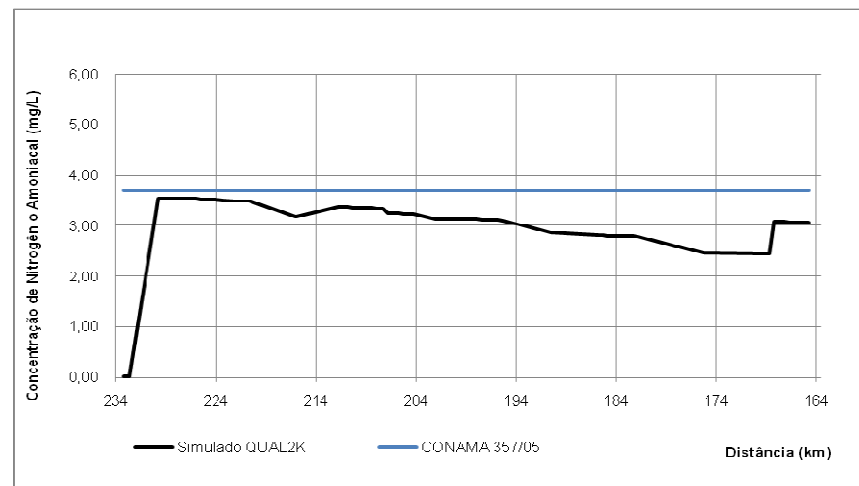


Gráfico 4.20 - Simulação da concentração de NH<sub>4</sub> para o Cenário 4.

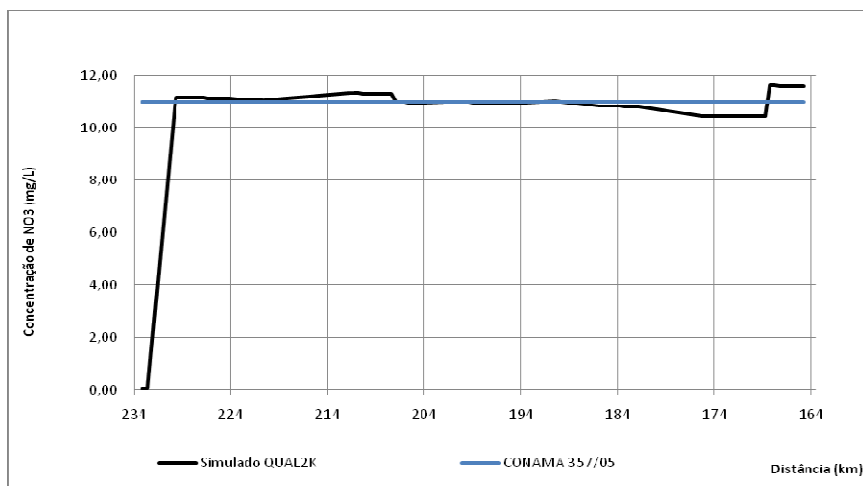


Gráfico 4.21 - Simulação da concentração de nitrato para o Cenário 4.

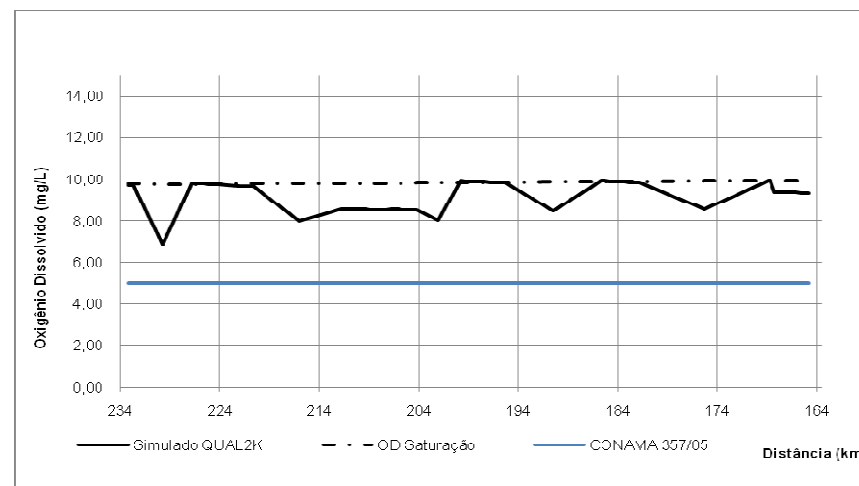


Gráfico 4.22 - Simulação da concentração de OD para o Cenário 4.

#### 4.3.5 Análise Comparativa entre os Cenários

Para a avaliação e capacidade de autodepuração do rio das Antas, foram simulados quatro cenários distintos. Inicialmente, calcularam-se as cargas máximas provindas dos afluentes Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos para duas situações distintas: QMLT e  $Q_{7,10}$ . Observando-se as Tabelas 4.9 e 4.10 pode-se verificar que os valores das concentrações dos constituintes descarregados no rio estão bastante próximos quando comparadas as duas situações. Entretanto, quando avaliada a carga, que o rio das Antas pode suportar e permanecer dentro dos limites do CONAMA 357/05, percebe-se que os valores calculados para a vazão média de longo termo estão muito acima dos estimados para a  $Q_{7,10}$ , o que comprova a vulnerabilidade do rio das Antas quando o mesmo se encontra em estiagem. Posteriormente, ao cálculo das cargas máximas foram efetuadas as simulações.

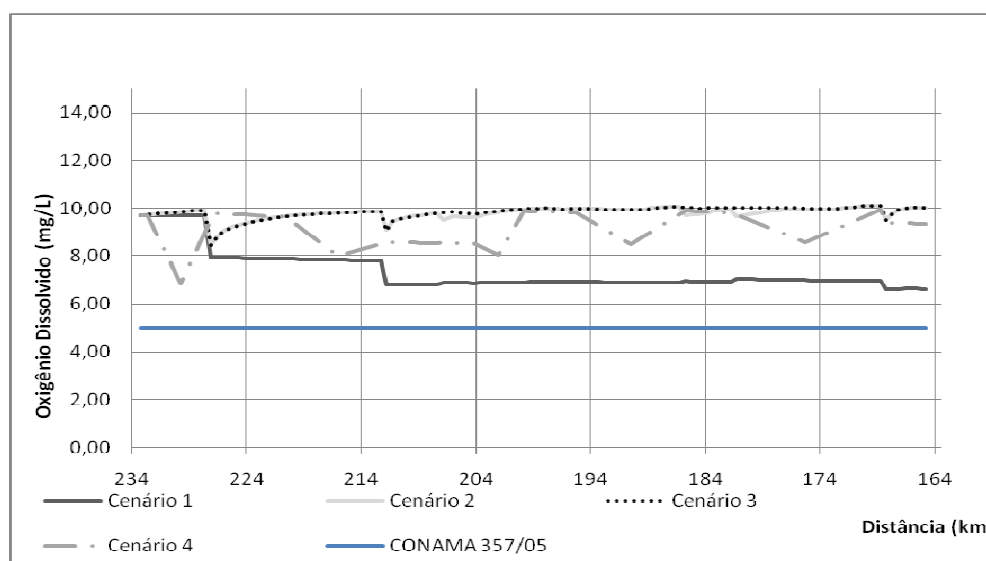


Gráfico 4.23 - Análise comparativa da concentração de oxigênio dissolvido entre os Cenários.

Em todos os cenários simulados as concentrações de oxigênio dissolvido estiveram dentro do permitido pela legislação. Comparando as situações adotadas para a pesquisa (Gráfico 4.23) percebe-se que o OD esteve com maiores concentrações para as vazões mínimas, e que atingiu a concentração de saturação no Cenário 4 logo a jusante das barragens. Tais fatos estão diretamente relacionados com o coeficiente de reaeração. As curvas para os Cenários 2 e 3 são praticamente as mesmas o que mostra que, para as



concentrações simuladas, o OD sofre maior influencia pela reaeração do que pela degradação da matéria orgânica e nitrificação da amônia.

As quedas nas concentrações de oxigênio dissolvido nos Cenários 1, 2 e 3 aconteceram logo após a afluência dos rios carregados. A jusante do ponto crítico o O<sub>2</sub> já começa a se recuperar. No cenário 4 o processo ocorre de maneira um pouco diferente. A concentração de OD inicia a cair a jusante do seu lançamento, entretanto atinge as menores concentrações no trecho a montante das barragens, isso se deve em função da baixa velocidade de escoamento e da grande altura da coluna da água, o que gera um tempo de residência alto, nessas condições os processos de degradação da matéria orgânica e nitrificação da amônia acontecem de forma mais intensa provocando maior consumo no OD. Entretanto, após os barramentos, as concentrações de oxigenio dissolvido praticamente igualam-se ao oxigênio de saturação em função da queda da água.

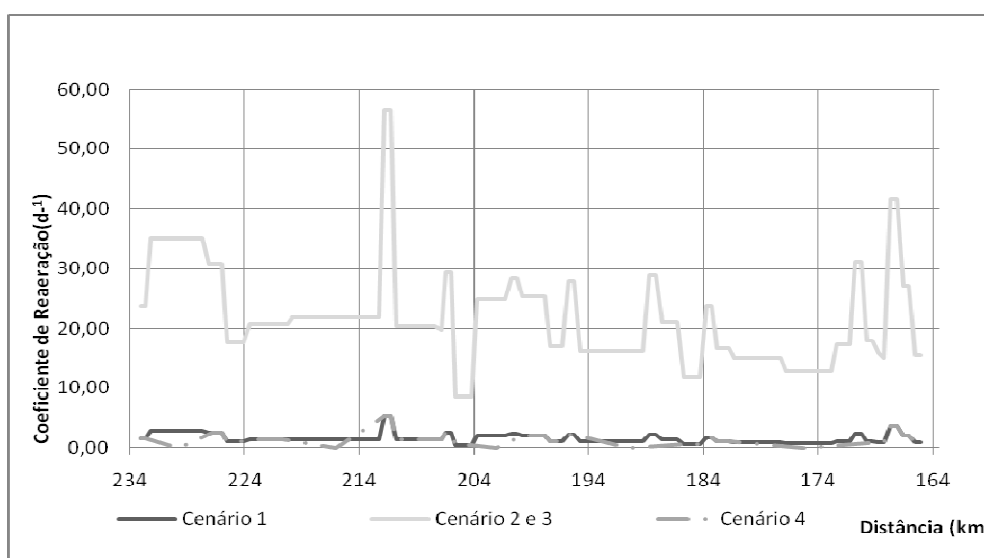


Gráfico 4.24 - Análise comparativa do coeficiente de reaeração entre os Cenários.

Mesmo com o lançamento das cargas máximas para os cenários 1 e 2, a concentração de oxigênio esteve superior em condições extremas de baixas vazões. Isso ocorreu em função do coeficiente de reaeração, como pode ser visto no Gráfico 4.24. O QUAL2K calcula este coeficiente em função de duas variáveis hidráulicas: velocidade e altura da lâmina da água. Quanto menor for a altura, maior será o coeficiente, condição observada para os Cenários 2 e 3.

O Gráfico 4.25 mostra a comparação da DBO<sub>5</sub> entre os quatro cenários simulados. O comportamento desse parâmetro nos cenários 1 e 2 foi muito similar, conforme esperado. O cenário 3 foi o único que esteve acima dos padrões exigidos pelo CONAMA. As menores concentrações da demanda bioquímica de oxigênio dissolvido foram observadas no cenário 4. O mesmo aconteceu com o nitrogênio amoniacal, como pode ser visto no Gráfico 4.26.

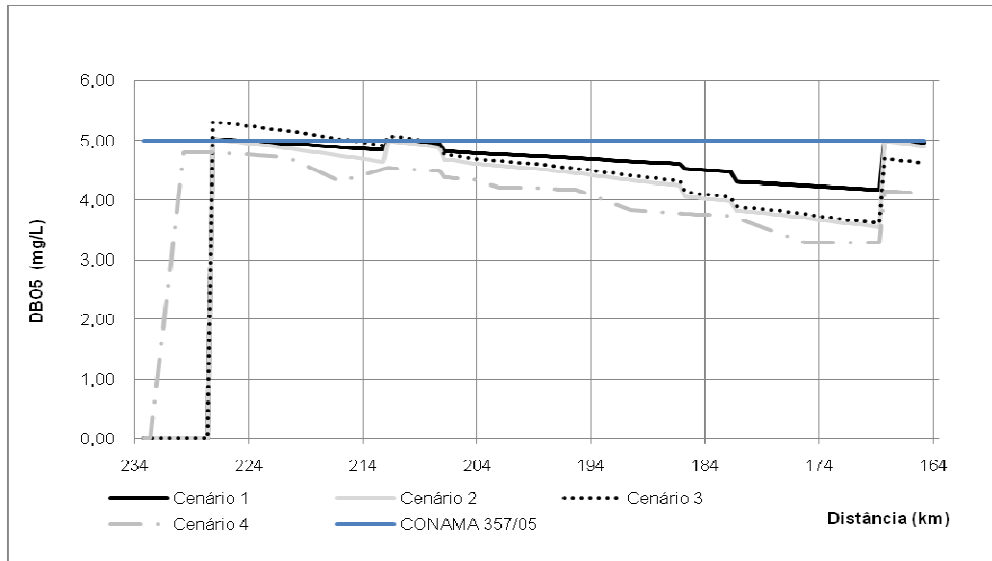


Gráfico 4.25 - Análise comparativa da concentração de DBO<sub>5</sub> entre os Cenários

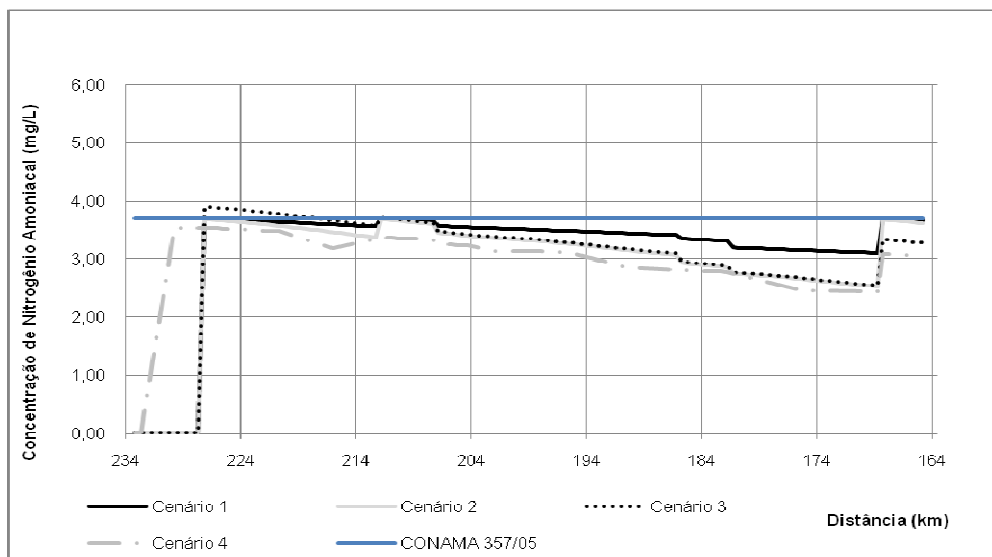


Gráfico 4.26 - Análise comparativa da concentração de nitrogênio amoniacal entre os Cenários.

O modelo assume que o nitrato é perdido em função da desnitrificação e sua concentração aumenta com o processo de nitrificação da amônia. Apesar de se ter verificado que as concentrações de DBO e  $\text{NH}_4$  foram menores no Cenário 4, para o nitrato a simulação mostrou que em alguns pontos os valores encontram-se acima do limite estabelecido pela legislação. As maiores concentrações foram observadas no Cenário 3, como pode ser visto no Gráfico 4.27.

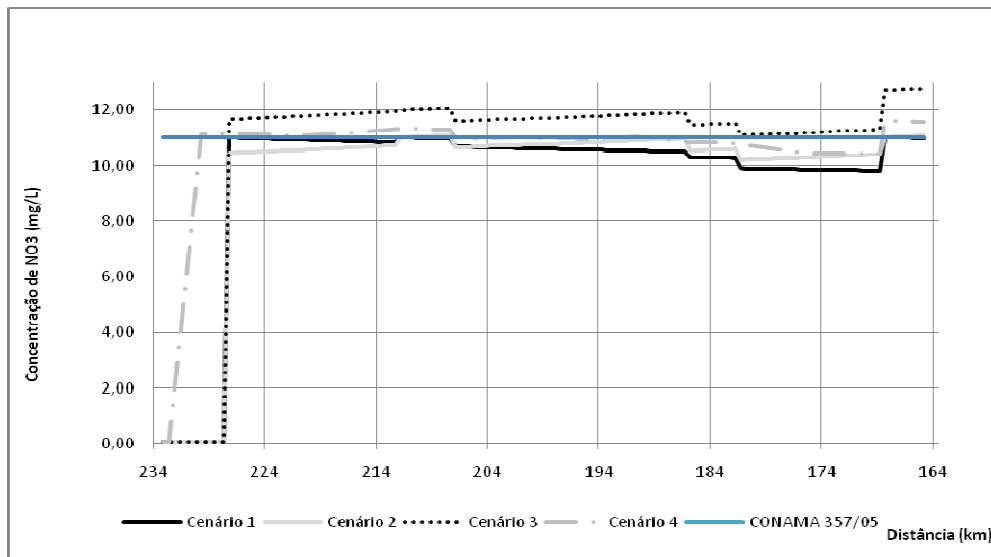


Gráfico 4.27 - Análise comparativa da concentração de nitrato entre os Cenários.

## 5 CONCLUSÕES

Os processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem durante a autodepuração dos corpos hídricos estão entre os mais complexos na natureza. Os modelos matemáticos de simulação de qualidade da água representam de forma simplificada e prática essas reações, limitando-se às características dos corpos hídricos e aos parâmetros selecionados para as simulações.

Avaliando os laudos laboratoriais referentes aos oito pontos monitorados, constatou-se que o rio das Antas apresenta uma excelente qualidade da água, sendo que todos os parâmetros monitorados estão dentro dos limites estabelecidos pelo CONAMA 357/05 para rios classe 2. Contudo, tal fato não representa o comportamento do corpo hídrico ao longo do ano, uma vez que foram disponibilizados dados de apenas uma campanha aleatória. As concentrações de oxigênio dissolvido estiveram em todos os pontos acima de 9 mgO<sub>2</sub>/l, os quais podem ser considerados os valores de saturação do gás. A concentração de DBO<sub>5</sub> foi detectada apenas no rio Lajeado Grande com um valor baixo, equivalente a 1,60 mgO<sub>2</sub>/l, nos demais pontos a concentração esteve abaixo de 1 mgO<sub>2</sub>/l, valor correspondente ao limite de detecção do método empregado.

Em relação ao nitrogênio as concentrações reveladas pela campanha também foram bastante baixas. A maior concentração de nitrogênio amoniacal foi observada no rio das Antas no ponto CQA-3 no valor de 0,05 mgN/l, sendo que nos três afluentes monitorados não foram detectadas concentrações de amônia. Como o QUAL2K considera a concentração de nitrato como sendo a soma de NO<sub>2</sub> + NO<sub>3</sub> realizou-se a análise adotando-se o mesmo conceito. O rio São Marcos apresentou o maior valor de nitrogênio na forma de nitrato (1,77 mgN/l), sendo que os rios Lajeado Grande e Quebra Dentes também contribuíram no incremento da concentração de NO<sub>3</sub> com os valores de 0,06 e 0,22 mgN/l respectivamente.

O modelo selecionado para o presente estudo, QUAL2K Versão 2.11, representou de maneira adequada os constituintes simulados, embora a calibração do mesmo tenha sido limitada em função do baixo número de campanhas realizadas e das baixas concentrações observadas durante o monitoramento. A calibração hidráulica do modelo procedeu-se de maneira satisfatória. As 24 seções topobatimétricas foram transformadas em canais trapezoidais representando o rio das Antas. Em seguida, os coeficientes de Manning foram ajustados com valores variando entre 0,035 e 0,045 obtendo-se os níveis da água simulados

muito próximos aos levantados em campo. Com a conclusão da calibração dos aspectos qualitativos da água obtiveram-se as taxas de oxidação da DBO e de nitrificação iguais a  $0,25\text{ d}^{-1}$ , a de desnitrificação equivalente a  $0,30\text{ d}^{-1}$  e o coeficiente de transferência do sedimento para desnitrificação de  $1\text{ m/d}$ . Os valores destes coeficientes foram adotados da literatura, sendo que não ocorreu desnitrificação, pois a mesma ocorre apenas em condições anóxicas.

Em relação ao oxigênio dissolvido a calibração pode ser considerada como bem sucedida, mesmo com os valores simulados estando um pouco abaixo dos valores medidos. A demanda bioquímica de oxigênio foi outro parâmetro calibrado, as concentrações simuladas estiveram abaixo de  $1\text{ mgO}_2/\text{l}$ , correspondendo ao limite de detecção desse parâmetro. Apesar das baixas concentrações de nitrogênio a calibração apresentou valores com a mesma tendência das concentrações obtidas em campo.

Com o modelo QUAL2K calibrado foi possível calcular as cargas máximas provenientes dos principais afluentes do trecho do rio das Antas para duas situações distintas. Na primeira considerou-se a vazão média de longo de termo obtendo-se os valores das cargas máximas de:  $120.907\text{ kg/d}$  de  $\text{DBO}_u$ ,  $63.814\text{ kg/d}$  de  $\text{NH}_4$  e  $177.544\text{ kg/d}$  de  $\text{NO}_3$ , enquanto que, para a  $Q_{7,10}$ :  $2.124\text{ kg/d}$  de  $\text{DBO}_u$ ,  $1.154\text{ kg/d}$  de  $\text{NH}_4$  e  $2.638\text{ kg/d}$  de  $\text{NO}_3$ . Mesmo com a aplicação das cargas máximas as concentrações de oxigênio dissolvido estiveram acima do limite estabelecido pelo CONAMA 357/05 em todo o trecho.

O trabalho mostra que o rio das Antas é capaz de suportar menos de 2% das cargas calculadas para a QMLT quando o mesmo encontra-se submetido às condições da  $Q_{7,10}$ , comprovando que quando o rio está em condições extremas de estiagem, apresenta maior vulnerabilidade ao lançamento de efluentes, suportando cargas muito menores do que quando o curso da água encontra-se em condições normais de vazão, considerada nesse estudo como a vazão média de longo termo.

Em todos os cenários simulados a concentração de oxigênio dissolvido esteve dentro dos limites instituídos pela legislação. O estudo revelou que o OD sofreu maior influência pela reaeração do que pela degradação da matéria orgânica e nitrificação da amônia. A menor concentração desse parâmetro foi observada no Cenário 1 logo após a afluência do rio São Marcos. Os cenários 2 e 3 simulados para a vazão  $Q_{7,10}$  apresentaram praticamente a mesma curva de OD, com concentrações muita vezes chegando a saturação. Isso ocorreu em função dos altos coeficientes de reaeração, o qual é influenciado diretamente pela altura

da lâmina da água e pela velocidade de escoamento. No cenário 4 os menores níveis de oxigênio foram observados nos trechos dos barramentos. Nesses trechos os coeficientes de reaeração são relativos baixos resultando na queda do OD. Entretanto, a jusante das represas o oxigênio dissolvido chega a saturação em função da boa reaeração propiciada pelo vertimento da água.

Quanto a simulação da  $DBO_5$  os valores das concentrações nos cenários 1 e 2 são bastante próximos, o que já era esperado, pois foram lançadas as cargas máximas referentes as duas situações. Os valores da  $DBO_5$  chegam ao limite do estabelecido pelo CONAMA 357/05 na afluição dos rios Lajeado Grande, Quebra Dentes e São Marcos. As concentrações mínimas para ambos os Cenários foram obtidas no km 168,75 situado logo a montante da foz do rio São Marcos, com valores iguais a 4  $mgO_2/l$  para o Cenário 1 e 3  $mgO_2/l$  para o Cenário 2. A concentração máxima calculada nas simulações foi obtida no Cenário 3, este foi o único que mostrou valores acima do CONAMA. Já no Cenário 4 observaram-se as menores concentrações de DBO sendo a mínima de 3  $mg O_2/l$ .

O comportamento do  $NH_4$  foi similar ao da demanda bioquímica de oxigênio nos quatro cenários simulados. Os cenários 1 e 2 apresentaram comportamento semelhantes, sendo as mínimas observadas de 3,10  $mgN/l$  e 2,50  $mgN/l$  respectivamente. O valor máximo de 3,90  $mgN /l$  foi encontrado no km 211,7, localizado na foz do rio Lajeado Grande, no Cenário 3, enquanto que o mínimo de 2,40  $mgN/l$  foi calculado no cenário 4.

O modelo assume que o nitrogênio na forma de nitrato é a soma entre as concentrações de  $NO_3$  e  $NO_2$ , e que é perdido em função da desnitrificação, sendo que sua concentração aumenta com o processo de nitrificação da amônia. A simulação do nitrato no Cenário 4 mostrou que em alguns pontos os valores encontram-se acima do limite estabelecido pela legislação, chegando a 11,60  $mgN/l$ . No Cenário 3, após o recebimento das descargas do rio Lajeado Grande, as concentrações de  $NO_3$  não atendem aos padrões do CONAMA 357/05, sendo a concentração máxima simulada equivalente a 12,75  $mgN/l$ . Os Cenários 1 e 2 estiveram com as concentrações de nitrato dentro do permitido pela legislação, a menor concentração de nitrato igual a 9,80  $mgN/l$  foi verificada no primeiro cenário.

## **6 RECOMENDAÇÕES**

Cabe ressaltar por fim, que para a obtenção de dados mais precisos em estudos futuros, faz-se necessário a implantação de um programa de monitoramento da qualidade da água com campanhas de, no mínimo, periodicidade trimestral, representando as quatro estações do ano. Além de novas campanhas de qualidade da água, sugere-se que sejam implantados outros modelos e que sejam analisados mais parâmetros de qualidade da água.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMBROSE, R.B. et al. **Water Resources Handbook**. New York: McGraw-Hill, 1996

AGRIMENSURA SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS. **Serviços Complementares de Topografia e Conferência de Referências Planialtimétricas – Rio das Antas (RS)**. 2009.

BATALHA, B.L. **Autodepuração nos cursos da água**. Revista DAE, v.46, n.144, 1986.

BROWN, L.C.; BARNWELL, T.O. **The Enhanced Stream Water Quality Models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: documentation and user manual**. Athens, Georgia. 1987.

CHAPRA, S.C. **Surface Water-Quality Modeling**. New York, NY: McGraw-Hill, 1997.

CHAPRA, S.C., PELLETIER, G.J. **QUAL2K: A Modeling Framework for Simulating River and Stream Water Quality, Version 5.1: User Manual / Teory and Documentation**. Environmental Assessment Program. Washington State Department of Ecology. Olympia, Washington. 2008.

COX, B.A. **A Review of Currently Available In-Stream Water-Quality Models and their Applicability for Simulating Dissolved Oxygen in Lowland**. In: 8th IAWQ River Basin Conference. Budapest, Hung. 335 – 377, 2003.

COLE, T. M., WELLS, S.A. **CE-QUAL-W2: A Two-Dimensional, Laterally Averaged, Hydrodynamic and Water Quality Model, Version 3.2.**, USA Engineering and Research Development Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 2003.

DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI). **MIKE11. Dynamic modeling of river channel and reservoir hydraulics**. Disponível em: <http://www.dhigroup.com>. Acessado em: 20 out. 2009.

DRH/MAGNA . **Avaliação Quali-Quantitativa das Disponibilidades e Demandas de Água na Bacia Hidrográfica do Sistema Taquari-Antas RS**. 1997.

DE FELIPPO, R.; GOMES, E.L.; LENZ-CÉSAR, J.; SOARES, C. B. P. & MENEZES, C. F. S. **As alterações na Qualidade da Água Durante Enchimento do Reservatório de UHE Serra da mesa - GO**. pp. 323-345. In: HENRY, R. (ed.). *Ecologia de reservatórios: estrutura, função e Aspectos Sociais*. Botucatu: FUNDIBIO FAPESP, 1999.

DROLC, A.; KONCAN, J.Z. **Water quality modeling of river Sava, Slovenia**. Water Research, v.30, n.11, p.2587-2592, 1996.

ESTELAR ENGENHEIROS ASSOCIADOS. Relatório Técnico: **Revisão do Inventário do Rio das Antas (RS) entre as Elevações 240 a 418,80 metros**. 2009.



FEPAM (Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler) **Diagnóstico Ambiental da Bacia do Taquari-Antas/RS. Fundação Estadual de Proteção Ambiental RS, 2009.**

FITZPATRICK, J.; IMHOFF, J.; BURGUESS, E.; BRASHEAR, R. **Water Quality Models: A Survey and Assessment. Water Environmental Research Foundation, 102p, 2001.**

GASTALDINI, M.C.C. **Análise do mecanismo de autodepuração do rio Jacaré-Guaçu através de Modelo de Qualidade da Água.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, 1982.

HORN, A.L; RUEDA, F.J; HORMANN, G; FOHRER, N. **Implementing river water quality modeling issues in mesoscale watershed models for water policy demands-an overview on current concepts, deficits, and future tasks.** Physics and Chemistry of the Earth, N.29, pp. 725-735,2004.

IBGE. **Censo Demográfico 2000.** Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas. Disponível em: [www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br). Acessado em 05 mai. 2009.

KANNEL, P. R.; et al. **Application of automated QUAL2Kw for water quality modeling and management in the Bagmati River, Nepal.** Ecological Modeling 202 503-517, 2007.

LARENTIS, D.G.**Modelagem Matemática da Qualidade da água em Grandes Bacias: Sistema Taquari-Antas.** Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH-UFRGS), 2004.

MAKINIA, J et al. **Application of Mathematical Modeling and Computer Simulation for Solving Water Quality Problems.** Portland State University, Portland, USA, 1998.

MARTIN, P. H; LEBOEUF, E. J; DANIEL, E.B.; DOBBINS, J. P. **Development of a GIS-based Spill Management Information System.** Journal of Hazardous Materials, v. 112, 2004.

McAVOY, D. C; MASSCHELEYN, P; PENG, C; MORRALL, S. W. **Risk assessment approach for untreated wastewater using the QUAL2E water quality model Chemosphere, N. 52, 2003.**

McCUTCHEON, Steve C. **Water Quality Modeling: Transport and Surface Exchange in Rivers.** Vol.1. CRC Press, Boca Raton, Florida, USA, 1989.

MEYBECK M. et al. **Water Quality Monitoring: A Practical Guide to the Design and Implementation of Freshwater Quality Studies and Monitoring Programmes.** UNEP/WHO, 1996, 383p.

NOVOTNY, V. **Water Quality: Diffuse Pollution and Watershed Management.** New York: John Wiley & Sons, 2003.

ORENS, T.I. **Quality Assurance in Modeling and Simulation**. In: Simulation and Model Base Methodologies: an integrated view. Series n. 10, 1984.

ORLOB, Gerald T. **Mathematical Modeling of Water Quality: Streams, Lakes, and Reservoir**. John iley & Sons, Chicester, 1983.

PARK, S.S.; LEE, Y.S. **A water quality modeling study of the Nakdong River, Korea**. Ecological Modelling, v. 152, 2002.

PORTO, Rodrigo de Melo . **Hidráulica básica**. São Paulo: EESC, USP; 2006.

QUINBY –HUNT, Mary S.; MCLAUGHLIN, Ralph D.; QUINTANILHA, Alexandre T. **Instrumental for Environmental Monitoring**. Berkeley:Lawrence Berkeley Laboratory, Enviromental Instrumentation Survey,1986.

RAJAR, R.; CETINA, M. **Hidrodinamic and water quality modelling: an experience**. Ecological Modelling, V.101, 1997.

RAUCH, W. et al. **River Water Quality Modeling: I - state of the art**. In: Water Science of Technology: Elsevier Science. v. 38. n. 11. 237 – 244, 1998.

SAKIAN, D. M. R., **The role of Dez and Karun dams on Karun river water quality management**.Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21<sup>st</sup> Century – Berga et al (eds), 2006.

SARDINHA, Diego de Souza et al. **Avaliação da qualidade da água e autodepuração do ribeirão do meio, Leme (SP)**.Eng. Sanit. Ambient., Rio de Janeiro, v. 13, 2008 .

SAWYER, C N. **Chemistry for environmental engineering**. New York: McGraw-Hill Book, 1978.

SHANAHAN, P.; HENZE, M.; KONCSOS, L. **River Water Quality Modeling: II – State of the Art**. Eater Science Technology, v.38, 1998.

SOUZA, R S. **Simulação Hidrodinâmica da qualidade da água**. Estudo de caso: Ajuste do modelo CE-QUAL-W2 à Sub-Bacia do Arroio Demétrio, Bacia Hidrográfica do Rio Gravataí/RS. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH-UFRGS), 2006.

STREETER, H.W.; PHELPS, E.B. **A Study of the Natural Purification of the Ohio River**.. Washington: Public Survice, 1925.

TUCCI, C.E.M.; HESPANHOL, I.; CORDEIRO NETO, O.M.**Gestão da Água no Brasil**. Brasília: UNESCO. 2001.

TUNDISI, J.G. **Limnologia no Século XXI: Perspectivas e Desafios**. In: VII Congresso Brasileiro de Limnologia. Florianópolis, 1999.

US Army Corps of Engineering **HEC-5Q System Water Quality Modeling**. Disponível em: <http://www.hec.usace.army.mil/publications/TechnicalPapers/TP-111.pdf>. Acessado em: 23 out. de 2009

USEPA (US Environmental Protection Agency). **WASP Water Quality Analysis Simulation Program**. Disponível em: <http://www.epa.gov>. Acessado em: 20 out. 2009.

VON SPERLIMG, M. **Estudos e Modelagem da qualidade da água de rios**. Belo Horizonte, MG: Departamento de Engenharia Sanitária Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais; 2007.

WELLS, S. A. " CE-QUAL-W2 Version 3: Hydrodynamic and Water Quality River Basin Modeling," Proceedings, HydroInformatics 2000, IAHR, CDROM\_EM5. 2000.

WELLS, S. A. **Surface Water Hydrodynamic and Water Quality Models: Use and Misuse**. 26rd Annual Water Law Conference. San Diego, CA, 10p, 2005

WHITEHEAD, P.G.; WILLIAMS, R.J.; LEWIS, D.R. **Quality Simulate Along River Systems (QUASAR)**: model theory and development, Sci Tot. Environ., 1997.