

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS
GERAIS
ESPECIALIZAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA**

**AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS NA QUALIDADE DAS
ÁGUAS DO RIO DAS VELHAS COM A IMPLANTAÇÃO
DA ETE ARRUDAS E ETE ONÇA**

Aline Almeida da Silva e Silva

Orientador: Professor Marcelo Libânio

**Belo Horizonte - MG
2009**

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	8
2 OBJETIVOS	9
3 REVISÃO DA LITERATURA	10
3.1 Considerações sobre o tratamento por Lodos Ativados	10
3.2 Caracterização da ETE Arrudas	12
3.3 Considerações sobre o tratamento por Reatores UASB	13
3.4 Caracterização da ETE Onça	14
3.5 IQA – Índice de Qualidade das Águas	15
3.6 Autodepuração dos Cursos D'água	19
3.6.1 Modelo de Streeter-Phelps	20
3.6.1.1 Dados de Entrada para o Modelo de Streeter-Phelps	24
4 METODOLOGIA	29
5 ESTUDO DE CASO	33
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	39
Os resultados aqui discutidos se baseiam nas planilhas de cálculos do anexo.	39
6.1 Confluência do ribeirão Arrudas com o rio das Velhas	39
6.2 Confluência do ribeirão do Onça com o rio das Velhas	40
7 CONCLUSÃO	42
8 BIBLIOGRAFIA	43
9 ANEXO	44

LISTA DE ABREVIATURAS

BV.....	bacia do rio das Velhas
C _c	concentração crítica de OD
C _o	concentração inicial de oxigênio, logo após a mistura
CONAMA.....	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COPASA.....	Companhia de Saneamento de Minas Gerais
C _r	concentração de OD do rio antes da mistura
C _s	concentração de saturação de OD
C _t	concentração de OD
d.....	distância
d.....	dia
DBO.....	demandada bioquímica de oxigênio
D _c	déficit crítico de oxigênio
D _o	déficit de oxigênio
EPA.....	Environmental Protection Agency
ETE.....	Estação de Tratamento de Esgoto
FEAM.....	Fundação Estadual do Meio Ambiente
H.....	profundidade
ha.....	hectare
IBGE.....	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IGAM.....	Instituto Mineiro de Gestão das Águas
IQA.....	Índice de Qualidade das Águas
IQAG.....	Índice de Qualidade das Águas Geográfico
IQAM.....	Índice de Qualidade das Águas Multiplicativo
K _T	constante para transformação da DBO ₅ a DBO última
K ₁	coeficiente de desoxigenação
K ₂	coeficiente de reaeração
l/s.....	litros por segundo
L ₀	DBO última da mistura
mg/L.....	miligrama por litro

OD.....oxigênio dissolvido
ORSANCO.....Ohio River Valley Water Sanitation Commission
Q.....vazão
RMBH.....região metropolitana de Belo Horizonte
t.....tempo de percurso
T.....temperatura
UASB.....Upflow Anaerobic Sludge Blanket
v.....velocidade
 Θcoeficiente de temperatura

LISTA DE TABELAS

Tab. 1: Etapas de Implantação da ETE Arrudas.....	13
Tab. 2 Etapas de Implantação da ETE Onça.....	15
Tab. 3: Pesos Atribuídos aos Parâmetros Usados no IQA.....	17
Tab. 4: Classificação do IQA.....	18
Tab. 5: Valores típicos de K_1 (base e, 20 °C).....	25
Tab. 6: Valores do coeficiente K_2 segundo modelos baseados em dados hidráulicos do curso d' água (base e, 20 °C).....	26

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1: DBO exercida e DBO remanescente ao longo do tempo.....	21
Fig. 2: Curva do Perfil de Oxigênio Dissolvido.....	22
Fig. 3: Localização dos Pontos de Monitoramento do IGAM.....	30
Fig. 4: Localização esquemática dos pontos de monitoramento do IGAM.....	31
Fig. 5: Evolução Temporal de DBO no rio das Velhas.....	34
Fig. 6: Evolução Temporal de OD no rio das Velhas.....	35
Fig. 7: Evolução Temporal de Fosfato Total no Rio das Velhas.....	36
Fig. 8: Evolução Temporal de Nitrogênio Amoniacal no Rio das Velhas	36
Fig. 9: Evolução Temporal do IQA no rio das Velhas.....	37
Fig. 10: Curva de oxigênio dissolvido – Confluência ribeirão do Onça com rio das Velhas (2002).....	38

RESUMO

O presente trabalho propõe uma análise da evolução temporal na qualidade do rio das Velhas antes e depois da implantação das Estações de Tratamento de Esgoto (ETE) Arrudas e Onça.

São apresentados dados do Índice de Qualidade das Águas (IQA) do rio das Velhas e dos ribeirões Arrudas e do Onça ao longo dos anos de 1997 a 2004 e avaliada a capacidade de autodepuração do rio, após as confluências com ribeirões Arrudas e do Onça, em relação aos parâmetros DBO e OD, por meio do modelo de Streeter e Phelps.

Foi verificada a incapacidade do rio das Velhas em assimilar as cargas poluidoras oriundas dos ribeirões, antes da implantação das estações de tratamento. Todos os principais parâmetros sanitários apresentaram concentrações fora dos limites preconizados na legislação, na maioria dos anos avaliados.

Após implantação da ETE Arrudas, concluiu-se que o rio das Velhas possui capacidade de assimilação do afluente apenas para o parâmetro oxigênio dissolvido; para a DBO, as concentrações se mantiveram acima do preconizado. O mesmo se observou para a ETE Onça, mesmo considerando a implantação da 2ª etapa, ou seja, com pós-tratamento de Reatores UASB, os valores de DBO mantiveram-se superiores ao padrão de qualidade das águas.

Por falta de dados disponíveis para os anos anteriores à implantação da ETE Arrudas não foi possível avaliar, como proposto inicialmente, a qualidade das águas do rio das Velhas, antes e depois da operação da estação, por meio do modelo de autodepuração, para a confluência do ribeirão Arrudas com o rio das Velhas. Já para a confluência do ribeirão do Onça com o rio das Velhas, os valores para pós implantação da ETE Onça foram apenas aferidos por formulação matemática (eficiência de remoção de DBO).

1 INTRODUÇÃO

A Bacia do rio das Velhas é a mais importante sub-bacia da bacia do rio São Francisco.

De acordo com a Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA), essa bacia atende a 41,2% do abastecimento de água da região metropolitana de Belo Horizonte (RMBH), sendo responsável por parte do abastecimento de Belo Horizonte, Raposos, Nova Lima, Sabará e Santa Luzia.

A Bacia do rio das Velhas possui uma população estimada de 4.307.828 habitantes, sendo que 96% da população residem em área urbana (IBGE, 2000). A área de drenagem é de 29.173 km², equivalente a 12,3% da área total da bacia do rio São Francisco e a 5% da área do Estado de Minas Gerais.

Os principais usos do solo estão relacionados à horticultura, exploração de minérios de ferro, ouro e gemas, além da exploração de topázios, calcários e areias. As indústrias predominantes são do tipo alimentícias, metalúrgicas, têxteis, químicas e de produtos farmacêuticos.

Os usos da água referem-se a abastecimento doméstico e industrial, extração mineral, irrigação, dessedentação de animais, pesca, piscicultura e recreação de contato primário.

2 OBJETIVOS

O objetivo geral do trabalho é avaliar os impactos gerados na qualidade da água no rio das Velhas com a implantação das Estações de Tratamento de Esgoto do Onça e Arrudas.

O objetivo específico é avaliar as alterações no valor do IQA do Arrudas, Onça e Velhas antes e depois da implantação das estações.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Considerações sobre o tratamento por Lodos Ativados

O sistema de lodos ativados é amplamente utilizado, principalmente quando se requer elevada eficiência de remoção de DBO com baixos requisitos de área. Porém exige maior mecanização do processo de tratamento, implicando em maior consumo de energia elétrica.

Esse sistema consiste em tanque aerado (reator), seguido de decantador secundário com recirculação de lodo do decantador para o reator.

No reator ocorre a metabolização da matéria orgânica pela ação da biomassa, que cresce dispersa no esgoto bruto. Essa biomassa é composta por bactérias que, por meio de sua matriz gelatinosa, se aderem a outras bactérias e a diferentes microorganismos, como os protozoários.

No decantador secundário ocorre a sedimentação da biomassa, permitindo a clarificação do efluente final.

A recirculação do lodo sedimentado no decantador secundário proporciona maior eficiência ao sistema de lodos ativados, pois a biomassa permanece tempo suficiente no reator para metabolizar praticamente toda a matéria orgânica do esgoto.

No entanto esse aporte contínuo de lodo no reator pode causar elevadas concentrações de microorganismos e afetar a qualidade do efluente final devido à sobrecarga do decantador secundário. Portanto, para manutenção do equilíbrio desse sistema de tratamento, o lodo excedente deve ser retirado do sistema na quantidade equivalente ao aumento por reprodução da biomassa.

O sistema de lodos ativados pode ser dividido, segundo a idade do lodo, entre Lodos Ativados Convencional e Aeração Prolongada.

Lodos Ativados Convencional

O sistema de Lodos Ativados convencional consiste na utilização do decantador primário para remoção da matéria orgânica em suspensão sedimentável. Esse sistema permite a redução do volume do reator aeróbio e conseqüentemente a economia de energia para aeração, pois parte da matéria orgânica é retirada antes do tanque de aeração.

Aeração Prolongada

No sistema Aeração Prolongada não existem unidades de decantação primária e a biomassa permanece no sistema por um período maior (18 a 30 dias, contra 4 a 10 do sistema convencional). Portanto, a aeração prolongada requer maior volume do reator e, considerando-se a mesma carga de DBO afluente, a disponibilidade de DBO por unidade de volume do reator é menor, o que implica no consumo do próprio material celular pelas bactérias. Esse processo consiste na estabilização do lodo no próprio reator dispensando a etapa de digestão no tratamento do lodo.

Tratamento do Lodo

As principais etapas do tratamento de lodo consistem no adensamento para remoção da umidade e conseqüente redução de volume, estabilização para remoção da matéria orgânica e redução dos sólidos voláteis, condicionamento (ou seja, preparação para a desidratação), desidratação e, por fim, disposição final.

3.2 Caracterização da ETE Arrudas

A bacia do ribeirão Arrudas apresenta área aproximada de 20.600 ha distribuída nos municípios de Belo Horizonte (79%), Contagem (14%) e Sabará (7%) e possui um sistema de interceptores destinados a receber os esgotos e conduzi-los até a ETE Arrudas, localizada à margem esquerda do ribeirão Arrudas, no município de Sabará, próximo ao limite deste com o município de Belo Horizonte.

Segundo dados da Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM), o projeto previu o atendimento de uma população de 720.000 habitantes em início de plano (2001) e 1.647.257 habitantes em fim de plano (2030), que correspondem às vazões médias de 1,50 m³/s e 4,50 m³/s.

O município de Belo Horizonte apresenta população urbana de 2.238.526 habitantes (IBGE/2000). Considerando o percentual da bacia do ribeirão Arrudas neste município (79%) aplicado sobre a população atendida prevista no projeto para início de plano (720.000 hab.), estima-se que a população de Belo Horizonte atendida pelo tratamento dos esgotos na ETE Arrudas é de 568.800 habitantes, correspondendo ao índice de atendimento de cerca de 25%.

A ETE foi implantada com tratamento primário para a vazão de 4,5 m³/s e tratamento secundário, dividido em etapas, constando de 2 módulos de 2,25 m³/s, conforme tabela 1.

Tab. 1: Etapas de Implantação da ETE Arrudas

Unidades	1ª etapa (2001 a 2010)	2ª etapa (2010 a 2020)
Tratamento preliminar	1 grades grossa 4 grades finas 3 desarenadores	1 grades grossa 4 grades finas 4 desarenadores
Tratamento secundário	6 Decantadores primários 1 bomba + 1 reserva Lodo primário 2 Reatores lodos ativados 6 Decantadores secundários 1 bomba + 1 reserva Recirculação de lodo	9 Decantadores primários 1 bomba + 1 reserva Lodo primário 4 Reatores lodos ativados 12 Decantadores secundários 2 bombas + 1 reserva Recirculação de lodo

O sistema de tratamento dos esgotos implantado é lodos ativados convencional, precedido de tratamento preliminar. A eficiência prevista é de 91%, em termos de remoção de DBO, estimando-se concentração efluente de DBO de 20 mg/L, a qual atende à legislação, no que se refere ao padrão de lançamento.

Para a disposição final dos resíduos sólidos gerados na ETE foram previstas duas áreas para a implantação de aterros sanitários.

3.3 Considerações sobre o tratamento por Reatores UASB

O UASB pode ser definido como um reator que desempenha, por si só, o papel de decantador primário, reator biológico, decantador secundário e digestor de lodo.

As principais vantagens do tratamento por reatores UASB são o baixo custo de implantação, a simplicidade operacional, a baixa demanda de área, a baixa produção de lodo (5 a 15%, contra 50 a 60% dos reatores aeróbios e com melhores características de desidratação), além da produção de 70 a 90% de

biogás que possui alto poder energético (os reatores aeróbios produzem 40 a 50% de CO₂).

A desvantagem desse sistema é a necessidade de unidades de pós-tratamento, pois dificilmente atendem aos padrões exigidos pela legislação ambiental em relação à remoção de matéria orgânica, nutrientes e organismos patogênicos.

3.4 Caracterização da ETE Onça

A ETE Onça localiza-se no município de Belo Horizonte, à margem direita do ribeirão da Onça, próximo à rodovia MG-20, km 15, e aos bairros Conjunto Ribeiro de Abreu e Monte Azul.

O empreendimento foi projetado para atender uma população de 910.832 habitantes no início de plano (2007) na 1ª etapa, chegando a 1.599.024 na 2ª etapa e atendimento de 2.024.901 correspondente à saturação em 2030. Em relação à população atendida, essas populações correspondem às vazões médias de 2.047 l/s, 3.349 l/s e 3.980 l/s, respectivamente.

A população contribuinte encontra-se na Bacia do Onça, situada nos municípios de Belo Horizonte (73,4%) e Contagem (26,4%).

O sistema de tratamento proposto para a ETE Onça consiste em reatores anaeróbios de fluxo ascendente (UASB) com pós-tratamento por filtros biológicos a ser implantado em 3 etapas, conforme descrito na tabela 2:

Tab. 2: Etapas de Implantação da ETE Onça

Unidades	1ª etapa (2003 – 2007)	2ª etapa (2008 – 2017)	3ª etapa (2018 – 2030)
Tratamento preliminar	2 grades grossas 3 grades finas 3 desarenadores	2 grades grossas 4 grades finas 4 desarenadores	não detalhado
Tratamento secundário	24 reatores UASB	48 reatores UASB com pós-tratamento por filtros biológicos	não detalhado

A previsão da COPASA-MG é de que a eficiência do sistema em termos de redução da carga orgânica (DBO_5) alcance 70%.

O biogás produzido nos reatores UASB será destinado aos queimadores.

Para a desidratação do lodo descartado dos reatores, foram previstas 4 centrífugas, sendo 2 para a 1ª etapa.

No que diz respeito à disposição dos resíduos sólidos gerados na estação, foi considerada a proposição de aterro sanitário localizado na própria área da ETE, suficiente para o atendimento ao ano de 2007. Ainda não existe proposta para destinação final dos resíduos sólidos após esse período. No entanto, a COPASA pretende realizar estudos de viabilidade técnico-econômica considerando a utilização do biogás produzido nos reatores para promover a secagem e/ou a higienização térmica do lodo úmido, de forma a garantir sua destinação segura em caso de recuperação de áreas degradadas ou para reúso agrícola.

3.5 IQA – Índice de Qualidade das Águas

Em 1965, Horton desenvolveu o primeiro Índice de Qualidades de Águas – IQA para a ORSANCO – Ohio River Valley Water Sanitation Commission, nos Estados Unidos.

O trabalho consistiu na formulação do índice baseado em dez parâmetros e no estabelecimento das escalas de avaliação para cada um deles.

O Índice de Qualidade de Águas proposto por Horton serviu de ponto de partida para o desenvolvimento de novos IQAs de diferentes métodos e variáveis.

Brown et al, (1970), nos Estados Unidos, utilizou a metodologia Delphi para o desenvolvimento de um novo IQA.

O conceito do método Delphi pode ser entendido como o produto de um projeto da Rand Corporation a respeito da utilização da opinião de especialistas, que possuem como características básicas o anonimato dos participantes, a interação, por meio das várias rodadas de questionários, feedback para informar a cada membro do grupo a opinião dos demais e a representação estatística dos resultados.

Para o desenvolvimento do IQA, 142 profissionais participantes deveriam selecionar, a partir de uma listagem com 35 parâmetros, para cada um a opção *Incluir*, *Não Incluir* ou *Indeciso*, podendo, inclusive, listar demais parâmetros não citados na lista. O resultado foi divulgado para todo o grupo, sendo possível uma reavaliação das respostas de cada um, após comparação com as dos demais. Os participantes deveriam relacionar os 15 mais importantes parâmetros dos 35 escolhidos. Em seguida, 9 parâmetros selecionados deveriam receber um peso variando de 1 a 5. E ao final, cada profissional representaria graficamente a variação da qualidade da água produzida pelas várias possíveis medidas. As curvas utilizadas para o cálculo do IQA foram as curvas médias obtidas das respostas de todos os respondentes.

Os parâmetros e os respectivos pesos estão relacionados na tabela 3.

Tab. 3: Pesos Atribuídos aos Parâmetros Usados no IQA

Parâmetro	Peso - w_i
Oxigênio Dissolvido - OD (%ODSat)	0,17
Coliformes Fecais (NMP/100mL)	0,15
pH	0,12
Demanda Bioquímica de Oxigênio – DBO (mg/L)	0,10
Nitratos (mg/L NO_3)	0,10
Fosfatos (mg/L PO_4)	0,10
Variação na temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	0,10
Turbidez	0,08
Resíduos Totais (mg/L)	0,08

Formulação do índice:

$$IQA = \sum_{i=1}^n w_i q_i \quad (3.1)$$

Na qual:

IQA: Índice de Qualidade de Água (aditivo), variando de 1 a 100,

q_i : qualidade do parâmetro i , obtido através da curva média específica de qualidade,

w_i : peso atribuído ao parâmetro, em função da sua importância na qualidade, entre 0 e 1.

Para cada faixa de valores resultantes da equação existe uma classificação, ilustrada por uma escala de cores, sendo que a pior qualidade corresponde à cor vermelha, a ruim corresponde à cor amarela, a média à cor alaranjada, a boa à cor verde e, finalmente, a excelente corresponde à cor azul.

Tab. 4: Classificação do IQA

Nível de qualidade	Faixa
Excelente	$90 < IQA \leq 100$
Bom	$70 < IQA \leq 90$
Médio	$50 < IQA \leq 70$
Ruim	$25 < IQA \leq 50$
Muito ruim	$0 \leq IQA \leq 25$

Deininger e Landwehr (1971) desenvolveram um índice de qualidade de águas geométrico (IQAG) e para justificar a sua criação, citaram a principal desvantagem da formulação do índice aditivo: "... é que a contribuição de uns poucos parâmetros muito pobres pode ser mascarada pelas altas avaliações de outros parâmetros... No pior dos casos, um parâmetro pode ter uma avaliação de qualidade zero, mas a influência que esse parâmetro pode ter no valor final do índice é somente não contribuir, não acrescentar ponto algum à qualidade... Assim, o valor final do IQA Aditivo não é muito sensível ao valor do parâmetro extremamente baixo".

Formulação do índice:

$$IQAG = \sqrt[9]{\prod_{i=1}^9 q_i^{w_i}} \quad (3.2)$$

Segundos os mesmos autores, o IQAG não é tão conceitualmente simples como o IQA aditivo, mas trata-se de uma avaliação de qualidade extremamente alta ou baixa (por ser elevado à potência de seu peso geométrico, ao invés de ser multiplicado pelo peso). Assim, o efeito de mascaramento observado no IQA aditivo é diminuído.

Com o objetivo de desenvolver um índice simples e que corrigisse as deficiências do IQA aditivo, Deininger e Landwehr (1974), propuseram o IQA multiplicativo, atualmente mais comumente utilizado.

Formulação do índice:

$$IQAM = \prod_{i=1}^9 q_i^{w_i} \quad (3.3)$$

Onde q_i e w_i são os mesmos definidos para o IQA aditivo.

Conforme a formulação, quando qualquer um dos parâmetros tem valor zero, o IQAM também se torna igual a zero. Além disso, o fato dos pesos serem aplicados exponencialmente permite que a contribuição de cada parâmetro ao valor final do índice seja proporcional a seu valor específico, ou seja, quando a qualidade de um parâmetro se aproxima de zero a contribuição ao valor do índice é muito menor, sendo ela maior quando a qualidade de um parâmetro é próxima de 100.

3.6 Autodepuração dos Cursos D'água

A descrição deste item balizou-se no livro *Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos* (von Sperling, 2005).

O fenômeno da autodepuração dos cursos d'água consiste no restabelecimento do equilíbrio no meio aquático, após as alterações induzidas pelos despejos afluentes.

O aporte de matéria orgânica no curso d'água resulta na depleção dos níveis de oxigênio dissolvido. Isso ocorre devido ao processo de estabilização da matéria orgânica, realizado por bactérias decompositoras, que consomem oxigênio disponível no meio líquido para sua respiração. Essa queda dos níveis de OD é a repercussão mais nociva da poluição de um curso d'água por matéria orgânica.

É importante salientar que o processo de autodepuração natural é relativo à utilização prevista para o curso d'água. Ou seja, o meio aquático atinge novamente o equilíbrio, porém em condições diferentes da anterior ao lançamento. A água pode ser considerada depurada, mesmo ainda extrapolando os limites dos parâmetros sanitários.

3.6.1 Modelo de Streeter-Phelps

O balanço de oxigênio dissolvido está relacionado ao consumo e à produção de oxigênio em um corpo d'água, o que irá definir a concentração de OD, podendo ser decrescente (taxa de consumo maior que a taxa de produção) ou crescente (taxa de produção maior que a taxa de consumo).

Os principais fenômenos que interagem do balanço de oxigênio dissolvido são a oxidação da matéria orgânica, demanda bentônica (lodo de fundo) e nitrificação, todos esses atuando como consumidores de oxigênio e a reaeração atmosférica e a fotossíntese, atuando como produtores de oxigênio.

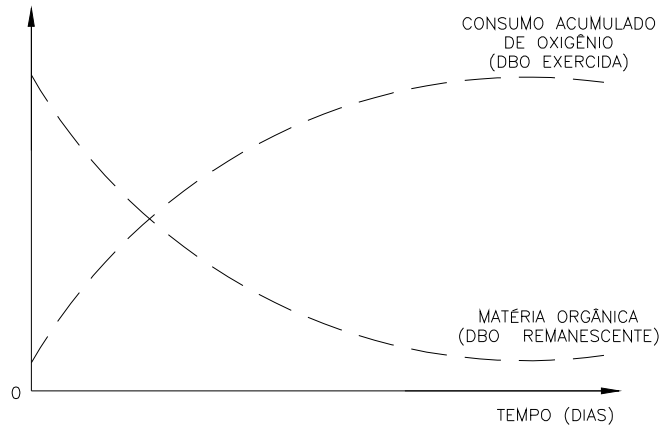
Em 1925, Streeter e Phelps desenvolveram um modelo de qualidade das águas de rios de OD e DBO, considerando o balanço do oxigênio apenas pela oxidação da matéria orgânica (desoxigenação) e a reaeração atmosférica.

A reaeração consiste num intercâmbio contínuo de moléculas da fase líquida para a gasosa e vice-versa, até o equilíbrio dinâmico que define a concentração de saturação (C_s) do gás na fase líquida.

A desoxigenação, por sua vez, consiste na variação do consumo do oxigênio dissolvido, segundo os diferentes valores de DBO em dias distintos (progresso temporal da oxidação da matéria orgânica). Para $t=0$ a matéria orgânica se apresenta na sua concentração total, enquanto o oxigênio consumido é zero. Após alguns dias a matéria orgânica estará praticamente toda estabilizada e o

consumo de oxigênio dissolvido praticamente todo exercido, conforme demonstra o gráfico da figura:

Fig. 1: DBO exercida e DBO remanescente ao longo do tempo



Fonte: von Sperling, (2005)

Na qual:

DBO remanescente: concentração de matéria orgânica remanescente na massa líquida em um dado instante.

DBO exercida: oxigênio consumido para estabilizar a matéria orgânica até este instante.

O modelo de Streeter-Phelps é aplicável somente em situações estacionárias, considerando que as condições são permanentemente as mesmas, sem variações com o tempo e com características uniformes para os trechos, ou seja, sem entradas ou saídas de vazões ou mudança de declividade, velocidade, profundidade, etc.

A curva de depleção do oxigênio dissolvido é resultado do modelo proposto por Streeter-Phelps, segundo a equação a seguir:

$$C_t = C_s - \left\{ \frac{K_1 \cdot L_0}{K_2 - K_1} \cdot (e^{-K_1 \cdot t} - e^{-K_2 \cdot t}) + (C_s - C_0) \cdot e^{-K_2 \cdot t} \right\} \quad (3.4)$$

Na qual:

C_t : concentração de OD, (mg/L),

C_o : concentração inicial de oxigênio, logo após a mistura, (mg/L),

C_s : concentração de saturação de OD, (mg/L),

K_1 : coeficiente de desoxigenação,

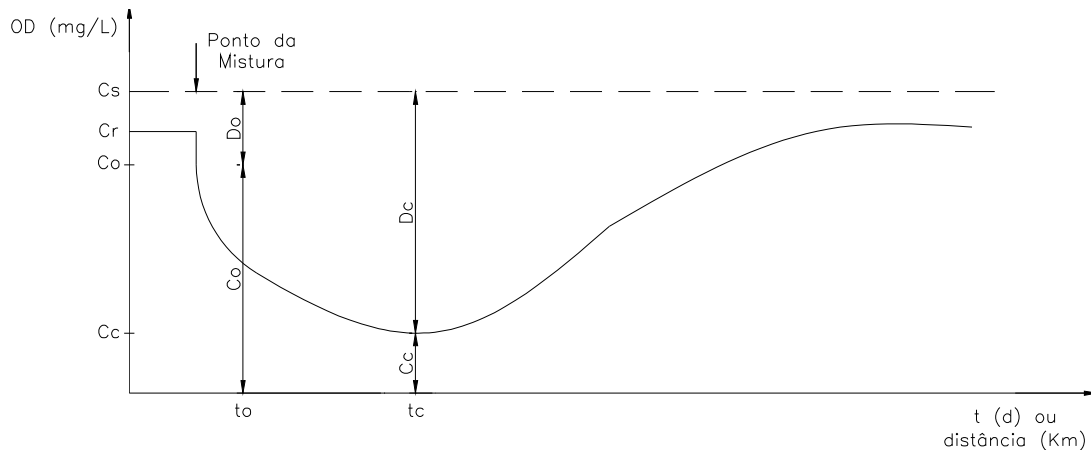
K_2 : coeficiente de reaeração,

L_o : demanda última de oxigênio, (mg/L)

T : tempo de percurso, (d).

A curva do perfil de OD em função do tempo (ou da distância de percurso) é semelhante à figura 2. Os pontos identificados abaixo correspondem à concentração de OD do rio antes da mistura (C_r), concentração de OD no rio, após a mistura (C_o), concentração crítica de OD ou ponto no qual a concentração de OD atinge o seu valor mínimo (C_c), déficit de oxigênio após a mistura (D_o) e déficit de oxigênio crítico (D_c), sendo que ambos os déficits são medidos em relação à concentração de saturação de OD do corpo d'água (C_s).

Fig. 2: Curva do Perfil de Oxigênio Dissolvido



Fonte: von Sperling, (2005)

O déficit crítico e a concentração crítica de oxigênio são calculados por meio das seguintes equações:

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} \cdot L_0 \cdot e^{-K_1 \cdot t_c} \quad (3.5)$$

$$C_c = C_s - D_c \quad (3.6)$$

Caso o valor de concentração crítica de OD seja inferior ao preconizado para classe do corpo d'água considerado, deverá ser implementado um sistema de tratamento de esgoto com eficiência de remoção suficiente para elevar os níveis de OD, atendendo aos limites de classe da legislação.

O perfil de oxigênio dissolvido pode ser calculado em função do tempo, através da equação a seguir:

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[1 - \frac{(C_s - C_0) \cdot (K_2 - K_1)}{L_0 \cdot K_1} \right] \right\} \quad (3.7)$$

Dependendo da relação entre (L_0/D_0) e (K_2/K_1) podem ocorrer situações distintas.

Lembrando que:

L_0 : DBO última da mistura,

D_0 : Déficit de oxigênio,

K_2 : coeficiente de reaeração,

K_1 : coeficiente de desoxigenação.

$$L_0/D_0 > K_2/K_1$$

O tempo crítico é positivo. A partir do ponto de lançamento haverá uma queda no oxigênio dissolvido, originado um déficit crítico superior ao inicial.

$$L_0/D_0 = K_2/K_1$$

O tempo crítico é igual a zero. O déficit inicial é igual ao déficit crítico. O corpo d'água não sofre queda nos níveis de OD, devido a sua boa capacidade de depuração em relação aos despejos afluentes.

$$L_0/D_0 < K_2/K_1:$$

O tempo crítico é negativo. Desde o lançamento a concentração de OD tende a se elevar. O déficit inicial é o maior déficit observado. O corpo d'água apresenta capacidade de autodepuração superior à capacidade de degeneração dos despejos afluentes. Em termos práticos o tempo crítico pode ser considerado igual a zero, com os menores valores de OD ocorrendo no ponto de mistura.

$$K_2/K_1 = 1$$

A aplicação da fórmula do tempo crítico fornece uma indeterminação matemática. A condição limite em que K_2/K_1 tende para 1 conduz a um tempo crítico igual a $1/K_1$.

3.6.1.1 Dados de Entrada para o Modelo de Streeter-Phelps

Concentração de oxigênio no rio após a mistura

A concentração de oxigênio após a mistura é dada pela média ponderada entre as vazões e concentração de oxigênio dissolvido do rio e do esgoto.

$$C_o = \frac{Q_r \cdot OD_r + Q_e \cdot OD_e}{Q_r + Q_e} \quad (3.8)$$

Na qual:

C_o : concentração inicial de oxigênio, logo após a mistura (mg/L).

Q_r : vazão do rio principal, a montante da confluência com o rio secundário - (m^3/s).

Q_e : vazão do rio secundário - (m^3/s)

OD_r : concentração de oxigênio dissolvido no rio principal, a montante da confluência com o rio secundário - (mg/L)

OD_e : concentração de oxigênio dissolvido no rio secundário - (mg/L).

Concentração de saturação de OD (C_s)

Em função da temperatura:

$$C_s = 14,652 - 4,1022 \times 10^{-1} \cdot T + 7,9910 \times 10^{-3} \cdot T^2 - 7,7774 \times 10^{-5} \cdot T^3 \quad (3.9)$$

A elevação da temperatura reduz a concentração de saturação devido a maior agitação entre as moléculas na água, fazendo com o que os gases dissolvidos tendam a passar para a fase gasosa.

Coefficiente de desoxigenação K_1

Na tabela 4 se encontram descritos os valores médios de K_1 :

Tab. 5: Valores típicos de K_1 (base e, 20 °C)

Origem	K_1 (dia^{-1})
Esgoto bruto concentrado	0,35 – 0,45
Esgoto bruto de baixa concentração	0,30 – 0,40
Efluente primário	0,30 – 0,40
Efluente secundário	0,12 – 0,24
Curso d'água com águas limpas	0,08 – 0,20

Fonte: von Sperling, 2005

Correção para temperatura:

$$K_{1_T} = K_{1_{20C}} \cdot \theta^{(T-20)}$$

Na qual:

K_{1T} : K_1 a uma temperatura T qualquer (d^{-1}),

K_{120} : K_1 a uma temperatura $T=20^\circ C$ (d^{-1}),

T : temperatura do líquido ($^\circ C$),

Θ : coeficiente de temperatura (-).

Um valor usualmente empregado de Θ para K_1 é 1,047 (EPA, 1987), ou seja, K_1 aumenta 4,7% a cada acréscimo de $1^\circ C$ na temperatura da água.

Coeficiente de reaeração K_2

Corpos d'águas mais rasos e mais velozes tendem a possuir maior coeficiente de reaeração, devido à maior facilidade de mistura ao longo da profundidade e à criação de maiores turbulências na superfície.

Determinação da velocidade através da correlação com a vazão:

Rios principais ($Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$): $v = 0,175 Q^{0,437}$

Rios tributários ($Q < 10 \text{ m}^3/\text{s}$): $v = 0,370 Q^{0,316}$

Determinação da profundidade através da correlação com a vazão:

Rios principais ($Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$): $H = 0,259 Q^{0,465}$

Rios tributários ($Q < 10 \text{ m}^3/\text{s}$): $H = 0,196 Q^{0,435}$

Os Valores de K_2 em função das características hidráulicas do corpo d'água são apresentados na tabela 6:

Tab. 6: Valores do coeficiente K_2 segundo modelos baseados em dados hidráulicos do curso d' água (base e, 20 °C)

Pesquisador	Fórmula	Faixa de aplicação
O' Connor & Dobbins (1958)	$3,73.v^{0,5} H^{-1,5}$	$0,6m \leq H < 4,0m$ $0,05m/s \leq v < 0,8m/s$
Churchill ey al (1962)	$5,0.v^{0,97} H^{-1,67}$	$0,6m \leq H < 4,0m$ $0,8m/s \leq v < 1,5m/s$
Owens et al (apud Branco, 1976)	$5,3.v^{0,67} H^{-1,85}$	$0,1m \leq H < 0,6m$ $0,05m/s \leq v < 1,5m/s$

Fonte: von Sperling, (2005)

Correção para a temperatura de 23°C:

$$K_{2_T} = K_{2_{20C}} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (3.10)$$

Na qual:

K_{2_T} : K_2 a uma temperatura T qualquer (d^{-1}),

$K_{2_{20}}$: K_1 a uma temperatura $T=20^\circ C$ (d^{-1}),

T: temperatura do líquido ($^\circ C$),

Θ : coeficiente de temperatura (-).

Um valor usualmente empregado de Θ para K_2 é 1,024.

Demanda Última de Oxigênio

A demanda última de oxigênio é dada pela média ponderada entre as vazões e a DBO do rio e do esgoto.

$$DBO5_o = \frac{Q_r.DBO_r + Q_e.DBO_e}{Q_r + Q_e} \quad (3.11)$$

No modelo de oxigênio dissolvido, os cálculos são baseados na demanda última de oxigênio, e não na demanda de 5 dias. Há necessidade, portanto, de

se converter a DBO_5 para DBO última. Para tanto, utiliza-se o fator de conversão K_T , dado pela equação 2.12.

$$K_T = \frac{DBO_u}{DBO_5} = \frac{1}{1 - e^{-5.K_1}} \quad (3.12)$$

$$L_o = DBO_{5_0} \cdot K_T \quad (3.13)$$

Na qual:

C_o : concentração inicial de oxigênio, logo após a mistura (mg/L).

Q_r : vazão do rio principal, a montante da confluência com o rio secundário - (m³/s).

Q_e : vazão do rio secundário - (m³/s)

OD_r : concentração de oxigênio dissolvido no rio, a montante da confluência com o rio secundário - (mg/L)

OD_e : concentração de oxigênio dissolvido no rio secundário - (mg/L).

DBO_r : demanda bioquímica de oxigênio do rio principal, a montante da confluência com o rio secundário - (mg/L)

DBO_e : demanda bioquímica de oxigênio rio secundário - (mg/L).

DBO_{5_0} : concentração de DBO_5 , logo após a mistura (mg/L).

L_o : demanda última de oxigênio, logo após a mistura (mg/L)

DBO_r : concentração de DBO_5 do rio principal (mg/L)

DBO_e : concentração de DBO_5 do rio secundário - (mg/L).

K_T : constante para transformação da DBO_5 a DBO última (DBO_u)

Tempo de percurso

$$t = \frac{d}{v.86400} \quad (3.14)$$

Na qual:

t = tempo de percurso (d)

d = distância percorrida (m)

v = velocidade do curso d' água (m/s)

4 METODOLOGIA

Para avaliação dos impactos na qualidade da água do rio das Velhas com a implantação das ETE's Arrudas e Onça, foi realizada uma avaliação temporal do IQA do rio das Velhas e dos ribeirões Arrudas e do Onça ao longo dos anos de 1997 a 2004. Em seguida, por meio da aplicação do modelo de Streeter e Phelps, será avaliada a capacidade de autodepuração natural do rio das Velhas, em relação aos parâmetros de DBO e OD.

Para realização das avaliações, utilizaram-se como referência os pontos de monitoramento do IGAM, segundo os Relatórios Anuais de Monitoramento de Águas Superficiais na Bacia do Rio das Velhas de 1997 a 2004.

Os seguintes pontos foram utilizados:

BV067: rio das Velhas logo a montante da foz do ribeirão Sabará,

BV083: rio das Velhas logo a jusante do ribeirão Arrudas,

BV105: rio das Velhas logo a jusante do ribeirão do Onça,

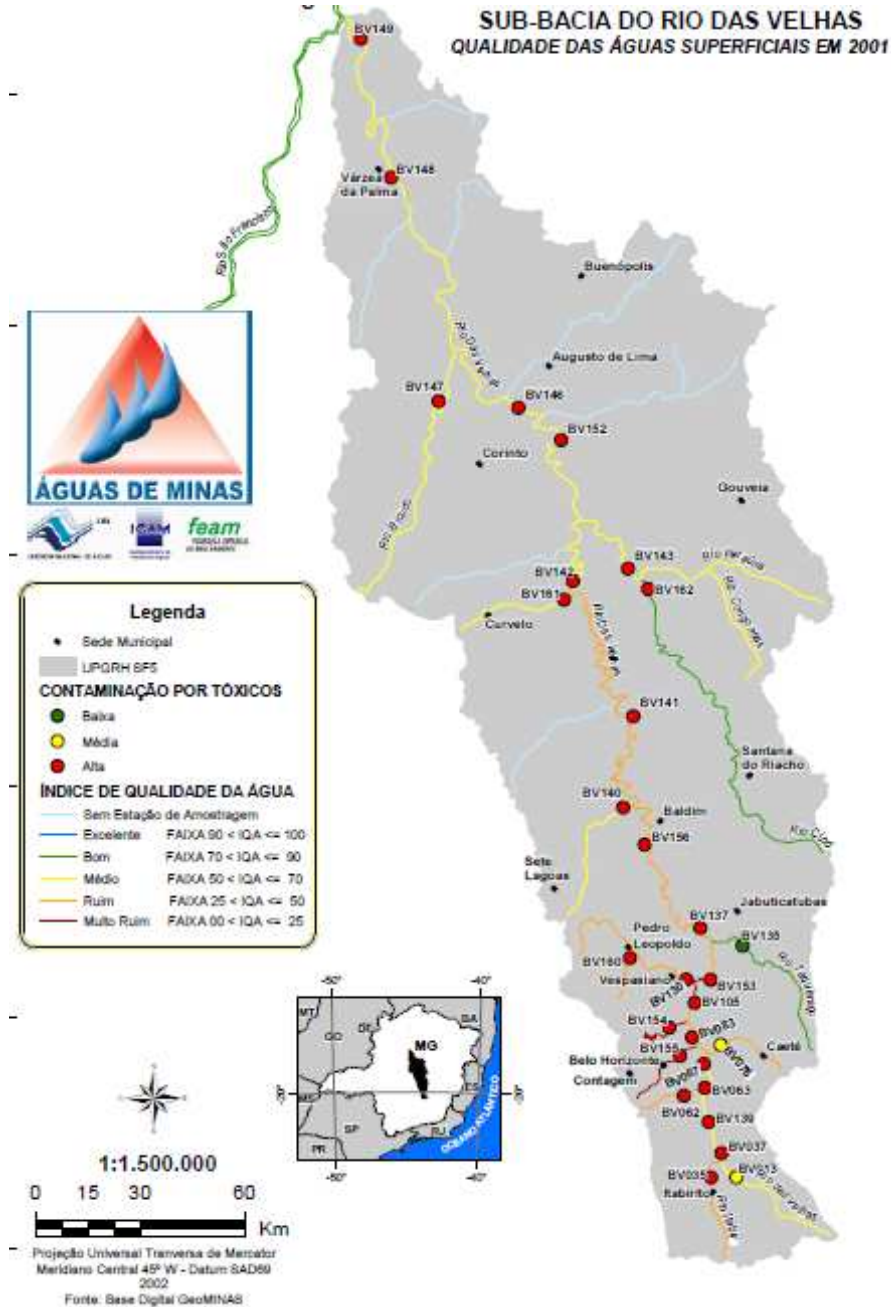
BV154: ribeirão do Onça, próximo de sua foz no rio das Velhas,

BV155: ribeirão Arrudas, próximo de sua foz no rio das Velhas.

Cabe ressaltar que os pontos BV154 e BV155 foram classificados pelo IGAM como pontos de monitoramento com problemas de transferência de vazão, apresentando pouca confiabilidade nos dados gerados. Esse processo de transferência de vazão consiste em interpolar linearmente duas estações uma a montante e uma a jusante, proporcionalmente às respectivas áreas de drenagem. Para tanto a localização de uma das estações deve coincidir com postos fluviométricos, onde as vazões observadas são utilizadas diretamente.

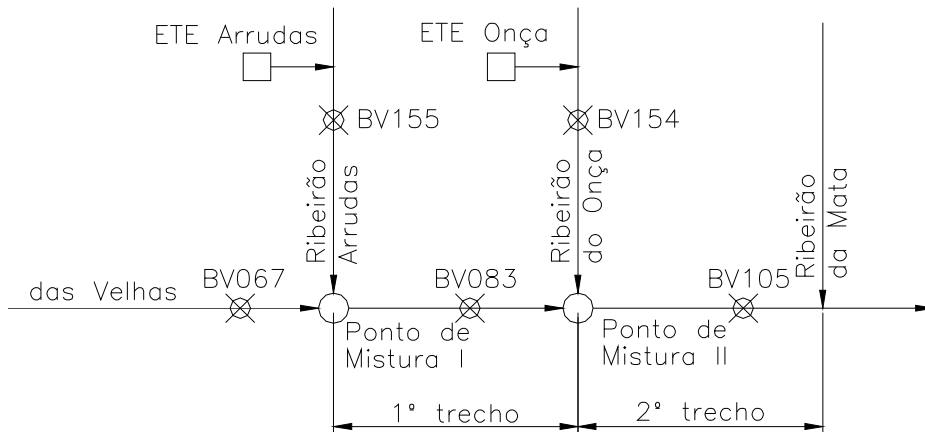
Esses e os demais pontos utilizados podem ser visualizados na figura 3, no mapa da bacia do rio das Velhas.

Fig. 3: Localização dos Pontos de Monitoramento do IGAM



A figura 4 apresenta, esquematicamente, os pontos de monitoramento utilizados para o modelo de qualidade das águas.

Fig. 4: Localização esquemática dos pontos de monitoramento do IGAM



Para a utilização do modelo de Streeter-Phelps neste presente trabalho, considerou-se que o 1º trecho a ser estudado, compreendido entre o Ponto de Mistura I e o Ponto de Mistura II, apresenta comprimento de 10 km e características uniformes de vazão, declividade, velocidade e profundidade. Já para o segundo 2º trecho, compreendido entre as confluências dos ribeirões do Onça e da Mata com o rio das Velhas, considerou-se um comprimento de 25 km e as mesmas características uniformes já citadas para o 1º trecho. Essas distâncias foram extraídas da Rede de Monitoramento de Qualidade da Água da Bacia do Alto Rio das Velhas - FEAM.

Os monitoramentos do IGAM são realizados a cada trimestre, com um total anual de 4 campanhas de amostragem por estação. Porém até a presente data, estavam disponíveis apenas as medições de vazão dos anos de 2001 a 2004, período esse a ser abordado nesse estudo, para aplicação do modelo de autodepuração dos cursos d'águas.

Todos os dados de vazão aqui utilizados são equivalentes ao período de seca, ou seja, o menor valor registrado no ano. Os valores de IQA apresentados

nesse trabalho também são referentes às vazões mínimas ocorridas no ano, segundo os registros do IGAM.

5 ESTUDO DE CASO

Análise Temporal do IQA da Sub-bacia do Rio das Velhas

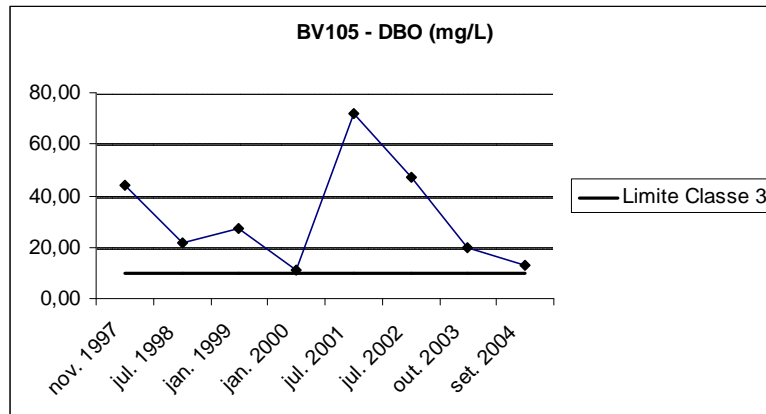
O rio das Velhas apresentou valores críticos de DBO, oxigênio dissolvido, coliformes fecais, compostos nitrogenados, fosfato total e turbidez.

Em relação à carga orgânica o cenário manteve-se praticamente o mesmo entre os anos de 1997 a 2002, com registros de concentrações mais elevadas na área de drenagem da região metropolitana de Belo Horizonte, principalmente nos pontos a jusante do ribeirão Arrudas e do Onça. No entanto, ao longo dos anos, pode-se observar baixos valores de DBO registrados no desaguamento com o rio São Francisco, inclusive dentro do limite de classe, devido ao processo de autodepuração natural e a contribuição de efluentes de melhor qualidade auxiliando na diluição das águas do rio das Velhas.

No ano de 2003, observou-se uma redução significativa dos registros de concentrações de DBO no ribeirão Arrudas, quando comparado com os últimos anos. Este fato pode ser atribuído à implantação da ETE Arrudas, em operação desde 2001.

O gráfico da figura 5 demonstra que em todos os períodos avaliados a DBO permaneceu acima do limite de classe de 10 mg/L, para o ponto BV105, ponto localizado a jusante das duas estações de tratamento, Arrudas e Onça.

Fig. 5: Evolução temporal de DBO no rio das Velhas

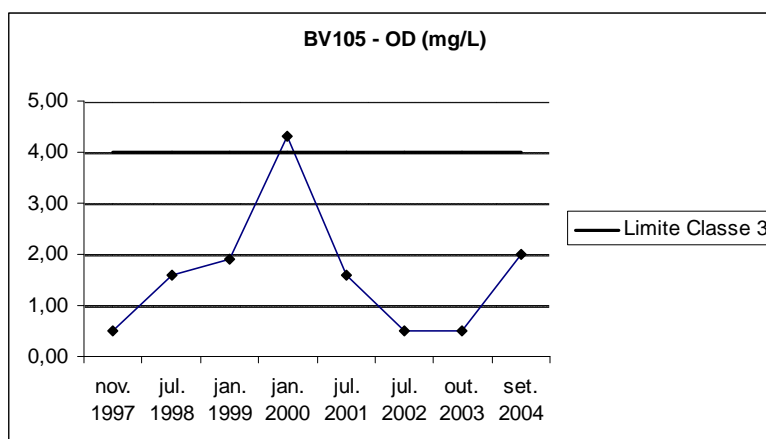


Um dos piores impactos do lançamento de matéria orgânica no meio aquático é a redução dos níveis de oxigênio dissolvido. Portanto, ao longo dos anos, foram observadas deficiências de OD nos trechos do alto curso do rio das Velhas, que recebe expressivas cargas poluidoras da região metropolitana de Belo Horizonte, principalmente a partir da confluência com o ribeirão Arrudas, permanecendo baixos, até a jusante do trecho do rio Jequitibá (BV141).

Porém, nas estações de amostragem localizadas próximas da foz do rio das Velhas, não foram encontrados valores abaixo do preconizado na legislação.

Como já descrito anteriormente, apesar das elevadas médias de DBO registradas no ano de 2003 no ribeirão Arrudas, observou-se uma condição mais favorável, quando comparada com os demais anos. As concentrações de oxigênio dissolvido refletiram essa situação, indicando aumento das concentrações nas águas do ribeirão Arrudas em relação aos anos anteriores.

Fig. 6: Evolução temporal de OD no rio das Velhas



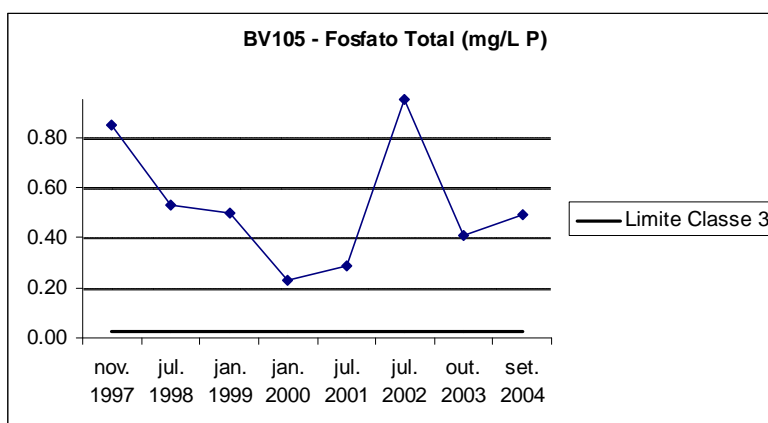
A situação do ponto BV105, localizado no alto curso do rio das Velhas, na região metropolitana de Belo Horizonte, reflete as baixas concentrações de OD registradas ao longo dos anos nessa região.

As elevadas contagens de coliformes fecais confirmaram, ao longo de todos os anos, o comprometimento da qualidade da água pelos lançamentos de efluentes sanitários sem tratamento proveniente dos municípios de Itabirito (BV037), Nova Lima (BV063), Contagem (BV083), Santa Luzia (BV105), Pedro Leopoldo (BV153) e, principalmente, Belo Horizonte (BV083). A situação mais crítica ocorreu nos ribeirões Arrudas e do Onça, sendo que, no primeiro as contagens chegaram a superar em até 130 vezes o limite da classe 3.

A partir do baixo curso, o rio das Velhas apresentou melhor situação, sendo que as ocorrências de contaminação por coliformes fecais ocorreram apenas nos períodos chuvosos, relacionadas à presença de animais decorrentes de poluição de origem difusa, com níveis aceitáveis no período de estiagem.

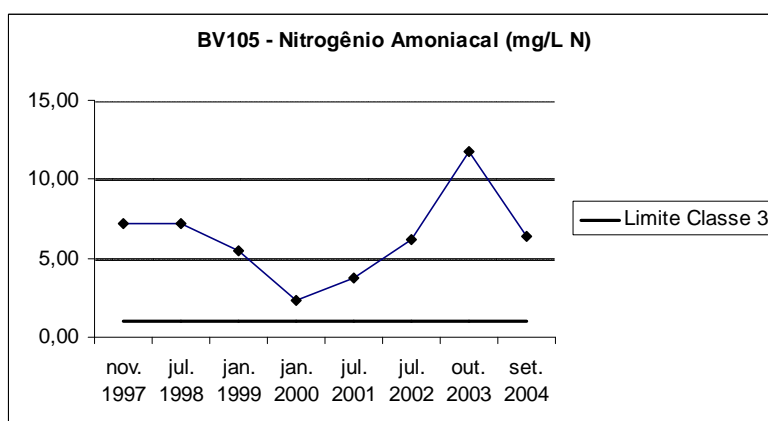
O parâmetro fosfato demonstrou o nível de comprometimento da sub-bacia do rio das Velhas: em praticamente todos os pontos foram encontradas concentrações de fosfato totais superiores a 0,025 mg/L, limite estabelecido para águas de classe 1, 2 e 3, conforme demonstra o gráfico da figura 7.

Fig. 7: Evolução temporal de Fosfato Total no Rio das Velhas



Os maiores valores de nitrogênio amoniacal nos tributários ocorreram no Arrudas e no Onça. No rio das Velhas os teores tornam-se inaceitáveis a partir da confluência com o ribeirão Arrudas até o BV141 em Santana do Pirapama.

Fig. 8: Evolução temporal de Nitrogênio Amoniacal no Rio das Velhas



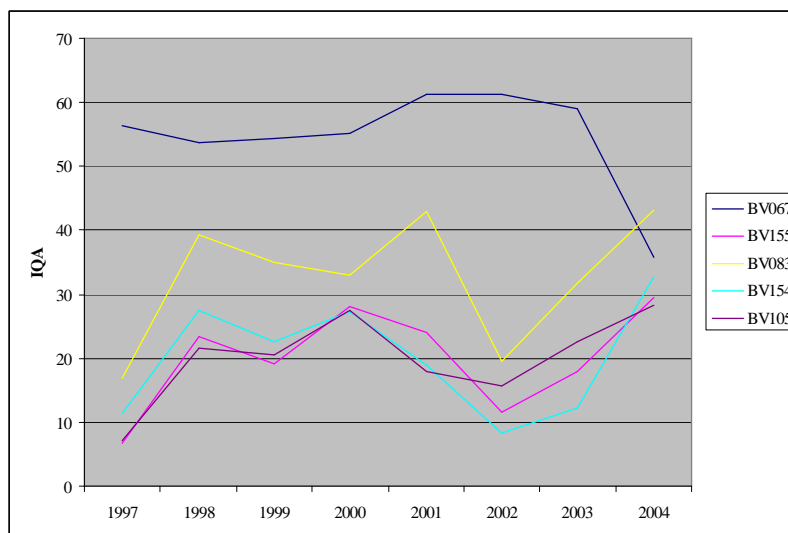
O ponto BV105 está localizado no trecho crítico citado acima e seu gráfico demonstra que, no período de seca, todos os valores de Nitrogênio Amoniacal ficaram acima de 1,00 mg/L, limite preconizado pela legislação.

Para a turbidez ocorreu uma variação sazonal, com aumento dos sólidos em suspensão no período chuvoso, especialmente nos trechos do alto e médio curso, que possuem extensas áreas desprovidas de vegetação ciliar.

De uma maneira geral, o IQA do rio das Velhas apresentou-se preponderantemente médio, principalmente no baixo e médio curso, mas com

ocorrências de classificação muito ruim e ruim, sobretudo no alto curso, que engloba parte da região metropolitana de Belo Horizonte. Esse trecho recebe lançamentos de esgotos sanitários e de despejos industriais, principalmente nos ribeirões Arrudas e do Onça que perdem a capacidade de autodepuração, devido ao aporte de elevada carga poluidora, conforme demonstra o gráfico da figura 9:

Fig. 9: Evolução temporal do IQA no Rio das Velhas



A análise do gráfico permite observar a piora na qualidade do rio das Velhas (BV067) após a confluência com o ribeirão Arrudas (BV155), representado pelo ponto (BV083). O ponto BV105 (a jusante da confluência com o Onça) demonstra que a carga poluidora originária desse ribeirão (BV154) é maior que a capacidade de autodepuração do rio das Velhas, tendendo a reduzir ainda mais o seu IQA até valores próximos aos registrados para os ribeirões do Onça e Arrudas.

As médias anuais do IQA do rio das Velhas em 2003 e 2004 apresentaram pequena melhora em relação aos demais anos. Apesar da situação ainda permanecer crítica, nenhuma estação de amostragem apresentou como média anual IQA muito ruim. No entanto, as ocorrências de IQA ruim predominaram ainda em 37,5% no alto curso do rio das Velhas no ano de 2003.

Os dados dos parâmetros sanitários de 2004 apontaram uma redução dos níveis de matéria orgânica, do nitrogênio amoniacal e dos sólidos em suspensão. A redução da carga orgânica e do nitrogênio amoniacal acabou refletindo no aumento dos níveis de oxigênio dissolvido. Apesar desses resultados ainda não atenderem ao preconizados na legislação estadual, pode-se associar essa melhoria ao início da operação da ETE implantada no ribeirão Arrudas em 2002, que trata parte dos esgotos dos municípios de Belo Horizonte e Contagem.

A correlação vazão x IQA apresenta resultados distintos ao longo do rio das Velhas. Na região do alto curso, que engloba a região metropolitana de Belo Horizonte, observa-se uma melhora na qualidade das águas no período chuvoso, pois o aumento da vazão proporciona a diluição dos lançamentos de esgoto. Já no médio e baixo curso do rio foi possível observar que na época das cheias há uma piora no IQA, o que revela o efeito de poluição difusa, pois as águas de chuva transportam os poluentes da área de drenagem da bacia para os cursos d'água, especialmente nas áreas desprovidas de vegetação ciliar. Porém, em alguns trechos, como logo a jusante dos ribeirões Arrudas e do Onça, e do rio Jabuticatubas, não foi possível verificar uma correlação clara entre a vazão e o IQA.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados aqui discutidos se baseiam nas planilhas de cálculos do anexo.

6.1 Confluência do ribeirão Arrudas com o rio das Velhas

A análise dos resultados, conforme planilhas de cálculos apresentadas no anexo, demonstra que, para todo o período avaliado, as concentrações de OD estiveram dentro dos limites da legislação do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) 357, que preconiza valor não inferior a 4,0 mg/L (item 16 – planilhas de cálculos do anexo).

No ano de 2001 o tempo crítico foi negativo o que representa a capacidade de autodepuração natural do rio das Velhas perante os despejos afluentes do ribeirão Arrudas. Os menores valores de OD ocorreram no ponto de mistura, tendendo a se elevar. Já para os demais anos, os valores de tempo crítico foram positivos, ou seja, a partir do ponto de mistura houve uma queda no oxigênio dissolvido, originando um déficit crítico superior ao inicial (item 23). Porém, todas as concentrações críticas foram superiores a 4,0 mg/L (Item 22).

Já a DBO apresentou, para todos os anos, valores acima do limite máximo de 10 mg/L (item 19). Esse fato demonstra o comprometimento da qualidade da água do rio das Velhas após a confluência com o ribeirão Arrudas, já que no trecho a montante todos os valores de DBO estiveram dentro do limite da legislação (item 3).

Porém, é permitido que o limite de DBO no corpo receptor seja elevado, caso o estudo da capacidade de autodepuração demonstre que as concentrações mínimas de OD previstas não serão desobedecidas em nenhum ponto do mesmo.

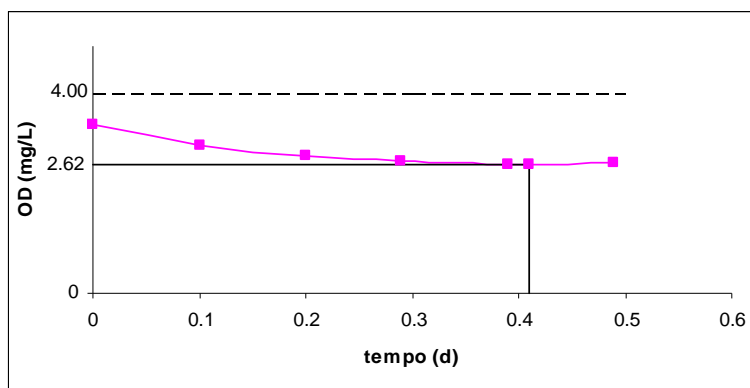
Cabe ressaltar que a ETE Arrudas entrou em operação em outubro de 2001, portanto, todos os resultados foram obtidos para períodos posteriores à implantação da ETE, exceto o ano de 2001, cujos dados se referem ao período de seca no mês de julho.

6.2 Confluência do ribeirão do Onça com o rio das Velhas

Para todos os anos, exceto o de 2002, os valores de OD estiveram dentro dos limites de classe do CONAMA 357 (item 40 – planilhas de cálculos do anexo).

A curva de oxigênio dissolvido da Figura 10 demonstra as variações de OD ao longo do tempo para o ano de 2002. Nota-se que em todo o percurso os níveis de OD estiveram abaixo do mínimo permissível (4 mg/L). A concentração crítica foi equivalente a 2,62 mg/L no tempo $t = 0,42$ d (item 46 e 48, respectivamente).

Fig. 10: Curva de oxigênio dissolvido – Confluência ribeirão do Onça com rio das Velhas (2002)



Já o parâmetro DBO não se enquadrou no do padrão de qualidade das águas de 10 mg/L, na maioria dos períodos avaliados (item 43).

Como a ETE Onça entrou em operação em 2006 e não existem dados disponíveis para esse período, não foi possível avaliar os impactos da sua implantação sobre o rio das Velhas. No entanto, considerou-se a eficiência de remoção de DBO da ETE Onça sobre os resultados encontrados nos períodos

avaliados, para previsão das concentrações de DBO, quando da operação da ETE.

Para eficiência de remoção de 70%, ou seja, implantação da 1ª etapa da ETE Arrudas com 1ª etapa da ETE Onça para o ano de 2001 e 2ª etapa da ETE Arrudas com 1ª etapa da ETE Onça para os demais anos, o valor de DBO encontrado ainda foi superior ao limite de classe para os anos de 2002 e 2003, que apresentaram, respectivamente, 67,1 e 29,0 mg/L de DBO₅ no ponto de mistura (item 51).

Ao se considerar eficiência de 90%, equivalente à adoção de um sistema de pós-tratamento para a ETE Onça, ou seja, implantação da 1ª etapa da ETE Arrudas com 2ª etapa da ETE Onça para o ano de 2001 e 2ª etapa da ETE Arrudas com 2ª etapa da ETE Onça para os demais anos, os valores de DBO ainda permaneceram acima do preconizado na legislação para classe 3 dos corpos d'águas (10,0 mg/L) para os mesmos anos (2002 e 2003), conforme item 54.

7 CONCLUSÃO

O estudo de autodepuração apresentado demonstra que o rio das Velhas tem capacidade de assimilação do aflente do ribeirão Arrudas e do ribeirão do Onça apenas para o parâmetro oxigênio dissolvido, até quando da implantação de somente uma das ETEs, mantendo os níveis de oxigênio dissolvido dentro do estabelecido na resolução CONAMA 357/2005 de 4,0 mg/L para corpos de água doce Classe 3. Registrou-se valor de OD inferior ao padrão de qualidade das águas apenas para o ano de 2002 na confluência com o ribeirão do Onça (item 40). Já para a DBO, as concentrações no rio das Velhas se mantiveram acima do preconizado (10,0 mg/L) em todos os anos, tanto na confluência com o ribeirão Arrudas quanto com o ribeirão do Onça, mesmo considerando a implantação da ETE Onça na 2ª etapa, com pós tratamento de reatores UASB item 19 e 54, respectivamente).

Cabe ressaltar que alguns dos dados utilizados para os cálculos apresentados neste trabalho não possuem a precisão devida, como já exposto anteriormente no capítulo (Metodologia). Além disso, muitos dos dados importantes para o desenvolvimento dos cálculos não estão ainda disponíveis, como, por exemplo, os valores dos monitoramentos a partir do ano de 2004, que representariam a qualidade das águas após implantação da ETE Onça. Nesse caso aferiram-se esses valores através de adoção de eficiências de remoção para essa ETE a partir dos dados existentes.

O presente trabalho contribui para estabelecer uma metodologia de cálculo para estudos de auto-depuração dos cursos d'água, balizando-se no modelo de Streeter-Phelps. No entanto, recomenda-se que se trabalhe com dados de entrada mais precisos para se apurar melhor os resultados de forma a se caracterizar efetivamente os impactos gerados com as implantações das estações de tratamento de esgoto na qualidade do rio das Velhas.

8 BIBLIOGRAFIA

- CAMPOS, José Roberto; PROGRAMA DE PESQUISA EM SANEAMENTO BÁSICO - PROSAB. *Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo*. Rio de Janeiro: ABES, 1999. 435 p.
- CHERNICHARO, Carlos Augusto Lemos; PROGRAMA DE PESQUISA EM SANEAMENTO BÁSICO - PROSAB. *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. Belo Horizonte: 2001. 544 p.
- MATTOS, Ribeiro Alcione. *Índice de Qualidade de Águas para a Bacia do Rio das Velhas. Aspectos Metodológicos e Avaliação Qualitativa do Ambiente*. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 1998.
- Relatório da qualidade das águas superficiais de Minas Gerais/Instituto Mineiro de Gestão das Águas. Belo Horizonte: IGAM. Disponível em: <www.igam.mg.gov.br> Acesso em: 16 dez. 2007.
- SPERLING, Marcos von. *Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias: introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. - 3. ed. - Belo Horizonte: 2005. 452p.
- SPERLING, Marcos von. *Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias: princípios básicos do tratamento de esgotos*. Belo Horizonte: 1996. 211p.
- SPERLING, Marcos von. *Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias: lodos ativados*. Belo Horizonte: DESA/UFMG, c.1997. 415p.
- SEMINÁRIO INTERNACIONAL TENDÊNCIAS NO TRATAMENTO SIMPLIFICADO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS, 1996. Belo Horizonte, MG; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos; SPERLING, Marcos von. Anais. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 1996. 236p.

9 ANEXO

MEMORIAL DESCRITIVO

Este item objetiva apresentar os valores dos dados de entrada utilizados para a aplicação do modelo de Streeter e Phelps ao estudo de caso abordado neste trabalho.

As fórmulas aqui empregadas estão descritas no item 3.6.1.1.

6.1 Dados de Entrada do rio das Velhas

6.1.1 Coeficiente de desoxigenação (K_1)

Adotado $0,20 \text{ (dia)}^{-1}$

6.1.2 Coeficiente de desoxigenação (K_1), corrigido para a temperatura 23°C

Coeficiente de temperatura (Θ) adotado: 1,047

6.1.3 Profundidade e velocidade de percurso do rio (m/s)

Utilizou-se a fórmula para rios principais ($Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

6.1.4 Coeficiente de reaeração (K_2)

Utilizou-se a fórmula de O' Connor & Dobbins (1958), conforme tabela 6.

6.1.5 Coeficiente de reaeração (K_2), corrigido para a temperatura 23°C

Coeficiente de temperatura (Θ) adotado: 1,024

6.2 Dados de Entrada da Mistura (rio das Velhas com ribeirão Arrudas e do Onça)

6.2.1 Concentração de Saturação (C_s)

Temperatura adotada: 23° C.

PLANILHAS DE CÁLCULOS DO ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO

Confluência ribeirão Arrudas com rio das Velhas:

Item	Dados de entrada - obtidos no Relatório Anual do IGAM	BV 067							
		97	98	99	00	01	02	03	04
1	vazão do rio, a montante do lançamento (m³/h) Qr	-	-	-	-	14,76	18,93	20,30	45,73
2	oxigênio dissolvido no rio, a montante do lançamento (mg/L) ODr	6,40	7,30	7,60	8,40	9,00	8,30	6,70	6,70
3	DBO ₅ no rio, a montante do lançamento (mg/L) DBO _r	-	4,00	< 2	3,00	3,00	2,00	2,00	3,00

Item	Dados de entrada - obtidos conforme descrito no item 3.6.1.1	BV 067							
		97	98	99	00	01	02	03	04
4	coeficiente de desoxigenação (K ₁)	-	-	-	-	0,20	0,20	0,20	0,20
5	coeficiente de desoxigenação (K ₁), corrigido para a temperatura 23°C	-	-	-	-	0,23	0,23	0,23	0,23
6	coeficiente de reaeração (K ₂)	-	-	-	-	2,42	3,04	3,24	9,50
7	coeficiente de reaeração (K ₂), corrigido para a temperatura 23°C	-	-	-	-	2,60	3,27	3,48	10,20
8	Profundidade (m) H	-	-	-	-	0,91	1,02	1,05	1,53
9	Velocidade de percurso do rio (m/s) v	-	-	-	-	0,57	0,63	0,65	0,93
10	distância do percurso (m) d	-	-	-	-	10000,00	10000,00	10000,00	10000,00
11	tempo de percurso (d) t	-	-	-	-	0,20	0,18	0,18	0,12

Item	Dados de entrada - obtidos no Relatório Anual do IGAM	BV 155							
		97	98	99	00	01	02	03	04
12	vazão de esgotos (m³/h) Qe	-	-	-	-	1,06	0,71	0,27	2,44
13	oxigênio dissolvido no esgoto (mg/L) ODe	1,1	4,6	3,4	2,2	4,9	0,8	1,5	4,8
14	DBO ₅ do esgoto, (mg/L) DBO _e	46	39	52	56	53	110	77	48

Item	Dados de entrada - obtidos conforme descrito no item 3.6.1.1	Mistura							
		97	98	99	00	01	02	03	04
15	concentração de saturação de OD (mg/L) C _s	-	-	-	-	8,5	8,5	8,5	8,5

Item	Dados de saída - obtidos através do modelo de oxigênio dissolvido em curso d'água - STREETER-PHELPS, conforme item 3.6.1	Mistura							
		97	98	99	00	01	02	03	04
16	Concentração de oxigênio (mg/L) C _o	-	-	-	-	8,7	8,0	6,6	6,6
17	Déficit de oxigênio (mg/L) D _o	-	-	-	-	-0,2	0,5	1,9	1,9
18	K _T	-	-	-	-	1,46	1,46	1,46	1,46
19	DBO ₅ da mistura (mg/L)	-	-	-	-	47,8	41,8	41,6	139,6
20	DBO última da mistura (mg/L) L _o	-	-	-	-	69,8	61,1	60,8	203,8
21	Déficit crítico (mg/L) D _c	-	-	-	-	-	3,5	3,4	4,3
22	Concentração crítica (mg/L) C _c	-	-	-	-	-	5,0	5,0	4,2
23	L _o /D _o	-	-	-	-	-307,1	130,2	32,6	107,6
	K ₂ /K ₁	-	-	-	-	11,3	14,2	15,1	44,4
24	Tempo crítico (d)	-	-	-	-	(-)	0,84	0,66	0,33

Confluência ribeirão do Onça com rio das Velhas:

Item	Dados de entrada - obtidos no Relatório Anual do IGAM	BV 083							
		97	98	99	00	01	02	03	04
25	vazão do rio, a montante do lançamento (m³/h) Qr	-	-	-	-	16,18	21,31	23,56	30,53
26	oxigênio dissolvido no rio, a montante do lançamento (mg/L) ODr	4,4	7,1	5,8	5,2	7,7	3,5	4	6
27	DBO ₅ no rio, a montante do lançamento (mg/L) DBO _r	36	4	13	20	9	68	29	7

Item	Dados de entrada - obtidos conforme descrito no item 3.6.1.1	BV 083							
		97	98	99	00	01	02	03	04
28	coeficiente de desoxigenação (K ₁)	-	-	-	-	0,20	0,20	0,20	0,20
29	coeficiente de desoxigenação (K ₁), corrigido para a temperatura 23°C	-	-	-	-	0,23	0,23	0,23	0,23
30	coeficiente de reaeração (K ₂)	-	-	-	-	2,63	3,39	3,72	4,71
31	coeficiente de reaeração (K ₂), corrigido para a temperatura 23°C	-	-	-	-	2,83	3,64	3,99	5,06
32	Profundidade (m) H	-	-	-	-	0,95	1,07	1,13	1,27
33	Velocidade de percurso do rio (m/s) v	-	-	-	-	0,59	0,67	0,70	0,78
34	distância do percurso (m) d	25000	25000	25000	25000	25000	25000	25000	25000
35	tempo de percurso (d) t	-	-	-	-	0,49	0,43	0,42	0,37

Item	Dados de entrada - obtidos no Relatório Anual do IGAM	BV 154							
		97	98	99	00	01	02	03	04
36	vazão de esgoto (m³/h) Qe	-	-	-	-	1,07	0,72	0,27	0,4
37	oxigênio dissolvido no esgoto (mg/L) ODe	1,8	4,2	3,9	1,3	4,6	0,5	0,5	5,2
38	DBO ₅ do esgoto, (mg/L) DBO _e	78	28	73	51	62	134	93	19

Item	Dados de entrada - obtidos conforme descrito no item 3.6.1.1	Mistura							
		97	98	99	00	01	02	03	04
39	concentração de saturação de OD (mg/L) C _s	-	-	-	-	8,5	8,5	8,5	8,5

Item	Dados de saída - obtidos através do modelo de oxigênio dissolvido em curso d'água - STREETER-PHELPS, conforme item 3.6.1	Mistura							
		97	98	99	00	01	02	03	04
40	Concentração de oxigênio (mg/L) C _o	-	-	-	-	7,5	3,4	4,0	6,0
41	Déficit de oxigênio (mg/L) D _o	-	-	-	-	1,0	5,1	4,5	2,5
42	K _T	-	-	-	-	1,46	1,46	1,46	1,46
43	DBO ₅ da mistura (mg/L)	-	-	-	-	12,3	70,2	29,7	7,2
44	DBO última da mistura (mg/L) L _o	-	-	-	-	17,9	102,4	43,4	10,4
45	Déficit crítico (mg/L) D _c	-	-	-	-	1,4	5,9	-	-
46	Concentração crítica (mg/L) C _c	-	-	-	-	7,1	2,6	-	-
47	L _o /D _o	-	-	-	-	18,1	20,1	9,6	4,2
47	K ₂ /K ₁	-	-	-	-	12,3	15,8	17,3	22,0
48	Tempo crítico (d)	-	-	-	-	0,59	0,42	(-)	(-)

Item	Suposição 1: Implantação da ETE - 70% de eficiência								
		97	98	99	00	01	02	03	04
49	Eficiência de remoção (DBO) da ETE (%)	-	-	-	-	70	70	70	70
50	DBO do esgoto tratado (mg/L)	-	-	-	-	18,6	40,2	27,9	5,7
51	DBO ₅ da mistura (mg/L)	-	-	-	-	9,6	67,1	29,0	7,0

Item	Suposição 2: Implantação da ETE - 90% de eficiência								
		97	98	99	00	01	02	03	04
52	Eficiência de remoção (DBO) da ETE (%)	-	-	-	-	90	90	90	90
53	DBO do esgoto tratado (mg/L)	-	-	-	-	6,2	13,4	9,3	1,9
54	DBO ₅ da mistura (mg/L)	-	-	-	-	8,8	66,2	28,8	6,9