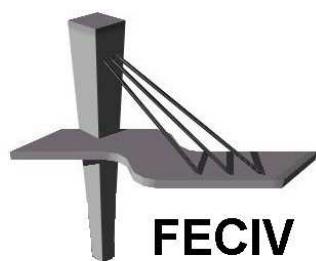


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA E
AUTODEPURAÇÃO DO RIO JORDÃO, ARAGUARI (MG)**

LILIANE MAGNAVACA DE PAULA

UBERLÂNDIA, 26 de agosto de 2011



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Liliane Magnavaca de Paula

**AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA E
AUTODEPURAÇÃO DO RIO JORDÃO, ARAGUARI (MG)**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Marcio Ricardo Salla



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 084/2011

CANDIDATA: Liliane Magnavaca de Paula

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcio Ricardo Salla

TÍTULO: "Avaliação da qualidade da água e autodepuração do rio Jordão, Araguari (MG)"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Engenharia Urbana

LINHA DE PESQUISA: Planejamento e Infraestrutura Urbana

DATA DA DEFESA: 26 de agosto de 2011

LOCAL: Sala de Projeção Prof.º Celso Franco de Gouveia

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 08:05 até 09:00 hs (exposição oral)
09:00 até 10:55 hs (final)

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às argüições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

APROVADA

REPROVADA

OBS: A mestrande apresentou suficiência de conhecimento na exposição oral e no conteúdo da dissertação.

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professor Orientador: **Prof. Dr. Marcio Ricardo Salla – FECIV – UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Gustavo Henrique Ribeiro da Silva – UNESP**

Membro: **Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho – FECIV – UFU**

Uberlândia, 26 de agosto de 2011.

A todos que buscam novos conhecimentos através da pesquisa científica para o desenvolvimento de uma sociedade melhor.

A GRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela oportunidade da vida, aos meus pais e irmã, pelo apoio e carinho em todas as minhas escolhas, ao Caito, Bruna e Lucas pela paciência durante todo o período em que precisei ficar ausente.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Marcio Ricardo Salla, pelo seu entusiasmo, amizade e empenho no desenvolvimento da pesquisa e dissertação.

Ao Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira, por sua contribuição generosa nos trabalhos de campo, tornando possível os resultados obtidos.

Aos professores, colegas e funcionários da Faculdade de Engenharia Civil, que contribuíram de forma direta e indireta para a realização deste trabalho, em especial ao técnico Lázaro, que também contribuiu nos trabalhos de campo.

Ao Laboratório de Resíduos Sólidos e Água do Instituto de Química que, através do trabalho do técnico Ildo, auxiliou nas análises laboratoriais necessárias.

Ao Prof. Dr. Flávio de Lemos Carsalade da Escola de Arquitetura da Universidade Federal de Minas Gerais e à amiga Mirelli, através da Prof^a. Dr^a. Marieta Cardoso Maciel, que possibilitaram a oportunidade de participação neste mestrado.

À Universidade Federal de Uberlândia pelo propósito de ensino com qualidade e a busca pela melhoria contínua.

À FAPEMIG, pelo apoio financeiro.

LISTA DE FIGURAS

1.	Parâmetros hidráulicos fundamentais das seções transversais	11
2.	(a) Esquema de distribuição das velocidades em um curso de água; (b) Valores pontuais de velocidade no escoamento, em função da profundidade do escoamento, para determinação da velocidade media (U)	12
3.	Equilíbrio de forças no escoamento permanente e uniforme	13
4.	Formas topográficas de leitos fluviais	17
5.	Forma topográfica do leito fluvial	18
6.	(a) Zonas de desagregação (erosão) e assoreamento (deposição); (b) Poços e corredeiras	19
7.	Variações das formas das margens e dos canais	20
8.	Estágios de sucessões ecológicas divididas em zonas fisicamente identificáveis nos rios	25
9.	Fenômenos interagentes no balanço do oxigênio dissolvido	27
10.	Pontos de monitoramento de qualidade da água da Rede Hidrometeorológica Nacional	43
11.	Pontos de monitoramento de qualidade da água no rio Jordão, PB009 e PB041, destacados	44
12.	Representação esquemática dos contribuintes simulados no modelo QUAL-UFMG e de suas interrelações	54
13.	Identificação dos pontos de coleta, desde a montante do córrego Brejo Alegre (afluente do rio Jordão) até a confluência do rio Jordão com o rio Paranaíba	60
14.	Pontos de coleta, sendo: (a) Ponto A; (b) Ponto B; (c) Ponto C; (d) Ponto D; (e) córrego Brejo Alegre na confluência com o rio Jordão (tributário 1); (f) córrego Verde na confluência com o rio Jordão (tributário 2)	62
15.	Traçado da seção transversal teórica sobre a seção transversal real do canal	65
16.	Instalações no ponto A, sendo: (a) Piquete de madeira; (b) Réguas graduadas e corda de referência	66
17.	Molinete utilizado neste trabalho de mestrado	69

18. Molinete sendo colocado dentro do canal de acrílico, à montante do vertedor de parede fina com duas contrações (não visível na figura), no teste de confiabilidade deste equipamento	71
19. Cálculo da vazão total em um canal através da utilização de molinete, sendo • ponto de fixação do molinete para obtenção de velocidade pontual, onde a quantidade de pontos depende da profundidade da sub-área ou setor, conforme apresentado na Tabela 8	72
20. Esquema de fixação das réguas para um canal com seção transversal qualquer	73
21. Malha retangular sobreposta à seção transversal no ponto A para as medições realizadas no dia 11 de junho de 2010 (período de estiagem)	77
22. Curvas de qualidade elaboradas pelo NSF	83
23. Diagrama unifilar	102
24. Considerações adotadas na simulação do Cenário 1, tanto para o rio Jordão, quanto para o córrego Brejo Alegre	107
25. Considerações adotadas na simulação do Cenário 2, tanto para o rio Jordão, quanto para o córrego Brejo Alegre	108
26. Seção transversal (a) juntamente com os contornos de velocidade para o ponto A; (b) 14/05/2010; (c) 11/06/2010; (d) 08/09/2010; (e) 08/12/2010; (f) 01/02/2011; (h) 11/04/2011 e (i) 27/05/2011	114
27. Seção transversal (a) juntamente com o contorno de velocidade (b) para o ponto B em 11/06/2010	115
28. Seção transversal (a) juntamente com o contorno de velocidade (b) para o ponto C em 09/06/2010	116
29. Seção transversal (a) juntamente com o contorno de velocidade (b) para o ponto D em 09/06/2010	117
30. Linearização da função potência	119
31. Curva-chave no ponto A, rio Jordão	120
32. Superfície tridimensional da região extrapolada da bacia hidrográfica do rio Jordão	121
33. Vetores que indicam o sentido do escoamento superficial na região extrapolada da bacia hidrográfica do rio Jordão, juntamente com a delimitação da área de contribuição total da bacia e da sub-área de contribuição da bacia até o ponto A no referido rio (destaque)	122
34. Valores dos parâmetros dos pontos localizados no rio Jordão (pontos A, B, C e D) para a determinação do IQA no período de estiagem	128

35. Valores dos parâmetros dos pontos localizados no rio Jordão (pontos A, B e D) para a determinação do IQA no período chuvoso	132
36. Linhas de tendência potenciais que melhor se ajustaram aos dados de profundidade média e velocidade média em função da vazão média	135
37. Diagrama unifilar juntamente com os coeficientes adotados no período de estiagem ...	137
38. Dados de saída para o período de estiagem, sendo: (a) perfil da vazão medida, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil da DBO ₅ , (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de <i>E.coli</i> , (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações	139
39. Diagrama unifilar juntamente com os coeficientes adotados no período chuvoso	141
40. Dados de saída para o período chuvoso, sendo: (a) perfil da vazão medida, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil da DBO ₅ , (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de <i>E.coli</i> , (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações	144
41. Coeficientes e diagrama unifilar considerados para o Cenário 1	145
42. Dados de saída da simulação do Cenário 1, sendo: (a) perfil da vazão medida, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil da DBO ₅ , (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de <i>E.coli</i> , (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações	147
43. Coeficientes e diagrama unifilar considerados para o Cenário 2	148
44. Dados de saída da simulação do Cenário 2, sendo: (a) perfil da vazão medida, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil da DBO ₅ , (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de <i>E.coli</i> , (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações	150

LISTA DE TABELAS

1. Tipo de canal em função do índice de sinuosidade I_S	19
2. Valores típicos dos coeficientes de remoção de DBO (K_I , K_d e K_S) a 20º C	33
3. Valores do coeficiente de reaeração K_2 a 20º C	34
4. Valores do coeficiente K_2 (d^{-1}) segundo modelos baseados em dados hidráulicos do curso de água, para temperatura de 20º C	36
5. Parâmetros ambientais de qualidade da água para a Resolução CONAMA 357: 2005 ...	40
6. Parâmetros que não atenderam ao limite legal, DN COPAM/CERH 01:2008 nos pontos de monitoramento existentes no rio Jordão, bacia hidrográfica do rio Paranaíba, PN1 UPGRH* (Classe 2)	45
7. Coordenadas dos pontos de estudo e coleta	63
8. Posição do molinete na vertical em relação à profundidade	70
9. Métodos das análises laboratoriais dos parâmetros estudados	80
10. Parâmetros de Qualidade das Águas do IQA e seus respectivos pesos	91
11. Classificação da qualidade das águas segundo IQA-NSF e IQA-CETESB	92
12. Resultados obtidos através do molinete e vertedor retangular com duas contrações (conduto livre), no processo de validação da equação ajustada da velocidade pontual em função do número de rotações por segundo da hélice do molinete	110
13. Resultados obtidos através do novo molinete e vertedor retangular com duas contrações (conduto livre), no processo de validação da equação ajustada da velocidade pontual em função do número de rotações por segundo da hélice do molinete	111
14. Níveis líquidos e vazões médias totais correspondentes, obtidos no ponto A	112
15. Valores h (m) x Q (m^3/s) e sequência de cálculo do CD	119
16. Resultados dos parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados na amostragem de 11/06/2010 (período de estiagem)	124
17. Resultados dos parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados na amostragem de 24/01/2011 (período chuvoso)	126
18. Valores dos parâmetros nos cursos de água estudados para o cálculo do IQA no período de estiagem (11/06/2010)	128

19. Valores dos índices do IQA (q_i) de todos os parâmetros utilizados na cálculo do IQA, em todos os pontos de monitoramento do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período de estiagem	129
20. Valores dos índices do IQA com seus respectivos pesos (q_i^w) em todos os pontos do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período de estiagem	130
21. Valores do IQA, faixa e nível de qualidade de acordo com o IGAM (2005), para o período de estiagem	131
22. Valores dos parâmetros nos cursos de água estudados para o cálculo do IQA no período chuvoso (24/01/2011)	131
23. Valores dos índices do IQA (q_i) de todos os parâmetros utilizados no cálculo do IQA, nos pontos de monitoramento A, B e D do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período chuvoso	133
24. Índices dos IQAs com seus respectivos pesos (q_i^w) nos pontos de monitoramento A, B e D do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período chuvoso	133
25. Valores do IQA, faixas e nível de qualidade de acordo com o IGAM (2005), para o período chuvoso	134
26. Dados de velocidade média e nível líquido médio utilizados para os ajustes dos parâmetros a , b , c , e d	135
27. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 14/05/2010	164
28. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 11/06/2010	165
29. Velocidades médias medidas com flutuador e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 11/06/2010	166
30. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 08/09/2010	166
31. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 08/12/2010	167
32. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 01/02/2011	168
33. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 28/02/2011	169
34. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 11/04/2011	170

35. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 27/05/2011	171
36. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto B, rio Jordão, em 11/06/2010	172
37. Velocidades médias medidas com flutuador e cálculo da vazão do ponto B, rio Jordão, em 11/06/2010	173
38. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto C, rio Jordão, em 09/06/2010	174
39. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto D, rio Jordão, em 09/06/2010	175
40. Velocidades médias medidas com flutuadores e cálculo da vazão do ponto E, córrego Brejo Alegre, em 11/06/2010	176
41. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto E, córrego Brejo Alegre, em 01/02/2011	176
42. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto F, córrego Verde, em 11/06/2010	177
43. Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto F, córrego Verde, em 01/02/2011	177

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção transversal, (m^2)
A	área molhada correspondente à seção transversal ocupada pelo líquido, (m^2)
B	largura superficial, (m)
C	concentração existente em um tempo t , ($mg \cdot L^{-1}$)
C	concentração do reagente, ($M \cdot L^{-3}$)
C_1	concentração de OD _{estimada} em um ponto qualquer no curso de água principal, ($mg \cdot L^{-1}$)
C_1	concentração do poluente no local de lançamento, ($mg \cdot L^{-1}$)
C_2	concentração da mistura, ($mg \cdot L^{-1}$)
CD	coeficiente de determinação, (adimensional)
C_o	concentração de poluente a montante do lançamento, ($mg \cdot L^{-1}$)
C_s	concentração de saturação de oxigênio, ($mg \cdot L^{-1}$)
C_t	concentração de oxigênio ao longo do tempo, ($mg \cdot L^{-1}$)
D	déficit de oxigênio dissolvido, ($mg \cdot L^{-1}$)
D_o	déficit inicial de oxigênio dissolvido, ($mg \cdot L^{-1}$)
Fr	número de Froude, (adimensional)
g	aceleração da gravidade, ($m \cdot s^{-2}$)
H_m	altura hidráulica da seção considerada, (m)
i	número do parâmetro, (adimensional)
I_o	declividade do fundo, (m/m)
IQA	Índice de Qualidade das Águas, (adimensional)
K	constante da reação, (T^{-1})
K_{T1}	constante de reação para a temperatura 1, (T^{-1})
K_{T2}	constante de reação para a temperatura 2, (T^{-1})
K_1	coeficiente de desoxigenação, (dia^{-1})
K_1	coeficiente do dia de maior consumo, (adimensional)
K_{1T}	K_1 a uma temperatura T qualquer, (dia^{-1})
$K_{1,20}$	K_1 a uma temperatura $T = 20^\circ C$, (dia^{-1})
K_2	coeficiente de reoxigenação ou reaeração do rio, (dia^{-1})
K_2	coeficiente da hora de maior consumo, (adimensional)
K_{2T}	K_2 a uma temperatura T qualquer, (dia^{-1})

$K_{2,20}$	K_2 a uma temperatura $T = 20^{\circ}C$, (dia $^{-1}$)
K_{an}	coeficiente de conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito, (dia $^{-1}$)
K_b	coeficiente de decaimento de coliforme, (dia $^{-1}$)
K_{local}	refere-se ao valor de K_1 , K_d , K_S ou K_2 corrigido, (dia $^{-1}$)
K_{nitr}	coeficiente de inibição da nitrificação por baixo oxigênio dissolvido, (adimensional)
K_{nn}	coeficiente de conversão do nitrito em nitrato, (dia $^{-1}$)
K_{oa}	coeficiente de conversão do nitrogênio orgânico em nitrogênio amoniacal, (dia $^{-1}$)
K_{oi}	coeficiente de conversão do fósforo orgânico em fósforo inorgânico, (dia $^{-1}$)
K_{so}	coeficiente de sedimentação do nitrogênio orgânico, (dia $^{-1}$)
K_{spo}	coeficiente de sedimentação do fósforo orgânico, (dia $^{-1}$)
L	concentração de DBO _{remanescente} , (mg.L $^{-1}$)
L_o	demanda bioquímica de oxigênio na zona de mistura, formada pela carga poluidora e pela carga do rio a montante do ponto de lançamento, (mg.L $^{-1}$)
Lrd'	carga linear distribuída de DBO ₅ ao longo do rio, (gDBO ₅ /m.dia)
n	ordem da reação, (adimensional)
O_{2Namon}	O_2 equivalente na conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito, (mgO ₂ /mgN _{amon oxid})
$O_{2Nnitri}$	O_2 equivalente na conversão do nitrito em nitrato, (mgO ₂ /mgN _{nitrito oxid})
P	perímetro molhado, (m)
P	população do município, (hab)
P'	taxa de produção de O_2 por fotossíntese, (g/m 2 .dia)
q	vazão do poluente no local de lançamento, (L.s $^{-1}$)
q	consumo <i>per capita</i> , (L.d $^{-1}$)
Q	vazão do rio a montante do lançamento de poluente, (L.s $^{-1}$)
Q	vazão volumétrica ou descarga, (m 3 .s $^{-1}$)
Q_{esgoto}	vazão de esgoto sanitário, (L.s $^{-1}$)
$Qi_{7,10}$	vazão crítica, (m 3 .s $^{-1}$)
q_i	índice de qualidade para cada parâmetro do IQA, (adimensional)
q_i^w	valores dos índices do IQA com seus respectivos pesos, (adimensional)
r	taxa da reação, (M.L $^{-3}$ T $^{-1}$)
R'	taxa de consumo de O_2 por respiração, (g/m 2 .dia)
R_h	raio hidráulico, (m)
Sd'	taxa de consumo de O_2 por demanda do sedimento, (g/m 2 .dia)
S_{namon}	coeficiente de liberação do nitrogênio amoniacal pelo sedimento de fundo, (g/m 2 .dia)
S_{pinorg}	coeficiente de liberação do fósforo inorgânico pelo sedimento de fundo, (g/m 2 .dia)

S_{pinorg}	coeficiente de liberação do fósforo inorgânico pelo sedimento de fundo, (g/m ² .dia)
t	tempo de percurso, (dia)
T	temperatura do líquido, (°C)
T	temperatura local, (°C)
U	velocidade média, (U)
v	velocidade média do escoamento, (m.s ⁻¹)
v	velocidade média na seção considerada, (m ² .s ⁻¹)
v^*	velocidade de arraste, (m.s ⁻¹)
w_i	peso correspondente ao i-ésimo parâmetro, (adimensional)
y	profundidade média que é a altura do líquido acima do fundo do canal, (m)
Y_{est}	valor de OD _{estimado} , (mg.L)
y_h	profundidade hidráulica que é a razão entre a área molhada e a largura superficial, (m)
Y_{obs}	valor de OD _{observado} , (mg.L)
$Y_{obsméd}$	média dos valores de OD _{observados} , (mg.L)
η	coeficiente de rugosidade de Manning, (m ^{-1/3} .s)
θ	coeficiente de temperatura, (adimensional)

PAULA, Liliane Magnavaca de. Avaliação da qualidade da água e autodepuração do rio Jordão, Araguari (MG). 177p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2011.

RESUMO

Este trabalho avaliou a capacidade de autodepuração do rio Jordão considerando-se as contribuições reais do córrego Brejo Alegre em período de estiagem e chuvoso, tendo em vista o lançamento de efluentes brutos de parte da cidade de Araguari, Minas Gerais, no córrego, utilizando o modelo QUAL-UFMG. Também simulou-se dois cenários, considerando cargas poluidoras estimadas de Estações de Tratamento de Esgoto e a baixa capacidade de diluição do rio para a vazão crítica, utilizando sistema de tratamento por lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa (1º Cenário) e por lodo ativado convencional (2º Cenário), lançadas diretamente na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão. Paralelo ao estudo de autodepuração foi determinada a curva-chave em um ponto específico do rio Jordão, além do Índice de Qualidade das Águas no córrego Brejo Alegre logo na confluência com o rio Jordão, e ao longo do rio Jordão, para os períodos de estiagem e chuvoso. No traçado da curva-chave, os dados medidos ajustaram-se bem aos estimados de vazão, alcançando a equação $Q = 9,804.(h+0,7)^{3,672}$, atribuindo o Coeficiente de Determinação igual a 0,815 à ausência de contador de rotações da hélice do molinete no início das atividades experimentais. O estudo do Índice de Qualidade das Águas para o período de estiagem detectou nível bom para o rio Jordão em todos os pontos, coincidindo com o nível encontrado no 2º trimestre de 2010, de acordo com o monitoramento do Instituto Mineiro de Gestão das Águas, resultando Índice de Qualidade das Águas igual a 66,92, 87,90, 86,73, 87,79 e 87,97, respectivamente, para o córrego Brejo Alegre, pontos A, B, C e D do rio Jordão, de montante a jusante. Já no período chuvoso alcançou-se nível médio do Índice de Qualidade das Águas para o córrego Brejo Alegre e ponto A no rio Jordão a montante da confluência com o córrego e nível bom para o rio Jordão a jusante da confluência, sendo igual a 57,77, 52,59, 86,29 e 77,73, respectivamente, para o córrego Brejo Alegre, pontos A, B e D do rio Jordão, de montante a jusante. As simulações para o período de estiagem e chuvoso apresentaram satisfatórios ajustes dos dados medidos aos estimados, evidenciando a prevalência da desoxigenação por demanda carbonácea sobre a nitrificação e a importância da reaeração natural no processo de autodepuração. Os parâmetros oxigênio dissolvido, nitrogênio e frações, fósforo e coliformes termotolerantes (*Escherichia-coli* neste trabalho) respeitaram os limites preconizados pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente, Resolução 357:2005, em toda a sua extensão, para rios de Classe 2, classificação em que o rio Jordão enquadra-se. Com relação a demanda bioquímica de oxigênio, todo o trecho encontrou-se fora da regulamentação devido ao recebimento de cargas poluidoras do córrego Brejo Alegre. Quanto à simulação dos cenários extremos, uma população estimada de 7422 habitantes para o 1º Cenário e 14840 habitantes para o 2º Cenário garantiriam a capacidade de autodepuração do rio Jordão, respeitando as preconizações da Resolução 357:2005, considerando-se as imprecisões da metodologia de análise da demanda bioquímica de oxigênio e que nas simulações adotou-se uma vazão crítica no rio Jordão 2,6 vezes inferior à menor vazão medida no período de estiagem.

Palavras-chave: Índice de Qualidade das Águas, Autodepuração, Modelo QUAL-UFMG, Rio Jordão, Córrego Brejo Alegre.

PAULA, Liliane Magnavaca de. Water quality evaluation and self-depuration of Jordão River, Araguari (MG). 177p. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2011.

ABSTRACT

This study evaluated the capacity of self-depuration of the Jordão River considering the true contributions of the Brejo Alegre stream in time of drought and during the rainy period, having in sight the launching of effluents of part of Araguari town, Minas Gerais, in the stream using QUAL-UFMG model. There was the simulation of two situations, considering estimated pollutant loads of Sewage Treatment Plants and the low capacity of dilution of the river for the critical flow, using anaerobic lake treatment system followed by facultative lake (1st Situation) and by conventional activated sludge (2nd Situation), launched directly at the confluence of Brejo Alegre stream and Jordão River. Parallel to the study of self-depuration it was determined the key-curve in a specific point of the Jordão River, beyond the Water Quality Index in the Brejo Alegre stream right at the confluence with the Jordão River, and along the Jordão River, for the periods of drought and rain. In the tracing of the key-curve, the data measured adjusted well to the estimated ones of flow, reaching the equation $Q = 9.804 \cdot (h+0.7)^{3.672}$, attributing the Coefficient of Determination to equal to 0.815 until the absence of rotation counter of the reel's helices in the beginning of the experimental activities. The study of Water Quality Index for the period of drought detected a good level for the Jordão River at all points, coinciding with the level encountered in the 2nd trimester of 2010, in according to the Instituto Mineiro de Gestão de Águas monitoring, resulting Water Quality Index equal to 66.92, 87.90, 86.73, 87.79 and 87.97, respectively, for the Brejo Alegre stream, points A, B, C and D of the Jordão River, from upstream to downstream. Yet in the rainy period it achieved medium level of Water Quality Index for the Brejo Alegre stream and point A of the Jordão River upstream from the confluence of the stream and a good level for the Jordão River downstream from the confluence, being equal to 57.77, 52.59, 86.29 and 77.73, respectively, for the Brejo Alegre stream, points A, B and D of the Jordão River, from upstream to downstream. The simulations for the drought period and rainy period presented satisfactory adjusts to the data measured to the estimated, showing the prevalence of the deoxygenating by carbonaceous demand over the nitrification and the importance of the natural repair in the self-depurating process. The dissolved oxygen, nitrogen and fractions, phosphorus and fecal coliform (*Escherichia-coli* in this study) parameters respected the limits recommended by the Conselho Nacional do Meio Ambiente, Resolution 357:2005, in all its extension, for the Class 2 rivers, classification in which the Jordão River fits. In regard to biochemical oxygen demand, the whole section is out of the regulation due to the reception of pollutant loads from the Brejo Alegre stream. As for the simulating of extreme situations, a pollution estimated for 7422 habitants for the 1st Situation and 14840 habitants for the 2nd Situation would guarantee the capacity of self-depuration of the Jordão River, respecting the recommendations of the Resolution 357:2005, considering the imprecision of the methodology of analysis of the biochemical oxygen demand and that in the simulations it was used a critical flow of the Jordão River 2.6 times inferior to the smallest flow measured in the period of drought.

Keywords: Water Quality Index, Self-depuration, QUAL-UFMG model, Jordão River, Brejo Alegre Stream.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE SÍMBOLOS	x
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	7
2.1 Objetivo principal	7
2.2 Objetivos específicos	7
3 REFERENCIAL TEÓRICO	9
3.1 Conceitos hidráulicos fluviais	9
3.2 Conceitos morfológicos fluviais	15
3.3 Rios como reatores biológicos	21
3.4 Autodepuração de rio	24
3.4.1 Balanço de oxigênio dissolvido (OD)	27
Oxidação da matéria orgânica (MO)	28
Demanda bentônica	28
Nitrificação	29
Reaeração atmosférica	29
Fotossíntese	30
3.4.2 Cinética da desoxigenação	30
3.4.3 Cinética da reaeração	33
3.5 Qualidade da água	38
3.5.1 Legislação vigente	38
3.5.2 Índice de Qualidade das Águas (IQA)	41
3.6 Modelagem matemática de qualidade das águas	47
3.6.1 QUAL-UFMG	54
4 MATERIAIS E MÉTODOS	58
4.1 Local de estudo	58
4.2 Determinação da vazão	63

4.2.1 Determinação da seção transversal	65
4.2.2 Determinação da velocidade média	67
Flutuadores	67
Molinetes	68
4.2.3 Medição da vazão média	71
4.2.4 Determinação da curva-chave	72
4.2.5 Determinação da vazão crítica	74
4.2.6 Determinação dos contornos de velocidade	77
4.3 Coleta das amostras	78
4.4 Análises laboratoriais	80
4.5 Cálculo do IQA	81
Coliformes termotolerantes	84
potencial Hidrogeniônico (pH)	84
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	85
Nitrogênio Total	86
Fósforo Total	87
Temperatura	87
Turbidez	88
Sólidos Totais (ST)	88
Oxigênio Dissolvido (OD)	89
4.6 Aplicação do modelo QUAL-UFMG	92
4.6.1 Dados de entrada para a modelagem no trecho do rio Jordão	93
4.6.2 Dados de saída para a modelagem no trecho do rio Jordão	98
4.6.3 Modelagem para o período de estiagem	101
4.6.4 Modelagem para o período chuvoso	104
4.6.5 Simulações de cenários extremos	104
Cenário 1	105
Cenário 2	107
5 RESULTADOS	109
5.1 Vazões	109
5.1.1 Curva-chave	118
5.1.2 Vazão crítica	120
5.2 Parâmetros	122
5.3 Índice de Qualidade das Águas (IQA)	127

Período de estiagem	127
Período chuvoso	131
5.4 Simulação matemática	134
Período de estiagem	136
Período chuvoso	140
Cenários	144
Cenário 1	145
Cenário 2	148
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	151
Conclusões	151
Recomendações	156
REFERÊNCIAS	158
ANEXOS	164
Anexo A	164
Anexo B	172
Anexo C	174
Anexo D	175
Anexo E	176
Anexo F	177

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

As ações humanas sobre o meio ambiente, sem a devida preocupação com os impactos ambientais, já demonstram prejuízos atuais e fazem refletir sobre a necessidade de agir, a fim de colher resultados futuros de um meio ambiente mais adequado à vida.

Existem inúmeros exemplos de degradações e suas consequências ao meio ambiente e ao homem, tais como as contaminações e assoreamentos dos cursos de água naturais, além das enchentes que causam prejuízos principalmente nos centros urbanos.

Observa-se o aumento de pesquisas na área de controle ambiental, revisões de legislações ambientais e maior fiscalização dos órgãos governamentais e filantrópicos, enfatizando a divulgação de informações à comunidade referente à educação ambiental na tentativa de conseguir o comprometimento da população.

A literatura da área e os meios de comunicações apresentam a crescente deterioração ambiental do planeta e, neste cenário, a escassez de água com boa qualidade, para o abastecimento, surge como um dos grandes e importantes problemas que a humanidade precisa enfrentar neste início do século XXI, lembrando que a água faz parte do patrimônio do nosso planeta e é condição essencial para todo ser vivo.

O abastecimento de água encontra-se ameaçado por problemas relacionados tanto com a quantidade quanto com a qualidade. A escassez prejudica o desenvolvimento das áreas afetadas, limitando as atividades econômicas e retardando o progresso. Não se trata de um cenário exclusivamente brasileiro e tem, como uma das principais causas, o crescimento desordenado das cidades. A escassez de água com boa qualidade, adequada para o abastecimento, é agravada nas bacias hidrográficas com maiores índices de urbanização, causada pelo crescimento rápido da demanda de água e pela poluição dos cursos de água.

advinda do lançamento de águas residuárias com tratamento deficitário ou sem nenhum tipo de tratamento.

De toda a água disponível no planeta, apenas 0,8% pode ser utilizada mais facilmente para o abastecimento público sendo que, desta pequena fração, apenas 3% apresenta-se na forma de água superficial, de extração mais fácil. Observa-se assim, a importância da preservação dos recursos hídricos do planeta e a prevenção da contaminação desta pequena fração. “De maneira geral, pode-se dizer que a qualidade de uma determinada água é função do uso e da ocupação do solo na bacia hidrográfica” (VON SPERLING, 1996, v.1, p.11).

Whately (2009) retrata que a escassez já é uma realidade em metrópoles mundiais como Londres, na Inglaterra, que depende dos reservatórios formados pelos rios Tamisa e Lee, sofrendo com os períodos de estiagem. Também Xangai, uma das maiores cidades chinesas, tem sua principal fonte de água, o rio Huangpu, contaminado por poluentes industriais e agrícolas. Na China, a capital Pequim, que possui 21 reservatórios superficiais, 4 estão totalmente secos e 3 possuem fontes de água insatisfatórias para o consumo humano. Já em Tóquio, a preservação das áreas de mananciais para abastecimento nas nascentes dos principais rios Tama, Tore e Ara, que teve início em 1901, garante o fornecimento de água em quantidade e qualidade. Em Nova Iorque, nos Estados Unidos, durante a década de 1990, iniciou-se um programa de uso racional de água e proteção das bacias hidrográficas.

Atualmente, há grande preocupação em ter uma abordagem integrada para estudos em bacias hidrográficas, pois a ocupação desordenada tem ocasionado graves problemas ambientais, o que tem provocado consequências a todo o sistema.

Os rios são os principais destinos dos efluentes domésticos e industriais e o tratamento adequado e as disposições corretas dos efluentes aparecem como medidas protecionistas do meio ambiente e da saúde humana.

“As tecnologias de tratamento de esgotos são desenvolvidas tendo como principal destino os corpos naturais de água. As exigências para atender aos padrões de qualidade dos corpos receptores / mananciais de abastecimento são restritivas em decorrência da fragilidade dos ecossistemas aquáticos e da necessidade de preservação dos usos múltiplos da água. Assim, necessita-se substancial redução da carga de matéria orgânica biodegradável, de sólidos em suspensão, de macronutrientes como o nitrogênio e o fósforo, de remoção

ou inativação de diversos grupos de organismos patogênicos, além do controle das concentrações de inúmeros constituintes químicos com propriedades tóxicas à saúde humana e à biota aquática.” (PROGRAMA DE PESQUISAS EM SANEAMENTO BÁSICO, PE – PROSAB, 2006).

Em condições de carências de recursos financeiros, presente na maior parte dos municípios brasileiros, a autodepuração, isto é, a capacidade dos corpos de água de restabelecerem o equilíbrio do meio aquático por meio de mecanismos naturais após as alterações provocadas pelos despejos dos efluentes, surge como opção quando utilizada segundo critérios técnicos.

Citado em artigo da Revista Vértice de outubro de 2009, um estudo realizado pelo Instituto Trata Brasil em parceria com a Fundação Getúlio Vargas (FGV), realizado em 2007, aponta que a oferta de esgoto tratado atinge apenas 14,77% da população do estado do Rio Grande do Sul contra, por exemplo, 84,24% do estado de São Paulo, o líder nacional. No relatório anual do Programa Minas Trata Esgoto da Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM), publicada em janeiro de 2010, Minas Gerais apresenta 34% de esgoto tratado. Observa-se uma disparidade enorme de oferta dos serviços e infraestrutura entre as diferentes faixas de renda, sendo que quanto menor a renda, maior o déficit. Segundo dados da Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD) do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), divulgada em setembro de 2009, apenas 73,3% da população brasileira conta com redes para coleta de esgotos ou tanque séptico e 80% dos resíduos gerados são lançados diretamente nos rios sem nenhum tipo de tratamento. Ainda de acordo com os dados da PNAD, Minas Gerais apresenta somente 68,9% de rede de coleta de esgoto.

Em países em desenvolvimento, como o Brasil, em que há carência de recursos financeiros para o saneamento básico e para o tratamento adequado dos efluentes, a problemática do consumo do oxigênio dissolvido após o lançamento de esgotos nos cursos de água ainda é de grande vulto, justificando a utilização da capacidade de assimilação dos cursos de água na complementação dos processos de tratamento de esgotos.

“Dentro de uma visão mais específica, tem-se que, como parte integrante do fenômeno de autodepuração, os compostos orgânicos são convertidos em compostos inertes e não prejudiciais do ponto de vista ecológico.” (VON SPERLING, 1996, v.1, p.93).

O problema é que “[...] muitos ainda continuam poluindo rios e reservatórios com uma carga maior do que a capacidade de autodepuração dos rios.” (SILVEIRA, 1999 *apud* SARDINHA *et al.*, 2008).

Nos estudos preliminares de projetos de tratamento de esgotos, em processos de licenciamentos ambientais e planejamentos dos recursos hídricos de uma bacia, o impacto do lançamento dos esgotos é determinado pela eficiência do tratamento, pela alocação das cargas poluidoras e, principalmente, pelo comportamento do curso de água receptor face à intervenção.

Pesquisas nesta área são importantes para a compreensão deste fenômeno a fim de garantir a utilização de critérios técnicos seguros e bem definidos, determinando a qualidade da água do curso de água e sua capacidade de assimilação, a qualidade permitida para o efluente tratado a ser lançado, definindo-se o nível de tratamento necessário, sempre respeitando a classificação do curso de água, conforme preconizado pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) na Resolução 357:2005.

A utilização de modelos matemáticos de qualidade da água permite avaliar os impactos do lançamento das cargas poluidoras e analisar cenários de intervenção e medidas de controle ambiental.

Por meio do monitoramento do oxigênio dissolvido é possível determinar o grau de poluição e de autodepuração dos cursos de água. “A sua medição é simples e o seu teor pode ser expresso em concentrações, quantificáveis e passíveis de modelagem matemática.” (VON SPERLING, 2007, v.7, p.302).

Os modelos matemáticos permitem representar a situação real e simular alternativas onde os resultados possam ser corretamente avaliados, tornando possível prever, por exemplo, a capacidade do sistema de receber efluentes, além de medir os impactos causados.

Os modelos matemáticos de qualidade da água de rios vêm sendo utilizados desde o desenvolvimento do modelo clássico de Streeter e Phelps, em 1925, desenvolvido para o Rio Ohio, tornando-se um marco na história da engenharia sanitária e ambiental. Aumentando-se o grau de complexidade e o número de variáveis modeladas, vários outros modelos foram propostos e atualmente o mais conhecido e utilizado é o modelo QUAL2K, desenvolvido

originalmente por Chapra (2006), da Universidade de Tufts, nos Estados Unidos, uma versão aprimorada do modelo QUAL2E, oferecido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA).

O programa QUAL-UFMG, desenvolvido pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), baseado no QUAL2E, torna possível uma simulação mais rápida e simples, porque utiliza dados de entrada mais acessíveis, retirando as algas e suas interrelações com os outros componentes do sistema, por apresentar processos complexos e coeficientes de difícil determinação, sem prejudicar o resultado final, uma vez que estes constituintes são mais importantes em ambientes lênticos.

Apesar dos modelos apresentarem-se como instrumentos eficazes para o estudo, planejamento e controle, o usuário precisa estar capacitado, conhecendo a sua estrutura, a aplicabilidade e limitações, bem como, que saiba interpretar corretamente os dados de entrada e os dados gerados, trazendo riscos de gastos desnecessários ou aplicação de medidas inadequadas.

O uso de modelos de simulação já é bastante comum em trabalhos de pesquisa e trabalhos técnicos de controle ambiental, mas observa-se que a maioria utiliza a modelagem clássica de Streeter e Phelps pela simplicidade conceitual e menor necessidade de parâmetros e dados de entrada, o que pode ocultar possíveis problemas e soluções. A modelagem avançada leva em consideração outros fenômenos, mecanismos e processos no balanço do oxigênio dissolvido, acrescentando fatores importantes, melhorando a simulação, garantindo resultados finais mais fiéis. O uso do modelo QUAL-UFMG possibilita a comparação dos resultados modelados com os experimentais, além de prever o comportamento do curso de água para cenários diversos.

A cidade de Araguari, Minas Gerais, enquadra-se neste enfoque, com crescente urbanização associada à falta de planejamento, o que gera impactos pontuais e difusos no córrego Brejo Alegre, afluente do rio Jordão. O atual sistema de esgotamento sanitário contempla apenas a fase de coleta, com o lançamento de parte do efluente da cidade realizado diretamente, sem tratamento, no córrego citado. Em função da baixa capacidade de autodepuração do córrego Brejo Alegre, o seu afluente, o rio Jordão, fica responsável pelo tratamento natural ou autodepuração. É nesta vertente que o presente trabalho de mestrado foi inserido.

O conhecimento da capacidade de autodepuração do rio Jordão permitirá um melhor planejamento do desenvolvimento urbano do município de Araguari, Minas Gerais, objetivando sempre preservar a vida aquática e a capacidade de decompor matéria orgânica advinda de lançamento pontual e difuso, respectivamente, de emissário final da Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) e dos nutrientes transportados superficialmente até o curso de água.

CAPÍTULO 2

OBJETIVOS

2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho de mestrado foi:

- avaliar a capacidade de autodepuração do rio Jordão, considerando-se as contribuições reais do córrego Brejo Alegre em período de estiagem e em período chuvoso, tendo em vista a sua baixa capacidade de autodepuração, e;
- simular cenários extremos, considerando cargas poluidoras estimadas de Estações de Tratamento de Esgotos (ETEs) lançadas diretamente na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão e a baixa capacidade de diluição do rio Jordão para a vazão mínima.

2.2 Objetivos específicos

O estudo da capacidade de autodepuração de um curso de água demanda dados hidráulicos, hidrológicos e de qualidade da água para que o diagnóstico e prognóstico sejam bem fundamentados. Com isto, neste trabalho de mestrado, atividades individuais foram essenciais para a qualidade da modelagem e estão, nesta dissertação, citadas como objetivos específicos, a saber:

- determinação do Índice de Qualidade das Águas (IQA) do córrego Brejo Alegre e rio Jordão, situados na bacia hidrográfica do rio Paranaíba;
- determinação da curva-chave no rio Jordão, em seção única localizada à montante da confluência deste com o córrego Brejo Alegre, e;
- determinação da vazão crítica no rio Jordão para modelagem dos cenários extremos.

Todas estas atividades propostas fornecem subsídios para alertar sobre o problema de lançamento de despejos acima do que possa suportar o rio Jordão e, também, contribuem para o adequado gerenciamento dos recursos hídricos, alocação de cargas poluidoras e estudos de impactos ambientais.

CAPÍTULO 3

REFERENCIAL TEÓRICO

Para o estudo de qualidade da água e autodepuração de rios é necessário conhecer os processos físicos, químicos e biológicos do transporte e balanço de massa atuantes ao longo do percurso no curso de água, bem como, a cinética das reações químicas e bioquímicas, os quais possibilitam o entendimento das mudanças nas concentrações dos constituintes presentes na água à medida que o rio segue o seu trajeto.

Desta forma, o referencial teórico deste trabalho apresenta conceitos hidráulicos fluviais, conceitos morfológicos fluviais e conceitos de rios como reatores biológicos, além de trabalhos realizados sobre a qualidade da água em rios, autodepuração de rios e modelagem matemática de qualidade da água.

3.1 Conceitos hidráulicos fluviais

Uma sucinta revisão dos conceitos hidráulicos em canais torna-se fundamental para o entendimento das considerações hidráulicas assumidas nos estudos de autodepuração realizados neste trabalho. Os principais conceitos aqui descritos baseiam-se em Azevedo Netto (1998) e Porto (1999), com considerações de Von Sperling (2007) aplicadas aos modelos matemáticos de qualidade da água.

Hidráulica é a ciência que estuda os fenômenos relacionados ao comportamento dos líquidos em movimento ou repouso, considerando os efeitos da velocidade, levando em consideração as forças envolvidas no escoamento. Nesta ciência, os rios são considerados canais de transporte de água e torna-se importante também avaliar a morfometria do canal, representada pelo comprimento, largura, profundidade e declividade, impactantes no comportamento do curso de água.

Segundo Azevedo Netto (1998), o escoamento do líquido em rios é classificado em uniforme e permanente (com $Q_1 = Q_2$, $A_1 = A_2$ e $v_1 = v_2$), não uniforme ou acelerado e permanente (com $Q_1 = Q_2$, $A_1 > A_2$ e $v_1 < v_2$), não uniforme ou retardado e permanente (com $Q_1 = Q_2$, $A_1 < A_2$ e $v_1 > v_2$) e não permanente (com $Q_1 \neq Q_2$, $A_1 \neq A_2$ e $v_1 \neq v_2$), onde: Q é a vazão volumétrica ou descarga ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$); A é a área da seção transversal do escoamento (m^2); v é a velocidade média do escoamento ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$); 1 é a seção à montante; 2 é a seção de jusante.

Em um rio existem trechos regulares com movimento permanente e uniforme, outros trechos (estreitos, corredeiras etc.) em que o movimento passa a ser acelerado, apesar de manter-se permanente e, durante as enchentes, ocorre o movimento não permanente, com oscilações temporais de velocidade e vazão. Observa-se então, que o estudo da hidráulica de canal, especificamente dos rios, é complexo em função da variação da seção transversal ao longo do escoamento, bem como, das mudanças frequentes da rugosidade do leito, taludes e da declividade de fundo.

A maioria dos modelos matemáticos de qualidade da água considera os rios como canais de geometria definida, apesar do fato de serem canais naturais com premissas inerentes a eles. Considera-se o escoamento livre, como em canais abertos, onde há presença de uma superfície em contato com a atmosfera sujeita à pressão atmosférica e, turbulento, com transferência da quantidade de movimento de uma parte para outra no líquido. Quanto às variações das características de escoamento com o tempo, os modelos matemáticos de qualidade da água normalmente consideram o escoamento permanente (velocidade, massa específica e pressão constantes) e, quanto à trajetória, o escoamento é uniforme, com vetor velocidade constante em módulo, direção e sentido ao longo de todo o percurso, em qualquer instante.

Outra premissa considerada nos modelos matemáticos de qualidade da água é a condição de escoamento unidimensional nos rios. “O escoamento em rios possui uma direção predominante que é a longitudinal [...].” (TUCCI, 2005, p. 89). Também, as grandezas velocidade e pressão são expressas em valores médios para uma determinada seção transversal e, considera-se a condição de escoamento irrotacional com velocidade angular nula das partículas que compõem o fluido.

Basicamente, os princípios dos escoamentos dos rios, importantes para o estudo de autodepuração de curso de água, são fundamentados na Equação da Continuidade e na Equação de Manning.

A Equação da Continuidade estabelece que a massa não pode ser criada ou destruída, sendo assim, a massa que entra no conduto deve ser igual à massa que sai do conduto que, em termos volumétricos, resulta em:

$$A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2 = Q \quad (1)$$

Onde: 1 é a seção à montante, 2 é a seção de jusante, A é a área da seção transversal do escoamento (m^2), v é a velocidade média do escoamento ($m.s^{-1}$) e Q é a vazão ($m^3.s^{-1}$).

Como citado anteriormente, a geometria da seção e a profundidade de escoamento definem-se como parâmetros importantes e muito utilizados nos cálculos hidráulicos, conforme ilustrados na Figura 1.

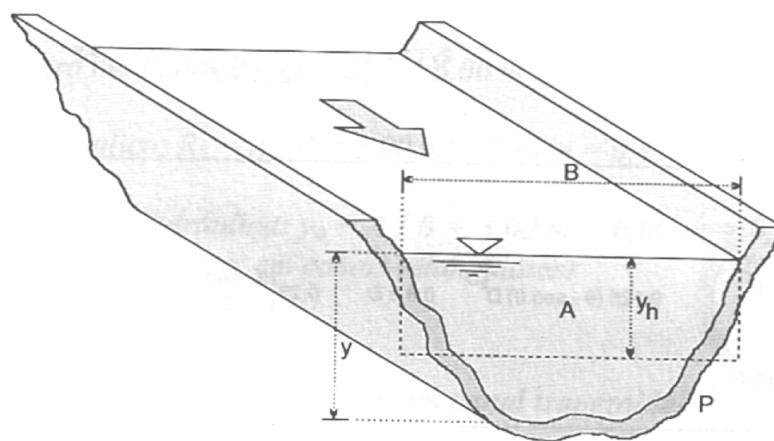


Figura 1 - Parâmetros hidráulicos fundamentais das seções transversais.

Fonte: VON SPERLING (2007).

Dentre os parâmetros hidráulicos ilustrados na Figura 1, A é a área molhada (m^2) corresponde à seção transversal ocupada pelo líquido, P é o perímetro molhado (m) que é o comprimento de contato do líquido com o leito e os taludes na seção transversal do canal, B é a largura superficial (m) que é a largura da superfície em contato com a atmosfera, y é a profundidade (m) que é a altura do líquido acima do fundo do canal e, para finalizar, y_h é a profundidade hidráulica (m) que é a razão entre a área molhada e a largura superficial, onde $y_h = A/B$.

Para as seções irregulares dos cursos de água naturais, onde há dificuldade em se atribuir uma seção definida, os modelos matemáticos de qualidade da água adotam canais prismáticos (seção reta e declividade de fundo constantes ao longo do comprimento) ao longo de cada trecho simulado, utilizando-se principalmente seções retangulares ou trapezoidais.

Também, são relevantes as declividades, pois a gravidade altera consideravelmente o escoamento. “Aumentando-se a declividade, a velocidade aumentará, reduzindo-se a profundidade e aumentando-se os atritos (resistência), sempre de maneira a manter o exato balanço das forças que atuam no sistema.” (AZEVEDO NETTO, 1998).

A presença de superfícies de atritos diferentes entre a água e o ar e entre a água e o leito do rio produz uma distribuição não uniforme da velocidade nos diversos pontos da seção, como pode ser observado na Figura 2(a). Observa-se o aumento da velocidade das margens para o centro e do fundo para a superfície devido ao aumento da distância em relação à superfície de atrito.

No sentido vertical, o perfil das velocidades é aproximadamente logarítmico, passando de um valor nulo no fundo até um valor máximo logo abaixo da superfície ($0,05y$ a $0,25y$, sendo y a profundidade média). A velocidade média corresponde à média aritmética das velocidades pontuais medidas em função da profundidade do escoamento ($0,2y$, $0,6y$ e $0,8y$), conforme ilustrado na Figura 2(b).

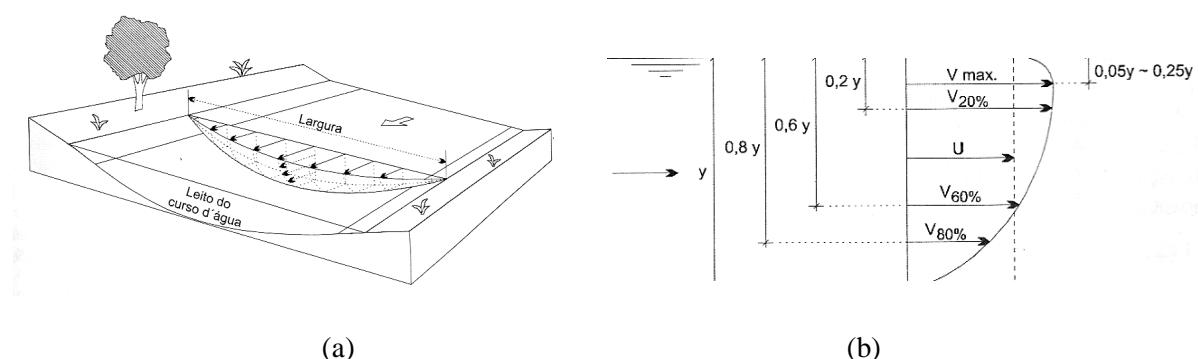


Figura 2 - (a) Esquema de distribuição das velocidades em um curso de água; (b) Valores pontuais de velocidade no escoamento, em função da profundidade do escoamento, para determinação da velocidade média (U).

Fonte: VON SPERLING, 2007.

Como os modelos matemáticos de qualidade da água usualmente assumem o escoamento uniforme nos cursos de água, considerando que a profundidade da água, a área molhada da seção transversal e a velocidade permanecem constantes ao longo do curso, pressupõe-se que a água não sofre aceleração ou desaceleração, correspondente ao equilíbrio das forças atuantes no volume de controle, conforme Azevedo Netto (1998).

As forças atuantes entre duas seções do canal podem ser verificadas na Figura 3. Ilustra-se a força Peso (W), a tensão média de cisalhamento entre o fluido e o perímetro da seção em contato com o fluido (τ_o) e forças devidas à pressão em 1 e 2 (F_1 e F_2), que somadas e igualadas a zero na direção do escoamento, resulta na Equação de Resistência de Chézy.

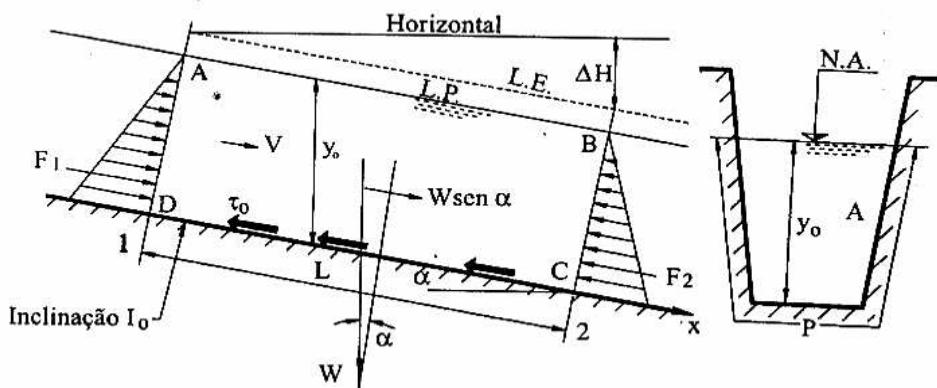


Figura 3 - Equilíbrio de forças no escoamento permanente e uniforme.

Fonte: PORTO, 1999.

Depois das diversas manipulações matemáticas as quais a Equação de Resistência de Chézy sofreu e da transformação do fator de cisalhamento (de difícil quantificação para canais naturais) em um coeficiente de rugosidade de Manning (variável em função do material do leito e dos taludes, tabelado em Metcalf & Eddy (1981), Azevedo Neto (1998) e Porto (1999), entre outros), surgiu a Fórmula de Manning, Equação (2), referente à resistência ao escoamento, bastante difundida no Brasil para o dimensionamento de canais e adotada por diversos modelos matemáticos de qualidade da água.

$$Q = I/\eta \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot I_o^{1/2} \quad (2)$$

Onde: Q é a vazão ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), A é a área da seção transversal (m^2), R_h é o raio hidráulico (m), I_o é a declividade do fundo (m/m), η é o coeficiente de rugosidade de Manning ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$), tabelado em função do material do leito e dos taludes.

Usualmente utilizada para o dimensionamento de novos canais e para a verificação da capacidade de transporte em canais existentes para as condições de vazão máxima, a Equação (2) pode também ser aplicada para a estimativa da velocidade de escoamento para uma determinada vazão de estiagem, podendo-se determinar a profundidade da lâmina de água, em condições de escoamento permanente e uniforme. A maior dificuldade é avaliar os fatores de atrito ou cisalhamento que produzem a perda de carga, ou seja, consiste na determinação do coeficiente de rugosidade η . Frequentemente, torna-se necessário estimar o seu valor, e, para isto, existem diversas metodologias apropriadas, obtidos a partir de ensaios e medições em campo, encontradas em Azevedo Netto (1998), Porto (1999) e Von Sperling (2007).

Lyra *et al.* (2010) estimaram o coeficiente de rugosidade de Manning para os períodos de vazão mínima e máxima média mensal, em alguns trechos do rio Paracatu, maior afluente do rio São Francisco, cuja bacia localiza-se em sua maior parte no estado de Minas Gerais, e propôs um modelo baseado em redes neurais artificiais para estimar o coeficiente de rugosidade. O coeficiente foi determinado em função das características geométricas do canal (área molhada, raio hidráulico e declividade do canal) e das séries de vazão de seis postos fluirométricos no rio Paracatu. Utilizaram-se séries históricas de vazão em 21 anos (1976 a 1996). Lyra *et al.* (2010) citam que o coeficiente de rugosidade não apresenta tendência (maior ou menor) em função apenas do período seco ou de cheia e que as características da margem e do leito do rio influenciam diretamente em seus valores. O modelo baseado em rede neural apresentou desempenho satisfatório, o que possibilita estimar o coeficiente de rugosidade em função da cota, vazão, declividade e do raio hidráulico do rio.

Strasser *et al.* (2008), em seus estudos sobre a variação do coeficiente de rugosidade de Manning nos rios Madeira e Amazonas da bacia Amazônica, comenta que a diminuição do coeficiente com o aumento da vazão e do nível de água é um fato conhecido na literatura, sendo que esta redução é muitas vezes atribuída ao armazenamento na planície de inundação, mas, em seu trabalho, com base na dinâmica morfológica dos rios em questão, identificou que existem outros fatores de extrema importância que atuam sobre o escoamento. Entre estes fatores, destacam-se as formas de leitos de fundo e a variação da declividade da linha de água. O coeficiente de Manning no rio Amazonas variou de 0,020 a 0,035 $m^{-1/3} \cdot s$, correspondente a uma profundidade de 8,00 m. Já no rio Madeira, o coeficiente de Manning identificado variou de 0,015 a 0,043 $m^{-1/3} \cdot s$ em 13,50 m de profundidade. Strasser *et al.* (2008) concluiu que o

coeficiente de Manning mostrou-se, historicamente, o mais complexo parâmetro a ser estudado e avaliado em modelagem hidráulica.

Exemplificando, apresenta-se a seguir faixas de valores mais usuais para cursos de água naturais, que foram utilizados neste trabalho, citados em referências específicas sobre modelagem matemática de qualidade da água em rios (Thomann e Mueller, 1987; EPA, 1987 *apud* VON SPERLING, 2007), sendo:

- leitos limpos, suaves e retilíneos: $\eta = 0,025 \text{ a } 0,033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$;
- leitos rugosos, sinuosos e com zonas mortas: $\eta = 0,045 \text{ a } 0,060 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$;
- rios com muita vegetação e sinuosos: $\eta = 0,075 \text{ a } 0,150 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Os conceitos hidráulicos fluviais descritos neste item facilitam o entendimento das condições dos rios como canais de escoamento permanente e uniforme, igual consideração assumida pelo modelo de autodepuração utilizado neste trabalho.

3.2 Conceitos morfológicos fluviais

Os conceitos morfológicos em canais fluviais, aqui apresentados sucintamente, analisados em escala de trecho ou sub-bacia, também são importantes para o entendimento das considerações assumidas nos estudos de autodepuração realizados neste trabalho. A maior parte da revisão dos conceitos morfológicos fluviais foi extraída de Graf (1984) e Von Sperling (2007).

A morfologia é o estudo da formação e configuração de rios e várzeas, intimamente relacionado com os processos de transporte do líquido, dos sedimentos e dos poluentes, que determina o regime de escoamento e, consequentemente, importante para o entendimento e análise dos dados obtidos de qualidade da água ao longo do percurso do rio. Pelas diversidades existentes das configurações e pela dinâmica, isto é, a possibilidade de alteração ao longo do tempo e espaço através da ação natural e humana, este estudo é complexo, o que dificulta a previsão confiável dos impactos do lançamento de esgoto.

Os modelos matemáticos de qualidade da água segmentam em trechos o percurso do rio, para tentar minimizar possíveis erros das análises morfológicas. Nos trechos, de montante para

jusante, ocorrem variações das seguintes morfologias: concepção do leito do canal (granulometria do fundo), formas topográficas do leito do canal, concepção da trajetória longitudinal (retilíneos, sinuosos e meandrados) e formas dos canais e das margens.

Na sequência é apresentada uma sucinta explicação da variação de cada morfologia.

A concepção do leito do canal com relação à granulometria depende, paralelamente, da desagregação natural ou antrópica de material sólido da superfície ou do próprio leito e do assoreamento do leito fluvial devido às partículas sólidas menores e baixas vazões no leito.

A configuração do fundo de um canal é transitória e depende do transporte dos materiais sólidos, o qual é realizado através de descarga de arraste, de suspensão e em solução. A descarga de arraste é efetuada por rolamento, deslizamento ou saltação das partículas sólidas com densidade maior que a da água. Já as descargas em suspensão e em solução, diferenciadas pelo tamanho do material sólido mas com densidade próxima a da água, são caracterizadas pelo transporte em mistura ao escoamento de água, sedimentando-se quando a velocidade de sedimentação é maior que a velocidade de fluxo. As partículas em suspensão de granulometrias maiores correspondem, geralmente, às areias e apresentam variação crescente da superfície da água para o fundo. Já as partículas mais finas, geralmente silte e argila, tendem a ser uniformemente distribuídas na vertical, sendo que, sua concentração sofre variação com a temperatura da água devido à viscosidade. Estes fatos salientam a importância de seguir metodologias apropriadas na coleta da amostragem, garantindo a confiabilidade dos dados de sólidos totais e frações, importantes na análise da qualidade da água.

A dinâmica da morfologia de fundo em canal permite a classificação em leitos granulares e coesivos. Os leitos granulares apresentam granulometria de diversos tamanhos e formas, sendo transportado pelo próprio curso de água, alterando constantemente a forma da seção transversal, totalmente dependente da vazão e da declividade do rio. Já os leitos coesivos apresentam elevada resistência à erosão, permanecendo por mais tempo com a mesma forma transversal. De acordo com dados da literatura da área relacionados com os diâmetros dos materiais sólidos, o leito fluvial do rio estudado, rio Jordão, no perfil longitudinal considerado, caracteriza-se como seixos (diâmetro de 60 mm até 200 mm), pedras e matacões (diâmetro acima de 200 mm).

Com relação à forma topográfica do leito fluvial, identificam-se os seguintes tipos: plano, ondulado, duna e antidunas. Estas formas podem ser melhor observadas na Figura 4.

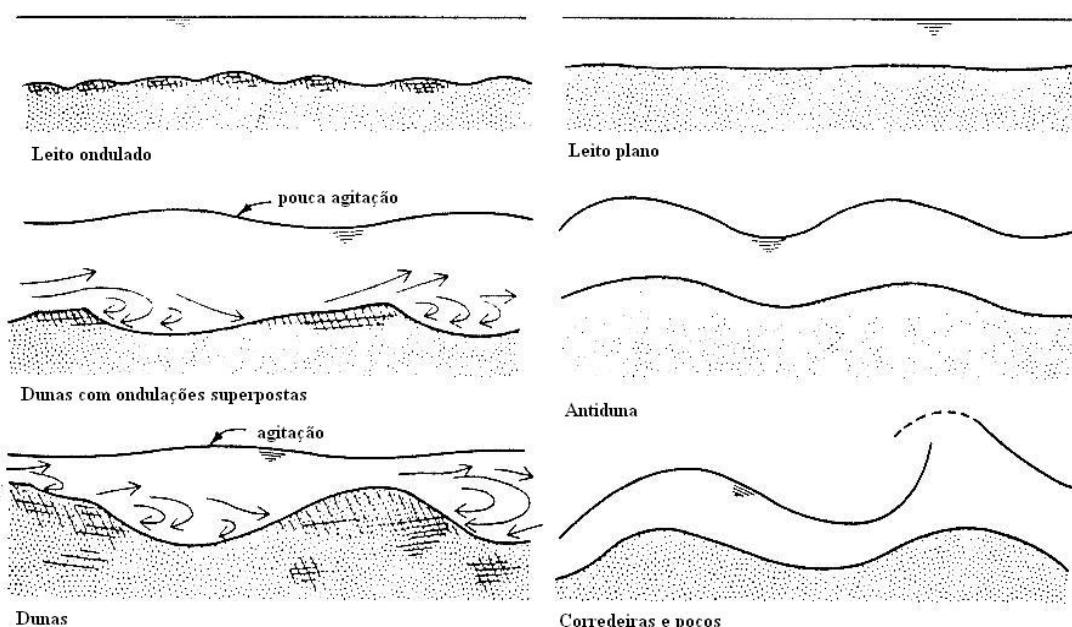


Figura 4 - Formas topográficas de leito fluviais.

FONTE: Adaptado de SIMONS et al (1961) apud GRAF (1984).

Segundo Von Sperling (2007), nos leitos planos, fenômeno natural raro, há ausência de movimento de sedimentos ou este movimento é limitado. Os leitos ondulados apresentam forma triangular, com alturas e comprimentos da ordem de poucos centímetros, com declividades suaves para montante e íngremes para jusante. As dunas caracterizam-se por formas assimétricas similares às ondulações, mas com dimensões que podem atingir a ordem de metros, limitada, usualmente, ao valor da profundidade média, características de fluxos com relativa potência e regime fluvial. Por fim, as antidunas apresentam formas assimétricas associadas aos canais com altas declividades e carga sedimentar, ou seja, características de fluxos potentes e escoamento torrencial, com formas individuais movimentando-se em direção contrária ao escoamento e com dimensões que podem atingir a ordem de metros.

De acordo com Engelund *et al.* (1966) *apud* Graf (1984), a forma topográfica pode ser obtida conhecendo-se o regime de escoamento (através do número de Froude), a velocidade de fluxo média e a velocidade de arraste, aplicando-os em um gráfico cuja abscissa apresenta o número de Froude (Fr) e a ordenada apresenta o número adimensional formado pela relação entre a velocidade de fluxo média (U) e a velocidade de arraste (v^*), conforme ilustrado na Figura 5.

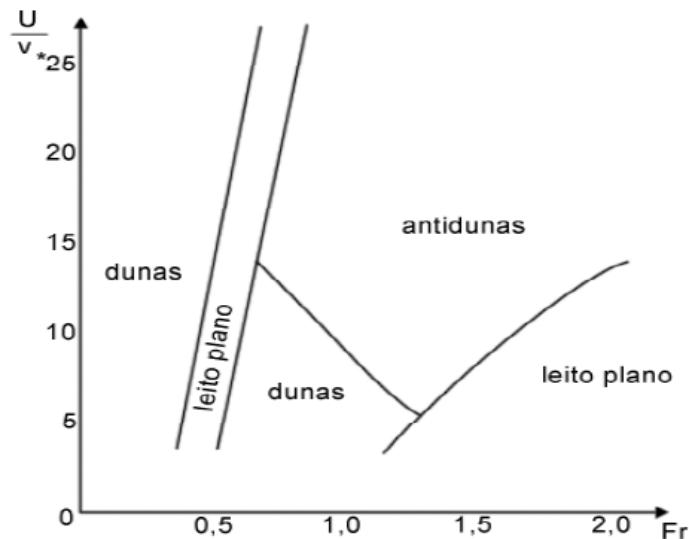


Figura 5 - Forma topográfica do leito fluvial.

Fonte: Adaptado de GRAF, 1984.

Segundo Porto (1999), o número de Froude (Fr), adimensional, é usualmente utilizado como critério de classificação dos escoamentos livres e, em canais naturais, é definido em função da altura hidráulica H_m da seção, obtido pela Equação (3).

$$Fr = v / \sqrt{g \cdot H_m} \quad (3)$$

Onde: Fr é o número de Froude (adimensional), v é a velocidade média na seção considerada ($m^2 \cdot s^{-1}$), g é a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$) e H_m é a altura hidráulica da seção considerada (m).

Quanto à concepção longitudinal dos cursos de água, a mesma pode ser retilínea, sinuosa e meandrada, cujo parâmetro que define a concepção é o índice de sinuosidade, definido como a relação entre o comprimento ao longo do talvegue e o comprimento do trecho estudado, de montante até jusante. Por meio da Tabela 1 é possível observar o índice de sinuosidade (I_s) para cada tipo de canal.

Tabela 1 - Tipo de canal em função do índice de sinuosidade I_s .

Canal	Índice de Sinuosidade (I_s)
Retilíneo	$\leq 1,10$
Sinuoso	1,10 a 1,50
Meandríco	$> 1,50$

Fonte: Adaptado de VON SPERLING, 2007.

O perfil longitudinal reto está relacionado às falhas geológicas, podendo existir trechos curtos retilíneos intercalados a trechos sinuosos e/ou meandrados. Os canais meandrados são típicos de planícies com baixas declividades, cujo processo de formação de meandros evidencia que existe, neste local, um ajustamento dos processos hidrológicos, topográficos e sedimentológicos. Neste trabalho, as regiões escolhidas para obtenções dos dados hidráulicos e para coleta das amostras eram razoavelmente retas, a fim de evitar zonas de desagregação, de assoreamento e de distribuição de velocidade não-uniforme. Para facilitar o entendimento da interferência de meandros na coleta de dados, pode ser observado nas Figuras 6(a) e 6(b), respectivamente, zona de desagregação (erosão) associada ao assoreamento (deposição) e, poços e corredeiras, formados em função de meandros.

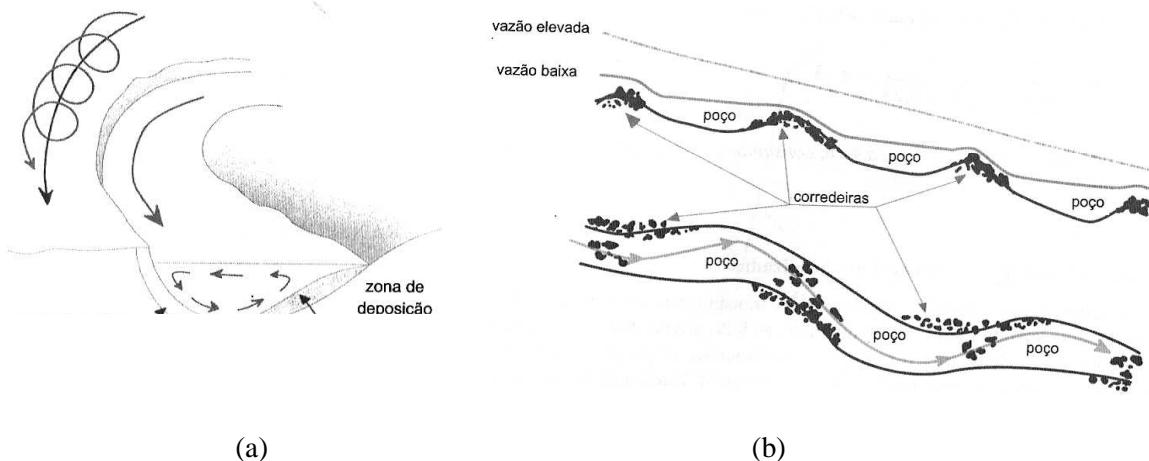


Figura 6 - (a) Zonas de desagregação (erosão) e assoreamento (deposição); (b) Poços e corredeiras.

Fonte: Adaptado de LEOPOLD, 1994 *apud* VON SPERLING, 2007.

De acordo com a Figura 6(a), em percursos curvos de um rio, as correntes secundárias decorrentes de um fluxo em espiral acarretam maiores velocidades na margem externa da curva e menores velocidades na margem interna, permitindo zonas de erosão e deposição de sedimentos importantes nos cursos de água.

Também, os cursos de água naturais podem assumir diversas formas de canais e de margens, dependendo das características hidrológicas e morfológicas, conforme ilustrado na Figura 7. Estas variações das seções transversais, longitudinais e formas topográficas estão diretamente relacionadas aos processos de desagregação e assoreamento do material sólido.

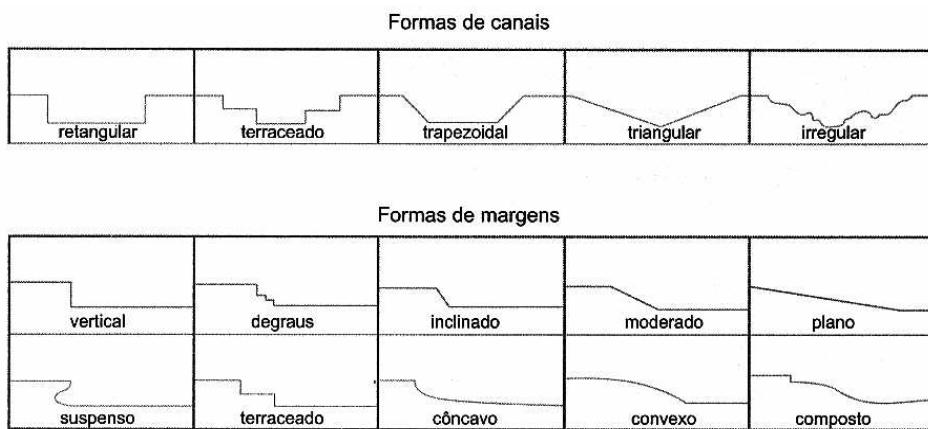


Figura 7 - Variações das formas das margens e dos canais.

Fonte: VON SPERLING, 2007.

É importante observar com critério as características morfológicas fluviais, pois a sinuosidade pode sugerir um aumento do comprimento, o que indica tempos de percursos errôneos e as declividades incorretas inferirem em velocidades de escoamento diferentes do real.

Bottino (2008), na análise de qualidade da água do rio Canha, Baixo Ribeira de Iguapé, São Paulo (SP), retrata seus estudos dos controles morfo-hidráulicos e suas variáveis hidrológicas em dependência sazonal da transformação chuva-vazão, evidenciando que a declividade possui relação direta com a velocidade de escoamento da água, apresentando interferência nos processos limnológicos que ocorrem no curso de água, como por exemplo, a quantidade de oxigênio dissolvido (OD), responsável por reações de oxidação que influenciam a qualidade da água. Também descreve que o escoamento em todo o leito do rio caracterizou-se como torrencial, com altos valores de Froude (Fr), que variaram em cada seção do rio nos diferentes períodos de amostragem, observando que, após os eventos críticos, a fração de cascalho no leito do rio foi maior em seções mais a jusante do mesmo, comprometendo o processo de precipitação de compostos. Ainda de acordo com Bottino (2008), em dois pontos de coleta, localizados respectivamente a 51% e 55% da área de drenagem da bacia, tiveram suas características de profundidade e velocidade de escoamento alteradas devido às interferências antrópicas, principalmente, devido à agricultura. No que diz respeito aos períodos de baixas

vazões, evidenciou-se altas concentrações e baixas cargas (vazão mássica) da maioria das variáveis analisadas, comprometendo a qualidade da água do rio estudado. Já no período chuvoso, tais concentrações diminuíram, porém as cargas foram altas devido às altas vazões. Estes resultados indicam que, para os períodos chuvosos, a carga das variáveis está relacionada com os processos alóctones (que não é originado no local onde é encontrado).

3.3 Rios como reatores biológicos

Este item conceitual de rios como reatores biológicos baseou-se em Von Sperling (2007).

Os rios são reatores naturais de tratamento de efluente doméstico, com comportamento similar aos processos físicos e bioquímicos de biodegradação de matéria orgânica (MO) em um reator biológico de uma Estação de Tratamento de Esgotos (ETE).

O processo de estabilização da matéria orgânica é realizado por bactérias decompositoras presentes na água, que utilizam o oxigênio disponível no meio líquido para a sua respiração. Desta forma, a introdução de matéria orgânica promove, indiretamente, a redução do oxigênio dissolvido na água.

Os processos físicos e bioquímicos em curso de água são lentos, enfatizando a importância de considerar a sua cinética. Nos processos de autodepuração do curso de água existem, como exemplo, a taxa de reação de biodegradação de matéria orgânica e a taxa de reação de crescimento de bactérias decompositoras, entre outras. A relação entre a taxa de reação química com a concentração do reagente e a ordem da reação é dada pela Equação (4).

$$r = K \cdot C^n \quad (4)$$

Onde: r é a taxa da reação ($M \cdot L^{-3} \cdot T^{-1}$), K é a constante da reação (T^{-1}), C é a concentração do reagente ($M \cdot L^{-3}$) e n é a ordem da reação, adimensional.

Para diferentes valores de n , tem-se:

- $n = 0$, tem-se a reação de ordem zero, nas quais a taxa de reação independe da concentração do reagente e a taxa de mudança da concentração do reagente é constante. Ao longo do curso do rio, não há adição ou retirada do reagente durante a reação;

- $n = 1$, tem-se a reação de primeira ordem, onde a taxa de reação é proporcional à concentração do reagente. Ao longo do curso do rio, a taxa de mudança da concentração do reagente é proporcional à concentração deste reagente em um dado instante, e;
- $n = 2$, tem-se a reação de segunda ordem, onde possui uma taxa de reação proporcional ao quadrado da concentração do reagente.

Segundo Von Sperling (2007), na modelagem matemática de qualidade das águas, normalmente encontram-se reações de ordem zero e primeira ordem, similar às ordens de reações assumidas no tratamento biológico de esgoto doméstico em ETE.

A taxa de qualquer reação química aumenta com a elevação da temperatura, observando-se que esta alta não pode produzir alterações nos reagentes ou no catalisador. Também as reações biológicas têm a tendência de acréscimo com a temperatura, mas existe uma temperatura ótima, neste caso, acima da qual haveria um decréscimo da taxa devido à destruição de enzimas. A Equação (5), usualmente adotada para a correção das diversas taxas de reação em função da temperatura, está baseada na Teoria de Arrhenius, onde:

$$K_{T2} = K_{T1} \cdot \theta^{T2-T1} \quad (5)$$

Onde: K_{T2} é a constante de reação para a temperatura 2, K_{T1} é a constante de reação para a temperatura 1 e θ é o coeficiente de temperatura (adimensional).

Conforme mostrado nos itens seguintes, a constante de reação K , seja na biodegradação de matéria orgânica ou no crescimento de bactérias decompositoras, é corrigida para a temperatura real local (K_{T2}), tendo-se como base valores da constante K_{T1} para a temperatura de 20°C, que são tabelados.

As mudanças nas concentrações dos constituintes ao longo do curso de água ocorrem devido à advecção, difusão e conversão. No caso de rios, aprofunda-se nos dois primeiros processos. A advecção resulta do movimento unidirecional do fluido, não alterando as características da substância transportada. A matéria é transportada de uma posição para outra. Em rios, a advecção é o principal mecanismo de transporte dos constituintes e move-se de montante para jusante seguindo o movimento do próprio líquido. A difusão turbulenta é causada pelo movimento desordenado, sem direção preferencial, de massas de fluido e a difusão molecular

é o resultado do movimento molecular de um ponto de alta concentração para um de baixa concentração, causando o espalhamento e diluição do constituinte ao longo do tempo.

A concentração de um determinado composto no rio é função das reações bioquímicas e dos mecanismos de transporte, por isto, deve-se avaliar quantitativamente a influência das taxas de reações dentro do balanço de massa geral do composto em análise. O balanço de massa descreve quantitativamente todos os materiais que entram, saem ou acumulam-se em um sistema de volume definido, baseando-se na lei da conservação da massa, isto é, a massa nunca é criada ou destruída, onde o conceito de balanço de massa diz que a concentração acumulada de um determinado composto é igual às somas das concentrações de entrada e produção, subtraída das concentrações de saída e de consumo.

Considerando os rios como reatores biológicos, a predominância longitudinal caracteriza-os através do regime de fluxo pistão, onde o transporte das substâncias dá-se inteiramente pela advecção (no sentido do escoamento) e a difusão é mínima (na seção transversal ao escoamento). Esta consideração simplificada é suficiente para a maioria das situações. Também é possível utilizar a representação hidráulica de reatores de mistura completa em série quando se verifica a variação na carga afluente, ou seja, nas condições dinâmicas.

Na realidade, a maior parte dos reatores apresenta fluxo disperso como regime hidráulico, com partes movimentando-se mais rapidamente e outras mais lentamente que a velocidade média de fluxo. No entanto, devido à maior dificuldade na sua modelagem, são feitas aproximações para um dos modelos hidráulicos ideais (fluxo pistão e mistura completa) e para os rios assume-se que as variações de concentrações ocorrem apenas em uma direção, aplicando-se um modelo unidimensional.

Outra premissa adotada pelos modelos matemáticos de qualidade das águas estabelece uma mistura perfeita e instantânea no ponto de contribuição. Os pontos de lançamento de esgotos ou tributários assumem o início do cálculo das reações físicas e bioquímicas como se ali houvesse uma mistura imediata. Usualmente, os modelos matemáticos de qualidade das águas consideram que a distância para a mistura completa é pequena tendo em vista o trecho a ser estudado, justificando a hipótese simplificadora. Através do balanço de massa, na zona de mistura, obtém-se a nova concentração do poluente através do conhecimento prévio da carga poluidora (concentração multiplicada pela vazão) do curso de água a montante do lançamento

e da carga poluidora do local de lançamento (curso de água afluente ou emissário de esgoto sanitário), demonstrado nas Equações (6) e (7).

$$C_1 \cdot q + C_o \cdot Q = (Q+q) \cdot C_2 \quad (6)$$

$$C_2 = (C_1 \cdot q + C_o \cdot Q) / (Q+q) \quad (7)$$

Onde: C_o é a concentração de poluente a montante do lançamento ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$), C_1 é a concentração do poluente no local de lançamento ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$), C_2 é a concentração da mistura ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$), q é a vazão do poluente no local de lançamento ($\text{L} \cdot \text{s}^{-1}$) e Q é a vazão do rio a montante do lançamento de poluente ($\text{L} \cdot \text{s}^{-1}$).

3.4 Autodepuração de rio

A autodepuração define-se como a capacidade dos cursos de água de recuperarem o equilíbrio, através de mecanismos naturais, após o lançamento de cargas poluidoras. Isto não quer dizer, necessariamente, que as águas retornam às condições iniciais, mas que, o ecossistema atinge o equilíbrio com outras características, sem apresentar problemas ambientais.

“Há uma sequência sistemática de substituições de uma comunidade por outra, até que uma comunidade estável se estabeleça em equilíbrio com as condições locais.” (VON SPERLING, 1996, v.1, p.94).

De acordo com Braga *et al.* (2005), ao longo do tempo e considerando o perfil longitudinal dos cursos de água, existem estágios de sucessões ecológicas associadas a zonas fisicamente identificáveis nos rios, identificadas como zonas de autodepuração, conforme Figura 8, sendo:

- zona de degradação: tem início logo após o lançamento dos efluentes no curso de água, apresenta alta concentração de matéria orgânica em estágio complexo, mas potencialmente decomponível;
- zona de decomposição ativa: segue-se a tentativa do ecossistema de se organizar após a perturbação, com microrganismos desempenhando ativamente a decomposição da matéria orgânica. A qualidade das águas apresenta-se em seu pior estágio;

- zona de recuperação: como o próprio nome diz, inicia-se a etapa de recuperação. A água fica mais clara e a maior parte da matéria orgânica encontra-se estabilizada, e;
- zona de águas limpas: retornam as condições normais anteriores à poluição com relação ao oxigênio dissolvido, à matéria orgânica, bactérias e patogênicos.

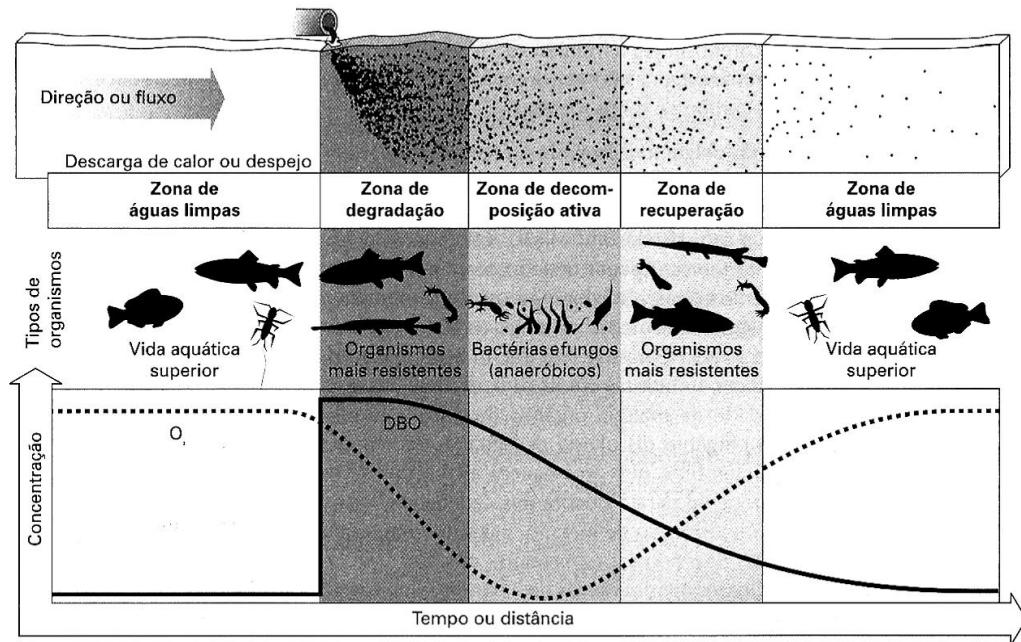


Figura 8 - Estágios de sucessões ecológicas divididas em zonas fisicamente identificáveis nos rios.

Fonte: BRAGA, 2005.

Sardinha *et al.* (2008), no estudo de avaliação da qualidade da água e autodepuração do Ribeirão do Meio, em Leme (SP), utilizando o modelo matemático de qualidade da água QUAL2E, concluiu que o modelo conseguiu identificar as várias zonas de autodepuração e indicou o nível e eficiência do tratamento necessário a fim de manter a concentração de oxigênio dissolvido de acordo com os valores estipulados pela legislação para a classe do rio estudado.

Eiger (2002) *apud* Bottino (2008) comenta que, no processo de autodepuração, mecanismos físicos, químicos e biológicos atuam na alteração da concentração de poluentes lançados em um curso de água, sendo que, no caso de substâncias conservativas, a diminuição destas concentrações se dá a partir do ponto de lançamento, ao passo que, no caso de sais nutrientes, a concentração destas substâncias pode aumentar devido às reações existentes no meio aquático.

Tavares (2006), no monitoramento da qualidade e diagnóstico de conservação das águas do rio Paraíba do Sul, no trecho inserido no Vale do Paraíba, São Paulo, analisou o impacto causado pela urbanização e pela industrialização na qualidade da água do trecho paulista do rio estudado, assim como, verificou as interrelações existentes entre os diversos parâmetros de qualidade da água analisados. Para isto, foram definidos nove postos de amostragem, com base em mapeamento de vetores de alteração de paisagem, monitorados mensalmente durante dezembro de 2001 até novembro de 2002. Os parâmetros de qualidade analisados foram: temperatura, pH, oxigênio dissolvido, condutividade, clorofila a, sulfetos, fósforo total, sólidos totais dissolvidos, nitrato, nitrito, nitrogênio amoniacal, coliformes fecais e totais, cromo total e chumbo total. Foram analisados também os seguintes metais pesados nos sedimentos: níquel, ferro, manganês, cobre, cádmio, zinco e chumbo.

Os resultados obtidos por Tavares (2006) demonstram que, entre as atividades antrópicas que estão acelerando a degradação ambiental da qualidade da água do rio, pode-se citar a falta de tratamento de esgotos domésticos, principalmente nas cidades onde o rio corta trechos urbanos, como Guaratinguetá e Caçapava (SP), e o desmatamento das áreas marginais que causam assoreamento e erosão do corpo de água. Com relação aos efluentes industriais, os métodos utilizados para o teste não possuíam resolução suficiente para diagnosticar sua real influência na qualidade da água. A patogenicidade da água revelada pela concentração excessiva de coliformes fecais coloca em risco a saúde pública de todo o Vale do Paraíba. Em alguns pontos observou-se que o rio praticamente “morre” em função da carga de efluentes que recebe diariamente. Apesar da grande carga de despejos lançadas no rio, pode-se dizer que a sua capacidade de autodepuração ainda é relevante, tendo em vista as melhores condições observadas na última estação localizada em Queluz, São Paulo. Isto se deve, principalmente, à alteração do relevo responsável por um aumento de sua velocidade de escoamento e possibilitando, assim, uma melhor oxigenação da água.

Mendonça (2007), com o intuito de aprofundar o conhecimento acerca da capacidade de autodepuração do rio Meia Ponte, em Goiânia (GO), realizou análises de qualidade da água, determinou o coeficiente de desoxigenação e a demanda última de oxigênio. Verificou, também, o impacto da Estação de Tratamento de Esgotos Goiânia sobre a qualidade da água do rio Meia Ponte e, ao final, verificou que a Estação de Tratamento de Esgotos não apresentava uma eficiência satisfatória.

Já Berzoini (2006) estudou os impactos de lançamentos de esgotos no rio Paraibuna, no trecho inserido na área urbana de Juiz de Fora (MG). Foi verificado a sua capacidade de autodepuração, em uma extensão de aproximadamente 27 Km, onde as fontes de poluição do curso de água em questão ocorriam através de seus tributários, lançamentos de redes de esgoto sanitário e redes de drenagem urbana.

Diversos outros trabalhos de autodepuração foram realizados. Scalize *et al.* (2003) avaliaram o Ribeirão das Cruzes, em Araraquara (SP), através da depressão do oxigênio dissolvido após receber efluente da ETE de Araraquara, concluindo que o Ribeirão das Cruzes apresenta insuficiente capacidade de autodepuração em termos de oxigênio dissolvido, sendo que o menor valor encontrado foi próximo de 2,0 mg/L.

Também Palma-Silva, Tauk-Tornisielo e Pião (2007) avaliaram a capacidade de autodepuração de um trecho do rio Corumbataí, em Corumbataí (SP), identificando que o rio possui uma taxa de depuração alta. No período seco e frio, a autodepuração é de aproximadamente 70,3%, provavelmente decorrente da declividade acentuada deste trecho, aos seus meandros e formações rochosas de fundo, bem como, pela presença de mata ciliar.

3.4.1 Balanço de Oxigênio Dissolvido (OD)

Na autodepuração natural do curso de água, observa-se um balanço entre as fontes de consumo e as fontes de produção de oxigênio. Os principais fenômenos envolvidos neste balanço estão representados na Figura 9.

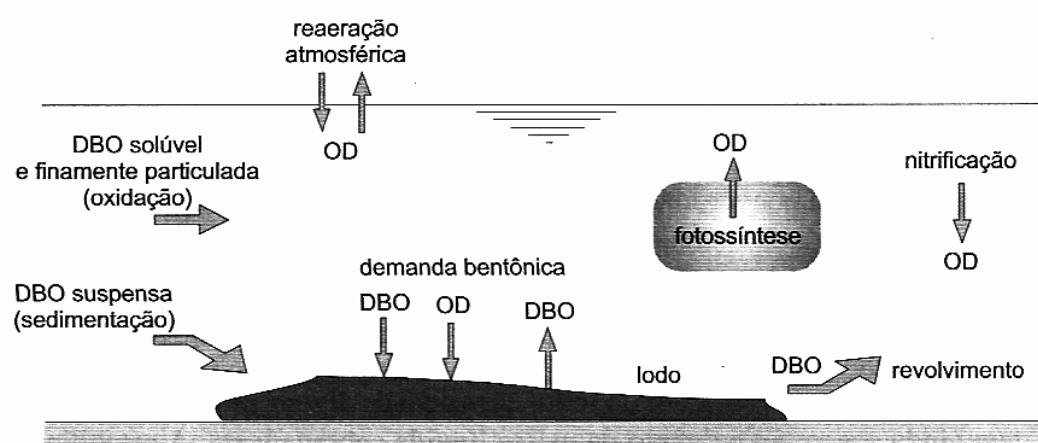


Figura 9 - Fenômenos interagentes no balanço do oxigênio dissolvido.

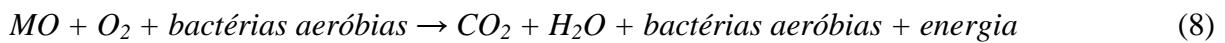
Fonte: VON SPERLING, 2007.

Como se observa na Figura 9, os fenômenos responsáveis pelo consumo de oxigênio no curso de água são: oxidação da matéria orgânica (respiração), demanda bentônica (lodo do fundo) e nitrificação (oxidação da amônia). Os fenômenos de produção de oxigênio são a reaeração atmosférica e a fotossíntese. Na sequência, é feita uma sucinta descrição de cada fenômeno responsável pelo consumo e produção de oxigênio no curso de água, extraída de Von Sperling (2007).

- Oxidação da Matéria Orgânica (MO)

A matéria orgânica existente no esgoto pode ser encontrada em suspensão, tendendo a sedimentar no curso de água e formar o lodo do fundo e, quando dissolvida, permanecendo na massa líquida em função da proximidade com a densidade da água.

A oxidação é o principal fator de consumo de oxigênio pela respiração dos microrganismos de compostores, principalmente das bactérias heterotróficas aeróbias. Na presença do oxigênio, as bactérias convertem a matéria orgânica em compostos simples e inertes como água e gás carbônico, como ilustrado na Equação (8).



Na equação da respiração, a matéria orgânica é convertida em CO_2 , liberando grande quantidade de energia para o desenvolvimento das bactérias aeróbias.

- Demanda bentônica

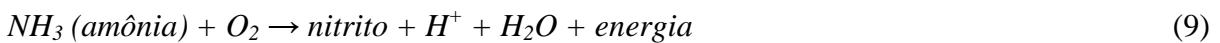
Este termo é empregado para caracterizar a demanda de oxigênio originada por um conjunto de fatores gerados pelo lodo do fundo. Grande parte da estabilização deste lodo se dá em condições anaeróbias pela dificuldade de penetração do oxigênio, não havendo, portanto, consumo do oxigênio. Todavia, a camada superior, milímetros de espessura que tem acesso ao oxigênio da água, também se estabiliza, consumindo oxigênio.

Também pode acontecer de subprodutos parciais da decomposição anaeróbia se dissolverem, que são os ácidos orgânicos, atravessando a camada do lodo e se difundindo na massa líquida, também provocando a demanda do oxigênio.

O revolvimento do lodo em ocasiões de aumento de vazão e velocidade de escoamento das águas, quando ainda não estiver totalmente estabilizado anaerobicamente, reintroduz na massa líquida a matéria orgânica antes sedimentada, consumindo mais oxigênio. Com isto, a demanda bentônica depende de vários fatores simultaneamente interagentes e sua quantificação se mostra difícil.

- Nitrificação

A nitrificação relaciona-se com a oxidação de formas nitrogenadas, onde se tem a transformação da amônia em nitritos e, posteriormente, estes em nitratos. Este processo se dá por microrganismos autótrofos quimiossintetizantes, para os quais o dióxido de carbono é a principal fonte de carbono e a energia é obtida pela oxidação de um substrato inorgânico, como a amônia, conforme as Equações (9) e (10).



Nas Equações (9) e (10) observa-se que há consumo de oxigênio nas duas reações. As bactérias nitrificantes têm a taxa de crescimento mais lenta do que as heterotróficas e a nitrificação ocorre mais lentamente.

- Reaeração atmosférica

Fenômeno físico denominado transferência de gases, onde as moléculas de gases são intercambiadas entre o meio líquido e o meio gasoso pela interface dos mesmos. Esta transferência se dá quando o meio líquido não está saturado de oxigênio, aumentando a concentração de gás dissolvido. No caso dos rios, esta troca acontece quando a concentração do oxigênio dissolvido é reduzida pela estabilização da matéria orgânica, e, então, a concentração é inferior aos teores de saturação. A transferência do oxigênio acontece em dadas condições de temperatura e pressão e há uma busca pelo novo equilíbrio. Este processo pode ser realizado por dois mecanismos distintos, a saber:

- difusão molecular: mecanismo bastante lento, caracteriza-se pela tendência de qualquer substância se espalhar uniformemente por todo o espaço disponível. Dificilmente o gás atinge as camadas mais profundas do curso de água, e;

- difusão turbulenta: mais eficiente, envolve os principais fatores de uma aeração eficaz, criação de interfaces e renovação destas interfaces, importantes, pois são nas interfaces que ocorrem os intercâmbios gasosos em função das turbulências geradas.

- Fotossíntese

É o principal processo utilizado pelos seres autotróficos clorofilados para a síntese da matéria orgânica. Constitui um processo de fixação da energia luminosa e a formação de moléculas de glicose de alta energia potencial, como demonstrado na Equação (11).



Inversamente, a respiração é a liberação desta energia para a posterior utilização nos processos metabólicos.

Em águas com certa turbidez, onde a entrada da luz é prejudicada, a presença das algas é menor e o fenômeno da fotossíntese fica prejudicado. De maneira geral, observa-se que os seres autotróficos realizam mais síntese do que oxidação, gerando reserva de energia para os seres heterotróficos e uma concentração de oxigênio que permite a respiração dos outros organismos.

3.4.2 Cinética da desoxigenação

O consumo do oxigênio em um curso de água varia ao longo do tempo, ou seja, o valor da demanda bioquímica de oxigênio exercida (DBO_{exercida}) se altera. O objetivo é analisar, matematicamente, como este consumo do oxigênio progride ao longo do tempo.

De acordo com Braga (2005), com o passar do tempo a $MO_{\text{remanescente}}$ vai reduzindo, acarretando o aumento do consumo de oxigênio, ou seja, aumento da DBO_{exercida} . Após vários dias, a matéria orgânica está quase toda estabilizada e o consumo do oxigênio está praticamente todo exercido. Este fenômeno é parte integrante do modelo de oxigênio dissolvido.

A cinética de reação da $MO_{\text{remanescente}}$ se processa segundo uma reação de primeira ordem e a progressão da $DBO_{\text{remanescente}}$ pode ser expressa pela Equação (12):

$$dL/dt = -K_I \cdot L \quad (12)$$

Onde: L é a concentração de DBO_{remanescente} (mg.L⁻¹), t é o tempo (dia) e K_I é o coeficiente de desoxigenação (dia⁻¹).

A integração da Equação (12) resulta em um decaimento exponencial da DBO_{remanescente} e igual à Equação (13).

$$L = L_o \cdot e^{-K_I \cdot t} \quad (13)$$

Onde: L_o é a demanda bioquímica de oxigênio na zona de mistura, formada pela carga poluidora e pela carga do rio a montante do ponto de lançamento.

A temperatura influencia o metabolismo microbiano, portanto, afeta as taxas de conversão de matéria orgânica. De acordo com Metcalf e Eddy (2003), Braga (2005), Von Sperling (2007), dentre outros, a Equação (14) apresenta a relação do K_I real com o K_I para a temperatura ambiente de 20°C.

$$K_{IT} = K_{I,20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (14)$$

Onde: K_{IT} é K_I a uma temperatura T qualquer (d⁻¹), $K_{I,20}$ é K_I a uma temperatura $T = 20^\circ\text{C}$ (d⁻¹), T é a temperatura do líquido (°C) e θ é o coeficiente de temperatura, usualmente utilizado 1,043, adimensional.

Na maioria das condições ambientais, a taxa de remoção nos cursos de água é maior do que no laboratório devido à sedimentação e a remoção de demanda bioquímica de oxigênio pelo lodo do fundo, que pode conter grande quantidade de bactérias aderidas as quais contribuem para a decomposição da matéria orgânica. Assim sendo, a influência é maior em rios rasos pelo fato de se ter menor volume de líquido por unidade de área exposta.

É evidente que o coeficiente K_I é obtido em laboratório, considerando apenas a decomposição orgânica pela biomassa suspensa existente na amostra. Já em uma situação real de um curso de água, a decomposição orgânica pela biomassa suspensa na massa líquida é somada à biomassa aderida no lodo do fundo, obtendo-se o coeficiente de desoxigenação no rio K_d . Segundo Von Sperling (1996), existem métodos matemáticos e estatísticos que podem ser utilizados para a determinação de K_I , caso estejam disponíveis amostras da água a serem

analisadas. Os dados de entrada para tais métodos são os valores de DBO_{exercida} a vários dias. Os métodos mais conhecidos são:

- método dos mínimos quadrados, de Reed-Theriault (*apud* Branwell, 1980);
- método da inclinação, de Thomas (1937);
- método dos momentos, de Moore *et al.* (1950);
- método de Thomas (*apud* Pvinelloi, 1973; Metcalf e Eddy, 2003), e;
- método da diferença de logaritmos, de Fair (1936).

A descrição completa deste métodos e as aplicações podem ser obtidas em Von Sperling (1983, 1985).

Brandelero, Siqueira e Lima (2010) avaliaram os processos de transformação temporal do oxigênio na água superficial de ambiente lótico, estudando o rio Meia Ponte, em Goiânia (GO), coletando amostras na área urbana, que apresentava aparente interferência antrópica no ambiente natural. Uma amostra foi analisada diariamente durante 11 dias, anotando-se as leituras de oxigênio dissolvido, utilizadas para o cálculo das DBOs diárias, subtraindo o valor da concentração de oxigênio dissolvido do dia do valor encontrado no dia 0 (zero). Neste estudo, identificaram-se os coeficientes de desoxigenação (K_d) através de ajuste de equações por regressão não linear dos dados experimentais de DBO, dispostos em gráficos em função do tempo. Os coeficientes obtidos foram corrigidos para a temperatura padrão de 20°C, através da Equação (14), obtendo valores de K_d de 0,12 a 1,05 d⁻¹, valores superiores aos encontrados na literatura.

Na Tabela 2 apresenta-se um resumo de valores típicos de K_I , K_d e K_S (coeficiente de sedimentação), sendo que, em condições particulares, K_I e K_d podem ser calculadas matematicamente como citado anteriormente. Para os objetivos deste trabalho, é suficiente a utilização dos valores tabelados.

A Equação (14) também é válida para o coeficiente K_d . É importante salientar que, apesar da temperatura alterar os valores de K_I e K_d , o valor da demanda de DBO_{última} não se altera, apenas é atingido mais rapidamente.

Tabela 2 - Valores típicos dos coeficientes de remoção de DBO (K_I , K_d e K_s) a 20°C.

Origem	K_I (laboratório)	K_d (rios)		K_s (rios)	
		Rios rasos	Rios profundos	Rios rasos	Rios profundos
Curso de água recebendo esgoto bruto concentrado	0,35-0,45	0,50-1,00	0,35-0,50	0,10-0,35	0,05-0,20
Curso de água recebendo esgoto bruto baixa concentração	0,30-0,40	0,40-0,80	0,30-0,45	0,05-0,25	0,00-0,15
Curso de água recebendo esfluente primário	0,30-0,40	0,40-0,80	0,30-0,45	0,05-0,10	0,00-0,05
Curso de água recebendo esfluente secundário	0,12-0,24	0,12-0,24	0,12-0,24	-	-
Curso de água com águas limpas	0,08-0,20	0,08-0,20	0,08-0,20	-	-

Fonte: VON SPERLING, 2007.

Para Nuvolari (2003), K_d representa a sedimentação e a decomposição da matéria orgânica, sendo expresso por uma equação que é função dos coeficientes de desoxigenação e de sedimentação, sendo este último, função da velocidade de sedimentação do poluente e da profundidade média do leito do rio.

3.4.3 Cinética da reaeração

A água em contato com o gás atmosférico promove um intercâmbio permanente de moléculas da fase líquida para a gasosa e vice-versa, até atingir um equilíbrio, onde ambos os fluxos passam a ser de igual magnitude e não ocorra mudança global das concentrações do gás em ambas as fases. Caracteriza-se então, a concentração de saturação C_s do gás na fase líquida.

Caso ocorra consumo do gás dissolvido no líquido, o principal fluxo de transferência será na direção gás-líquido até restabelecer o equilíbrio. A reaeração atmosférica se processa segundo este conceito, onde o consumo do oxigênio dissolvido pelos processos de estabilização da matéria orgânica faz com que as concentrações do mesmo no meio líquido fiquem abaixo da saturação, havendo uma maior passagem do oxigênio atmosférico para o curso de água.

De acordo com Metcalf e Eddy (2003), Braga (2005) e Von Sperling (2007), a cinética da reaeração caracteriza-se por uma reação de primeira ordem, conforme a Equação (15).

$$dD/dt = - K_2 \cdot D \quad (15)$$

Onde: $D = C_s - C$, é o déficit de oxigênio dissolvido, ou seja, a diferença entre a concentração de saturação C_s e a existente C ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$) em um tempo t , t é o tempo (dia) e K_2 é o coeficiente de reaeração (dia^{-1}).

A taxa de absorção de oxigênio é diretamente proporcional ao déficit existente. A medida que a concentração de oxigênio dissolvido se eleva devido à reaeração, observa-se que o déficit diminui, justificando o sinal negativo na Equação (15), que após a integração, com $D_o = C_S - C_o$ em $t = 0$, tem-se:

$$C = C_S - (C_S - C_o) \cdot e^{-K_2 \cdot t} \quad (16)$$

Onde: $D_o = C_S - C_o$ é o déficit de oxigênio inicial ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$), C é a concentração de OD em um tempo t ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$).

Em um curso de água, a determinação do coeficiente de reaeração K_2 é bastante complexa, envolvendo métodos diversos. Alguns pesquisadores, estudando cursos de água com diversas características, obtiveram valores médios para K_2 , apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores do coeficiente de reaeração K_2 a 20°C.

Tipo do rio	K_2 (d^{-1})	Limite superior (d^{-1})
Pequenos lagos e remanso	0,12	0,23
Rios calmos e grandes lagos	0,23	0,34
Grandes rios com pequena velocidade	0,34	0,46
Grandes rios com baixa velocidade	0,46	0,49
Rios ligeiros	0,69	1,15
Rios rápidos e cascatas	1,15	Maior

Fonte: Hann *et al.* (1972) *apud* TUCCI, 2005.

De acordo com Von Sperling (2005), corpos de água 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 nas superfícies, respectivamente. O aumento da temperatura reduz a solubilidade (concentração de saturação) do oxigênio no meio líquido e acelera os processos de absorção do oxigênio (aumento do K_2), sendo importante considerar a sua influência, apesar da pouco representativa na maioria dos casos. Segundo Metcalf e Eddy (2003), Braga (2005) e Von Sperling (2007), a correção de K_2 é realizada pela Equação (17).

$$K_{2T} = K_{2,20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (17)$$

Onde: K_{2T} é K_2 a uma temperatura T qualquer (dia -1), $K_{2,20}$ é K_2 a uma temperatura $T = 20^{\circ}C$ (dia $^{-1}$), T é a temperatura do líquido ($^{\circ}C$) e θ é o coeficiente de temperatura, usualmente utilizado o valor 1,024.

A literatura relata a existência de diversas equações, conceituais e empíricas, em que os pesquisadores relacionaram o K_2 com a profundidade, a velocidade do curso de água estudado e outros parâmetros. Destas, segundo Jha, Ojha e Bhatia (2001), as mais utilizadas e com dados de entrada facilmente obtidos estão apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores do coeficiente K_2 (d^{-1}) segundo modelos baseados em dados hidráulicos do curso de água, para temperatura de 20°C.

Pesquisador	Fórmula	Faixa de aplicação aproximação
O'Connor e Dobbins (1958)	$K_2 = 3,90.v^{0,5}.H^{-1,5}$	$0,6 \text{ m} \leq H < 4,0 \text{ m}$
Churchill <i>et al.</i> (1962)	$K_2 = 5,01.v^{0,969}.H^{-1,673}$	$0,6 \text{ m} \leq H < 4,0 \text{ m}$
Krenkel e Orlob (1962)	$K_2 = 173.(S.v)^{0,404}.H^{-0,66}$	-
Owens <i>et al.</i> (1964)	$K_2 = 5,35.v^{0,67}.H^{-1,85}$	$0,1 \text{ m} \leq H < 0,6 \text{ m}$
Langbein e Durum (1967)	$K_2 = 5,14.v.H^{-1,33}$	-
Cadwallader e McDonnell (1969)	$K_2 = 186.(S.v)^{0,5}.H^{-1}$	-
Thackston e Krenkel (1969)	$K_2 = 24,9.(1+Fr^{0,5}).v.H^{-1}$	-
Parkhurst e Pomeroy (1972)	$K_2 = 23.(1+0,17.Fr^2).(S.v)^{0,375}.H^{-1}$	-
Tsivoglou e Wallace (1972)	$K_2 = 31200.S.v$ $K_2 = 15200.S.v$	$Q < 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q > 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$
Smoot (1988)	$K_2 = 543.S^{0,6236}.v^{0,5325}.H^{-0,7258}$	-
Moog e Jirka (1998)	$K_2 = 1740.v^{0,46}.S^{0,79}.H^{0,74}$ $K_2 = 5,59.S^{0,16}.H^{0,73}$	$S > 0,00$ $S < 0,00$

Fonte: JHA, OJHA e BHATIA, 2001.

Notas: v é a velocidade média do curso de água (m/s); H é a altura da lâmina de água (m); S é a declividade; Fr é o número de Froude; Q é a vazão do curso de água (m^3/s). Faixas de aplicabilidade adaptadas e ligeiramente modificadas de Covar *apud* EPA (1985), para efeito de simplicidade.

Salienta-se que a complementação das faixas de aplicações apresentada na Tabela 4 é razoavelmente boa e aceitável, sem apresentar descontinuidades expressivas nas zonas limites de cada faixa de aplicabilidade.

Siqueira e Cunha (1997) descrevem uma metodologia simples de estimativa dos parâmetros de entrada do modelo QUAL2E relativos ao cálculo do coeficiente de reaeração K_2 . A obtenção dos dados necessários ao cálculo do coeficiente de reaeração requer trabalhos em

campo seguidos de trabalhos computacionais. Inicialmente são determinados os coeficientes de descarga (a, b, c, d) para um corpo de água qualquer, através de medidas em campo. Para isto, eleger-se-á um trecho do rio para o qual se deseja estimar os coeficientes de descarga e uma seção representativa do mesmo. Nesta seção serão feitas medidas de vazão, incluindo determinações de profundidade e velocidade médias. Estas medições deverão ser feitas no mínimo em três épocas diferentes do ano, de forma que se tenha uma variação apreciável das vazões. Os dados obtidos são lançados em dois sistemas gráficos x - y bidimensionais, em que o primeiro gráfico possui a profundidade média contra vazão e o segundo gráfico a velocidade média contra vazão. À partir dos gráficos, com auxílio de um programa estatístico, são feitos ajustes não lineares das equações $v = a.Q^b$ e $H = c.Q^d$, sendo, a partir daí, os coeficientes a, b, c, d determinados. Estes coeficientes são então incorporados ao modelo por ocasião da simulação computacional. O modelo requer ainda outros dados para cálculo do coeficiente de reaeração, porém estes não foram objetos de discussão do trabalho.

A escolha de K_1 e K_2 implica, diretamente, a seleção da curva integral que melhor representa a realidade do sistema, não existindo, porém, nenhum método de determinação que forneça valores que se ajustem, precisamente, à realidade de um corpo hídrico qualquer, como já foi relatado anteriormente, sendo muito utilizados valores encontrados na literatura.

Almeida (2006) quantificou os coeficientes de desoxigenação K_1 e de reaeração K_2 para o rio Pomba, no município de Rio Pomba (MG). As amostras de água para a determinação dos valores de K_1 e K_2 foram coletadas a jusante dos pontos de esgotamentos sanitários das cidades. Os valores de K_1 foram obtidos utilizando-se o método de quantificação do consumo de oxigênio em amostras mantidas a 20°C, com posterior ajuste da equação matemática aos dados de DBO_{exercida} em função do tempo. Os valores de K_2 foram obtidos substituindo-se os dados (temperatura da água, altitude local, concentração de oxigênio dissolvido no ponto da mistura, DBO_{5,20}, velocidade da água, valor de K_1 , distância percorrida e a concentração de oxigênio dissolvido no final do trecho) na equação de Streeter e Phelps. As equações de estimativa de K_2 como função da velocidade e profundidade de água no rio foram ajustadas para cada trecho do curso de água.

Ide e Ribeiro (2009) utilizaram os dados obtidos em campo como dados de entrada e, a partir da calibração com a ferramenta *Solver* do programa computacional *Excel*, determinaram o

coeficiente de desoxigenação K_I , coeficiente de decomposição K_d e o coeficiente de reaeração K_2 .

Anteriormente citado, Sardinha *et al.* (2008), que estudou o Ribeirão do Meio, em Leme (SP), adotou o coeficiente de desoxigenação K_I com valor de 7 dia^{-1} , bem acima dos valores fixos na Tabela 3, e calculou K_2 ao longo do percurso longitudinal pela variação da profundidade e velocidade utilizando a equação de O'Connor e Dobbins (1958).

Já Giansante (1998), no estudo do ribeirão Jacaré, em Itatiba (SP), avaliou a real capacidade de reaeração do curso de água principal por meio das campanhas de amostragem no período de 1996 a 1998, foi comprovado que o seu estado de degradação só não é maior em função da existência de pequenas corredeiras e quedas ao longo de seu leito em plena área urbana.

O item 3.4 deixa claro que o assunto autodepuração de curso de água é complexo, com várias vertentes para as determinações dos coeficientes de desoxigenação e reaeração.

3.5 Qualidade da água

A qualidade de uma determinada água é o conjunto das características físicas, químicas e biológicas, traduzido na forma de parâmetros, frutos das condições naturais e da forma de utilização da mesma. A qualidade requerida depende do uso que será dado a esta água e é estabelecida por legislação específica nacional, estadual e municipal. O gerenciamento deste ciclo de uso da água é importante para garantir a preservação dos recursos hídricos fundamentais para a vida.

3.5.1 Legislação vigente

Em termos de legislação federal, o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), criado em 1982, responsável pela deliberação, assim como, pela consulta de toda a política nacional do meio ambiente, ligado ao Ministério do Meio Ambiente do Brasil, estabeleceu a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, que dispõem sobre a classificação de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como, estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Apenas com relação às condições e padrões de lançamento de efluentes, a Resolução 357:2005 foi substituída pela Resolução

430:2011. Focado nas classificações dos cursos de água, de acordo com o CONAMA 357:2005, os cursos de água doce recebem as seguintes classificações:

- Classe Especial: água utilizada em abastecimento para consumo humano após desinfecção, preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas e preservação dos ambientes aquáticos em unidades de conservação de proteção integral;
- Classe 1: água utilizada em abastecimento para consumo humano após tratamento simplificado, proteção das comunidades aquáticas, recreação de contato primário (natação, esqui aquático e mergulho), irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvem rente ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película e proteção das comunidades aquáticas em terras indígenas;
- Classe 2: água utilizada em abastecimento para consumo humano após tratamento convencional, proteção das comunidades aquáticas, recreação de contato primário, irrigação de hortaliças e plantas frutíferas, parques e jardins, além da aquicultura e pesca;
- Classe 3: utilizada em abastecimento para consumo humano após tratamento convencional ou avançado, irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras, pesca amadora, recreação de contato secundário e dessedentação de animais;
- Classe 4: utilizada em navegação e harmonia paisagística.

Quanto maior o número da classe, menos nobres são os usos destinados para a água, e, consequentemente, os padrões ambientais de qualidade da água serão menos exigentes. Na Tabela 5 constam alguns parâmetros ambientais de qualidade da água doce e os respectivos padrões de qualidade variando em função da classe de uso da água.

Quanto às condições e padrões de lançamento de efluentes, a Resolução CONAMA 430:2011 estabelece que só poderão ser lançados efluentes de qualquer fonte poluidora, direta ou indiretamente, nos corpos de água, após o devido tratamento e desde que obedecam as exigências da Resolução, podendo o órgão ambiental, excepcionalmente, autorizar o lançamento de efluente acima destas condições e padrões desde que sigam os seguintes requisitos: comprovação de interesse público devidamente motivado, atendimento ao enquadramento e às metas intermediárias e finais, progressivas e obrigatórias, realização de

Estudo de Impacto Ambiental (EIA), às expensas do empreendedor responsável pelo lançamento e estabelecimento de tratamento e exigências para este lançamento.

Quanto aos padrões de lançamentos de efluentes na Resolução CONAMA 430:2011, não serão discutidos aqui por não serem relevantes para este trabalho, podendo ser consultada a legislação caso haja interesse.

Tabela 5 - Parâmetros ambientais de qualidade da água para a Resolução CONAMA 357:2005.

Parâmetros	Unidade	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
Oxigênio Dissolvido	mg/L	>=6,0	>=5,0	>=4,0	>2,0
Coliformes Termotolerantes	NMP/100ml	200	1000	4000	-
pH	-	Entre 6 e 9	Entre 6 e 9	Entre 6 e 9	Entre 6 e 9
DBO _{5,20}	mg/L	<=3,0	<=5,0	<=10,0	-
Nitrogênio Ammoniacal	mg/L	3,7 (pH<7,5) 2,0 (7,5<pH<8) 1,0 (8<pH<8,5) 0,5 (pH>8,5)	Idem Classe 1	13,3 (pH<7,5) 5,5 (7,5<pH<8) 2,2 (8<pH<8,5) 1,0 (pH>8,5)	-
Fósforo Total	mg/L	Lêntico 0,02 Intermed.0,025 Lótico 0,1		Lêntico 0,03 Intermed.0,05 Lótico 0,1	Lêntico 0,05 Intermed.0,075 Lótico 0,15
Turbidez	UNT	<=40	<=100	<=100	-
Sólidos Totais	mg/L	500	500	500	-
Cádmio	mg/L	0,001	0,001	0,01	-
Chumbo	mg/L	0,01	0,01	0,033	-
Cobre	mg/L	0,009	0,009	0,013	-
Cromo Total	mg/L	0,5	0,05	0,05	-
Mercúrio	µg/L	0,2	0,2	2,0	-
Níquel	mg/L	0,025	0,025	0,025	-
Zinco	mg/L	0,18	0,18	5,0	-

Na Classe Especial, deverão ser mantidas as condições naturais do corpo de água.

Em Minas Gerais, o Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM), criado em 1977, é um órgão normativo, colegiado, consultivo e deliberativo, subordinado à Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável (SEMAD), que tem por finalidade deliberar sobre diretrizes, políticas, normas regulamentares e técnicas, padrões e outras medidas de caráter operacional, para preservação e conservação do meio ambiente e dos recursos ambientais, bem como, sobre a sua aplicação pela SEMAD, pelas entidades a ela vinculadas e pelos demais órgãos locais.

A Deliberação Normativa COPAM nº 10, de 16 de dezembro de 1986, estabelece as normas e padrões para qualidade da água, lançamento de efluentes nas coleções de águas, e dá outras providências.

Nesta legislação, os parâmetros estabelecidos de acordo com a classificação dos corpos de águas são similares aos apresentados na Resolução CONAMA 357:2005, bem como, o padrão de lançamento de efluentes nas coleções de águas definidos pela Resolução CONAMA 430:2011, com diferenças não relevantes para este trabalho. Por este motivo, não serão especificados aqui, podendo ser consultados na legislação, caso necessário.

Também em Minas Gerais, o Conselho Estadual de Recursos Hídricos (CERH), criado em 1987, para promover o aperfeiçoamento dos mecanismos de planejamento, compatibilização, avaliação e controle dos recursos hídricos, tendo em vista os requisitos de volume e qualidade necessários aos seus múltiplos usos, juntamente com o COPAM, estabeleceram a Deliberação Normativa nº 26, de 18 de dezembro de 2008, que dispõe sobre procedimentos gerais de natureza técnica e administrativa, a serem observados no exame de pedidos de outorga para o lançamento de efluentes em corpos de água superficiais no domínio de Minas Gerais. É importante salientar que, de acordo com a Deliberação Normativa COPAM/CERH 01:2008, o rio Jordão está inserido na Classe 2, cujos limites mínimos para os parâmetros físicos, químicos e biológicos são similares aos preconizados na Resolução CONAMA 357:2005.

3.5.2 Índice de Qualidade das Águas (IQA)

O estudo de qualidade das águas de um recurso natural é fundamental para avaliar a potencialidade de sua utilização e prognosticar as consequências de uma determinada atividade poluidora.

“Apesar de sua importância, a gestão da qualidade da água no país não tem historicamente merecido o mesmo destaque dado à gestão da quantidade de água, quer no aspecto legal, quer nos arranjos institucionais em funcionamento no setor, quer no planejamento e na operacionalização dos sistemas de gestão” (PORTO, 2002 *apud* Agência Nacional de Águas, 2005).

A informação sobre a qualidade da água no país ainda é insuficiente ou inexistente em várias bacias, mas tem melhorado com os anos, principalmente em Minas Gerais. Segundo a

Agência Nacional de Águas (ANA), em sua publicação “Cadernos de Recursos Hídricos” de 2005, apenas nove unidades da Federação possuem sistemas de monitoramento da qualidade da água considerados ótimos ou muito bons, cinco possuem sistemas bons ou regulares e treze apresentam sistemas fracos ou incipientes. Este levantamento, efetuado entre outubro de 2000 e julho de 2001, agrupou os estados de acordo com quatro aspectos, a saber: porcentagem das bacias hidrográficas monitoradas, tipos de parâmetros analisados, frequência de amostragem e forma de disponibilização da informação pelos estados.

Focado na Figura 10, observa-se que, de acordo com a rede hidrometeorológica da ANA, o local de estudo deste trabalho, no período de outubro de 2000 até julho de 2001, não possuía nenhum ponto de monitoramento de qualidade da água. Todavia, este cenário problemático de falta de monitoramento da qualidade da água não é geral.

O Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM) divulga, anualmente, o Mapa da Qualidade das Águas de Minas Gerais, disponível no site www.igam.mg.gov.br.

Em uma visão geral de Minas Gerais, este estudo é feito com base na análise de amostras de água coletadas em 522 estações de monitoramento distribuídas em oito bacias mineiras. Em 2010, o Índice de Qualidade da Água (IQA), indicador que avalia a contaminação dos corpos hídricos em decorrência de matéria orgânica e fecal, sólidos e nutrientes, apresentou melhoria na comparação com 2009. Predominou o estado de IQA classificado como “Médio”, que aumentou de 51,4% para 55,4%. O IQA “Bom” permaneceu estável, com 21,2%. A análise revela, ainda, que das amostras coletadas em 401 pontos da rede básica, ao contrário do registrado no ano anterior, o IQA classificado como “Ruim” diminuiu 4%, passando de 26,1% para 22,1%.

Ainda dentro de uma visão geral de Minas Gerais, as melhores condições de qualidade da água em 2010 foram verificadas nas bacias dos rios Itanhém, Jequitinhonha, Doce e Pardo, que apresentaram as maiores ocorrências de água de boa qualidade, sendo 75,0%, 50,0%, 35,0% e 35,0%, respectivamente, uma vez que estes trechos dos corpos de água sofrem menos impactos das atividades antrópicas, diferente das regiões metropolitanas.

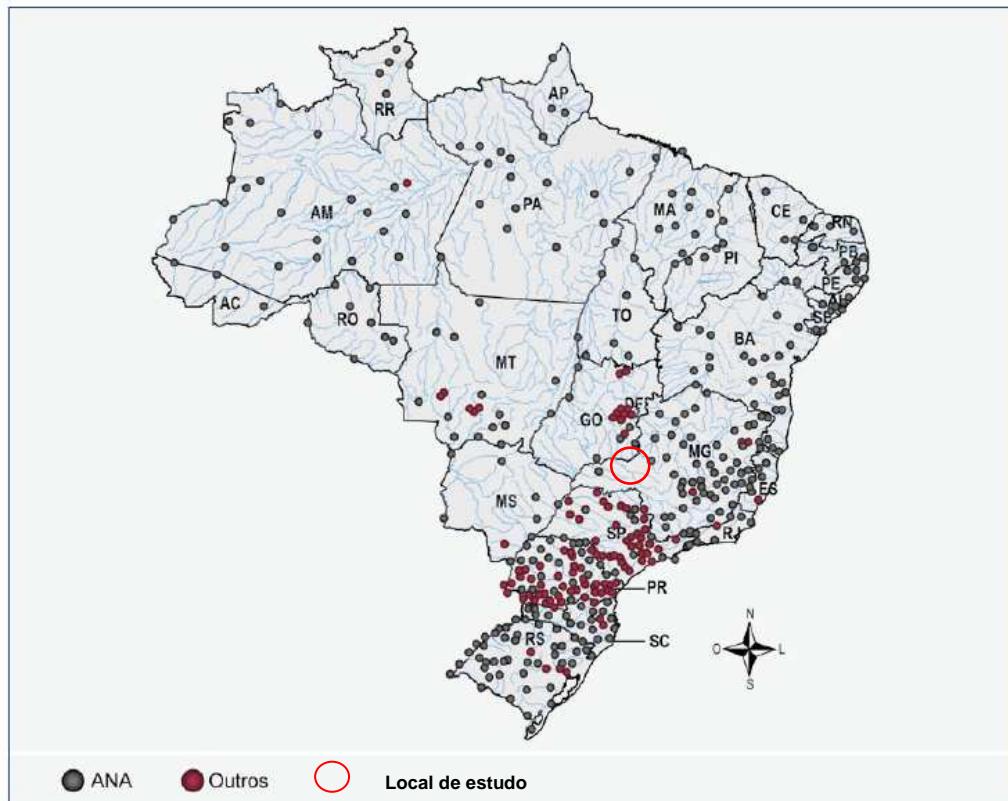


Figura 10 - Pontos de monitoramento de qualidade da água da Rede Hidrometeorológica Nacional.

Fonte: Adaptado de ANA, 2005.

Em uma visão local no rio Jordão (objeto deste trabalho), atualmente o IGAM opera dois pontos de monitoramento da qualidade da água, ilustrados na Figura 11, sendo:

- ponto denominado PB009, situado a jusante da cidade de Araguari (MG), com início do monitoramento em agosto de 1997, cujas coordenadas são $18^{\circ}35'43,00''$ latitude e $48^{\circ}08'11,00''$ longitude. Este ponto encontra-se nas proximidades da confluência do córrego Verde com o rio Jordão, a jusante do deságue do córrego Brejo Alegre;
- ponto denominado PB041, situado a montante da cidade de Araguari (MG), com início do monitoramento em abril de 2010, cujas coordenadas são $18^{\circ}45'43,80''$ latitude e $47^{\circ}02'51,90''$ longitude. Este ponto encontra-se a montante da confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão.

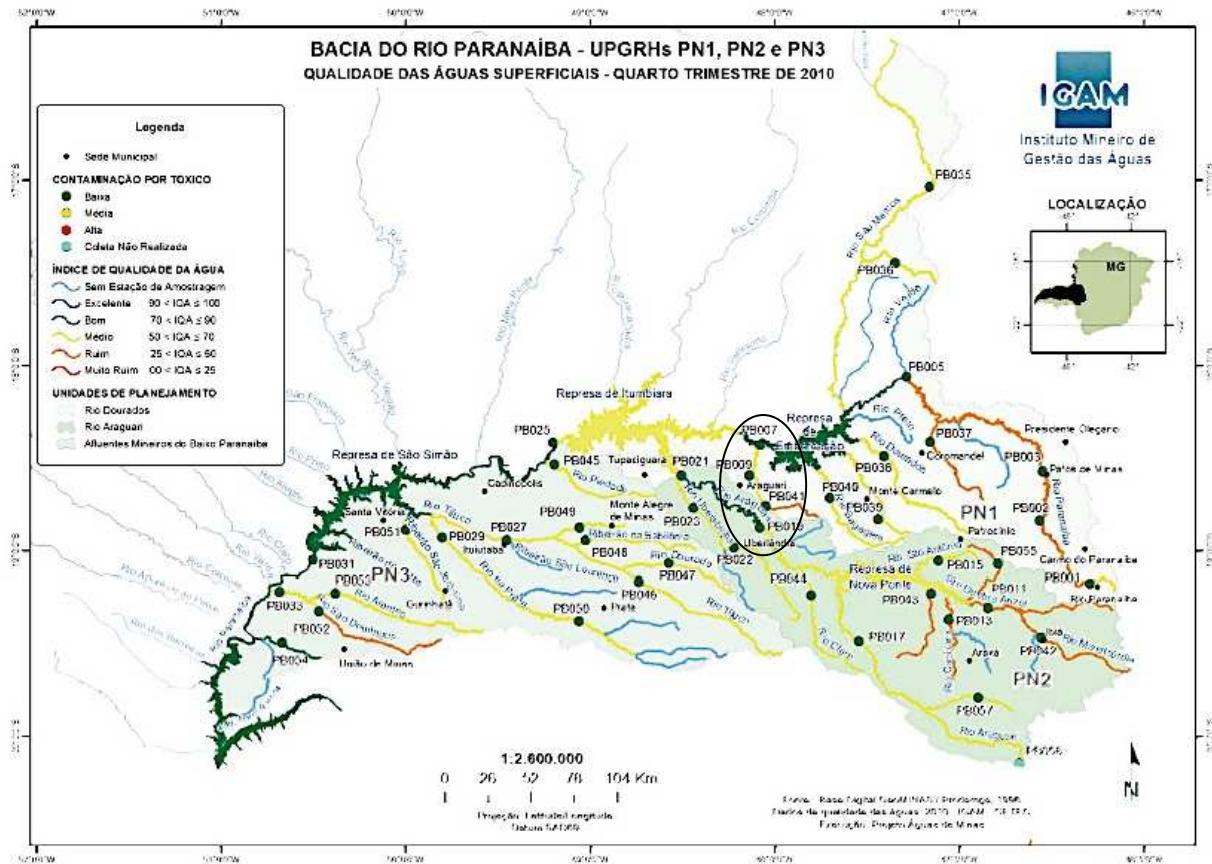


Figura 11 - Pontos de monitoramento da qualidade da água no rio Jordão, PB009 e PB041, destacados.

Fonte: Relatório trimestral de monitoramento da qualidade das águas superficiais no Estado de Minas Gerais, acessado no site www.igam.mg.gov.br

Análises trimestrais dos parâmetros físicos, químicos e biológicos são realizadas pelo IGAM e, para os últimos 3 anos de monitoramento, alguns parâmetros não atenderam ao limite legal da Deliberação Normativa COPAM/CERH 01:2008, conforme ilustrados na Tabela 6.

A Tabela 6 ilustra que a qualidade da água no rio Jordão, mais especificamente nos pontos de monitoramento PB009 e PB041, é variável ao longo do ano, oscilando o valor do IQA desde ruim até médio. Apesar desta oscilação, a maioria dos parâmetros físicos, químicos e biológicos atende aos limites definidos pela Deliberação Normativa COPAM/CERH 01:2008. Os coliformes termotolerantes são os principais “vilões” pela classificação ruim do IQA, cujas fontes poluidoras são os lançamentos de esgotos sanitários, os matadouros e a agropecuária.

Tabela 6 - Parâmetros que não atenderam ao limite legal, DN COPAM/CERH 01:2008 nos pontos de monitoramento existentes no rio Jordão, bacia hidrográfica do rio Paranaíba, PN1 UPGRH*(Classe 2).

Estação	Período de amostragem (trimestral)	IQA	Parametros que não atenderam ao limite geral (DN COPAM/CERH – 01:2008)	Percentual violação parametro	Amostragem			Série histórica (1997 – 2009)			Possíveis fontes de poluição
					2008	2009	2010	Min	Méd	Máx	
PB009	1º	Médio	Ensaio ecotoxicológico	--	Não tóxico	Não tóxico	Não tóxico	--	--	--	--
	2º	Bom	Ensaio ecotoxicológico	--	Efeito crônico	Efeito crônico	Efeito crônico	--	--	--	Agropecuária
			Fósforo total	140%	0,21	0,12	0,24	0,07	0,16	0,30	
	3º	Ruim	Coliformes termotolerantes	2100%	90000	90000	22000	3000	53583	160000	Lancamento de esgotos sanitários, matadouros.
			Ensaio ecotoxicológico	--	Não tóxico	Não tóxico	Efeito crônico	--	--	--	
			Fósforo total	310%	0,40	0,31	0,41	0,04	0,25	0,52	
	4º	Médio	Coliformes termotolerantes	800%	160000	8000	9000	800	12417	50000	Lancamento de esgotos sanitários, matadouros.
			Ensaio ecotoxicológico	--	Efeito crônico	Efeito crônico	Efeito crônico	--	--	--	
PB041	1º	--	Não operante	--	--	--	--	--	--	--	--
	2º	--	Não operante	--	--	--	--	--	--	--	--
	3º	Médio	Ensaio ecotoxicológico	--			Efeito crônico	--	--	--	Agropecuária
			pH	15%			5,2	--	--	--	
	4º	Ruim	Coliformes termotolerantes	2700%	--	--	28000	--	--	--	Agropecuária
			Ensaio ecotoxicológico	--	--	--	Efeito crônico	--	--	--	
			pH	25%	--	--	4,8	--	--	--	

Fonte: Adaptação de IGAM (2010).

*UPGRH – Unidades de Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos.

Além do monitoramento realizado pelo IGAM, muitas pesquisas de identificação do IQA em cursos de água são realizadas em Minas Gerais.

Harter (2007) estudou a qualidade da água do rio Uberabinha, em Uberlândia (MG), não especificamente para determinar o IQA. Foram coletadas amostras no período de outubro de 2005 a outubro de 2006, e avaliados os parâmetros: condutividade, DBO₅, DQO, detergentes, óleos e graxas, OD, pH, sólidos sedimentáveis, temperatura e coliformes termotolerantes. Os resultados apresentam índices de poluição bem superiores aos estabelecidos pela Resolução CONAMA 357:2005, o que mostra uma interferência da cidade de Uberlândia na qualidade da água do rio estudado e indica possíveis focos de lançamentos clandestinos de esgotos. Ainda de acordo com Harter (2007), o maior valor de DBO registrado foi de 37 mg/L e de DQO de 58,3 mg/L, em novembro de 2005.

Gonçalves (2009) também estudou a qualidade da água do rio Uberabinha, em Uberlândia (MG). Foram utilizados os dados de monitoramento do Departamento Municipal de Água e Esgoto (DMAE) nos anos de 2007 e 2008 para a avaliação do IQA. O autor concluiu que o rio apresenta classes diferentes em pontos à montante e à jusante da área urbana e na própria área urbana, porém é enquadrado como Classe 3, segundo a Resolução CONAMA 357:2005. O IQA apresentou nível médio em 4 pontos consecutivos e nível ruim no último ponto de coleta, a jusante da cidade.

Nunes (2008) obteve o IQA em 10 pontos no rio Turvo Sujo, bacia do rio Doce, que abrange os municípios de Viçosa, Coimbra, Cajuri, Teixeiras e Guaraciaba, em Minas Gerais, importante em termos de abastecimento de água, diluição de efluentes e uso agropecuário para estes municípios. As amostragens foram obtidas em dois períodos distintos, seco e chuvoso. Os resultados obtidos indicaram expressiva melhoria na qualidade da água nos períodos com maior vazão. Durante a estiagem, a qualidade da água manteve-se entre muito ruim e média. As variáveis que mais interferiram negativamente no IQA foram: coliforme termotolerante, DBO, turbidez e OD. O rio Turvo Sujo enquadrou-se, predominantemente, na condição Classe 4, de acordo com a Resolução CONAMA 357:2005.

Já Almeida (2006), determinou o IQA do rio Pomba, da nascente, no município de Santa Bárbara do Tugúrio, passando por Mêrces, até a cidade de Rio Pomba, Minas Gerais, e obteve classificação para o período seco dos 3 trechos citados como “bom”, “médio” e “médio”, respectivamente. Já no período chuvoso, a classificação do índice foi “bom”, “médio” e

“ruim”, para os mesmos trechos. As variáveis que mais interferiram e prejudicaram a classificação das águas foram os coliformes termotolerantes e turbidez, devido ao carreamento de solo e resíduos orgânicos.

Em escala nacional vários outros trabalhos científicos foram realizados. Barbosa *et al.* (2008) analisaram a qualidade da água do córrego Prata, no município de Umuarama (PR), com coletas em cinco pontos amostrais, identificando que as águas do córrego em questão tem sofrido com a descarga de esgoto doméstico dos moradores ribeirinhos e do esgoto provenientes das atividades industriais existentes nas proximidades.

Já Gastaldini, Seffrin e Paz (2002), no diagnóstico da qualidade da água do rio Ibicuí, Rio Grande do Sul, principal afluente do rio Uruguai em território brasileiro que apresenta 21 municípios, de pequeno e médio porte, com área urbana na bacia, utilizaram dados de campanhas de amostragem de qualidade das águas realizadas em 1998 para calibração do modelo de qualidade da água QUAL2E. A estes dados foram acrescidas informações da qualidade da água de monitoramento realizado pela Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) nos mananciais de abastecimento na bacia e do Inventário das Estações Fluviométricas do Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica (DNAEE), contendo as estações de qualidade da água existentes na bacia do Ibicuí, cadastrada no Sistema Nacional de Informações Hidrológicas. A análise destes dados apresentou pequena variabilidade temporal da qualidade da água na bacia.

3.6 Modelagem matemática de qualidade das águas

Como visto até agora, os sistemas hidrológicos são complexos, dependentes de grande número de fatores naturais e de interferências externas, dificultando a análise quantitativa e qualitativa dos mesmos. Com base em Tucci (2005) e Von Sperling (2007), comprehende-se que o modelo matemático de qualidade da água é uma ferramenta para entender e simular o comportamento de uma determinada bacia hidrográfica, através de equações matemáticas. A modelagem matemática de qualidade das águas procura representar a realidade tal como é medida, utilizando as características mais importantes para prever uma nova situação, simulando respostas para diferentes entradas.

“Os modelos matemáticos hidrológicos representam uma classe de ferramentas criadas na hidrologia que se desenvolveram de forma

significativa nos últimos 50 anos. A evolução dos modelos seguiu uma rota estreita com o desenvolvimento dos computadores, [...]. Ficou marcante o avanço dos modelos com a entrada da fase do geoprocessamento e do sensoriamento remoto na evolução dos modelos distribuídos e a representação de diversidade física da bacia hidrográfica.” (TUCCI, 2005, p.239).

A utilização de modelos matemáticos envolve a escolha do modelo mais adequado de acordo com os objetivos, a seleção e análise dos dados necessários, o acesso a estes dados, o ajuste e verificação dos parâmetros, a definição de cenários de aplicação, prognóstico e a estimativa das incertezas dos resultados.

O modelo matemático de qualidade das águas é um auxiliar importante para simular alternativas para os planejadores, pois seus resultados são representativos do comportamento dos processos envolvidos e simulados, permitindo uma boa avaliação da situação.

Precursor de modelos matemáticos de qualidade das águas, o modelo criado por Streeter e Phelps foi, primeiramente, aplicado em 1925, em um estudo no Rio Ohio, nos Estados Unidos, com o objetivo de aumentar a eficiência das ações a serem tomadas no controle da poluição. Serviu de base para a maioria dos modelos avançados existentes atualmente. É o modelo mais utilizado no Brasil pela sua simplicidade conceitual e menor quantidade de parâmetros e dados de entrada.

“A expressão de Streeter e Phelps tem sido empregada até os dias de hoje em estudos simplificados.” (VIESSMAN JR *et al.*, 1985 *apud* VASCONCELOS, TUNDISI e MATSUMURA, 2009).

De acordo com Braga (2005), o modelo de Streeter e Phelps (1925) considera o escoamento permanente uniforme e representa os parâmetros DBO e OD, considerando somente o efeito advectivo do transporte de massa e a fase carbonácea do consumo de oxigênio na água. Este modelo é constituído, de forma genérica, por duas equações diferenciais de primeira ordem de ocorrências simultâneas, conforme Equações (12) e (15) já mencionadas em itens anteriores, denominadas, respectivamente, de equações da decomposição da matéria orgânica e de reaeração. Como a reação de consumo de oxigênio dissolvido ocorre ao mesmo tempo em que a reação de reoxigenação (reaeração) do meio líquido, estas equações foram acopladas, conforme apresentado na Equação (18).

$$C_t = C_s - [(K_1 \cdot L_o) / (K_2 - K_1) \cdot (e^{-K_1 \cdot t} - e^{-K_2 \cdot t}) + D_o \cdot e^{-K_2 \cdot t}] \quad (18)$$

Onde: C_t ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$) é a concentração de oxigênio ao longo do tempo, C_s ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$) é a concentração de saturação de oxigênio, L_o ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$) é a $\text{DBO}_{\text{remanescente}}$ no ponto de lançamento, D_o ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$) é o déficit inicial de oxigênio dissolvido no curso de água, K_1 (dia^{-1}) é o coeficiente de desoxigenação do rio, K_2 (dia^{-1}) é o coeficiente de reoxigenação ou reaeração do rio e t (dia) é o tempo de percurso.

“As condições de contorno no modelo de Streeter e Phelps são fundamentais para a modelagem de um caso real, especificamente, a anaerobiose e a contribuição de múltiplas fontes de efluentes lançados pontualmente num único rio.” (CHAPRA, 1997).

Como já relatado, este modelo é altamente aplicado em pesquisas de autodepuração de curso de água, principalmente no Brasil. A empresa SETE Soluções e Tecnologia Ambiental Ltda., sediada em Belo Horizonte (MG), contratada para elaborar o projeto da ETE em Araguari (MG), ainda não implantada, utilizou o modelo Streeter e Phelps para avaliar a autodepuração no rio Jordão e os impactos indiretos dos lançamentos de efluentes no córrego Brejo Alegre, apresentado à Superintendência de Água e Esgoto (SAE) de Araguari em seu Plano de Controle Ambiental, em dezembro de 2005.

Santos (2001) utilizou o modelo de Streeter e Phelps na bacia hidrográfica do rio Turvo Sujo, no município de Viçosa (MG), determinando parâmetros relacionados com a autodepuração dos três principais cursos de água da bacia hidrográfica correspondente. Os resultados mostraram que o rio Turvo Sujo se degrada bastante, apresentando concentrações de oxigênio dissolvido abaixo do mínimo permitível, atingindo o valor crítico de $0,53 \text{ mgL}^{-1}$ à uma distância de 11,88 Km do encontro com o ribeirão São Bartolomeu. Entretanto, como a concentração de oxigênio do rio Turvo Limpo apresentou-se elevada ($9,46 \text{ mgL}^{-1}$), a concentração da mistura mostrou-se também elevada, oferecendo melhorias na autodepuração quando o rio Turvo Sujo foi submetido a diferentes alternativas de tratamento.

Anteriormente citado, Nunes (2008) também modelou a capacidade de autodepuração do rio Turvo Sujo, no mesmo município de Viçosa, situado na bacia do rio Doce, com base no modelo Streeter e Phelps, permitindo verificar o impacto do lançamento de efluentes na

qualidade do curso de água em questão, importante para o abastecimento da região. Os menores valores de K_2 foram obtidos no período seco.

Já Pinho (2001) avaliou a qualidade da água e autodepuração do rio Cachoeira, no sul da Bahia, e suas variações temporal e espacial, também utilizando o modelo Streeter e Phelps. Foram escolhidos 8 pontos de coleta, estudando a autodepuração em 4 trechos, no período de janeiro a dezembro de 1999. Verificou-se que as ações antrópicas degradam as águas do rio Cachoeira, onde não há preservação qualitativa das suas águas, o que demanda investimento no tratamento das águas residuárias.

Mayer (1998) estudou os aspectos sanitários e físico-químicos da autodepuração do rio Bodocongo (PB), e concluiu que a curva de oxigênio dissolvido simulada a partir dos dados colhidos apresentou pouca correlação entre os valores de OD medidos e os valores fornecidos pelo modelo Streeter e Phelps.

Freire *et al.* (2009) avaliaram a autodepuração de um trecho do rio Pirapó (PR), após receber as águas do ribeirão Maringá, foi utilizado, para isto, o modelo Streeter e Phelps. Analisaram-se os parâmetros físicos, químicos e biológicos, no período de outubro de 2008 a abril de 2009, além das variáveis hidráulicas em um ponto do rio Pirapó e em um ponto do ribeirão Maringá. O resultado da modelagem indicou que, considerando apenas as cargas de poluentes lançadas pelo ribeirão, em média, após 4,5 km do despejo, o rio Pirapó retorna às suas características anteriores ao lançamento, podendo-se afirmar, que, no trecho estudado, existe a autodepuração.

Teles e Silveira (2006) apresentaram uma simulação da capacidade de autodepuração em um trecho do ribeirão Preto, no município de Ribeirão Preto (SP). Foi utilizado o modelo Streeter e Phelps, e concluiu-se que o modelo não é adequado para estudos de autodepuração em trechos urbanos de corpos de água, principalmente, os mais poluídos.

Apesar da simplicidade e grande utilização do modelo de Streeter e Phelps no território nacional, outros modelos mais abrangentes surgiram.

“Entretanto, muitos autores têm aprimorado esta expressão, considerando, desta forma, aspectos como a remoção da demanda bioquímica de oxigênio por sedimentação, a adição de demanda bioquímica de oxigênio pelos depósitos de fundo, a adição de oxigênio

pela fotossíntese, a remoção de oxigênio pela respiração de plâncton e outros vegetais, a demanda bioquímica de oxigênio nitrificante, entre outros.” (FERRARA e DIMINO, 1985 *apud* VASCONCELOS *et al.*, 2009).

Silva (2007) relata que alguns modelos de qualidade das águas estimam a interferência do escoamento superficial em função dos usos do solo da bacia, como os modelos WMM (*Watershed Management Model*), GWLF (*Generalized Watershed Loading Functions*), e STORM (*Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model*), entre outros. Estes modelos preocupam-se com a geração e o transporte de cargas poluentes no escoamento superficial de águas pluviais, sejam em áreas urbanas ou rurais.

Cox (2003) *apud* Bottino (2008) cita que os modelos de qualidade das águas disponíveis atualmente e mais amplamente utilizados são:

- SIMCAT (*Simulation Catchment*): modelo unidimensional que simula em fluxo permanente e não utiliza o modelo de advecção-dispersão para transporte de poluentes;
- TOMCAT (*Temporal/Overall Model for Catchment*): modelo unidimensional e conceitualmente idêntico ao SIMCAT, utilizando, também, uma abordagem estocástica de Monte Carlo;
- QUAL2E: modelo unidimensional que simula em condições de fluxo permanente e é capaz de contabilizar efeitos de variações meteorológicas. Entre todos, é o modelo mais utilizado, com grande número de artigos científicos. Apesar de ser um modelo de fluxo permanente, sua conceitualização é muito mais avançada quando comparada com o SIMCAT e o TOMCAT, já que o QUAL2E permite que o rio seja dividido em uma série de elementos computacionais a serem simulados;
- QUASAR, e suas versões HERMES e QUESTOR: a principal diferença entre eles está no modo como o sistema é implementado. Unidimensional, é um modelo dinâmico, ou seja, o transporte e a transformação de substâncias variam no tempo. QUASAR e QUESTOR possuem a opção de simular estocasticamente de acordo com a metodologia de Monte Carlo. HERMES é um modelo mais simplificado em relação a QUASAR e QUESTOR, os quais são capazes de simular grandes rios com múltiplas influências;

- MIKE-11: unidimensional que simula um fluxo dinâmico em rios sob condições homogêneas dentro do canal. O transporte de substâncias é simulado segundo equações de advecção-dispersão;
- ISIS: modelo dinâmico bastante utilizado por grupos de defesa de enchentes, pois possibilita boa adequação de dados;
- QUAL2K: desenvolvido em 2000, é uma versão mais avançada do QUAL2E. Segundo Gonçalves (2009), suas principais vantagens em relação ao QUAL2E são: permite segmentação do volume de controle com comprimentos variáveis, além de permitir inserir, em cada trecho, múltiplas cargas; usa duas formas de representar o carbono orgânico, a oxidação lenta da MO (DBO lenta) e a oxidação rápida da MO (DBO rápida); converte algas mortas em DBO, visto que é uma fonte autóctone de MO; simula a retirada e o acréscimo de OD na água causado pela respiração e fotossíntese das algas de fundo, respectivamente; e, o processo de desnitrificação é modelado, em uma reação de primeira ordem, tornando-se efetivo em baixas concentrações de OD.

Oliveira (2005) utilizou o modelo matemático de qualidade da água QUAL2K para verificar a capacidade de autodepuração do Rio do Carmo, em Ouro Preto (MG). Os dados amostrais foram obtidos do Instituto Mineiro de Águas (IGAM) e da fábrica da ALCAN Alumínio do Brasil, em Ouro Preto. Realizou-se a calibração e validação do modelo para as variáveis OD e DBO_{última}, nos períodos de estiagem e chuvoso. As simulações sugerem que o QUAL2K tem grande sensibilidade para representar a dinâmica real do curso de água e permitem concluir que a qualidade da água do Rio do Carmo encontrava-se comprometida num trecho de aproximadamente 7 km.

Bárbara (2006) utilizou o modelo QUAL2E no estudo de qualidade da água e avaliação da capacidade de autodepuração do rio Araguari (AP), em uma extensão de aproximadamente 120 Km, apresentando uma caracterização hidráulica e da qualidade da água do médio curso. O rio Araguari, principal corpo hídrico do Amapá, está situado dentro dos domínios da Amazônia, a maior floresta tropical do planeta, em uma região com grande potencial hidrelétrico. No trecho em estudo, encontra-se implantada a Usina Hidrelétrica de Coaracy Nunes (UHECN), a primeira barragem edificada na Amazônia com fins de geração de energia elétrica. Foi desenvolvido um modelo de OD e de DBO com o auxílio do modelo QUAL2E. Para isto, procedeu-se, durante um ano e meio, com expedições de campo que objetivaram

caracterizar, espacialmente e sazonalmente, os parâmetros hidráulicos, cinéticos e de qualidade da água do rio Araguari.

As etapas da modelagem envolveram a construção, análise de sensibilidade e a calibração do modelo. Posteriormente, efetuou-se, com o modelo calibrado, a simulação de três cenários hipotéticos na bacia, sendo: a introdução de uma nova barragem a montante da UHECN; o descarte de efluentes *“in natura”* oriundos dos municípios de Porto Grande e Ferreira Gomes, com crescimento populacional, nas águas do corpo hídrico no período de alta vazão; o mesmo cenário anterior, porém para a condição de baixas vazões.

De acordo com a pesquisadora, observou-se que a matéria orgânica carbonácea presente na água deste rio decompõe-se, em média, nos primeiros cinco dias de incubação. Os valores obtidos experimentalmente para o coeficiente de desoxigenação K_1 ficaram compreendidos entre $0,13\text{ d}^{-1}$ e $0,90\text{ d}^{-1}$. O coeficiente de reaeração K_2 , obtido com base nas características hidráulicas, ficaram compreendidos entre $0,01\text{ d}^{-1}$ a $1,40\text{ d}^{-1}$.

Através dos cenários, concluiu-se que a nova barragem não interfere significativamente nas concentrações de OD e DBO do rio Araguari, não se pode fazer a mesma afirmação para os demais parâmetros de qualidade da água. As características que mais se alteraram devido à obra da UHECN foram: hidráulicas (vazão, velocidade, largura e área da seção transversal) e de qualidade da água (pH, condutividade, temperatura da água, sólidos totais, sólidos suspensos, coliformes termotolerantes, nitrato e cloreto). O cenário simulado com o descarte nas águas do manancial de efluentes *“in natura”* dos municípios de Porto Grande e Ferreira Gomes, com o crescimento populacional, no período das baixas vazões, foi o mais desfavorável dentre os cenários investigados com relação à qualidade da água. A pior situação aconteceu na época das estiagens, em que as vazões do curso de água diminuem consideravelmente e, consequentemente, sua capacidade de diluição. Neste período, ocorreu uma maior depleção do oxigênio dissolvido presente na água, que alcançou concentrações abaixo de $4,00\text{ mg/L}$, vindo a infringir a Resolução CONAMA 357:2005.

Dibiazi *et al.* (2005) utilizaram o modelo QUAL2K para a simulação da qualidade da água do córrego São Simão, em São Paulo, e foi identificado que os baixos níveis de OD até a foz mostram que há necessidade de investimento em tecnologias de tratamento que reduzam os despejos orgânicos, onde a eficiência do tratamento dos despejos orgânicos desejada pode ser obtida pela simulação de diferentes níveis de remoção da carga orgânica.

Como relatado na introdução, neste trabalho foi aplicado o modelo matemático de qualidade das águas QUAL-UFMG, elaborado pela Universidade Federal de Minas Gerais com base no modelo QUAL2E, escolhido pela sua facilidade de aplicação.

3.6.1 QUAL-UFMG

Baseado no modelo QUAL2E, desenvolvido originalmente pela Universidade de Tufts, nos Estados Unidos, o modelo QUAL-UFMG permite simulações mais rápidas e simples, facilitando o contato inicial dos usuários com a modelagem avançada. “O modelo permite simular o comportamento de diversos indicadores e parâmetros de qualidade da água, como, por exemplo: DBO, OD, nitrogênio total e frações, fósforo total e frações e coliformes termotolerantes.” (VON SPERLING, 2007).

A Figura 12 ilustra as principais interrelações entre os parâmetros simulados pelo modelo QUAL-UFMG.

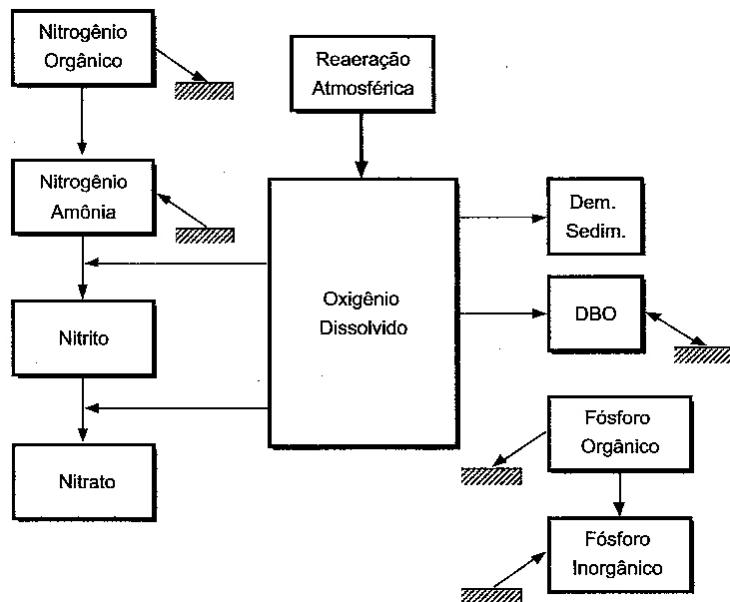


Figura 12 - Representação esquemática dos constituintes simulados no modelo QUAL-UFMG e de suas interrelações.

Fonte: VON SPERLING, 2007.

O QUAL-UFMG incorpora os fenômenos, mecanismos e os processos interagentes no balanço do oxigênio dissolvido, modelando-os em condições de anaerobiose, considerando a sedimentação da matéria orgânica, o consumo de oxigênio dissolvido pela nitrificação

(oxidação da amônia a nitrito e, deste, a nitrato) e as cargas difusas internas sem vazão (demanda do sedimento, fotossíntese e respiração) e cargas externas.

Os resultados fornecidos das concentrações dos constituintes simulados pelo modelo QUAL-UFMG são apresentados na forma de tabelas e gráficos.

A calibração, verificação, análise da incerteza e análise de sensibilidade do sistema a ser modelado com dados experimentais são fundamentais para que haja consistência entre as simulações e a realidade e, com isto, a modelagem possa ser efetivamente usada como ferramenta em processos decisórios. As técnicas utilizadas neste trabalho estão demonstradas no Capítulo 4, bem como, a metodologia de aplicação do modelo.

A confiabilidade dos dados observados, o domínio das condições hidráulicas e morfológicas da bacia, a exata localização dos pontos de descarga e retirada das indústrias e municípios circunvizinhos são fatores fundamentais para uma calibração bem feita. Quanto maior o nível de conhecimento sobre a bacia a ser modelada, mais precisa será a calibração a ser concluída na definição de uma boa correlação entre os dados calculados e observados. A análise da situação da bacia se dá em função dos resultados obtidos na calibração, permitindo a consistência no gerenciamento dos recursos e no processo de tomada de decisões sobre o sistema fluvial.

Guedes (2009) utilizou modelos matemáticos de qualidade das águas como subsídio para a tomada de decisão nos processos de planejamento e gestão dos recursos hídricos do rio Pomba, entre os municípios de Astolfo Dutra e Cataguases, Minas Gerais. Neste estudo, utilizou-se o modelo Streeter e Phelps e os modelos QUAL-UFMG e QUAL2K, identificando o modelo QUAL-UFMG como o que melhor representou as informações qualitativas observadas nas seções de monitoramento do rio estudado.

Durante a campanha de período seco, a variável de qualidade da água melhor associada à condição de degradação das águas do rio Pomba foi a DBO, que apresentou concentração média igual a $6,2 \text{ mgL}^{-1}$, sendo a maior concentração encontrada na cidade de Cataguases, igual a $13,3 \text{ mgL}^{-1}$. Em seção de monitoramento localizada neste município, a concentração de DBO ficou acima do limite estabelecido pela Resolução CONAMA 357:2005 para águas doces Classe 2. A concentração média de OD encontrada na campanha de período seco foi igual a $5,5 \text{ mgL}^{-1}$.

Já na campanha de período chuvoso, a concentração média de OD e DBO foi 6 mg.L⁻¹ e 7,3 mg.L⁻¹, respectivamente. Observou-se aumento relativo das concentrações de outras variáveis de qualidade da água, tais como, sólidos, fósforo, nitrogênio e coliformes termotolerantes. No trecho localizado entre os municípios de Astolfo Dutra e Dona Euzébia, encontrou-se, nas duas campanhas de campo, a menor capacidade de autodepuração de efluentes, sendo necessário tomar medidas preventivas no controle dos lançamentos “*in natura*” de esgotos domésticos diretamente no curso de água. A maior capacidade de autodepuração foi observada em seções de monitoramento localizadas na cidade de Cataguases (MG).

O modelo matemático QUAL-UFMG também foi utilizado por Ide *et al.* (2009) para simular cenários e prever o comportamento do rio Taquarizinho, na bacia do rio Taquari (MS), ao longo do tempo, que sofre constantes modificações em seu cenário devido à ocupação e ao manejo não adequado do solo. A escolha deste modelo baseou-se em sua simplicidade, procurando-se um ótimo ajuste de seus coeficientes (K_1 , K_2 e K_d), conforme citado anteriormente no item 3.4.3.

Os lançamentos pontuais considerados por Ide *et al.* (2009) foram: um curtume, dois matadouros e duas estações de tratamento de esgoto, os quais são geradores de efluentes com alta carga de DBO. A calibração resultou, para K_1 e K_d , valores de 0,14 dia⁻¹ no primeiro trecho e 0,18 dia⁻¹ nos demais trechos estudados. Para K_2 , encontrou-se os valores 8,88 dia⁻¹; 20,55 dia⁻¹; 19,61 dia⁻¹ e 11,22 dia⁻¹ para trechos consecutivos. Os autores consideraram estes valores satisfatórios, garantindo uma boa calibração e uma aplicação sustentada, onde a simulação identificou a capacidade de autodepuração do rio estudado para os efluentes em questão, e a eficiência dos tratamentos aplicados em cada empreendimento. Foram simulados cenários com lançamento de efluentes sem tratamento (esgoto bruto), com eficiências de 70% e de 90%. Para o cenário de lançamento de esgoto bruto, o OD chegou ao valor nulo após 41 km, refletindo condições de anaerobiose a partir deste segmento, ficando somente 30% do trecho estudado dentro dos padrões de enquadramento do rio de Classe 2; e, para a DBO, apenas 28% do trecho atenderia ao padrão. Com o cenário de eficiência de 70% de tratamento, as porcentagens de atendimento aos padrões sobem para 46% (OD) e 32% (DBO) e, com 90% de eficiência do tratamento, 58% (OD) e 100% (DBO). Concluiu-se que a qualidade das águas do rio Taquarizinho é boa mesmo em períodos de estiagem, sendo que as quedas de água existentes auxiliam na reaeração do rio. (IDE *et al.*, 2009).

Observa-se a grande aplicabilidade dos modelos avançados de qualidade da água tanto para a confirmação de uma situação real quanto para a simulação de cenários extremos.

CAPÍTULO 4

MATERIAIS E MÉTODOS

Para atingir os objetivos propostos, neste capítulo são descritos os procedimentos envolvidos na implantação e no desenvolvimento dos estudos de campo e de laboratório, relativos à pesquisa sobre a qualidade da água e autodepuração no rio Jordão, localizado na bacia hidrográfica do rio Paranaíba, no município de Araguari (MG).

4.1 Local do estudo

Araguari é um município brasileiro do estado de Minas Gerais, localizado ao norte do Triângulo Mineiro, a uma distância aproximada de 585 km da capital do estado, Belo Horizonte. Está posicionado em local estratégico e interligado a todo o território nacional por meio de rodovias e ferrovias, sendo considerado o 23º município de Minas Gerais e o 3º município do Triângulo Mineiro em termos de população, com uma economia sólida e razoável infraestrutura.

Como mencionado no Capítulo 1, o município enquadra-se no cenário de crescente urbanização associada à falta de planejamento, gerando impactos ambientais no córrego Brejo Alegre (cuja nascente encontra-se na área urbana) e, consequentemente, no rio Jordão. O atual sistema de esgotamento sanitário contempla apenas a fase de coleta, com o lançamento de parte do efluente da cidade diretamente, sem tratamento, no córrego Brejo Alegre.

Inicialmente, o presente trabalho propunha estudar a autodepuração do córrego Brejo Alegre, estendendo o estudo ao rio Jordão, caso necessário. Em visita ao local, esta primeira opção foi abandonada, pois foram identificadas dificuldades dos acessos ao córrego Brejo Alegre e, principalmente, foram verificadas baixas vazões que prejudicam a autodepuração (diluição dos efluentes). Tal decisão foi confirmada em pesquisa de campo em que houveram conversas informais com a população ribeirinha e após observação visual das condições de poluição na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão.

Desta forma, pela extensão do rio Jordão, agora objeto de estudo, pelos poucos recursos financeiros disponíveis e falta de pessoal técnico, foram escolhidos 4 (quatro) pontos de coleta no rio Jordão (pontos A, B, C e D), 1 (um) ponto no córrego Brejo Alegre (denominado tributário 1) e 1 (um) ponto no córrego Verde (outro afluente do rio Jordão e denominado tributário 2).

Na Figura 13 verifica-se toda a extensão delimitada para o estudo, identificando-se os pontos de coleta. Lembra-se que a modelagem de qualidade da água em um curso de água exige, para todos os pontos estudados, o conhecimento de diversos parâmetros de qualidade, variáveis dependendo do modelo utilizado, além do conhecimento do escoamento superficial. Com o conhecimento do escoamento superficial em todos os pontos, foi possível verificar contribuições ou não de tributários superficiais no percurso longitudinal, salientando-se que, neste trabalho, não existem grandes sumidouros superficiais (captação superficial para abastecimento, irrigação, entre outros).

Os Índices de Qualidade das Águas (IQA) foram obtidos em 6 pontos de amostragens, incluindo os pontos A, B, C, D, todos no rio Jordão, o córrego Brejo Alegre na confluência com o rio Jordão e córrego Verde, também na confluência com o rio Jordão, conforme ilustrados na Figura 13.

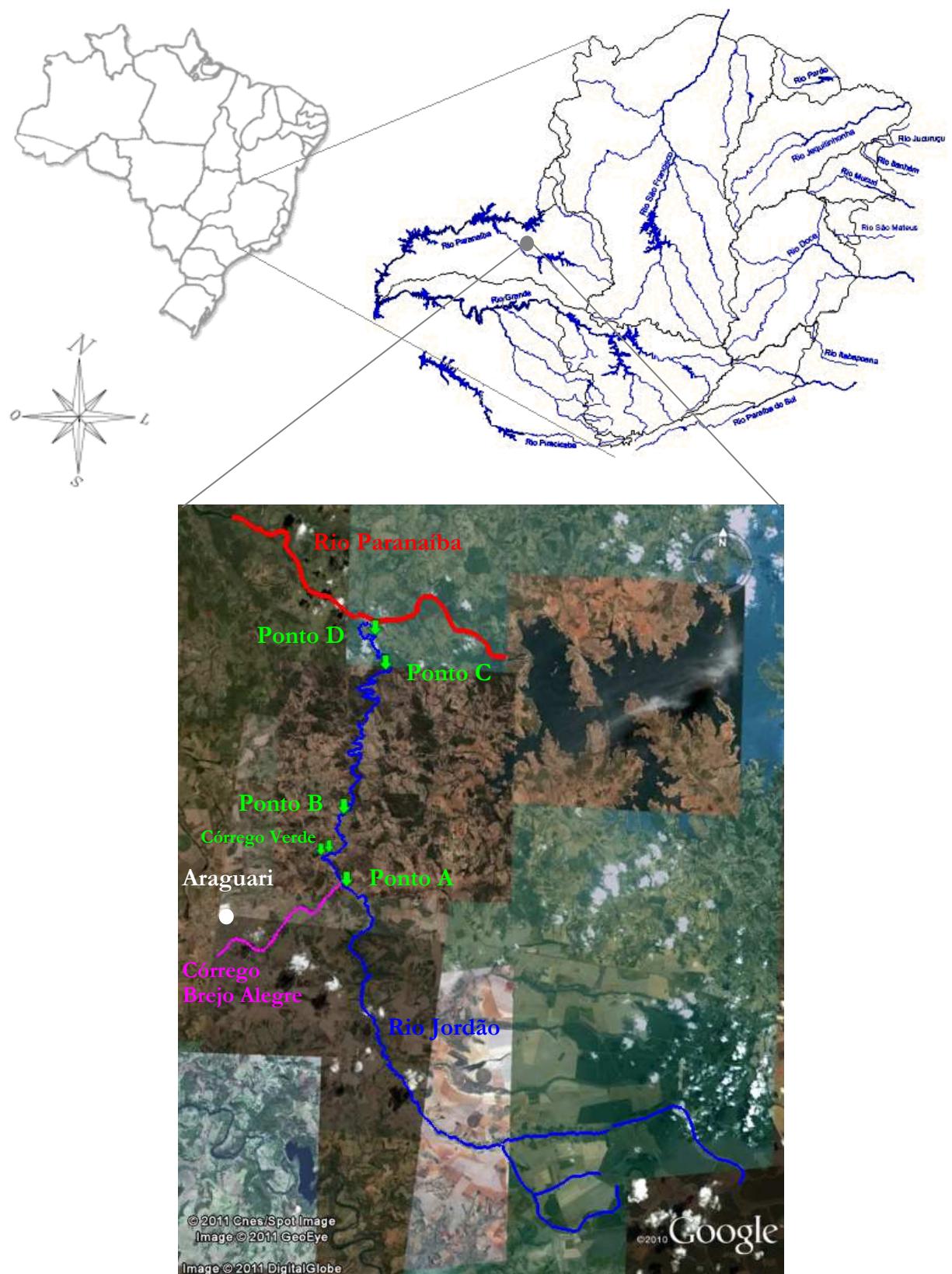


Figura 13 - Identificação dos pontos de coleta, desde a montante do córrego Brejo Alegre (afluente do rio Jordão) até a confluência do rio Jordão com o rio Paranaíba.

Fonte: www.google.com.br

O ponto A, ilustrado na Figura 14(a), corresponde à primeira seção estudada no rio Jordão, antes do ponto de confluência com o córrego Brejo Alegre. Neste ponto, levantou-se a curva-chave do rio Jordão, que auxiliará possíveis trabalhos futuros neste mesmo curso de água. A escolha desta seção se fez em função da facilidade de acesso, proximidade com sede de uma propriedade rural e por apresentar seção transversal razoavelmente definida. O inconveniente observado nesta seção é o leito com algumas pedras basálticas, que pode inferir erro na determinação da seção transversal real. É importante informar que este problema foi constante, em todas as seções transversais visitadas previamente.

Os pontos B e C, ilustrados respectivamente nas Figuras 14(b) e 14(c), são intermediários (entre a confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão e o ponto final D, à montante da confluência do rio Jordão com o rio Paranaíba). É importante salientar que, em conversas informais com uma moradora local, nas proximidades do ponto B, a mesma notificou a ocorrência de mau cheiro no curso de água, em épocas variadas do ano, evidenciando lançamentos pontuais de efluente sem tratamento no córrego Brejo Alegre, provavelmente de indústrias situadas no perímetro urbano do município de Araguari (MG), além do esgoto doméstico da cidade, conforme já citado.

O ponto D corresponde ao final do rio Jordão, antes da confluência com o rio Paranaíba, conforme ilustra a Figura 14(d).

Finalmente, os pontos E e F, ilustrados nas Figuras 14(e) e 14(f), correspondem, respectivamente, ao ponto de interesse do córrego Brejo Alegre antes da confluência com o rio Jordão (tributário 1) e o córrego Verde (tributário 2), também afluente do rio Jordão, situado a jusante da confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão.

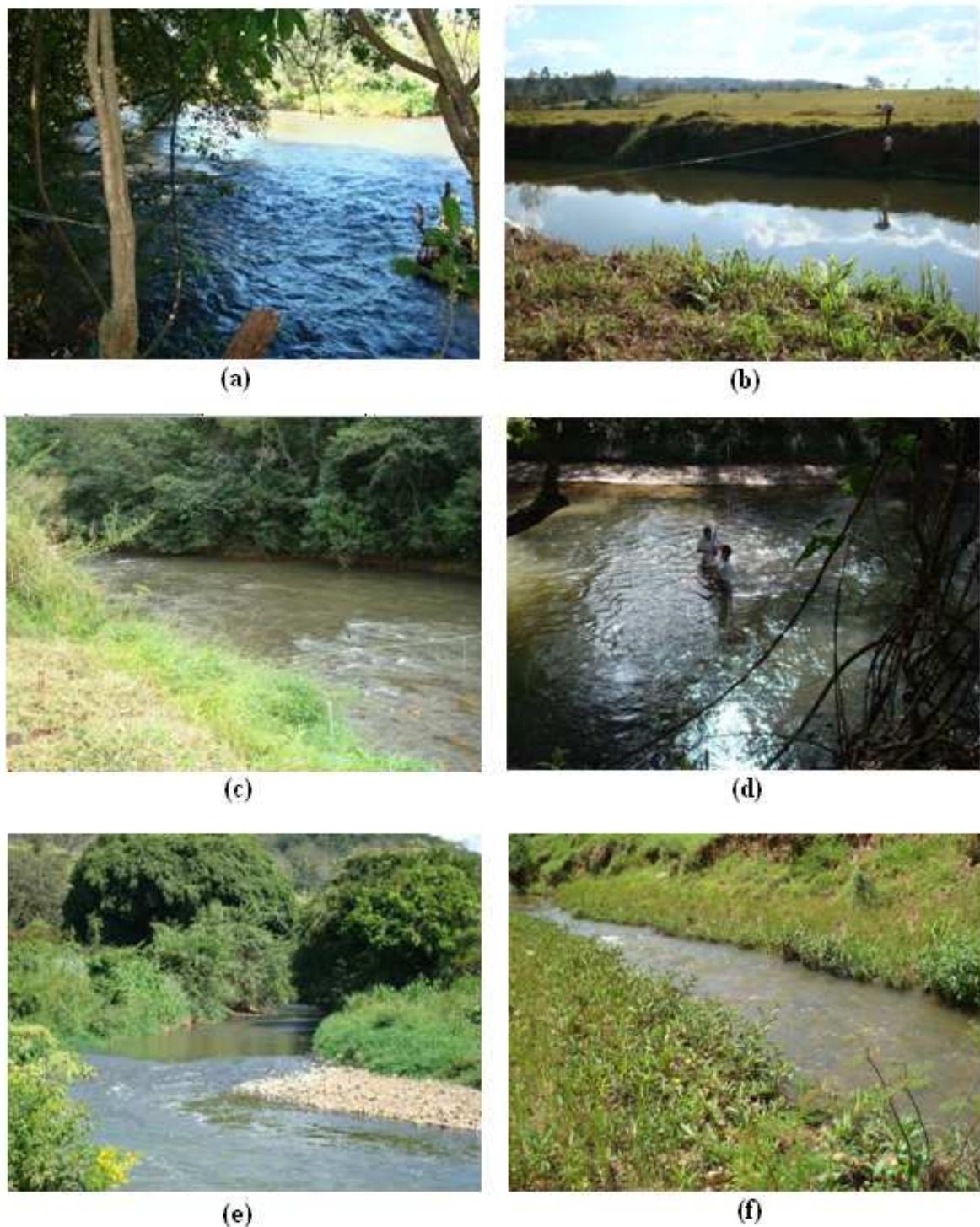


Figura 14 - Pontos de coleta, sendo: (a) Ponto A; (b) Ponto B; (c) Ponto C; (d) Ponto D; (e) córrego Brejo Alegre na confluência com o rio Jordão (tributário 1); (f) córrego Verde na confluência com o rio Jordão (tributário 2).

Na Tabela 7 estão descritas as coordenadas de cada ponto apresentado anteriormente, obtidas em campo com o aparelho *Global Position System (GPS)* Geodésico, modelo ProMark 2.

Tabela 7 - Coordenadas dos pontos de estudo e de coleta.

Ponto de estudo		Latitude (S)	Longitude (W)	Altitude (m)
Rio Jordão	A	18° 36.721	048° 06.711	647
	B	18° 33.782	048° 06.875	619
	C	18° 28.019	048° 05.378	526
	D	18° 26.773	048° 05.883	522
Córrego Brejo Alegre		18° 36.471	048° 06.929	645
Córrego Verde		18°35.507	048° 07.837	631

4.2 Determinação da vazão

Uma bacia hidrográfica é um sistema que integra as conformações de relevo e drenagem, formada pelo rio principal e seus tributários, constituindo-se em um sistema de transporte de água e sedimentos, denominada como a principal unidade de planejamento de recursos hídricos.

O volume de água que passa pelo exutório de uma bacia em uma unidade de tempo representa a vazão desta bacia e é substancialmente importante pois caracteriza a sua capacidade de assimilação de poluentes. O poluente lançado em um tributário, quando não assimilado pelo corpo de água receptor, segue para o rio principal, estendendo o trecho poluído e, consequentemente, aumentando as áreas impactadas. Em especial, com relação ao trabalho em questão, a vazão do curso de água estudado determina a sua capacidade de diluição dos despejos afluentes.

O escoamento superficial corresponde a uma grande parcela do volume precipitado, subtraindo deste o escoamento sub-superficial, o escoamento de base e as parcelas de evaporação e evapotranspiração.

No estudo de qualidade da água e autodepuração de um rio, a variável vazão é parâmetro da modelagem matemática. A vazão medida em um determinado período é utilizada para a calibração do modelo, a fim de ajustar os coeficientes e obter uma simulação mais realista em relação ao observado. A vazão média é adotada para simular condições prevalecentes em um período estipulado. Já a vazão de estiagem prolongada, ou seja, vazão mínima, está diretamente relacionada à redução da capacidade de autodepuração dos cursos de água, bem

como, à manutenção do ecossistema aquático. Neste período de seca, a vazão observada é principalmente a vazão de base, originada pelas águas subterrâneas.

No Brasil, devido ao alto custo de implantação e manutenção, existem deficiências de redes hidrométricas e consequentemente de dados históricos e, na maioria da vezes, as redes existentes dificilmente cobrem todos os locais de interesse necessários para o planejamento hídrico de uma região. É necessário estimar as vazões com base em metodologias apropriadas para preencher estas deficiências.

O parâmetro hidráulico vazão é variável ao longo do percurso longitudinal, uma vez que o rio principal recebe contribuições de tributários e de lançamentos de efluentes, contribuindo para o aumento da vazão do escoamento. Este volume também pode ser alterado por captações que irão reduzir a vazão, fato este não considerado neste trabalho. Considerar o balanço das vazões em todo o trecho estudado na modelagem matemática de qualidade da água torna a simulação mais realística. Desta forma, a vazão em um determinado trecho do curso de água, em um tempo qualquer, é a soma da vazão no rio a montante, da vazão do tributário, da vazão de esgotos e vazões incrementais, subtraída, caso exista, da vazão captada em abastecimento ou irrigação.

Lembrando, de acordo com a Equação da Continuidade, descrita anteriormente no Capítulo 3, a vazão é calculada pela multiplicação da velocidade média pela área da seção transversal do curso de água. Para a calibração do modelo matemático de qualidade da água utilizado foi necessária a determinação da vazão nos períodos de estiagem e chuvoso.

Primeiramente, realizou-se o levantamento das seções transversais de cada ponto de coleta e, posteriormente, a determinação da velocidade média do escoamento, também em cada ponto de coleta. Objetivando melhor organização deste texto, como a metodologia para determinação da seção transversal é a mesma em todos os pontos de coleta, optou-se por descrevê-la no item 4.2.1. Com relação à determinação da velocidade média do escoamento em cada seção transversal, a metodologia e equipamento utilizado estão descritos no item 4.2.2, enquanto que a descrição da metodologia para determinação da vazão média está no item 4.2.3.

Já as metodologias adotadas para determinações da curva-chave, da vazão crítica e do perfil de velocidade estão descritas, respectivamente, nos itens 4.2.4, 4.2.5 e 4.2.6.

4.2.1 Determinação da seção transversal

Com base em metodologia descrita por Porto (2000), para a determinação do perfil da seção transversal é necessário seguir uma sequência operacional, utilizada neste trabalho, em todas as seções, sendo:

- na seção de interesse, esticou-se uma corda resistente graduada de 1 metro em 1 metro, perpendicular ao curso de água e um pouco acima da superfície líquida, que serviu de referência para as medições, conforme ilustra a Figura 15. Utilizaram-se piquetes para fixação da corda resistente;
- determinaram-se as distâncias verticais $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$ em cada marcação (de 1 metro em 1 metro) da corda resistente até o leito do curso de água, utilizando como base um piquete, através do uso da mangueira de nível;
- após determinadas as distâncias verticais entre a corda resistente até o leito do curso de água de 1 em 1 metro, traçaram-se retas que unem estas profundidades, em programa computacional, chegando a uma seção transversal teórica muito próxima da seção transversal real, conforme esquema ilustrado na Figura 15, sempre utilizando o piquete como referencial;

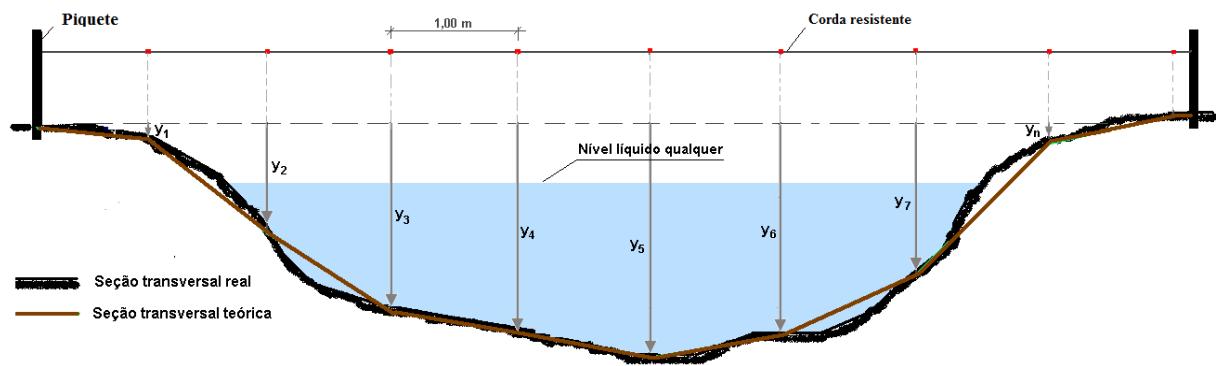


Figura 15 - Traçado da seção transversal teórica sobre a seção transversal real do canal.

- para uma seção transversal do canal muito irregular, deve-se reduzir o intervalo entre as obtenções das profundidades líquidas para chegar o mais próximo possível da seção transversal real;

- a fixação do piquete é fundamental para a próxima determinação de seção transversal, em outro dia, onde apenas com a diferença de nível entre o piquete e o nível líquido, obtida com a mangueira de nível, é possível estimar a nova seção transversal molhada. Os resultados foram satisfatórios através da utilização de programa computacional (neste trabalho, o programa computacional *AutoCAD*). É importante informar que, para garantir a sua imobilidade em caso de intempéries, o piquete foi instalado em local firme e seguro que servirá de referência para medição do nível da água em futuras visitas a campo. Nos pontos B, C, D, córrego Brejo Alegre e córrego Verde instalaram-se apenas piquetes. Já no ponto A, foi instalado um piquete, além de uma régua graduada. As Figuras 16(a) e 16(b) ilustram, respectivamente, o piquete e a régua graduada instalados no ponto A. Também a Figura 16(b) ilustra a corda de referência utilizada para determinação da seção transversal.



Figura 16 - Instalações no ponto A, sendo: (a) Piquete de madeira; (b) Régua graduada e corda de referência.

Em um curso de água natural devem-se tomar alguns cuidados na escolha da seção transversal onde serão instaladas as réguas graduadas ou piquetes. Através dos seguintes cuidados, a seção transversal molhada pode ser obtida medindo-se apenas o nível do rio, a saber: local de fácil acesso; seção com forma regular que facilita a operação de levantamento dos pares cota-vazão; trecho retilíneo e com declividade constante, sugere que o escoamento seja uniforme, ou seja, a superfície líquida é paralela ao fundo do canal; margem e leito não erodíveis, que

mantém a geometria da seção transversal inalterada ao longo do tempo; deseja-se que a velocidade média do escoamento esteja entre 0,2 e 2,0 m/s, objetivando o bom funcionamento do molinete; regime fluvial e no máximo crítico, onde para o bom funcionamento do molinete é necessário que o escoamento seja fluvial ($Fr \leq 1$) ou crítico ($Fr = 1$); regime permanente, onde no dia em que as medições forem realizadas, as grandezas hidráulicas não podem variar no tempo. Com isto, deve-se evitar obter as medições em dias chuvosos, onde, dependendo da intensidade de precipitação, a vazão no curso de água altera-se muito ao longo do dia, principalmente pela contribuição difusa do escoamento superficial.

Apesar de todas as recomendações feitas anteriormente com relação à escolha da seção transversal, alguns pontos escolhidos neste trabalho não atenderam a todas as recomendações, onde o principal critério de escolha adotado foi a facilidade de acesso em trechos retilíneos.

4.2.2 Determinação da velocidade média

Existem diversos métodos para calcular a velocidade (pontual e média) em um canal de pequenas, médias e grandes dimensões. Para tanto, podem-se utilizar, dependendo das características hidráulicas e da precisão desejada, o método da solução salina, da condutividade elétrica da água, colorimétrico, calha Parshall, flutuadores e molinetes. A seguir será feita uma sucinta descrição dos métodos que foram utilizados neste trabalho, o flutuador e o molinete.

- Flutuadores

Os flutuadores são pouco utilizados para medições precisas devido às muitas causas de erros (como as ondas, os ventos, irregularidades no leito do curso de água etc.). Apenas são empregados para determinações expeditas e na falta de outros recursos. Com isto, para o presente trabalho, o flutuador superficial foi utilizado somente para a determinação da vazão (área x velocidade) no córrego Brejo Alegre, na primeira coleta (período de estiagem), como citado anteriormente, em função da baixa profundidade de água, que impossibilita a utilização de molinete. Para os demais pontos foi utilizado o molinete e, para gerar uma confiança nos resultados obtidos através do molinete, o flutuador foi utilizado apenas para comparação.

De acordo com Azevedo Neto (1998), existem três tipos de flutuadores, a saber:

- superficiais: são aqueles que ficam na superfície e medem a velocidade superficial da corrente, onde $v_{média} = 0,8$ a $0,9.v_{superficial}$. O inconveniente apresentado por este flutuador é o fato de ser muito influenciado pelo vento, pelas correntes secundárias e pelas ondas;
- submersos: constituem-se em pequenos flutuadores de superfície, ligados a corpos submersos, à profundidade desejada. Os volumes dos primeiros devem ser desprezíveis, em face dos segundos. Nestas condições, mantendo-se o corpo submerso a cerca de $0,60.H$, determina-se a velocidade média, e;
- bastões: são tubos metálicos ocos ou de madeira, tendo na parte inferior um lastro de chumbo, de modo a flutuar em posição próxima à vertical. O seu comprimento L deve ser, no máximo, igual a $0,95.H$.

Nos trabalhos experimentais realizados neste mestrado, utilizou-se garrafa PET de 250 mL como flutuador superficial.

A metodologia utilizada para a estimativa da velocidade média do escoamento através de flutuadores seguiu a seguinte sequência:

- dividiu-se o curso de água em sub-seções horizontais e esticou-se duas cordas em posição perpendicular ao escoamento, cuja distância entre as cordas foi de 15 m;
- após a fixação da distância, cronometrou-se o tempo gasto para o flutuador percorrer esta distância. Nesta pesquisa, foram cronometrados dois tempos para cada sub-seção e feita a média das velocidades obtidas;
- dividindo-se a distância percorrida pelo flutuador pelo tempo médio obteve-se a velocidade superficial. Na prática, em função do fundo rochoso do rio, estimou-se a velocidade média para cada sub-seção como sendo 80% da velocidade superficial determinada em campo, conforme metodologia descrita por Hermes & Silva *apud* Sardinha (2008).

- Molinetes

Os molinetes são aparelhos constituídos de palhetas, hélices ou conchas móveis, as quais, impulsionadas pelo líquido, dão um número de rotações proporcional à velocidade da corrente. A Figura 17 ilustra o molinete utilizado neste trabalho. Trata-se de um molinete

fluviométrico, modelo MLN-4, devidamente calibrado em 26/11/2009 pela empresa Theophilo Ottoni Engenharia S/C Ltda., a qual emitiu certificado de calibração, obtendo a seguinte equação da velocidade pontual v (m/s) em função da rotação da hélice N (rps): $v = 0,2772.N + 0,0016$. É importante informar que a Faculdade de Engenharia Civil adquiriu um novo molinete que foi utilizado neste trabalho somente nos levantamentos em campo dos dias 28/02/2011, 11/04/2011 e 27/05/2011, na obtenção das vazões para elaboração da curva-chave do ponto A, cuja equação da velocidade pontual v (m/s) em função da rotação da hélice N (rps) é $v = 0,2853.N + 0,0022$.



Figura 17 - Molinete utilizado neste trabalho de mestrado.

A metodologia correta para a determinação da velocidade média do escoamento através da utilização de molinetes incluiu:

- inicialmente, determinou-se a seção transversal molhada, de acordo com a metodologia descrita no item 4.2.1;
- utilizando a mesma divisão de 1 em 1 m na corda resistente esticada na seção transversal (Figura 15), fixaram-se algumas verticais fictícias ao longo destas seções transversais do canal, onde foram calculadas as velocidades pontuais através do molinete (respeitou-se os limites da Tabela 8) em pontos específicos desta vertical. Apenas como exemplo, se a profundidade de uma sub-área é de 3,00 m, de acordo com a Tabela 8, fixa-se o molinete e mede-se a velocidade pontual nas profundidades, a partir da superfície: superfície (corresponde à 0,10 m da superfície), 20% da superfície (0,60 m), 40% da superfície (1,20 m), 60% da superfície (1,80 m) e 80% da superfície (2,40 m). A velocidade média para esta profundidade será a média aritmética da velocidade pontual para estes cinco pontos verticais.

Tabela 8 - Posição do molinete na vertical em relação à profundidade.

Profundidade (m)	Posição
0,15 a 0,60	0,6.P
0,60 a 1,20	0,2 P e 0,8.P
1,20 a 2,00	0,2.P; 0,6.P e 0,8.P
2,00 a 4,00	S; 0,2.P; 0,4.P; 0,6.P e 0,8.P
Acima de 4,00	S; 0,2.P; 0,4.P; 0,6.P; 0,8.P e F

Fonte: AZEVEDO NETO (1998)

S (superfície) = corresponde à 0,10 m da superfície; F (Fundo) = corresponde àquela determinada pelo comprimento da haste de sustentação do lastro.

O molinete utilizado na maior parte deste mestrado, em função de estar inoperante a algum tempo, foi devidamente calibrado em uma empresa especializada antes do início das atividades, o que gerou uma equação que relacionada a velocidade pontual (em m/s) com o número N de rotações por segundo, conforme já descrito anteriormente. Também, em dias anteriores às atividades de campo, o molinete foi testado em um canal de acrílico existente no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. Para isto, mantendo-se uma vazão constante, compararam-se os resultados obtidos através do molinete e vertedor retangular com duas contrações (conduto livre). Os resultados dos testes estão ilustrados no Capítulo 5.

A Figura 18 ilustra o molinete sendo colocado dentro do canal de acrílico, a montante do vertedor de parede fina com duas contrações, no teste de confiabilidade deste equipamento.



Figura 18 - Molinete sendo colocado dentro do canal de acrílico, a montante do vertedor de parede fina com duas contrações (não visível na figura), no teste de confiabilidade deste equipamento.

Em função do nível líquido variável encontrado no rio Jordão, principalmente no período chuvoso, torna-se necessário a utilização de barco para as medições ao longo da seção transversal do canal. Como este equipamento não foi disponibilizado, os levantamentos foram feitos diretamente dentro do curso de água. Esta limitação inviabilizou os trabalhos de campo nos pontos B, C e D no período chuvoso, em virtude dos elevados níveis líquidos e, principalmente, das elevadas velocidades.

Resumindo, para facilitar o entendimento dos procedimentos experimentais, utilizaram-se flutuador e molinete nas seguintes situações:

- no período de estiagem: usou-se molinete nos pontos A, B, C, D e córrego Verde, sendo o flutuador utilizado apenas no córrego Brejo Alegre em função da baixa profundidade;
- em período chuvoso: utilizou-se o molinete nos pontos A, córrego Brejo Alegre e córrego Verde. As medidas nos pontos B, C e D ficaram prejudicadas (não realizadas) em função de elevadas profundidades e velocidades do escoamento.

4.2.3 Medição da vazão média

Para a determinação da vazão através da utilização de molinete, uma vez calculada a velocidade média para uma vertical da sub-área, a vazão deste setor é resultante da velocidade média multiplicada por esta sub-área. A sub-área foi calculada diretamente no programa computacional *AutoCAD*. A vazão total é a soma das vazões calculadas em todos os setores, conforme esquematizado na Figura 19, onde $Q_{total} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 = v_1.A_1 + v_2.A_2 + v_3.A_3 + v_4.A_4 + v_5.A_5 + v_6.A_6 + v_7.A_7$.

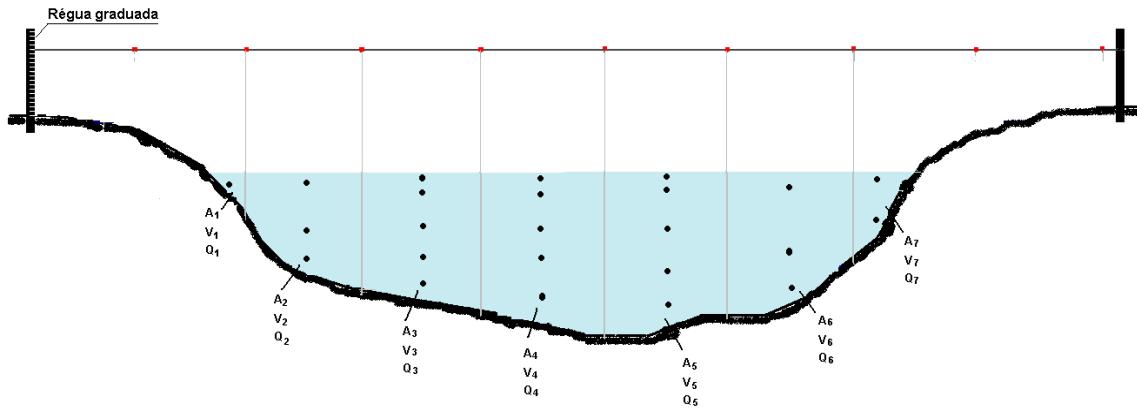


Figura 19 - Cálculo da vazão total em um canal através da utilização de molinete, sendo • ponto de fixação do molinete para obtenção de velocidade pontual, onde a quantidade de pontos depende da profundidade da sub-área ou setor, conforme apresentado na Tabela 8.

Já para a determinação da vazão através da utilização de flutuadores, uma vez calculada a velocidade média do escoamento através da velocidade superficial, a vazão de cada sub-seção é o produto da velocidade média pela área de cada sub-seção e a vazão total é a somatória das vazões calculadas em cada sub-seção.

4.2.4 Determinação da curva-chave

A curva-chave relaciona a cota do escoamento fluvial (nível da água) com a vazão escoada (descarga), permitindo transformar as leituras de níveis das seções fluviométricas em vazões do escoamento fluvial. Em um estudo de autodepuração de curso de água, a determinação prévia da curva-chave agiliza os trabalhos pois, no dia de coleta de amostras, apenas a verificação do nível do líquido é suficiente para a estimativa da vazão na seção transversal de interesse.

Neste trabalho, a obtenção da curva-chave foi realizada paralelamente aos estudos de autodepuração, tornando os trabalhos experimentais mais trabalhosos, salientando que as amostras foram coletadas e transportadas até o laboratório de análises em dia anterior aos trabalhos com a curva-chave. Todavia, a curva-chave possibilitará a agilidade em futuros trabalhos realizados neste mesmo rio, uma vez que a geometria da seção transversal tende a permanecer inalterada.

Baseado em Porto (2000), descreve-se a metodologia para obtenção da curva-chave, que foi alcançada através de medições aleatórias (em dias diferentes), definindo uma relação entre a altura de água com a vazão, de tal forma que com o valor da cota limnimétrica se consiga a vazão correspondente.

O passo inicial para a determinação da curva-chave foi a locação das réguas limnimétrica. Para isto, necessitou-se conhecer os prováveis níveis mínimos (período de estiagem) e prováveis níveis máximos (período chuvoso) do curso de água. Tais informações foram obtidas através de conversas com moradores da região de estudo.

A variação no nível líquido é diretamente proporcional à variação da largura de inundação do canal. Tendo o conhecimento prévio destes prováveis limites, foi possível locar a régua limnimétrica em local apropriado. Tais limites extremos de fixação das réguas estão condicionados à largura máxima do canal obtida em épocas chuvosas. A Figura 20 ilustra um esquema de fixação das réguas para um canal com seção transversal qualquer. Neste trabalho, a Figura 16(b) ilustra a régua graduada instalada no ponto A.

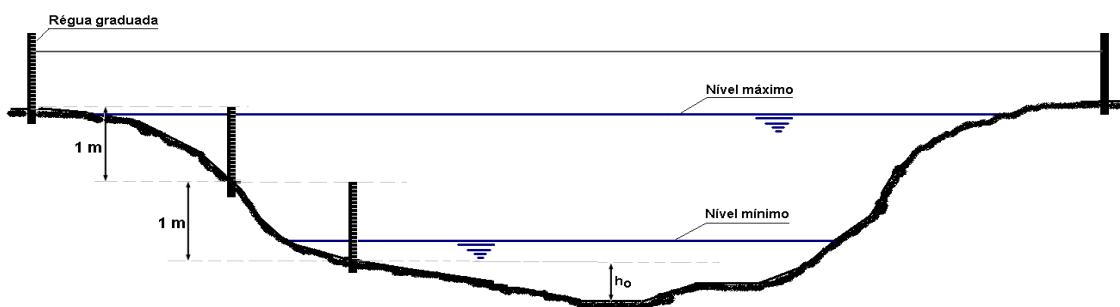


Figura 20 - Esquema de fixação das réguas para um canal com seção transversal qualquer.

Os itens 4.2.1, 4.2.2 e 4.2.3 citam as metodologias necessárias para a determinação da vazão em um dia qualquer, em nível líquido qualquer. Para a obtenção da curva-chave, repetiu-se esta metodologia para vários níveis diferentes, em dias diferentes, até que fosse obtido um número suficiente de dados altura x vazão para a definição da curva-chave local.

A vazão estimada através de equação matemática deve apresentar o mínimo desvio possível da vazão medida, obtida através da função potência apresentada na Equação (19), ajustada pelo coeficiente de determinação CD. O coeficiente de determinação CD é um indicador estatístico eficiente no ajuste dos dados estimados aos dados medidos, o qual mantém uma

relação entre a soma dos resíduos ao quadrado e a variância total dos dados observados, definido como $CD = 1 - [\sum(Q_1 - Q_2)^2]/[\sum(Q_1 - \bar{Q}_{média})^2]$, onde Q_1 é a vazão medida e Q_2 é a vazão estimada. O valor de CD igual a 1 (um) indica perfeito ajuste entre os dados medidos e estimados.

$$Q = a \cdot (h - h_o)^b \quad (19)$$

De acordo com a Figura 20, as cotas foram obtidas com relação a um referencial (neste caso utilizou-se a régua graduada). A cota h_o constitui um parâmetro desconhecido, que entende-se como sendo a leitura do nível de água para a vazão nula. Com isto, h_o pode assumir valor positivo ou negativo, dependendo do zero da escala com relação ao fundo do canal. Os parâmetros a e b foram ajustados. Para isto, a partir dos pares Q e h , a Equação (19) foi linearizada, determinando-se a e b por regressão linear, conhecendo-se o valor de h_o . Para definir os parâmetros, fez-se:

$$\log Q = \log a + b \cdot \log (h - h_o) \quad (20)$$

Com o auxílio da ferramenta *Solver* do programa computacional *Excel*, os parâmetros a e b foram obtidos ajustando-se a reta aos pares $\log Q$ e $\log (h - h_o)$, tornando mínimo, para as nuvens de pontos, o somatório dos quadrados dos desvios da variável $\log Q$ em relação à reta estabelecida, através do coeficiente de determinação CD , que deve ser o mais próximo de 1,0.

Após a determinação da curva-chave para o intervalo de vazão estudado, existem valores extremos nos períodos de estiagens e chuvosos que não estariam previamente inseridos dentro do intervalo, necessitando a sua extração. A extração para cotas extremas pode ser determinada pelo método logarítmico, método gráfico de Stevens e método de Manning. Informações sobre estas metodologias podem ser obtidas em Porto (2000).

4.2.5 Determinação da vazão crítica

Para o planejamento e gerenciamento de uma bacia hidrográfica, consideram-se as condições críticas e estas condições críticas no corpo receptor ocorrem exatamente no período de vazão mínima, em que a capacidade de diluição é menor.

A vazão crítica deve ser calculada a partir de dados fluviométricos históricos do curso de água. Usualmente, adota-se a vazão mínima para um tempo de recorrência de 10 anos e

período de vazão mínima de 7 dias ($Q_{7,10}$). Tal pode ser entendida como o valor que pode se repetir, probabilisticamente, a cada 10 anos, compreendendo a menor média obtida em 7 dias consecutivos. Assim, em cada ano da série histórica, procede-se a análise das 365 médias diárias de vazão. Seleciona-se, em cada ano, o período de 7 dias consecutivos que resultou na menor média de vazão (média de 7 valores). Com os valores da menor média de 7 dias de cada ano, procede-se a uma análise estatística que permite interpolar ou extrapolar o valor para o tempo de recorrência de 10 anos.

Conforme citado no Capítulo 3, Sardinha *et al.* (2008), ao avaliar a qualidade da água e autodepuração do Ribeirão do Meio em Leme (SP), utilizou a vazão mínima ou de estiagem na simulação para estimar o nível de tratamento necessário do esgoto doméstico. A vazão $Q_{7,10}$ foi calculada pelo programa SIGRH – Sistema de Informações para o Gerenciamento de Recursos Hídricos (www.sigrh.sp.gov.br).

Observa-se a falta de padrão na identificação da vazão mínima de estiagem nas pesquisas do Brasil devido à deficiência dos dados históricos. Para este trabalho, a estimativa da vazão mínima permitiu os cálculos dos cenários extremos. Mediante a falta de dados históricos fluviométricos na bacia do rio Paranaíba, mais especificamente no rio Jordão, ficou inviável a determinação da vazão crítica $Q_{7,10}$.

Com isto, a estimativa da vazão crítica foi feita através de um programa de pesquisa e desenvolvimento elaborado pela Universidade Federal de Viçosa, o qual enfoca-se na transmissão de tecnologia para o planejamento, dimensionamento, manejo e gestão de projetos em recursos hídricos, em Minas Gerais, chamado HIDROTEC, cuja página da internet é www.hidrotec.ufv.br. Este programa fornece dados hidrológicos para as bacias hidrográficas situadas no Estado de Minas Gerais. Nesta página da internet, clicou-se na opção “Atlas digital”. Na sequência, clicou-se em “SAGA” (Sistema Simplificado de Apoio à Gestão das Águas) selecionando a bacia do rio Paranaíba. Já na Bacia do rio Paranaíba, selecionou-se a sub-bacia UPGRH: PN1 – Afluentes Mineiros do Alto Paranaíba, local no qual está situado o rio Jordão. Já dentro da sub-bacia, clicou-se em “Acesso ao Banco de Dados”, seguido por “Consulta Espacial” e finalizando “Modelos ajustados por curso de água”. Em “Modelos ajustados por curso de água”, selecionou-se o rio Jordão no rol de cursos de água, onde foi apresentada a equação ajustada da vazão crítica em função da área da bacia contribuinte, sendo $Qi_{7,10} = 0,0038.A^{0,9475}$; onde: $Qi_{7,10}$ é a vazão crítica em 7 dias

consecutivos considerando 10 anos de período de retorno (m^3/s) correspondente a um ponto i qualquer do curso de água; A equivale a área da bacia hidrográfica contribuinte ao ponto i (km^2).

Com a equação ajustada, apresentada anteriormente, a estimativa da vazão crítica ficou facilitada, sendo necessária apenas a determinação da área da sub-bacia hidrográfica contribuinte para o local de interesse. De acordo com o item 4.6.5, a única vazão crítica de interesse foi a do ponto A, situado no rio Jordão a montante da confluência com o córrego Brejo Alegre.

Para a estimativa da área da sub-bacia de contribuição para o escoamento superficial no ponto A, a pesquisa seguiu a metodologia a seguir:

- no *Google Earth* (programa computacional cuja função é apresentar um modelo tridimensional do globo terrestre), foi traçada uma malha com L números de linhas e C números de colunas que englobou toda a bacia hidrográfica do rio Paranaíba, onde a elevada quantidade de linhas e colunas está diretamente relacionada à boa qualidade dos resultados;
- ainda no *Google Earth*, em coordenadas UTM, foram obtidas as coordenadas x , y e z para cada vértice da malha e também ao longo do percurso longitudinal do rio Jordão, sendo lançadas em planilha do programa computacional *Excel*;
- na sequência, os dados da planilha foram lançados no programa computacional *Surfer*, para visualização da superfície tridimensional da sub-bacia do rio Jordão, delimitando esta sub-bacia. A delimitação da sub-área foi facilitada pela introdução dos vetores que indicaram o sentido de escoamento superficial (opção do programa computacional *Surfer*);
- após definida a sub-bacia, a sua área correspondente foi lançada no programa computacional *AutoCAD* a fim de determinar, quantitativamente, a área de projeção desta sub-bacia;
- finalizando a metodologia para estimativa da vazão crítica, aplicou-se o valor obtido da área da sub-bacia na equação ajustada da vazão crítica em função da área da bacia contribuinte obtida pelo HIDROTEC, anteriormente citada.

4.2.6 Determinação dos contornos de velocidade

A determinação dos contornos de velocidade permite uma melhor visualização do campo de velocidade em cada seção transversal estudada. Este trabalho em questão fixou 4 pontos experimentais ao longo do rio Jordão (ou 4 seções transversais), identificados como pontos A, B, C e D. Devido à impossibilidade prática de utilização do equipamento molinete no período chuvoso nos pontos B, C e D, os trabalhos experimentais concentraram-se em todos os pontos apenas no período de estiagem. Também houve a preocupação em realizar esta atividade em todos os pontos experimentais da curva-chave no ponto A.

O programa computacional *Surfer* foi utilizado na determinação dos contornos de velocidade, lembrando que o programa necessita de grande quantidade de dados para uma satisfatória interpolação. Apenas para elucidar a metodologia do programa, foi necessário definir uma malha retangular, onde todos os vértices correspondem a um valor conhecido ou estimado a partir de interpolação de dados conhecidos a montante e a jusante.

Para a adequação do programa a este trabalho, inicialmente, a partir da seção transversal obtida no programa computacional *AutoCad* pela metodologia descrita no item 4.2.1, sobrepõe-se uma malha retangular de eixos *x* e *y*, onde cada ponto corresponde a um valor conhecido de velocidade pontual, seja medido ou pontos sobre o leito onde as velocidades são nulas, e que é definido pela coordenada *z*. A Figura 21 ilustra a malha retangular sobreposta à seção transversal no ponto A para as medições realizadas no dia 11 de junho de 2010 (período de estiagem).

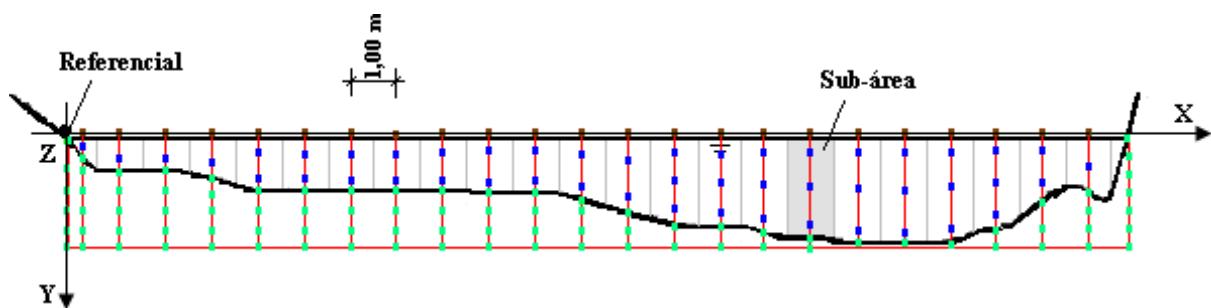


Figura 21 - Malha retangular sobreposta à seção transversal no ponto A para as medições realizadas no dia 11 de junho de 2010 (período de estiagem).

Na Figura 21, os pontos azuis referem-se aos valores das velocidades pontuais medidas com o molinete. Os pontos marrons referem-se às velocidades pontuais estimadas na superfície líquida e igual à velocidade média dividida por 0,9 para cada sub-área. Os pontos verdes referem-se às velocidades pontuais nulas estimadas. A análise da Figura 21 deixa claro que optou-se por um número acentuado de pontos verdes (onde a velocidade pontual é nula) junto à base ou fundo da seção transversal, a fim de otimizar a interpolação realizada pelo *Surfer*. Também, os outros pontos verdes correspondem às regiões externas à seção transversal do rio e que fazem parte da malha retangular.

As coordenadas x , y e z obtidas na malha foram lançadas na planilha *Excel*, servindo como dados de entrada para o sistema computacional *Surfer* gerar os contornos de velocidade, existindo a necessidade de que os dados da coordenada x fiquem na primeira coluna, os dados da coordenada y na segunda coluna e os dados da coordenada z na terceira coluna.

Já no programa computacional *Surfer*, selecionou-se a opção “Grid>Data”, indicando o arquivo da planilha *Excel* que continha os dados das coordenadas x , y e z . Posteriormente, selecionou-se “Map>Surface”, indicando o Grid criado com a planilha, para elaboração do perfil de velocidade. Após a obtenção da imagem, procedeu-se a alterações de configuração de acordo com o desejado.

4.3 Coleta das amostras

Uma das etapas mais importantes quando se trata de pesquisa que envolve a qualidade nos corpos de água é a coleta das amostras, pois a falta de critério pode comprometer todo o trabalho.

A NBR 9897:1987 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) descreve as condições exigíveis para a elaboração de planejamento de amostragem de efluentes líquidos e corpos de águas receptores, aplicando-se aos corpos de águas receptores superficiais e às águas residuárias neles lançadas. Segundo esta norma, se o objetivo principal do estudo consiste em determinar o dano que a poluição causa aos seres humanos, à vida aquática e aos usos do curso de água, devem ser estabelecidos locais de amostragem em torno do ponto de lançamento, um imediatamente a montante, livre de interferências, além da coleta de amostras diretamente do efluente. Todavia, não existe uma regra geral e o bom senso é tão importante quanto o conhecimento.

As amostragens devem cobrir os períodos de condições críticas de vazão do corpo receptor. Os pontos de amostragem para análises biológicas devem ser os mesmos para as análises físicas e químicas, com a finalidade de se estabelecer correlação entre os dados obtidos. As amostragens devem ser acompanhadas por medidas de vazão, as quais podem ser realizadas durante a coleta.

É necessário evitar áreas em que podem ocorrer águas estagnadas, áreas localizadas próximas à margem interna das curvas e áreas de refluxo de curso de água.

Já a NBR 9898:1987 da ABNT fixa as condições para a coleta e a preservação das amostras garantindo que os resultados reflitam as condições do momento da coleta. A coleta, manuseio e preservação das amostras devem ser feitos com critério para evitar a introdução de contaminantes. Os recipientes e as tampas devem ser de material resistente às condições de esterilização e não devem liberar compostos tóxicos. Também, os recipientes devem possuir boca larga para facilitar a coleta e limpeza, com volume suficiente para conter a amostra e um espaço vazio que permita uma boa homogeneização.

De acordo com as recomendações da NBR 9898:1987, as amostras foram coletadas na metade da seção transversal do rio a uma profundidade entre 10 a 30 cm abaixo da superfície da água, com a boca do vasilhame voltada contra a corrente, fechando o frasco imediatamente e identificando as amostras com os pontos de coleta.

É necessário preservar a amostra durante o transporte para garantir que permaneça inalterada até o momento de seu exame em laboratório. Neste trabalho, analisou-se a qualidade da água nos pontos A, B, C, D, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, em períodos diferentes do ano, estiagem e chuvoso. Foram coletadas amostras duas vezes, nos dias 14 de junho de 2010 (período de estiagem) e dia 24 de janeiro de 2011 (período chuvoso), em todos os pontos, com vasilhame de plástico de “boca” larga e capacidade de 2 litros, mantendo-as armazenadas devidamente refrigeradas em caixa isolante térmica durante o transporte e em geladeira no período de análises laboratoriais. É importante informar que os parâmetros a seguir mencionados, em função da possibilidade de alteração em seu valor inicial com o armazenamento e transporte até o Laboratório de Saneamento, foram medidos no campo, sendo: oxigênio dissolvido (OD), potencial Hidrogeniônico (pH), percentagem de saturação de oxigênio dissolvido (%Sat. OD) e temperatura (°C).

4.4 Análises laboratoriais

As variáveis foram determinadas por meio de metodologias preconizadas pelo *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater* (Eaton *et al.*, 2005) e pelas instruções dos manuais dos aparelhos utilizados.

Como já relatado, as medições de OD, pH, percentagem de saturação de OD e temperatura foram feitas em campo, no dia da coleta das amostras, por aparelhos portáteis devidamente calibrados.

Os métodos das análises laboratoriais dos parâmetros estudados são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Métodos das análises laboratoriais dos parâmetros estudados.

Parâmetro	Unidade	Método de análise	Referência
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	Método de tubos múltiplos	APHA (2005)
potencial Hidrogeniônico	-	Método potenciométrico	-
Demanda Bioquímica de Oxigênio	mg/L	Método de Winkler	APHA (2005)
Nitrogênio total	mg/L	Método Kjeldahl	APHA (2005)
Fósforo total	mg/L	Método do ácido ascórbico	APHA (2005)
Temperatura	°C	Método potenciométrico	-
Turbidez	UNT	Método nefalométrico	-
Sólidos totais	mg/L	Método gravimétrico	APHA (2005)
Oxigênio Dissolvido	% saturação	Método potenciométrico	-

Algumas análises laboratoriais não foram realizadas no Laboratório de Saneamento da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) da Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

Justifica-se a realização das análises por laboratórios externos tendo em vista que o laboratório da FECIV/UFU encontrava-se em processo de reestruturação física, organizacional e operacional.

A análise do parâmetro coliforme termotolerante (*E.coli*) foi realizada no Laboratório de Ensaios em Alimentos e Meio Ambiente do SENAI (Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial), em Uberlândia (MG).

Os parâmetros DBO, nitrogênio total e frações e fósforo total foram analisados no Laboratório de Resíduos Sólidos e Água do Instituto de Química (IQ) da Universidade Federal de Uberlândia (MG).

Na FECIV/UFU, a mestrandona autora deste trabalho, sob supervisão do professor orientador, realizou a análise dos parâmetros sólidos totais e frações. Todas as análises foram realizadas em duplidade, sendo considerados os valores médios obtidos para os cálculos do IQA e simulações.

4.5 Cálculo do IQA

O Índice de Qualidade das Águas foi criado em 1970, nos Estados Unidos, pela *National Sanitation Foundation* (NSF). A partir de 1975 começou a ser utilizado pela Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB). Nas décadas seguintes, outros estados brasileiros adotaram o IQA, como, por exemplo, o Estado de Minas Gerais através do IGAM (2005), que hoje é o principal índice de qualidade das águas utilizado no país.

O IQA foi desenvolvido para avaliar a qualidade da água bruta, visando o seu uso para o abastecimento público após tratamento. Os parâmetros utilizados no cálculo do IQA são, em sua maioria, indicadores de poluição causada pelo lançamento de esgotos domésticos.

A avaliação da qualidade da água obtida pelo IQA apresenta limitações, já que este índice não analisa vários parâmetros importantes para o abastecimento público, tais como, substâncias tóxicas (ex: metais pesados, pesticidas, compostos orgânicos) e protozoários patogênicos.

Na sequência é feita uma descrição resumida dos parâmetros necessários para este cálculo e analisados neste trabalho, que são: coliformes termotolerantes, o potencial Hidrogeniônico (pH), DBO, nitrogênio total, fósforo total, temperatura, turbidez, sólidos totais e OD.

Para o desenvolvimento das equações do Sistema de Cálculo da Qualidade da Água (SCQA), baseado nas curvas obtidas pela *National Sanitation Foundation* (NSF) e estudos correlatos desenvolvidos principalmente no Brasil (CETESB/SP), através de regressões polinomiais e com auxílio do programa computacional *Excel*, determinaram-se as equações a serem utilizadas para o cálculo do índice de qualidade para cada parâmetro (q_i). Salienta-se que a determinação do q_i através de equações analíticas é mais precisa do que a determinação visual através das curvas apresentadas na Figura 22.

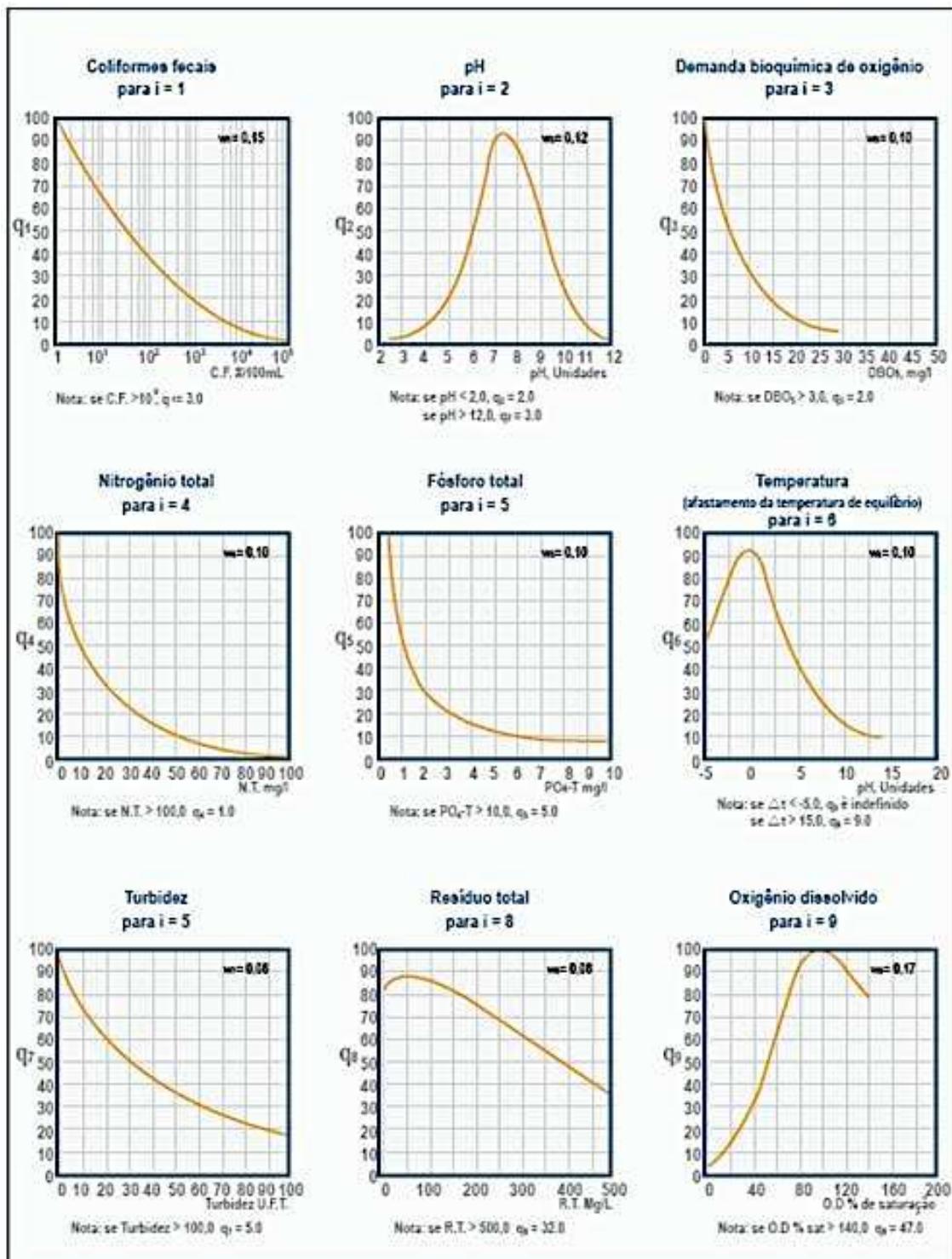


Figura 22 Curvas de qualidade elaboradas pelo NSF.

Fonte: Agência Nacional de Águas (ANA): www.ana.gov.br

Diante disto, juntamente com uma descrição sucinta, seguem-se as equações obtidas para o SCQA, de acordo com o IGAM (2005), para os 09 parâmetros utilizados, sendo:

- Coliformes termotolerantes

Os coliformes termotolerantes são microrganismos do trato intestinal, presentes no interior do intestino de todos os seres vivos de sangue quente, auxiliando na digestão dos alimentos, eliminadas diariamente nas fezes, e sua presença na água indica a provável existência de outros microrganismos patogênicos, determinando o origem fecal da contaminação.

O curso de água normalmente é habitado por muitos tipos de bactérias, assim como, por várias espécies de algas e de peixes. Estas bactérias são importantes pois, alimentam-se de matéria orgânica, consumindo parte da carga poluidora lançada, sendo assim as responsáveis pela autodepuração, ou seja, pelo processo de reequilíbrio do rio.

Porém, quando o rio recebe efluentes, passa a contar também com outros grupos de bactérias, não originais do curso de água, que podem ou não causar doenças às pessoas que consomem ou tem contato direto com esta água. Um grupo importante é o das bactérias coliformes termotolerantes, que, apesar de não serem patogênicas, podem ser indicadoras da poluição por esgotos domésticos. Sua presença em grandes números indica a possibilidade da existência de microrganismos patogênicos que são responsáveis pela transmissão de doenças de veiculação hídrica, como, por exemplo, desenteria bacilar, febre tifóide e cólera.

Neste trabalho, foi utilizado o microrganismo *E.coli* como parâmetro biológico.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro coliformes fecais estão descritas a seguir:

- para $CF \leq 105$ NMP/100mL, $q_i = 98,24034 - 34,7145 \cdot (\log CF) + 2,614267 \cdot (\log CF)^2 + 0,107821 \cdot (\log CF)^3$;

- para $CF > 105$ NMP/100mL, $q_i = 3,0$.

- potencial Hidrogeniônico (pH)

O pH corresponde à concentração de íons de hidrogênio presentes na água, caracterizando o grau de acidez, neutralidade ou basicidade do meio. A escala de pH varia de 0 a 14, denotando os vários graus de acidez ou alcalinidade. Valores entre 0 e 7 indicam a acidez, enquanto valores entre 7 e 14 indicam a basicidade. O $pH = 7$ indica neutralidade.

A análise do parâmetro pH é de extrema utilidade, indica inúmeras informações a respeito da qualidade das águas. Alterações nos valores do pH podem aumentar o efeito de substâncias

químicas que são tóxicas para os organismos aquáticos, possibilitam a precipitação de metais, além de afetar o metabolismo de várias espécies, responsáveis pelo tratamento biológico dos esgotos.

Geralmente, em cursos de água, o pH muito ácido ou muito alcalino está associado à presença de efluentes industriais.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro potencial Hidrogeniônico (pH) são:

- para $\text{pH} \leq 2,0$, $q_i = 2,0$;
- para $2,0 < \text{pH} \leq 6,9$, $q_i = - 37,1085 + 41,91277 \cdot \text{pH} - 15,7043 \cdot \text{pH}^2 + 2,417486 \cdot \text{pH}^3 - 0,091252 \cdot \text{pH}^4$;
- para $6,9 < \text{pH} \leq 7,1$, $q_i = - 4,69365 - 21,4593 \cdot \text{pH} - 68,4561 \cdot \text{pH}^2 + 21,638886 \cdot \text{pH}^3 - 1,59165 \cdot \text{pH}^4$;
- para $7,1 < \text{pH} \leq 12$, $q_i = - 7698,19 + 3262,031 \cdot \text{pH} - 499,494 \cdot \text{pH}^2 + 33,1551 \cdot \text{pH}^3 - 0,810613 \cdot \text{pH}^4$;
- para $\text{pH} > 12,0$, $q_i = 3,0$.

- Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

A matéria orgânica é responsável pelo consumo do oxigênio dissolvido na água pela ação dos microrganismos decompositores. Os principais componentes da matéria orgânica são: proteínas, carboidratos, gorduras, óleos, ureia, surfactantes, fenóis, pesticidas e outros em menor quantidade.

Devido à grande dificuldade na determinação laboratorial destes componentes nas águas residuárias, pela multiplicidade de formas e compostos que apresentam-se, utilizam-se métodos indiretos para a quantificação da matéria orgânica e seu potencial poluidor. Os parâmetros mais utilizados são a demanda bioquímica de oxigênio (DBO) ou a demanda química de oxigênio (DQO). Também existe a medição do carbono orgânico total (COT), com a porção fixa e volátil.

A expressão DBO, utilizada para exprimir o valor da poluição produzida por matéria orgânica oxidável biologicamente, corresponde à quantidade de oxigênio que é consumida pelos microrganismos do esgoto ou águas poluídas, na oxidação biológica, quando mantida a uma

dada temperatura por um período convencionado. Esta demanda pode ser suficientemente grande, o que condiciona a morte de todos os organismos aeróbios de respiração subaquática.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro DBO são:

- para $DBO \leq 30 \text{ mg/L}$, $q_i = 100,9571 - 10,7121 \cdot DBO + 0,49544 \cdot DBO^2 - 0,011167 \cdot DBO^3 + 0,0001 \cdot DBO^4$;
- para $DBO > 30 \text{ mg/L}$, $q_i = 2,0$.

- Nitrogênio Total

Nos corpos de água, o elemento químico nitrogênio pode ocorrer nas formas de nitrogênio orgânico, amoniacal, nitrito e nitrato. Em geral, a presença destes, denuncia a existência de poluição recente, uma vez que estas substâncias são oxidadas rapidamente na água, graças, principalmente, à presença de bactérias nitrificantes. Por esta razão, constituem um importante indicador da presença de despejos orgânicos recentes.

Pelo fato dos compostos de nitrogênio serem nutrientes nos processos biológicos, seu lançamento em grandes quantidades nos corpos de água, junto com outros nutrientes tais como o fósforo, causa um crescimento excessivo das algas, processo este conhecido como eutrofização, o que prejudica o abastecimento público, a recreação e a preservação da vida aquática.

Em áreas agrícolas, o escoamento da água das chuvas em solos que receberam fertilizantes também é uma fonte de nitrogênio, assim como a drenagem de águas pluviais em áreas urbanas.

Também ocorre a fixação biológica do nitrogênio atmosférico pelas algas e bactérias. Além disso, outros processos, tais como a deposição atmosférica pelas águas das chuvas também causam apporte de nitrogênio aos corpos de água.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro nitrogênio total são:

- para $NO_3^- \leq 10 \text{ mg/L}$, $q_i = -5,1 \cdot NO_3^- + 100,17$;
- para $10 < NO_3^- \leq 60 \text{ mg/L}$, $q_i = -22,853 \cdot \ln(NO_3) + 101,18$;

- para $60 < NO_3^- \leq 90$ mg/L, $q_i = 10000000000 \cdot (NO_3^-)^{-5,1161}$;
- para $NO_3^- > 90$ mg/L, $q_i = 1,0$.

- Fósforo Total

Este nutriente é essencial para o crescimento dos microrganismos responsáveis pela estabilização da matéria orgânica, mas em elevadas concentrações, é responsável, juntamente com o nitrogênio, pelo processo de eutrofização, pois também é indispensável para o crescimento de algas.

O fósforo na água apresenta-se principalmente nas formas de ortofosfato, polifosfato e fósforo orgânico.

A drenagem pluvial de áreas de agricultura com o escoamento de fertilizantes, das áreas urbanas com o escoamento de produtos químicos com fósforo e o lançamento de cargas poluidoras de esgoto de atividades fisiológicas e detergentes contribuem para uma elevação dos teores de fósforo nos cursos de água.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro fósforo total são:

- para $PO_4^{3-} \leq 10$ mg/L, $q_i = 79,7 \times (PO_4 + 0,821)^{-1,15}$;
- para $PO_4^{3-} > 10$ mg/L, $q_i = 5,0$.

É importante informar que para a conversão de fósforo total em fosfato total foi feita a multiplicação dos valores por 3,066.

- Temperatura

A temperatura é a medida da intensidade de calor e influencia as taxas de reações físicas, químicas e biológicas dos processos de remoção dos poluentes. deve ser verificada e controlada no gerenciamento dos recursos hídricos. Todos os corpos de água apresentam variações de temperatura ao longo do dia e das estações do ano. No entanto, o lançamento de efluentes com altas temperaturas pode diminuir a solubilidade dos gases, o que causa redução brusca do oxigênio dissolvido perto do lançamento, além de provocar mau cheiro.

Também os organismos aquáticos são afetados por temperaturas fora de seus limites de tolerância térmica, o que causa impactos sobre seu crescimento e reprodução.

De acordo com Gonçalves (2009), as equações desenvolvidas pela NSF levam em consideração as características dos corpos de água e variações climáticas dos EUA, sendo a variação de temperatura de equilíbrio o principal parâmetro afetado. Como no caso do Brasil, os ambientes não recebem cargas térmicas elevadas, as equações não condizem com a realidade brasileira, pois a variação da temperatura de equilíbrio é próxima de zero. Então tem-se:

- para $0,625 < \Delta T \leq 0,625$, $q_i = 4,8 \cdot \Delta T + 93 = 4,8 \times (0) + 93$, $q_i = 93$.

O q_i utilizado para variação de temperatura neste trabalho foi constante e igual a 93.

- Turbidez

A turbidez mede a resistência da água à passagem de luz, causada pela presença de partículas em suspensão e coloidais. Pode reduzir a penetração da luz, prejudicando a fotossíntese e, consequentemente, a produção de oxigênio dissolvido.

A principal fonte de turbidez é a erosão dos solos, quando, na época das chuvas, as águas pluviais trazem uma quantidade significativa de material sólido para os corpos de água.

Atividades de mineração, assim como o lançamento de efluentes sanitários, domésticos e industriais, também são fontes importantes que causam uma elevação da turbidez das águas.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro turbidez (UNT) são:

- para Turbidez ≤ 100 UNT, $q_i = 90,37 \cdot e^{(-0,0169 \cdot Tu)} - 15 \cdot \cos(0,0571 \cdot Tu - 30) + 10,22 \cdot e^{(-0,231 \cdot Tu)} - 0,8$;

- para Turbidez > 100 UNT, $q_i = 5,0$.

- Sólidos Totais (ST)

As impurezas presentes na água, do ponto de vista físico, estão associadas aos sólidos totais presentes neste líquido.

O parâmetro sólido total presente na água representa toda a matéria que permanece como resíduo, após a aplicação da metodologia em que a amostra passa por processos de evaporação, secagem ou calcinação, a uma temperatura pré-determinada, durante um tempo fixado.

Os sólidos podem estar em suspensão ou dissolvidos ou podem ser coloidais, dependendo do seu tamanho e das condições naturais do curso de água.

Os níveis de concentração das diversas frações de sólidos, distribuídos com relação ao tamanho das partículas, não são suficientes para entender o comportamento da água em questão, mas constituem uma informação preliminar importante. As concentrações de sólidos em suspensão são medidas importantes no controle de decantadores e outras unidades de separação de sólidos.

Quando os sólidos totais depositam-se nos leitos dos corpos de água, podem causar seu assoreamento, gerando problemas para a navegação e aumentando o risco de enchentes. Além disto, podem causar danos à vida aquática, pois, ao se depositarem no leito, os sólidos totais destroem os organismos que vivem nos sedimentos e servem de alimento para outros organismos, além de danificar os locais de desova de peixes.

As equações para o cálculo do q_i para o parâmetro sólidos totais (ST) são:

- para $ST \leq 500 \text{ mg/L}$, $q_i = 133,17 \cdot e^{(-0,0027 \cdot ST)} - 53,17 \cdot e^{(-0,0141 \cdot ST)} + [(-6,2 \cdot e^{(-0,00462 \cdot ST)}) \cdot \text{sen}(0,0146 \cdot ST)]$;

- para $ST > 500 \text{ mg/L}$, $q_i = 30$.

- Oxigênio Dissolvido (OD)

O OD é a quantidade de oxigênio disponível em um corpo de água. É o principal parâmetro de caracterização da poluição do curso de água por despejos orgânicos, fundamental para avaliar as condições naturais da água e detectar impactos ambientais.

Geralmente o OD se reduz ou é eliminado quando a água recebe grandes quantidades de substâncias orgânicas biodegradáveis como, por exemplo, o esgoto doméstico. Os resíduos orgânicos despejados nos corpos de água são decompostos por microrganismos que se utilizam do oxigênio na respiração. Assim, quanto maior a carga de matéria orgânica, maior o

número de microrganismos decompositores e, consequentemente, maior o consumo de oxigênio, podendo chegar à condição de anaerobiose, ocasionando a mortandade de peixes e maus odores.

Além da fotossíntese, o oxigênio também é introduzido nas águas através de processos físicos que dependem das características hidráulicas dos corpos de água como a velocidade da água associada às turbulências naturais existentes na superfície líquida (reaeração superficial).

O primeiro passo para a determinação do índice para oxigênio dissolvido é a determinação da concentração de saturação de oxigênio (C_s), que é função da temperatura da água e da altitude local, resultando em:

$$C_{s(T)} = 14,652 - 0,41 \cdot T + 0,008 \cdot T^2 - 7,8 \cdot 10^{-5} \cdot T^3;$$

$$C_s = C_{s(T)} \cdot (1 - h / 9450).$$

Sendo: C_s é a concentração de saturação de oxigênio (mg/L), T é a temperatura (°C) e h é a altitude (m).

Depois de calculado C_s , calcula-se a porcentagem de oxigênio dissolvido, onde:

$$\%OD = (OD / C_s) \cdot 100$$

Sendo: $\%OD$ é a porcentagem de oxigênio dissolvido, OD é a concentração de oxigênio dissolvido (mg/L) e C_s é a concentração de saturação de oxigênio dissolvido (mg/L).

Com isto, as equações para o cálculo do q_i para o parâmetro OD são:

- para %OD saturação ≤ 100 , $q_i = 100 \cdot (seny_1)^2 - [(2,5 \cdot seny_2) - 0,018 \cdot \%OD + 6,86] \cdot seny_3] + 12 / (e^{y^4} + e^{y^5})$;

Onde:

$$y_1 = 0,01396 \cdot \%OD + 0,0873$$

$$y_2 = \pi / 56 \cdot (\%OD - 27)$$

$$y_3 = \pi / 85 \cdot (\%OD - 15)$$

$$y_4 = (\%OD - 65) / 10$$

$$y_5 = (65 - \%OD) / 10$$

- para $100 < \%OD$ saturação ≤ 140 , $q_i = -0,00777142857142832 \cdot (\%OD)^2 + 1,27854285714278 + \%OD + 49,8817148572$;

- para $\%OD$ saturação > 140 , $q_i = 47$.

Os nove parâmetros com seus respectivos pesos (w_i), Figura 23, foram fixados em função da sua importância para a conformação global da qualidade da água, conforme indicados na Tabela 10.

Tabela 10 Parâmetros de Qualidade das Águas do IQA e seus respectivos pesos.

Índice	Parâmetro de Qualidade da Água	Unidade	Peso (w_i)
1	Oxigênio dissolvido	% saturação	0,17
2	Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	0,15
3	Potencial hidrogeniônico (pH)	-	0,12
4	Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO _{5,20})	mg/L	0,10
5	Temperatura	°C	0,10
6	Nitrogênio total	mg/L	0,10
7	Fósforo total	mg/L	0,10
8	Turbidez	UNT	0,08
9	Sólidos Totais	mg/L	0,08

O IQA é uma média harmônica ponderada de um conjunto de indicadores específicos, calculado de acordo com a Equação 21.

$$IQA = \frac{1}{\sum q_i w_i} = q_1 w_1 \cdot q_2 w_2 \cdot q_3 w_3 \cdot q_4 w_4 \cdot q_5 w_5 \cdot q_6 w_6 \cdot q_7 w_7 \cdot q_8 w_8 \cdot q_9 w_9 \quad (21)$$

Onde: IQA é o Índice de Qualidade das Águas (número entre 0 e 100); q_i é a qualidade do i -ésimo parâmetro, um número entre 0 e 100, obtido da respectiva “curva média de variação de qualidade”, em função de sua concentração ou medida, conforme ilustrado na Figura 22; w_i é o peso correspondente ao i -ésimo parâmetro, um número entre 0 e 1, cujo somatório dos pesos de todos os parâmetros é igual a 1, fixado em função da sua importância para a conformação global da qualidade, conforme mostrado na Tabela 10; i é o número do parâmetro, variando de 1 a 9 (o número de parâmetros que compõem o IQA é 9).

Os valores do IQA são classificados em faixas, que variam entre os estados brasileiros. A Tabela 11 apresenta a classificação original da NSF, adotada pelo Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM), e a versão adaptada da CETESB.

Tabela 11 Classificação da qualidade das águas segundo IQA – NSF e IQA – CETESB.

IQA – NSF			IQA – CETESB		
Nível	Cor	Faixa de IQA	Classificação	Cor	Faixa de IQA
Excelente	Azul	$90 < \text{IQA} \leq 100$	Ótima	Azul	$80 < \text{IQA} \leq 100$
Bom	Verde	$70 < \text{IQA} \leq 90$	Boa	Verde	$52 < \text{IQA} \leq 80$
Médio	Amarela	$50 < \text{IQA} \leq 70$	Aceitável	Amarela	$37 < \text{IQA} \leq 52$
Ruim	Laranja	$25 < \text{IQA} \leq 50$	Ruim	Vermelha	$20 < \text{IQA} \leq 37$
Muito Ruim	Vermelha	$0 < \text{IQA} \leq 25$	Péssima	Preta	$0 < \text{IQA} \leq 20$

Alguns outros parâmetros são necessários como dados de entrada na simulação pelo modelo matemático de qualidade das águas QUAL-UFMG, que são: nitrogênio orgânico, nitrogênio amoniacal, nitrito, nitrato, fósforo orgânico e fósforo inorgânico. Os parâmetros químicos fósforo orgânico e inorgânico, neste trabalho não foram analisados por motivos técnicos, adotando-se assim, as mesmas proporções encontradas na literatura da área, partindo do fósforo total analisado.

4.6 Aplicação do modelo QUAL-UFMG

O modelo QUAL-UFMG é uma versão simplificada dos modelos QUAL2E e QUAL2K, criados pela USEPA (*US Environmental Protection Agency*), em que não se leva em consideração a influência de algas e suas interrelações, visto que tais influências são importantes apenas em ambientes lênticos. Algumas importantes simplificações são assumidas pelo modelo, a saber:

- considera-se o escoamento apenas na direção longitudinal no curso de água natural;
- adota-se a mesma seção transversal ao longo do escoamento. O modelo original considera seção retangular. Neste trabalho, a seção adotada foi trapezoidal, considerando taludes iguais de 45°;

- os cálculos dos perfis das concentrações dos diversos parâmetros na direção longitudinal do escoamento assumem as condições simplificadoras de fluxo em pistão ideal, onde os coeficientes de dispersão longitudinal e transversal são assumidos nulos;
- considera-se cinética de primeira ordem para as reações de todos os compostos;
- sabe-se que, na realidade, um curso de água natural necessita de uma distância longitudinal, a partir do ponto de lançamento do poluente, para total mistura lateral dos poluentes. Como já dito anteriormente, considera-se a dispersão lateral nula (por considerar o escoamento apenas na direção longitudinal) e, com isto, a situação simplificadora de mistura imediata no ponto de lançamento;
- o modelo é aplicado a partir do ponto de lançamento, pois considera-se neste ponto, a mistura completa;
- a simulação da concentração de DBO não leva em consideração a anaerobiose, e;
- as integralizações dos perfis das concentrações dos poluentes ao longo do trecho longitudinal de interesse no curso de água natural necessitam de pequenos intervalos de tempo, utilizando para isto o método de Euler.

O modelo utiliza a planilha do Programa computacional *Excel* como interface para a entrada de dados, para a simulação do modelo e para os dados de saída. Em função da consideração da integralização através do método de Euler, a planilha fica muito extensa com relação à quantidade de linhas, lembrando que os passos Δx são lançados em colunas. Em cada planilha do programa computacional *Excel* o usuário consegue simular apenas um trecho pré-definido de um curso de água qualquer, sendo que as simulações de possíveis tributários são efetuadas em planilhas separadas. Enfatiza-se que, neste trabalho, utilizou-se apenas uma planilha correspondente ao rio Jordão, cujo trecho estudado engloba desde a confluência deste com o córrego Brejo Alegre até o deságue no rio Paranaíba.

4.6.1 Dados de entrada para a modelagem no trecho do rio Jordão

As entradas do modelo incluem dados do rio a montante, dados físicos do rio, coeficientes de decaimento e aumento da concentração de compostos, dados pontuais e distribuídos para os

tributários e padrões de qualidade da água especificados pela Resolução 357:2005, respeitando a classe do curso de água.

- a) dados do rio a montante (cabeceira ou *headwater*), no ponto A: vazão (m^3/s), OD (mg/L), DBO_5 (mg/L), nitrogênio orgânico (mg/L), amônia (mg/L), nitrito (mg/L), nitrato (mg/L), fósforo orgânico (mg/L), fósforo inorgânico (mg/L), *E.coli* (NMP/100mL), temperatura (°C) e $\text{OD}_{\text{saturação}}$ (mg/L). A maioria dos dados foi obtida em campo e em laboratório. Exceção feita ao fósforo orgânico e inorgânico, estimados iguais (metade do fósforo total, este determinado em laboratório), pois se considerou a inexistência da sedimentação (coeficiente de sedimentação assumido nulo);
- b) dados físicos do rio: distância do trecho (km), altitude (m), velocidade $v = a.Q^b$, profundidade $H = c.Q^d$. O trecho foi dividido em segmentos de 100 m, que viabilizou uma melhor integração dos parâmetros simulados. O modelo original utiliza apenas a altitude do ponto de mistura (confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão) para a determinação da concentração de saturação do oxigênio dissolvido em qualquer ponto ao longo do escoamento. Neste trabalho, as concentrações de saturação do OD foram estimadas para cada segmento de 100 m, considerando nos cálculos a declividade constante entre os pontos A-B, B-C e C-D, sendo estas declividades calculadas pela relação entre a diferença da altitude dos pontos sequenciais pela distância entre os mesmos.

Os valores estimados da velocidade média v para cada segmento de 100 m seguem uma equação $v = f(Q)$ no ponto A, equação esta obtida através dos dados armazenados para o traçado da curva-chave, onde valores da velocidade média do escoamento com sua respectiva vazão lançam diversos pontos em um gráfico que, com uma regressão potencial na planilha eletrônica *Excel*, fornece os coeficientes a e b da equação $v = a.Q^b$. Já a profundidade H estimada em cada segmento utilizou a equação de $H = f(Q)$, aproveitando também dados armazenados para o traçado da curva-chave. Para isto, relacionaram-se as profundidades médias do escoamento com as vazões medidas em um gráfico, onde a regressão potencial dos pontos lançados forneceu os coeficientes c e d da equação $H = c.Q^d$;

- c) Na modelagem matemática de autodepuração de curso de água diversos coeficientes de decaimento e aumento da concentração de compostos foram estimados e corrigidos para a temperatura local, sejam por equações empíricas ou por análises em campo, a saber:

- na desoxigenação atuam: coeficiente de desoxigenação K_I (dia⁻¹) medido em laboratório, coeficiente de decomposição da DBO K_d (dia⁻¹) e que é o K_I do rio, além do coeficiente de sedimentação da DBO K_S (dia⁻¹). De acordo com Chapra (1997), o coeficiente de decomposição K_d é maior do que K_I em função da sedimentação e da remoção da DBO pelo lodo de fundo. A metodologia mais recomendada para a determinação de K_I está descrita no item 3.4.2, em citação de Brandelero, Siqueira e Lima (2010), onde amostras de água natural coletadas no curso de água sofrem o monitoramento diário da concentração de OD até 20 dias de incubação. Em função da insuficiente estrutura laboratorial existente na época em que este trabalho foi realizado, os coeficientes K_d e K_I foram estimados e mantidos constantes para todos os segmentos, de acordo com valores típicos em função do tipo de curso de água (Tabela 2, item 3.4.2), considerando curso de água recebendo esgoto secundário. Para isto, assumiu-se que o esgoto bruto lançado no córrego Brejo Alegre, na área urbana do município de Araguari (MG), sofreu o processo de autodepuração natural até a confluência com o rio Jordão, assemelhando-se a um esgoto secundário ou tratado biologicamente.

Para o período de estiagem considerou-se o valor máximo para K_I e K_d (0,24 dia⁻¹), enquanto no período chuvoso considerou-se o valor mínimo para K_I e K_d (0,12 dia⁻¹). Esta escolha baseou-se nas diferentes profundidades e velocidades médias do escoamento entre as épocas do ano. Antes desta consideração com relação ao K_d , foi feita uma análise da sensibilidade da variação da DBO estimada com relação aos valores medidos no curso de água para K_d determinado através da equação empírica $K_d = 0,3.(H/2,5)^{0,434}$. Esta análise da sensibilidade evidenciou que os valores estimados diretamente através da Tabela 2 resultaram em melhor ajuste dos dados modelados com os medidos, para os períodos de estiagem e chuvoso.

Também de acordo com a Tabela 2, o coeficiente de sedimentação K_S foi assumido nulo tanto para o período de estiagem quanto para o chuvoso, visto que a atribuição de esgoto secundário dada ao córrego Brejo Alegre evidencia uma prévia sedimentação dos sólidos em suspensão no tratamento primário.

Os coeficientes K_I , K_d e K_S foram corrigidos para a temperatura local através da equação $K_{local} = K_{20^{\circ}C} \cdot \theta^{(T-20)}$, onde K_{local} refere-se ao valor de K_I , K_d e K_S corrigidos, $K_{20^{\circ}C}$ refere-se ao valor de K_I , K_d e K_S estimados através da literatura, T é a temperatura local em °C e θ é o coeficiente da equação igual a 1,047 para K_I e K_d e igual a 1,024 para K_S ;

- na reaeração atua o coeficiente de reaeração K_2 (dia⁻¹). Neste trabalho, K_2 variou em cada segmento, visto que adotou-se $K_2 = f(Q)$ através da equação $K_2 = m \cdot Q^n$, sendo o coeficiente m determinado através da ferramenta *Solver* do *Excel*, fixando-se o valor de n igual a -0,60 para o período de estiagem e -0,42 para o período chuvoso, objetivando o Coeficiente de Determinação $CD = 1$, considerando como dados observados as concentrações de OD medidas nos pontos B, C e D no rio Jordão e como dados estimados os dados de saída do modelo. Estas considerações para o valor de n foram baseadas em trabalho realizado por Von Sperling (2007) em estudos de cursos de água da região metropolitana de Belo Horizonte (MG), apresentado em tabela nas planilhas do modelo QUAL-UFMG. É importante informar que, neste trabalho, não foram consideradas as equações baseadas em dados hidráulicos no curso de água (base e, 20°C), relacionando K_2 com a profundidade média h e velocidade média v , conforme equações mencionadas na Tabela 4, visto que o perfil de OD simulado não se ajustou bem aos dados medidos.

O coeficiente foi corrigido para a temperatura local através da equação $K_{local} = K_{20^{\circ}C} \cdot \theta^{(T-20)}$, onde K_{local} refere-se ao valor de K_2 corrigido, $K_{20^{\circ}C}$ refere-se ao valor de K_2 estimado através da literatura, T é a temperatura local em °C e θ é o coeficiente da equação igual a 1,024 para K_2 ;

- com relação ao nitrogênio e frações atuam: coeficiente de sedimentação do nitrogênio orgânico K_{so} (dia⁻¹), coeficiente de conversão do nitrogênio orgânico em nitrogênio amoniacal K_{oa} (dia⁻¹), coeficiente de conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito K_{an} (dia⁻¹), coeficiente de conversão do nitrito em nitrato K_{nn} (dia⁻¹), coeficiente de liberação do nitrogênio amoniacal pelo sedimento de fundo S_{namon} (g/m².dia), O_2 equivalente na conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito O_{2Namon} (mgO₂/mgN_{amon oxid}), O_2 equivalente na conversão do nitrito em nitrato $O_{2Nnitri}$ (mgO₂/mgN_{nitrito oxid}), coeficiente de inibição da nitrificação por baixo oxigênio dissolvido K_{nitr} .

Todos estes coeficientes foram estimados de acordo com recomendações do modelo QUAL-UFMG, considerando-se: coeficiente de sedimentação do nitrogênio orgânico K_{so} foi considerado fixo e igual a 0,05 dia⁻¹, assumindo águas naturais a moderadamente poluídas; coeficiente de conversão do nitrogênio orgânico em nitrogênio amoniacal K_{oa} (dia⁻¹) foi considerado 0,25 dia⁻¹ e 0,20 dia⁻¹, respectivamente para os períodos de estiagem e chuvoso; coeficiente de conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito K_{an} (dia⁻¹) foi considerado 0,25

dia⁻¹ e 0,15 dia⁻¹, respectivamente para os períodos de estiagem e chuvoso; para o coeficiente de conversão do nitrito em nitrato K_{nn} (dia⁻¹) considerou-se curso de água raso com 1,00 dia⁻¹ e 0,20 dia⁻¹, respectivamente para os períodos de estiagem e chuvoso; coeficiente de liberação do nitrogênio amoniacal pelo sedimento de fundo S_{namon} (g/m².dia) considerou-se 0,50 dia⁻¹ e 0,10 dia⁻¹, respectivamente para os períodos de estiagem e chuvoso; O_2 equivalente na conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito O_{2Namon} (mgO₂/mgN_{amon} oxid) foi considerado fixo e igual a 3,2 dia⁻¹; O_2 equivalente na conversão do nitrito em nitrato O_{2Nnitr} (mgO₂/mgN_{nitrato} oxid) também foi considerado fixo e igual a 1,1 dia⁻¹; coeficiente de inibição da nitrificação por baixo oxigênio dissolvido K_{nitr} também ficou fixo e igual a 0,60 dia⁻¹.

Estas considerações proporcionaram um satisfatório ajuste entre dados medidos e dados modelados.

Os coeficientes K_{so} , K_{oa} e K_{an} , K_{nn} e S_{Namon} foram corrigidos para a temperatura local através da equação $K_{local} = K_{20^{\circ}C} \cdot \theta^{(T-20)}$, onde K_{local} refere-se aos valores de K_{so} , K_{oa} e K_{an} , K_{nn} e S_{Namon} corrigidos, $K_{20^{\circ}C}$ refere-se aos valores de K_{so} , K_{oa} e K_{an} , K_{nn} e S_{Namon} estimados através da literatura, T é a temperatura local em °C e θ é o coeficiente da equação igual a 1,024 para K_{so} , igual a 1,047 para K_{oa} e K_{nn} , igual a 1,080 para K_{an} e igual 1,074 para S_{Namon} ;

- com relação ao fósforo e frações atuam: coeficiente de sedimentação do fósforo orgânico K_{spo} (dia⁻¹), coeficiente de conversão do fósforo orgânico em fósforo inorgânico K_{oi} (dia⁻¹) e coeficiente de liberação do fósforo inorgânico pelo sedimento de fundo S_{pinorg} (g/m².dia). Também para os coeficientes relacionados ao fósforo, todos foram estimados de acordo com recomendações do modelo QUAL-UFMG, considerando-se os seguintes valores: para o coeficiente de sedimentação do fósforo orgânico K_{spo} (dia⁻¹) considerou-se 0,05 dia⁻¹ e 0,02 dia⁻¹, respectivamente para os períodos de estiagem e chuvoso; coeficiente de conversão do fósforo orgânico em fósforo inorgânico K_{oi} (dia⁻¹) foi considerado 0,3 dia⁻¹ e 0,2 dia⁻¹, respectivamente para os períodos de estiagem e chuvoso; finalmente, para o coeficiente de liberação do fósforo inorgânico pelo sedimento de fundo S_{pinorg} (g/m².dia) considerou-se fixo e igual a 0,1 dia⁻¹. Estas considerações proporcionaram um satisfatório ajuste entre dados medidos e dados modelados.

Os coeficientes K_{spo} , K_{oi} e S_{pinorg} foram corrigidos para a temperatura local através da equação $K_{local} = K_{20^{\circ}C} \cdot \theta^{(T-20)}$, onde K_{local} refere-se aos valores de K_{spo} , K_{oi} e S_{pinorg} corrigidos, $K_{20^{\circ}C}$ refere-se aos valores de K_{spo} , K_{oi} e S_{pinorg} estimados através da literatura, T é a temperatura

local em °C e θ é o coeficiente da equação igual a 1,024 para K_{spo} , igual a 1,047 para K_{oi} e igual a 1,074 para S_{Pinorg} ;

- para os coliformes, atua o coeficiente de decaimento de coliforme K_b (dia⁻¹), que, para este trabalho, foi considerado o valor típico definido pelo modelo QUAL-UFMG e igual a 1,0 dia⁻¹. O coeficiente K_b foi corrigido para a temperatura local através da equação $K_{local} = K_{20^{\circ}C} \cdot \theta^{(T-20)}$, onde K_{local} refere-se aos valores de K_b corrigido, $K_{20^{\circ}C}$ refere-se ao valor de K_b estimado através da literatura, T é a temperatura local em °C e θ é o coeficiente da equação igual a 1,07 para K_b , e;
- o modelo também considera cargas difusas internas sem vazões afluentes, sendo: taxa de produção de O_2 por fotossíntese P' (g/m².dia), taxa de consumo de O_2 por respiração R' (g/m².dia), taxa de consumo de O_2 por demanda do sedimento Sd' (g/m².dia) e carga linear distribuída de DBO_5 ao longo do rio Lrd' (g DBO_5 /m.dia). Tais coeficientes não foram considerados neste trabalho.
- d) dados pontuais e distribuídos de vazão, DBO_5 , OD, nitrogênio orgânico, nitrogênio amoniacal, nitrito, nitrato, fósforo orgânico, fósforo inorgânico e coliforme para os afluentes ao rio Jordão. Como dados pontuais, o modelo aceita esgotos, tributários e subtração de vazão no caso de captação de água; com relação aos dados distribuídos, o modelo aceita a contribuição incremental de vazão e esgotos. Neste trabalho, consideraram-se dados pontuais dos tributários (córrego Brejo Alegre, córrego Verde e córrego Maraúba, além de outros 16 córregos).

Os dados de entrada dos córregos Brejo Alegre e Verde foram medidos em campo e através de análises laboratoriais. Já os dados de entrada dos outros 17 córregos foram estimados considerando boa qualidade da água natural, e;

- e) padrões de qualidade especificados pela legislação ambiental, baseado na Resolução CONAMA 357:2005, em função da Classe 2 do rio Jordão. Os dados de entrada incluem os parâmetros OD, DBO_5 , nitrogênio amoniacal, nitrito, nitrato, fósforo total e *E.coli*.

4.6.2 Dados de saída para a modelagem no trecho do rio Jordão

O modelo QUAL-UFMG fornece como resultado da modelagem: os perfis das concentrações de oxigênio dissolvido, da DBO_5 , do nitrogênio e frações, do fósforo e frações e *E.coli*, as

concentrações mínimas e máximas para todos os parâmetros e a percentagem da extensão do trecho em atendimento à Resolução CONAMA 357:2005.

Na sequência, são descritas as equações padrões usadas na modelagem de todos os parâmetros ao longo do trecho de interesse do rio Jordão, a saber:

a) modelagem do OD

$$dC/dt = K_2.(C_s - C) - K_d.L - S_d + F - R - R_{O2amon}.(f_{nitr}.K_{an}).N_{amon} \quad (22)$$

Onde: dC/dt é a acumulação da concentração de oxigênio dissolvido, $K_2.(C_s - C)$ é a reaeração, $K_d.L$ é a decomposição, S_d é a demanda do sedimento, F é a fotossíntese, R é a respiração e $R_{O2amon}.(f_{nitr}.K_{an}).N_{amon}$ é a nitrificação.

b) modelagem da DBO_5

$$dL/dt = -K_d.L - K_s.L + L_{rd} \quad (23)$$

Onde: dL/dt é a acumulação da concentração da $DBO_{última}$, $K_d.L$ é o decaimento, $K_s.L$ é a sedimentação e L_{rd} é a carga difusa. Para obtenção da DBO_5 , divide-se os valores de L por K_T , sendo $K_T = DBO_{última}/DBO_5 = 1/(1 - e^{-5.K_I})$.

c) modelagem do nitrogênio e frações

- Para o nitrogênio orgânico:

$$dN_{orgânico}/dt = -K_{oa}.N_{org} - K_{so}.N_{org} \quad (24)$$

Onde: $dN_{orgânico}/dt$ é a acumulação do nitrogênio orgânico, $K_{oa}.N_{org}$ é a amonificação e $K_{so}.N_{org}$ é a sedimentação.

- Para o nitrogênio amoniacal:

$$dN_{amoniacal}/dt = K_{oa}.N_{org} - f_{nitr}.K_{an}.N_{amon} + S_{Namon}/H \quad (25)$$

Onde: $dN_{amoniacal}/dt$ é a acumulação do nitrogênio amoniacal, $K_{oa}.N_{org}$ é a amonificação, $-f_{nitr}.K_{an}.N_{amon}$ é a nitrificação e S_{Namon}/H é a liberação pelo sedimento de fundo.

Fator de correção de K_{an} em função da concentração de OD:

$$f_{nitr} = 1 - e^{-K_{nitr}OD \cdot OD} \quad (26)$$

- Para o nitrito:

$$dN_{nitrito}/dt = f_{nitr} \cdot K_{an} \cdot N_{amon} - K_{nn} \cdot N_{nitr} \quad (27)$$

Onde: $dN_{nitrito}/dt$ é a acumulação do nitrito, $f_{nitr} \cdot K_{an} \cdot N_{amon}$ é a conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito e $K_{nn} \cdot N_{nitr}$ é a conversão de nitrito em nitrato.

- Para o nitrato:

$$dN_{nitrato}/dt = K_{nn} \cdot N_{nitr} \quad (28)$$

Onde: $dN_{nitrato}/dt$ é a acumulação do nitrato e $K_{nn} \cdot N_{nitr}$ é a conversão de nitrito em nitrato.

- Para o nitrogênio total:

$$N_{total} = N_{orgânico} + N_{amoniacal} + N_{nitrito} + N_{nitrato} \quad (29)$$

d) modelagem do fósforo e frações

- Para o fósforo orgânico:

$$dP_{org}/dt = -K_{oi} \cdot P_{org} - K_{spo} \cdot P_{org} \quad (30)$$

Onde: dP_{org}/dt é a acumulação do fósforo orgânico, $K_{oi} \cdot P_{org}$ é a conversão do fósforo orgânico em inorgânico e $K_{spo} \cdot P_{org}$ é a sedimentação.

- Para o fósforo inorgânico:

$$dP_{inorg}/dt = K_{oi} \cdot P_{org} + S_{Pinorg}/H \quad (31)$$

Onde: dP_{inorg}/dt é a acumulação do fósforo inorgânico, $K_{oi} \cdot P_{org}$ é a conversão do fósforo orgânico em inorgânico e S_{Pinorg}/H é a liberação pelo sedimento de fundo.

e) modelagem dos coliformes

$$dN/dt = -K_b.N \quad (32)$$

Onde: dN/dt é a acumulação de coliforme e $-K_b.N$ é o decaimento dos coliformes.

4.6.3 Modelagem para o período de estiagem

A configuração da modelagem para o período de estiagem está ilustrada no diagrama unifilar apresentado na Figura 23. Os parâmetros de entrada dos principais afluentes foram medidos, incluindo o córrego Brejo Alegre e o córrego Verde. Já os parâmetros dos outros afluentes foram estimados, considerando um curso de água natural limpo com recebimento nulo de poluentes; as vazões pontuais para estes outros afluentes foram consideradas fixas e iguais, levando-se em consideração medidas realizadas no curso de água em um ponto a montante e outro a jusante, além da quantidade de afluentes neste intervalo, onde:

$$Q_{afluente} = (Q_{rio Jordão a jusante} - Q_{rio Jordão a montante}) / n^o \ de \ afluentes \ no \ trecho \quad (33)$$

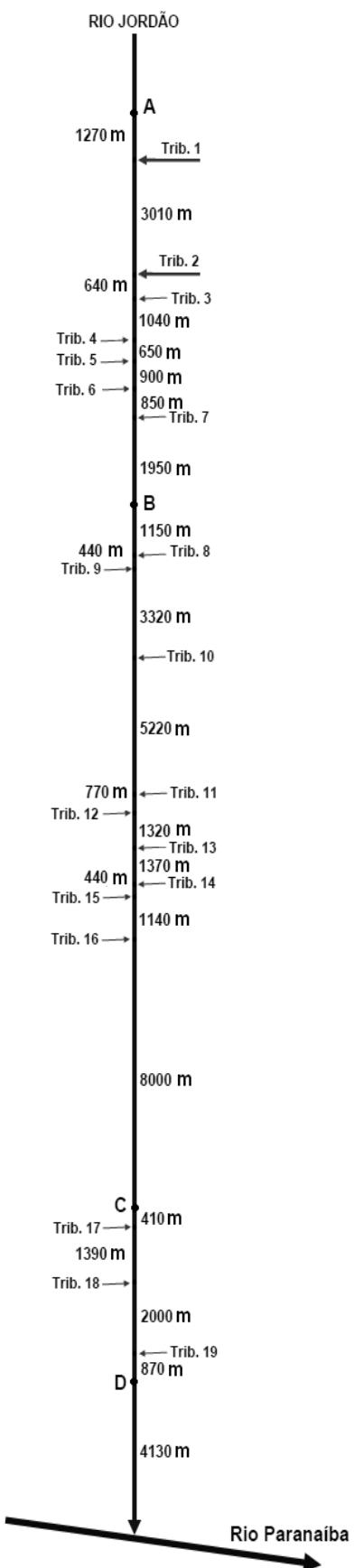


Figura 23 Diagrama unifilar.

A maioria dos coeficientes de decaimento e aumento dos diversos parâmetros estudados foi estimada respeitando equações e limites recomendados pela literatura da área. Exceção feita ao coeficiente de reaeração K_2 (dia⁻¹), o qual é variável em função da vazão, sendo o coeficiente m da equação $K_2 = m.Q^n$ ajustado através da utilização da ferramenta *Solver* do *Excel* e do Coeficiente de Determinação (*CD*) para análise da regressão, fixando-se o valor de n conforme citado no item 4.6.1.

O *CD* igual a 1 (um) indica um ajuste perfeito entre os dados estimados e observados, já *CD* igual a 0 (zero) indica que o modelo conduz a um ajuste equivalente ao de um modelo composto por uma reta horizontal que passa pelo valor médio dos pontos observados. Já o valor de *CD* negativo indica que o modelo conduz a uma ajuste não melhor que o de um modelo composto por uma reta horizontal que passa pela média dos pontos observados.

Esta ferramenta utiliza-se de um método de otimização que busca entre os diversos valores dos coeficientes aqueles mais compatíveis e validados, objetivando o ajuste do *CD*. Para inferir sobre a qualidade global dos ajustes entre os dados estimados e os dados observados, isto é, para julgar a aderência do modelo, utilizou-se o *CD*, um indicador estatístico baseado na relação da soma dos resíduos ao quadrado com a variância total dos dados observados, conforme a Equação (34).

$$CD = 1 - [\sum(Y_{obs} - Y_{est})^2] / [\sum(Y_{obs} - Y_{obsméd})^2] \quad (34)$$

Onde: Y_{obs} é o valor de $OD_{observado}$, Y_{est} é o valor de $OD_{estimado}$ e $Y_{obsméd}$ é a média dos valores de $OD_{observados}$. Os valores de $OD_{observados}$ referem-se os dados obtidos nos pontos A, B, C e D, apresentados no Capítulo 5, na Tabela 15. Já os valores de $OD_{estimados}$ em cada segmento de 100 m dependem não só da reaeração natural, mas também da decomposição da matéria orgânica, da demanda do sedimento de fundo, da fotossíntese, da respiração e da nitrificação, conforme Equação (35). Com isto, os dados de saída do programa **QUAL-UFMG** com relação ao oxigênio dissolvido fornece em cada segmento de 100 m:

$$C_I = C_o + K_2 \cdot (C_s - C) - K_d \cdot L - S_d + F - R - R_{O2amon} \cdot (f_{nitr} \cdot K_{an}) \cdot N_{amon} \quad (35)$$

Onde: C_I é a concentração de $OD_{estimada}$ em um ponto qualquer no curso de água principal (rio Jordão) e C_o é a concentração de $OD_{estimada}$ na posição 100 m a montante de C_I .

Houve a preocupação em estimar apenas o coeficiente m dentre vários, visto que existem poucos dados medidos em campo, apenas nos pontos A, B, C e D, conforme descrito em itens anteriores. Justifica-se a estimativa apenas do coeficiente K_2 , devido à elevada sensibilidade que este coeficiente possui na evolução do perfil de OD e de DBO, principalmente.

4.6.4 Modelagem para o período chuvoso

A configuração da modelagem para o período chuvoso também segue o diagrama unifilar ilustrado na Figura 23. Os parâmetros de entrada e vazões do Ponto A no rio Jordão e dos principais afluentes (córrego Brejo Alegre, tributário 1, e córrego Verde, tributário 2) foram medidos. Já os parâmetros dos outros afluentes foram estimados, inclusive o do córrego Maraúba, tributário 3, considerando um curso de água natural limpo com recebimento nulo de poluentes. Em função da impossibilidade de fixação do molinete nos pontos B, C e D no período chuvoso, fruto da elevada velocidade e nível líquido do escoamento, as vazões nestes pontos e nos demais afluentes foram estimadas considerando a mesma proporção de aumento evidenciada no ponto A, não adotando-se vazões incrementais devido à falta de dados ao longo do rio Jordão.

Similar à modelagem para o período de estiagem, a maioria dos coeficientes de decaimento e aumento dos diversos parâmetros estudados foi estimada respeitando equações e limites recomendados pela literatura da área. Exceção feita ao coeficiente de reaeração K_2 (dia^{-1}), o qual é variável em função da vazão, sendo o coeficiente m da equação $K_2 = m \cdot Q^n$ ajustado através da utilização da ferramenta *Solver* do *Excel* e do Coeficiente de Determinação (CD) para análise da regressão, fixando-se o valor de n da equação. Também, a análise da regressão através do coeficiente CD utilizou, como valores observados, os dados de OD medidos nos pontos A, B e D no rio Jordão; já os valores estimados são os dados fornecidos ou dados de saída do modelo QUAL-UFMG.

4.6.5 Simulações de cenários extremos

No presente trabalho, o enfoque principal foi a análise da capacidade de autodepuração ao longo do rio Jordão pelo recebimento do córrego Brejo Alegre poluído por esgoto doméstico bruto, efluente de indústrias alimentícias e matadouro.

Com isto, os cenários extremos visaram estimar a evolução da concentração de OD, DBO, nitrogênio total, fósforo total e coliformes termotolerantes (*E.coli*) ao longo do tempo e do percurso longitudinal no rio Jordão, desde a confluência com o córrego Brejo Alegre até o deságue no rio Paranaíba, para uma situação desfavorável de autodepuração natural.

Para este trabalho, foram criados 2 (dois) cenários distintos, considerando, em cada cenário, que o esgoto advindo da área urbana do município de Araguari (MG) fosse tratado por um processo de tratamento distinto e lançado diretamente na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão. Já para o rio Jordão, foram considerados os mesmos parâmetros e coeficientes do período de estiagem, além de atribuir a vazão crítica, conforme calculada no item 4.2.5.

Para as simulações dos cenários, consideraram-se duas alternativas de tratamento de esgoto sanitário: lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa (sistema australiano) e lodos ativados.

De acordo com recomendações de Von Sperling (2007), os dados de entrada dos parâmetros físicos, químicos e biológicos no modelo QUAL-UFMG foram estimados considerando a eficiência de remoção destes parâmetros, tanto para o sistema australiano quanto para o sistema de lodos ativados convencionais. As concentrações brutas dos parâmetros foram estimadas tendo em mãos as contribuições *per capita* em g/hab.dia, também fornecidas por Von Sperling (2007).

- Cenário 1

Neste cenário, considerou-se que o esgoto sanitário bruto da área urbana do município de Araguari (MG) recebeu o tratamento secundário formado por lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa (sistema australiano), antes de ser lançado na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão.

Com relação aos dados de entrada dos parâmetros no modelo QUAL-UFMG considerou-se:

- $DBO_{5\text{bruta}}$: foi obtida através da relação entre a carga *per capita* de DBO (considerada 54 g DBO/hab.dia) pela vazão de esgoto sanitário Q_{esgoto} , calculada através da Equação (36). Percebe-se que a relação entre a carga *per capita* de DBO e a vazão de esgoto sanitário independe da população P .

$$Q_{esgoto} (L/s) = (K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q \cdot 0,8) / 86400 \quad (36)$$

Onde: K_1 é o coeficiente do dia de maior consumo, adotado 0,25; K_2 é o coeficiente da hora de maior consumo, adotado 0,50; P é a população do município (hab); q é o consumo *per capita* em litros por dia, adotado 150 L/hab.dia; 0,8 é o coeficiente de retorno.

A DBO_5 afluente ao rio Jordão foi estimada considerando uma eficiência de remoção de 75% para o sistema formado por lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa;

- OD: foi considerado nulo;
- $N_{orgânico}$: considerou-se 5 g/hab.dia, com 60% de eficiência de remoção;
- $N_{amoniacial}$: considerou-se 7 g/hab.dia, com 50% de eficiência de remoção;
- Nitrito: foi considerado nulo;
- Nitrato: considerou-se 0,5 g/hab.dia, com 60% de eficiência de remoção;
- $P_{orgânico}$: considerou-se 1 g/hab.dia, com 35% de eficiência de remoção;
- $P_{inorgânico}$: considerou-se 1,5 g/hab.dia, com 35% de eficiência de remoção, e;
- *E.coli*: considerou-se 10^{12} NMP/100mL, com 90% de eficiência de remoção;

Desta forma, observa-se que os dados de entrada dos parâmetros dependem da população P do município. Com isto, esta simulação teve o único propósito de verificar qual a quantidade máxima de habitantes que o sistema de tratamento de esgoto sanitário formado por lagoa anaeróbia seguido por lagoa facultativa suportaria para que, após lançado no rio Jordão, a autodepuração natural do curso de água conseguisse adequar os parâmetros aos padrões da Resolução CONAMA 357:2005, desde seu lançamento na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão até a sua foz no rio Paranaíba.

A Figura 24 ilustra as considerações adotadas na simulação do Cenário 1, tanto para o rio Jordão quanto para o córrego Brejo Alegre.

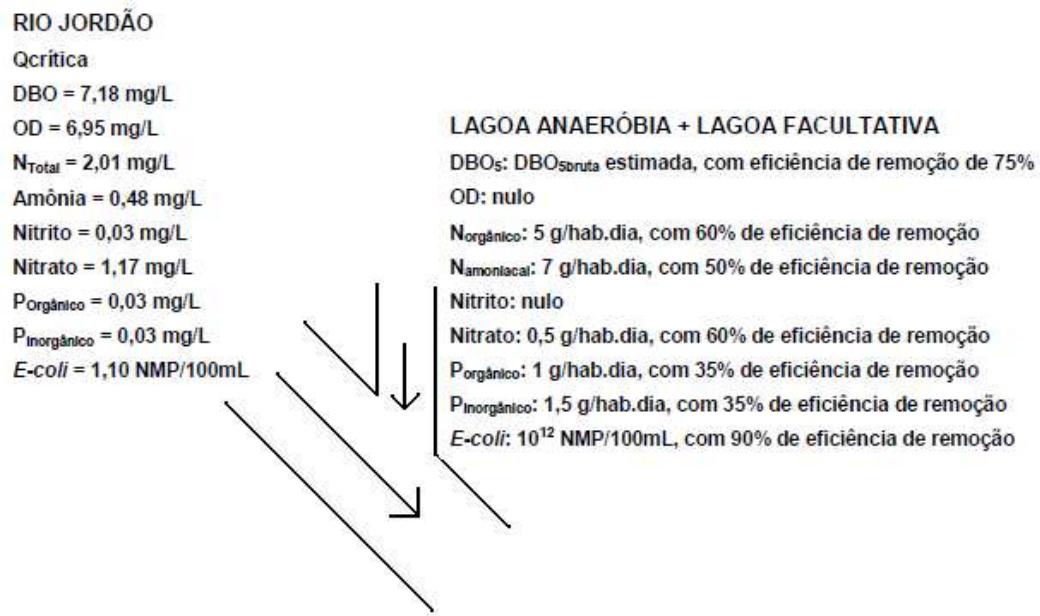


Figura 24 - Considerações adotadas na simulação do Cenário 1, tanto para o rio Jordão, quanto para o córrego Brejo Alegre.

- Cenário 2

Neste cenário, considerou-se que o esgoto sanitário bruto da área urbana do município de Araguari (MG) recebeu o tratamento secundário formado por lodo ativado convencional, antes de ser lançado na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão.

Com relação aos dados de entrada dos parâmetros no modelo QUAL-UFMG considerou-se:

- $DBO_{5\text{bruta}}$: mesma consideração do Cenário 1 para o cálculo da DBO bruta.

A DBO_5 afluente ao rio Jordão foi estimada considerando uma eficiência de remoção de 85% para o sistema formado por lodo ativado convencional;

- OD: foi considerado igual a 1,5 mg/L;

- $N_{\text{orgânico}}$: considerou-se 5 g/hab.dia, com 25% de eficiência de remoção;

- $N_{\text{amoniacial}}$: considerou-se 7 g/hab.dia, com 85% de eficiência de remoção;

- Nitrito: foi considerado nulo;

- Nitrato: considerou-se 0,5 g/hab.dia, com 25% de eficiência de remoção;
- $P_{\text{orgânico}}$: considerou-se 1 g/hab.dia, com 25% de eficiência de remoção;
- $P_{\text{inorgânico}}$: considerou-se 1,5 g/hab.dia, com 25% de eficiência de remoção, e;
- $E. coli$: considerou-se 10^{12} NMP/100mL, com 60% de eficiência de remoção;

Desta forma, observa-se que os dados de entrada dos parâmetros também dependem da população P do município. Com isto, esta simulação também teve o único propósito de verificar qual a quantidade máxima de habitantes que o sistema de tratamento de esgoto sanitário formado por lodo ativado convencional suportaria para que, após lançado no rio Jordão, a autodepuração natural do curso de água conseguisse adequar os parâmetros aos padrões da Resolução CONAMA 357:2005, desde seu lançamento na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão até a sua foz no rio Paranaíba.

A Figura 25 ilustra as considerações adotadas na simulação do Cenário 2, tanto para o rio Jordão quanto para o córrego Brejo Alegre.

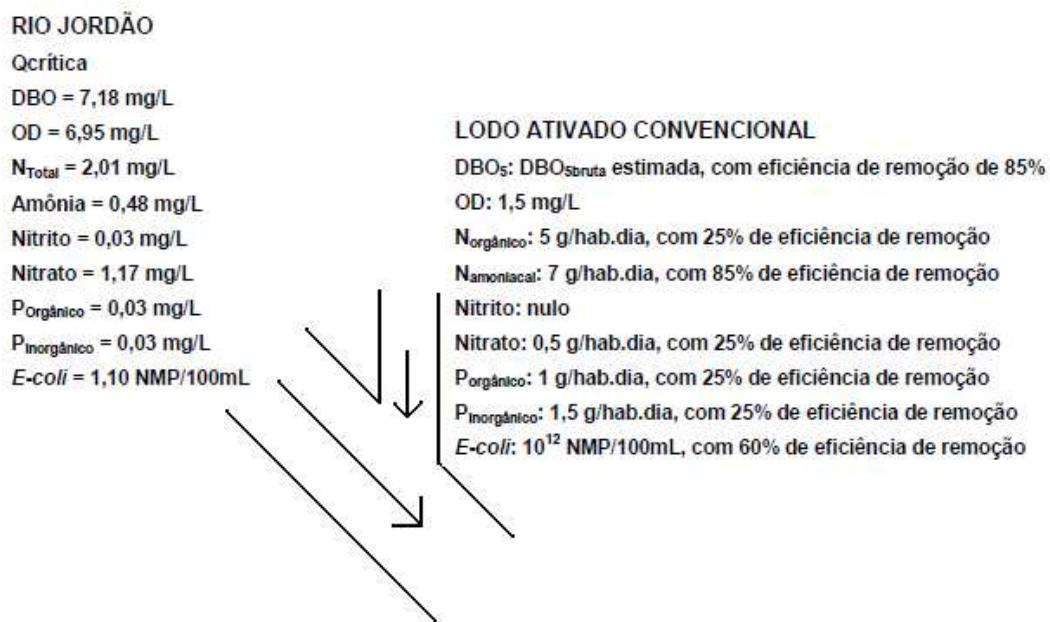


Figura 25 - Considerações adotadas na simulação do Cenário 2, tanto para o rio Jordão, quanto para o córrego Brejo Alegre.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

Este trabalho buscou conhecer a qualidade da água do rio Jordão e estudar a sua capacidade de autodepuração, tendo em vista a carga poluidora que recebe de seu principal afluente, o córrego Brejo Alegre, receptor da maior parte das águas residuárias da cidade de Araguari (MG), o qual possibilitou diagnosticar a presença de contaminantes nocivos a saúde humana, à biota aquática e a toda fauna ribeirinha.

É importante lembrar que foram considerados 6 (seis) pontos de estudo na micro-bacia do rio Jordão, onde os pontos denominados A, B, C e D estão locados ao longo do rio Jordão, o ponto E no córrego Brejo Alegre e ponto F no córrego Verde. As coletas de amostras foram realizadas em dois períodos distintos, período de estiagem e período chuvoso, correspondendo aos dias 14 de junho de 2010 e 24 de janeiro de 2011, respectivamente.

Este capítulo apresenta os resultados obtidos neste estudo, sistematizado de acordo com a metodologia descrita, de forma a facilitar o entendimento e interpretação dos dados.

5.1 Vazões

Conforme descrito no Capítulo 4, a determinação da vazão em um determinado ponto do curso de água envolve o conhecimento da seção transversal do curso de água e da velocidade média nesta seção.

Inicialmente, como citado no item 4.2.2, antes do início dos trabalhos de campo, foi preciso providenciar a calibração do molinete fluviométrico por empresa especializada. Também, em 03 (três) oportunidades e em dia anterior ao trabalho de campo, foi validada a equação ajustada da velocidade pontual em função do número de rotações por segundo da hélice do molinete, equação esta fornecida pela empresa contratada. Para isto, utilizou-se o canal de

acrílico existente no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) da Universidade Federal de Uberlândia, cujos resultados estão na Tabela 12.

Tabela 12 - Resultados obtidos através do molinete e vertedor retangular com duas contrações (conduto livre), no processo de validação da equação ajustada da velocidade pontual em função do número de rotações por segundo da hélice do molinete.

Mecanismo para medição da vazão	Equação utilizada	Resultados obtidos (m ³ /s)		
		1º teste	2º teste	3º teste
Vertedor retangular com duas contrações	$Q = 2/3 \cdot cd \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$, onde: Q é a vazão em m ³ /s; cd é o coeficiente de descarga e igual a 0,62; L é a largura da soleira corrigida e igual a 0,16 – 0,2.h, ($h = 0,063$ m no 1º teste; $h = 0,171$ m no 2º teste; $h = 0,062$ m no 3º teste).	0,00425	0,01632	0,00415
Método área x velocidade, sendo a velocidade obtida através de molinete	*Curva da calibração: $v = 0,2772 \cdot N + 0,0016$, onde: v é a velocidade pontual (m/s); N é o número de rotações por segundo (rps); Área do canal: 0,20 m x (altura h) ; ($h = 0,334$ m no 1º teste; $h = 0,262$ m para o 2º teste; $h = 0,328$ m no 3º teste); declividade não controlada.	0,00432	0,01657	0,00485

*Emitida pela empresa contratada pela Universidade Federal de Uberlândia.

Para os trabalhos de campo realizados nos dias 28 de fevereiro de 2011, 11 de abril de 2011 e 27 de maio de 2011, onde foram levantados mais dados para a elaboração da curva-chave no ponto A, utilizou-se um novo molinete adquirido pela FECIV, também testado no canal de acrílico do Laboratório de Hidráulica. O resultado está apresentado na Tabela 13.

É necessário informar que possíveis diferenças encontradas entre os mecanismos de medições de vazão, mostradas nas Tabelas 12 e 13, foram ocasionadas pelas interferências causadas pelas paredes laterais do canal de acrílico no perfil de velocidade, onde as vazões medidas com o auxílio do molinete sempre foram maiores que as medidas com o vertedor retangular com 2 (duas) contrações, com percentual de 1,5% até 29,3%.

Tabela 13- Resultados obtidos através do novo molinete e vertedor retangular com duas contrações (conduto livre), no processo de validação da equação ajustada da velocidade pontual em função do número de rotações por segundo da hélice do molinete.

Mecanismo para medição da vazão	Equação utilizada	Resultados obtidos (m ³ /s)
Vertedor retangular com duas contrações	$Q = 2/3 \cdot cd \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$, onde: Q é a vazão em m ³ /s; cd é o coeficiente de descarga e igual a 0,62; L é a largura da soleira corrigida e igual a 0,16 – 0,2.h, h = 0,116 m.	0,0099
Método área x velocidade, sendo a velocidade obtida através de molinete	*Curva da calibração: $v = 0,2853 \cdot N + 0,0022$, onde: v é a velocidade pontual (m/s); N é o número de rotações por segundo (rps); Área do canal: 0,20 m x (altura h); h = 0,296 m; declividade não controlada.	0,0128

*Emitida pela empresa fornecedora do equipamento.

Na sequência, apresentam-se os resultados obtidos das vazões para cada ponto estudado e utilizados nas simulações. A Tabela 14 ilustra os níveis líquidos e vazões médias totais correspondentes a todos os pontos estudados.

Para o entendimento adequado dos valores fornecidos na Tabela 14 é necessário visualizar as seções transversais com suas sub-áreas, além das planilhas de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total. Para isto, os anexos A, B, C, D, E e F ilustram as planilhas de cálculos das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total, respectivamente, para os pontos A, B, C, D, E e F. Já as Figuras 26, 27, 28 e 29 ilustram as seções transversais juntamente com os perfis de velocidades elaborados pelo programa computacional *Surfer*, respectivamente, para os pontos A, B, C e D.

De acordo com a Tabela 14, o número de Froude $Fr < 1$ (escoamento subcrítico) foi obtido em todos os pontos estudados, mostrando que a escolha destas seção transversal foi satisfatória. No ponto C, mesmo que o número de Froude seja inferior a 1 (um), as medidas das velocidades pontuais ficaram comprometidas em função do material de fundo ser caracterizado por pedras basálticas de elevados diâmetros, que, no dia da medição (09/06/2011), formavam regiões preferenciais do escoamento, comprovado pelos contornos de velocidade não definido ilustrado na Figura 28, onde nas proximidades da superfície líquida ocorreu uma considerável variação da velocidade pontual entre 0,6 até 1,4 m/s. Como já descrito anteriormente, este ponto foi escolhido em função da viabilidade de acesso. Em função do valor medido no ponto C ter ficado inferior ao valor do ponto D localizado a

jusante, excluiu-se a vazão do ponto C nas simulações realizadas com o modelo QUAL-UFMG.

Tabela 14 - Níveis líquidos e vazões médias totais correspondentes, obtidos no ponto A.

Ponto	Dia	Mecanismo para medição	Nível líquido (m)	Vazão média (m ³ /s)	nº de Froude
A	14/05/2010	molinete	0,22	10,82	0,45
	11/06/2010	molinete	0,20	5,66	0,26
		flutuador		6,97	---
	08/09/2010	molinete	0,08	3,52	0,20
	08/12/2010	molinete	0,33	10,01	0,29
	01/02/2011	molinete	0,42	15,57	0,37
	28/02/2011	molinete	0,48	16,53	0,36
	11/04/2011	molinete	0,54	21,64	0,39
B	11/06/2010	molinete	1,46	6,65	0,12
		flutuador	1,46	6,49	---
C	09/06/2010	molinete	0,72	8,20	0,31
D	09/06/2010	molinete	1,17	7,37	0,22
E	11/06/2010	flutuador	0,22	0,40	---
	01/02/2011	molinete	0,37	1,62	0,24
F	11/06/2010	molinete	0,16	0,15	0,41
	01/02/2011	molinete	0,21	0,58	0,76

Utilizou-se o flutuador apenas no período de estiagem, nos pontos A, B e E. Nos dois primeiros pontos o flutuador foi utilizado apenas para fazer uma comparação com os valores medidos com o molinete. A Tabela 14 apresenta um valor de vazão média calculada através do flutuador no dia 11/06/2011 para o ponto A de 6,97 m³/s, superior aproximadamente 23% do valor obtido através do molinete. Já no ponto B, a vazão média calculada com o flutuador neste mesmo dia foi de 6,49 m³/s, inferior aproximadamente 2,4% do valor obtido com o molinete. Estas diferenças são explicadas pelas imprecisões naturais do flutuador, associada à dificuldade em caracterizar o material constituinte do fundo nestas seções transversais,

lembrando que a velocidade média do escoamento com a utilização de flutuador foi estimada como sendo 80% da velocidade superficial, onde esta percentagem foi adotada em função do fundo do canal ser rochoso, conforme Hermes & Silva *apud* Sardinha (2008). É importante informar que no ponto B, diferente do ponto A, o material constituinte do fundo é homogêneo e ausente de pedras basálticas. A ausência de pedras basálticas como material de fundo no ponto B associado ao reduzido valor do nº de Froude $Fr = 0,12$, proporcionou um perfil de velocidade bem definido, conforme Figura 27. Todavia, esta mesma Figura 27 mostra que um “banco” de areia a montante da seção de estudo formou uma região com velocidade reduzida entre 0,2 e 0,35 m/s, diferente da tendência geral da seção transversal de 0,35 a 0,55 m/s.

Ainda na Tabela 14, o uso do flutuador no ponto E, em período de estiagem, foi pela necessidade, visto que a reduzida lâmina líquida impossibilitou a utilização do molinete.

Com relação ao período chuvoso, observa-se na Tabela 14 que os pontos A, E e F foram os únicos pontos estudados, uma vez que as elevadas profundidades e velocidades do escoamento prejudicaram as medições nos outros pontos de acordo com a metodologia aqui aplicada. Desta forma, como relatado no item 4.6.4, as vazões utilizadas na modelagem matemática de qualidade da água para o período chuvoso nos pontos B, C e D foram estimadas considerando a mesma proporção de aumento evidenciada no ponto A.

A Figura 26 ilustra que os contornos de velocidade na seção transversal do ponto A tiveram um comportamento satisfatório, mas com uma variação considerável próximo à superfície líquida, devido às pedras basálticas do fundo e ao reduzido número de dados medidos de velocidade pontual com o equipamento molinete.

De acordo com a Figura 29, a distribuição de velocidade do ponto D teve o melhor comportamento dentre todos os pontos, fruto de uma região linearizada, fundo sem pedras basálticas e com reduzido número de Froude $Fr = 0,22$, onde a velocidade pontual máxima encontrada foi aproximadamente 0,9 m/s.

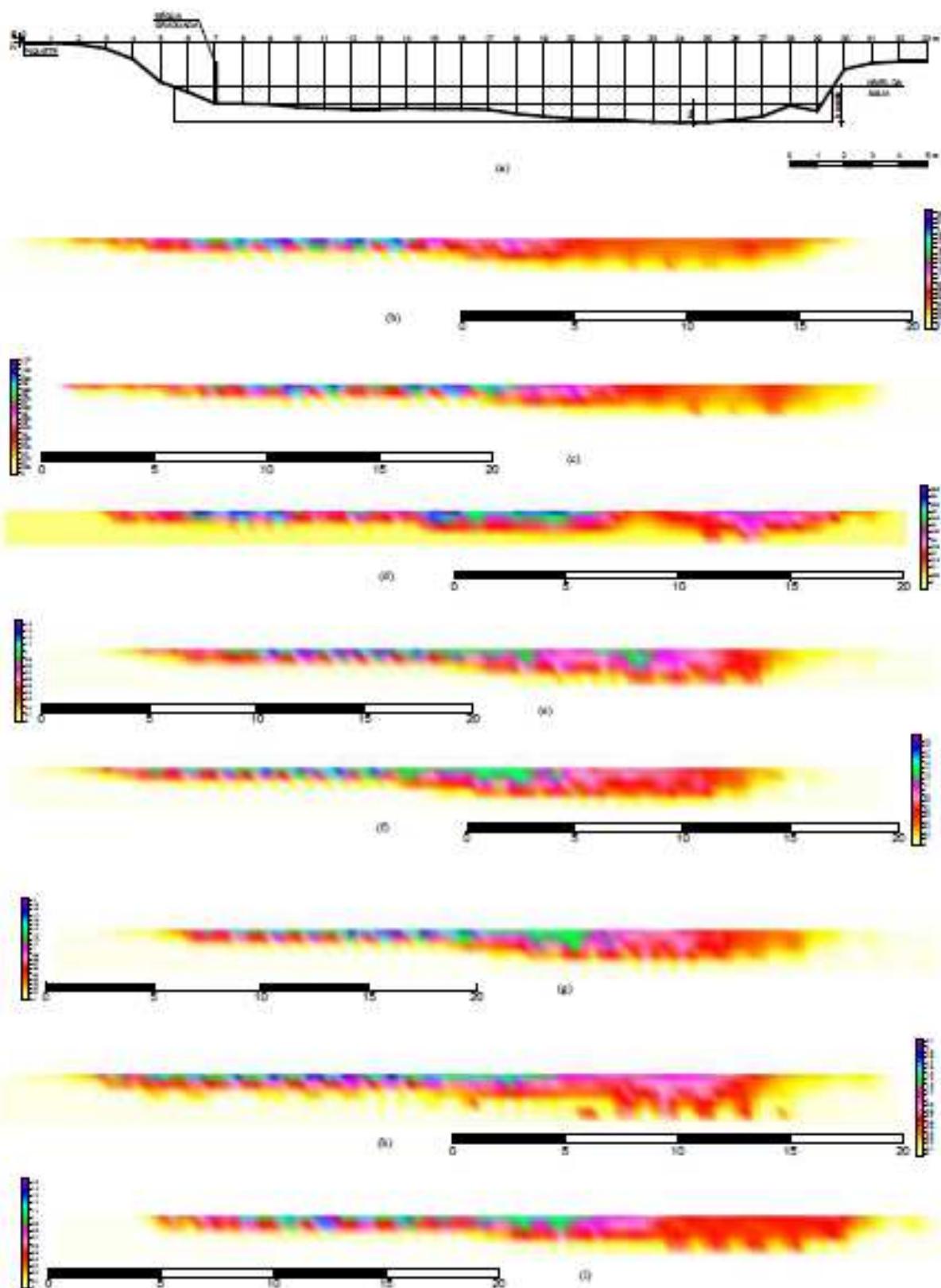


Figura 26 – Seção transversal (a) juntamente com os contornos de velocidade para o ponto A: (b) 14/05/2010; (c) 11/06/2010; (d) 08/09/2010; (e) 08/12/2010; (f) 01/02/2011; (g) 28/02/2011; (h) 11/04/2011; (i) 27/05/2011.

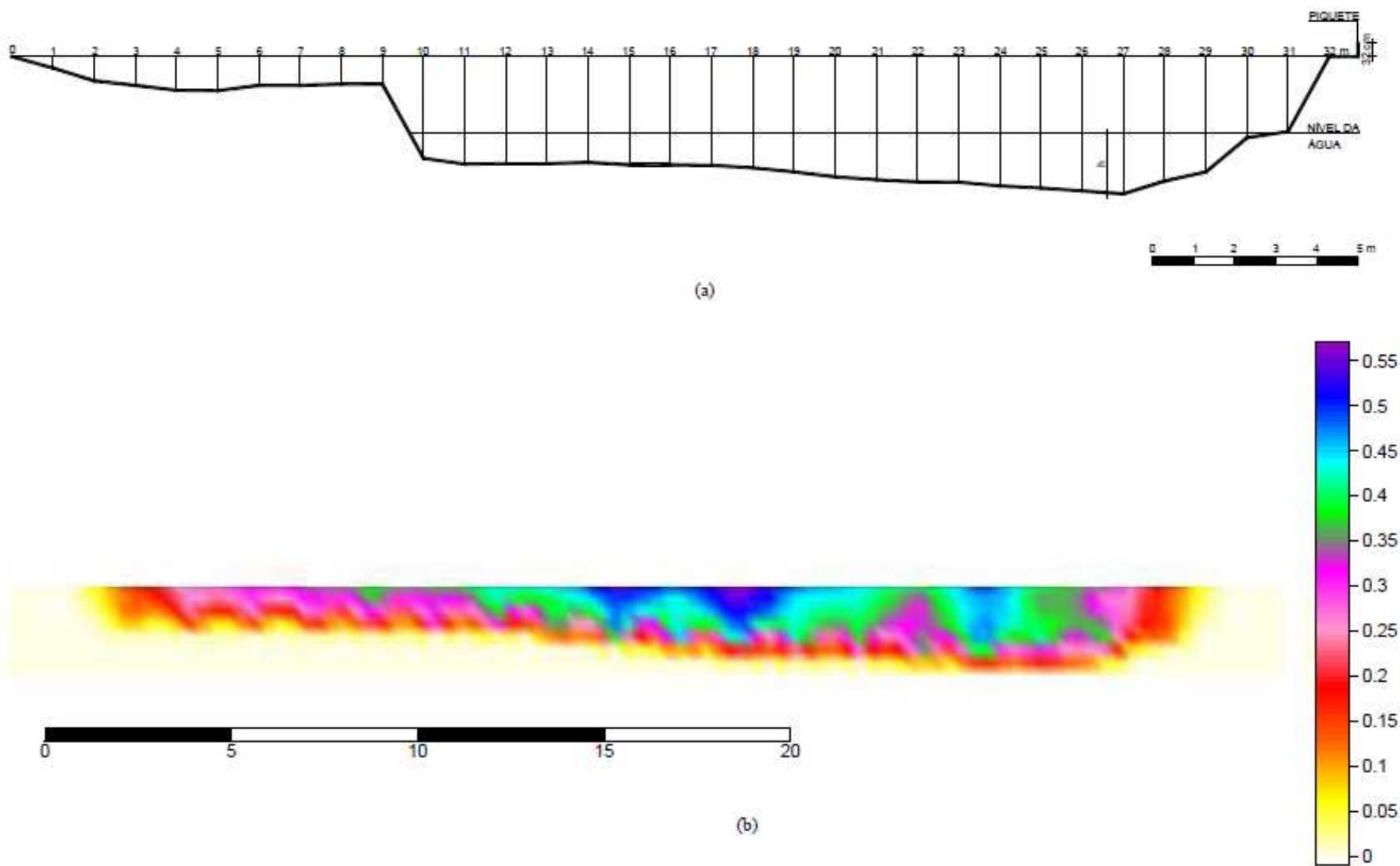


Figura 27 – Seção transversal (a) juntamente com o contorno de velocidade (b) para o ponto B em 11/06/2010.

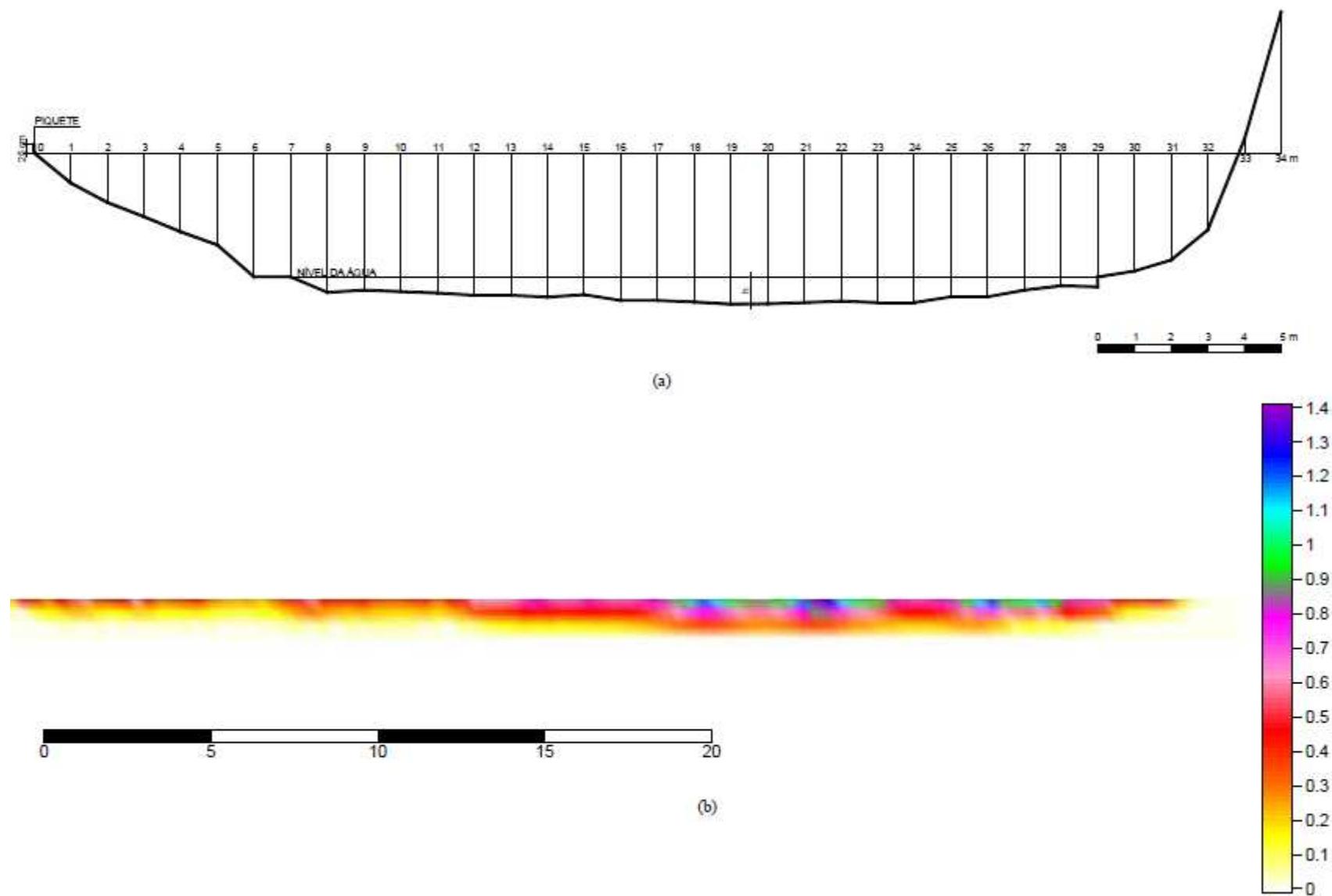


Figura 28 – Seção transversal (a) juntamente com o contorno de velocidade (b) para o ponto C em 09/06/2010.

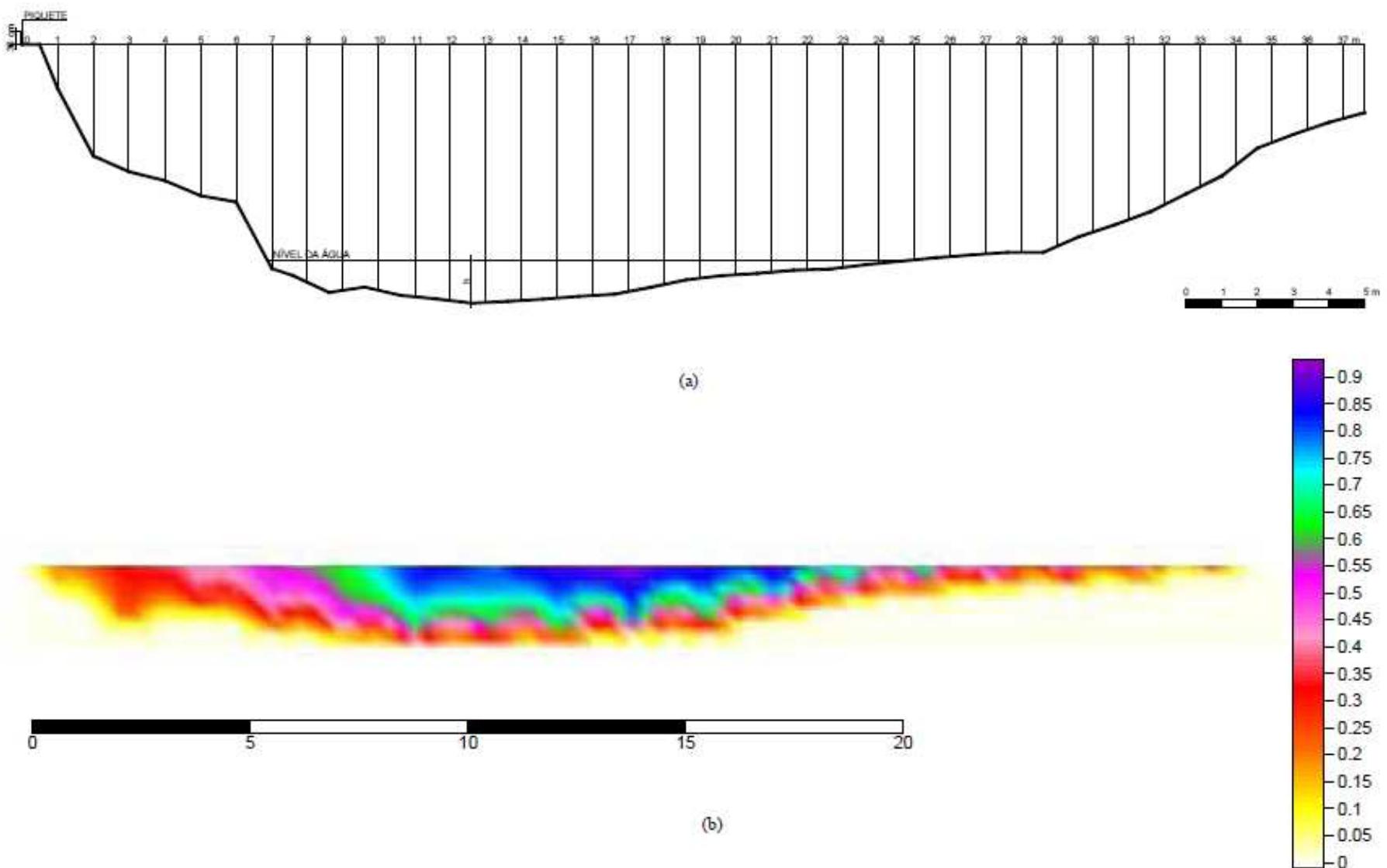


Figura 29 – Seção transversal (a) juntamente com o contorno de velocidade (b) para o ponto D em 09/06/2010.

5.1.1 Curva-chave

A curva-chave traçada no ponto A, além de contribuir com a modelagem de qualidade da água aqui realizada, possibilitará a continuidade dos trabalhos neste trecho do rio Jordão em um próximo estudo.

Os trabalhos experimentais ocorreram no período de 14 de maio de 2010 até 27 de maio de 2011, totalizando 8 pares de valores h (m) x Q (m^3/s), ilustrados na Tabela 15, sendo 4 (quatro) pontos para o período de estiagem e 4 (quatro) pontos para o período chuvoso.

De acordo com o item 4.2.4, para a obtenção da equação da curva-chave, a função potência $Q = a.(h-h_o)^b$ foi linearizada em $\log Q = \log a + b \cdot \log(h-h_o)$, sendo os coeficientes a e b obtidos com o auxílio da ferramenta *Solver* do *Excel*, fixando-se o valor de h_o em -0,70 (valor este medido no *Autocad* - Figura 26 - que coincide com a diferença de cota vertical entre o ponto mais baixo da seção transversal e a base da régua graduada) e atribuindo o Coeficiente de Determinação CD igual a 1 (um). A Figura 30 ilustra a linearização da função potência, resultante na Equação (37).

$$\log Q_2 = 3,672 \cdot \log(h-h_o) + 0,9914 \quad (37)$$

A linearização forneceu um aceitável ajuste dos dados estimados aos medidos, resultando no coeficiente $a = 9,804$, $b = 3,672$ e $CD = 0,815$, conforme apresentado na Tabela 15. A aproximação do CD a 1,0 (um) será possível para uma quantidade superior de dados experimentais.

De acordo com a Figura 31, os dados medidos ajustaram-se bem aos dados estimados, com exceção ao par de valores $h(m)$ x $Q(m^3/s)$ obtido no dia 14/05/2010. Acredita-se que esta discrepância esteja associada à ausência do contador de rotações da hélice do molinete no início das atividades experimentais. A curva-chave para o local de estudo escolhido no rio Jordão está apresentada na Equação (38).

$$Q_2 = 9,804 \cdot (h + 0,7)^{3,672} \quad (38)$$

Onde: Q_2 é a vazão estimada em m^3/s e h é o nível líquido na régua graduada (Figura 26).

Tabela 15 - Valores h (m) x Q (m^3/s) e sequência de cálculo do CD .

Data	h (m)	Q_1 (m^3/s)	$h-h_o$	$\log(h-h_o)$	$\log Q_1$	$\log Q_2$	$(\log Q_1 - \log Q_2)^2$	$(\log Q_1 - \log Q_{1\text{máximo}})^2$
14/05/10	0,22	10,82	0,920	-0,04	1,03	0,86	0,03092	0,00056
11/06/10	0,20	5,66	0,900	-0,05	0,75	0,82	0,00497	0,06644
08/09/10	0,08	3,52	0,780	-0,11	0,55	0,60	0,00236	0,21532
08/12/10	0,33	10,01	1,030	0,01	1,00	1,04	0,00145	0,00010
01/02/11	0,42	15,57	1,120	0,05	1,19	1,17	0,00041	0,03302
28/02/11	0,48	16,53	1,180	0,07	1,22	1,26	0,00138	0,04314
11/04/11	0,54	21,64	1,240	0,09	1,34	1,33	0,00000	0,10542
27/05/11	0,31	10,11	1,010	0,00	1,00	1,01	0,00001	0,00003
Q ₁ - vazão medida				$\log Q_{1\text{máximo}}$	1,01	\sum	0,04149	0,46404
Q ₂ - vazão estimada				$a = 9,804$	$b = 3,672$	$h_o = -0,70$	CD	

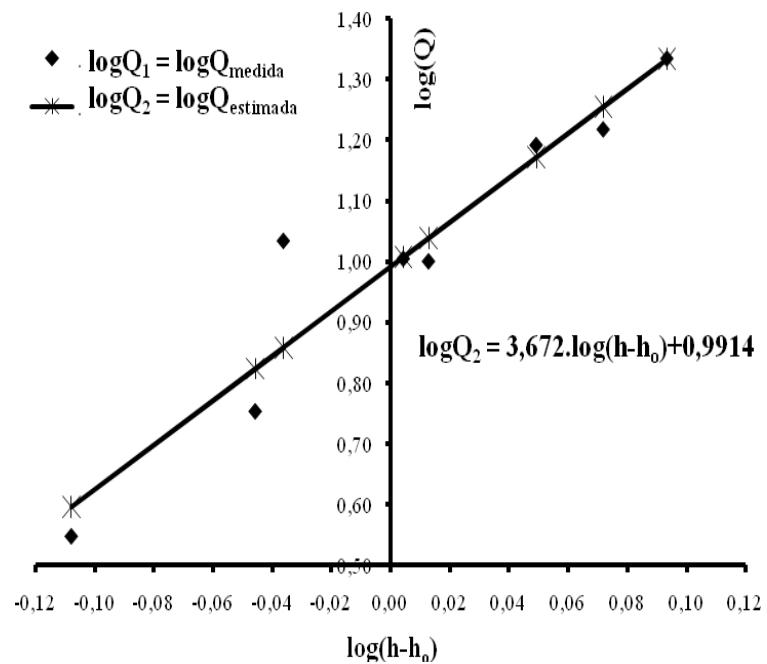


Figura 30 - Linearização da função potência.

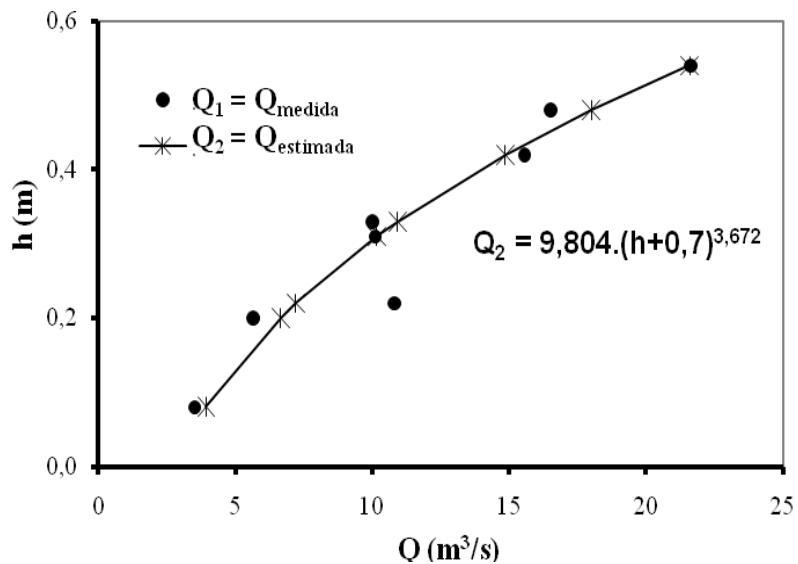


Figura 31 - Curva-chave no ponto A, rio Jordão.

5.1.2 Vazão crítica

Conforme o item 4.2.5, a região estudada neste trabalho não apresenta dados fluviométricos históricos, sendo necessário estimar a vazão crítica utilizada na simulação de cenários extremos.

Através do levantamento de coordenadas UTM de diversos pontos no programa computacional *Google Earth*, extrapolando a área de projeção da bacia hidrográfica do rio Jordão, foi possível montar uma planilha do programa computacional *Excel* que serviu de base para o programa computacional *Surfer* elaborar um mapa da superfície tridimensional da região extrapolada da bacia hidrográfica do rio Jordão, conforme ilustrado na Figura 32. Nesta Figura 32, os pontos vermelhos representam o traçado do rio Jordão, desde sua nascente até sua foz no rio Paranaíba. Já os pontos azuis representam o córrego Brejo Alegre até sua confluência com o rio Jordão. No trecho compreendido entre a confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão até a foz no rio Paranaíba, existem poucos pontos com levantamento de coordenadas UTM.

É importante informar que a medida que o número de levantamentos de coordenadas UTM aumenta dentro da bacia hidrográfica do rio Jordão, o traçado da superfície tridimensional da região fica mais próximo da realidade. Neste trabalho, mesmo com a limitada quantidade de levantamentos de coordenadas UTM, foi possível identificar o traçado do rio Jordão, conforme Figura 32.

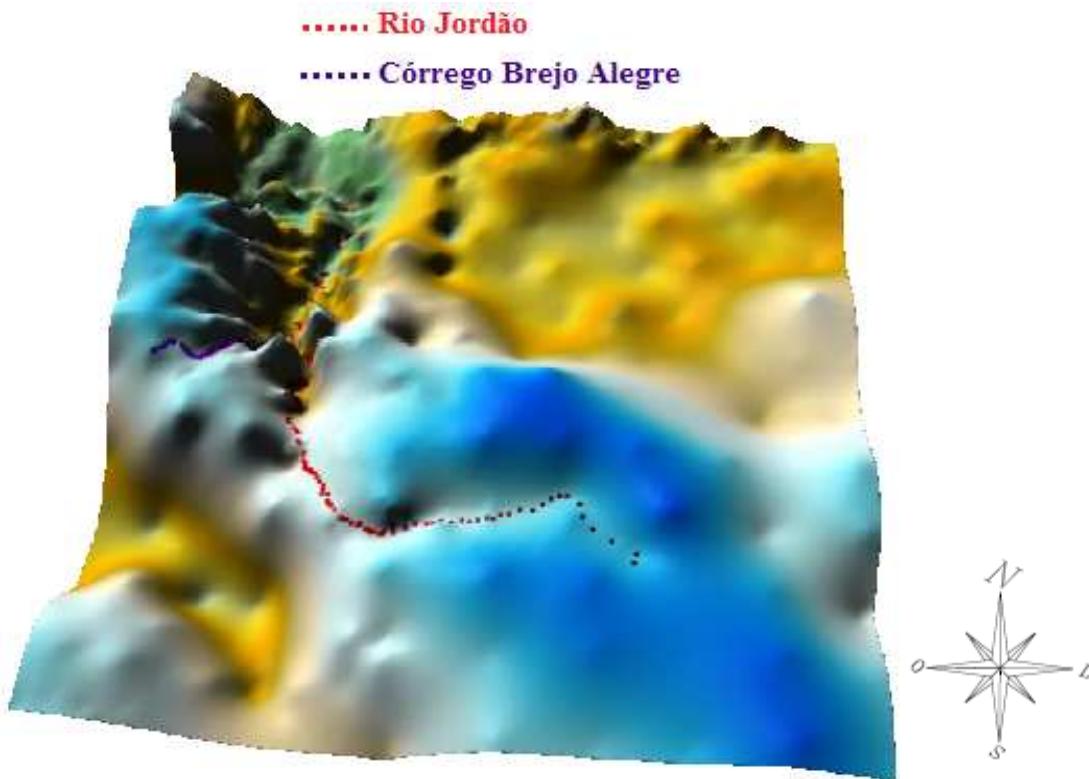


Figura 32 – Superfície tridimensional da região extrapolada da bacia hidrográfica do rio Jordão.

Sobre esta superfície tridimensional, o programa computacional *Surfer* disponibiliza uma ferramenta que introduz vetores que indicam o sentido de escoamento superficial, de forma que conseguiu-se traçar a área de contribuição total da bacia e a sub-área de contribuição da bacia até o ponto A no referido rio. Ponto este onde estimou-se a vazão crítica, conforme ilustra a Figura 33.

Na Figura 33, os pontos vermelhos representam o traçado do rio Jordão, desde sua nascente até sua foz no rio Paranaíba e os pontos amarelos representam o córrego Brejo Alegre até sua confluência com o rio Jordão.

Após feita a delimitação da sub-área de contribuição da bacia até o ponto A, foi possível enviar esta imagem ao programa computacional *Autocad*, de forma a calcular esta sub-área, totalizando 492 km^2 . Este valor foi então aplicado na equação ajustada da vazão crítica em função da área A da bacia de contribuição, $Q_{i7,10} = 0,0038.A^{0,9475}$, disponibilizada pela HIDROTEC, conforme item 4.2.5. Desta forma, o valor estimado obtido para a vazão crítica foi de $1,35 \text{ m}^3/\text{s}$.

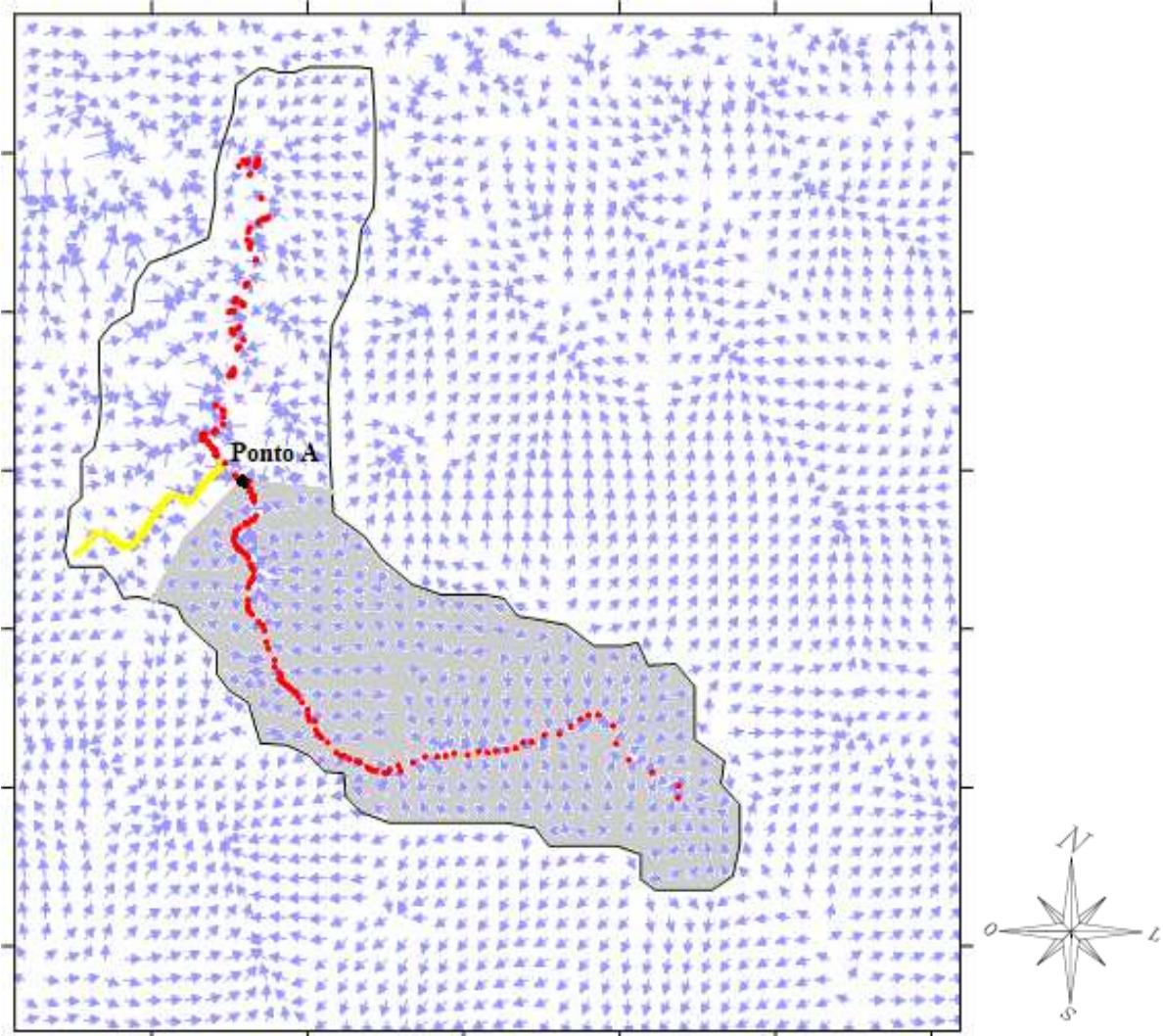


Figura 33 – Vetores que indicam o sentido de escoamento superficial na região extrapolada da bacia hidrográfica do rio Jordão, juntamente com o delimitação da área de contribuição total da bacia e da sub-área de contribuição da bacia até o ponto A no referido rio (em destaque).

No estudo elaborado pela empresa SETE Soluções e Tecnologia Ambiental Ltda., citada no Capítulo 3, contratada para elaborar o projeto da Estação de Tratamento de Esgotos em Araguari (MG), utilizou-se o valor de $1,43 \text{ m}^3/\text{s}$ no estudo de autodepuração do córrego Brejo Alegre, o que aponta que o valor obtido neste trabalho é coerente com outros estudos.

5.2 Parâmetros

Os resultados dos parâmetros físicos, químicos e biológicos obtidos para todos os pontos de coleta, necessários para as determinações dos Índices de Qualidade das Águas - IQAs e

modelagem matemática de qualidade da água no rio Jordão, para o período de estiagem estão apresentados na Tabela 16.

Pode-se observar na Tabela 16 que os parâmetros de qualidade da água não foram analisados no córrego Maraúba, em virtude da nascente deste córrego estar situada nas proximidades de sua foz com o rio Jordão, além da inexistência de possíveis poluidores pontuais no seu trecho longitudinal. Também, os parâmetros químicos fósforo orgânico e inorgânico, necessários como dados de entrada para a simulação no modelo QUAL-UFMG não foram analisados, pois a metodologia de análise não é de domínio dos laboratórios de análises existentes na Universidade Federal de Uberlândia, como citado anteriormente no Capítulo 4, adotando-se proporções iguais para o fósforo orgânico e inorgânico.

Através das comparações dos parâmetros analisados com o enquadramento Classe 2 para águas doces definido pela Resolução 357:2005 do CONAMA, o teor de OD em qualquer amostra não deve ser inferior a 5,0 mg/L, sendo que através da Tabela 16, observa-se que o mínimo encontrado no rio Jordão foi de 6,45 mg/L, respeitando o limite mínimo preconizado pela Resolução. Com relação ao pH, o intervalo encontrado entre 7,04 a 7,49 também respeita o intervalo preconizado de 6,0 a 9,0 pela mesma Resolução.

O parâmetro Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), para todos os pontos analisados, sempre ficou acima do limite máximo de 5 mg/L preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005. O córrego Brejo Alegre apresentou uma DBO três vezes superior à concentração preconizada pela Resolução, fruto de lançamento de efluente doméstico e possivelmente industrial sem nenhum tipo de tratamento.

Salienta-se ainda que, em função das coletas terem sido feitas em período de estiagem, possivelmente a matéria orgânica sedimentável não foi detectada. A inexistência de carreamento de partículas sólidas orgânicas e inorgânicas no período de estiagem fica claro, visto que os valores de turbidez e sólidos suspensos totais foram baixos, respectivamente, 1,6 a 6,5 UNT e 0,5 a 2,0 mg/L, analisando apenas o rio Jordão. Estes valores são bem inferiores aos máximos definidos pela Resolução, que é 100 UNT para a turbidez e, apenas como comparação, 500 mg/L para sólidos dissolvidos totais (é o total subtraído da fração suspensa total).

Tabela 16 - Resultados dos parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados na amostragem de 11/06/2010 (período de estiagem).

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Córrego Marauá	Rio Jordão			
					Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
Vazão	m ³ /s	0,40	0,15	0,15	5,66	6,65	8,20	7,37
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	<1,1 (Ausente)	<1,1 (Ausente)	-	<1,1 (Ausente)	<1,1 (Ausente)	<1,1 (Ausente)	<1,1 (Ausente)
pH	-	7,49	7,36	-	7,19	7,20	7,06	7,04
DBO ₅	mg/L	15,30	8,70	-	7,18	6,70	7,45	7,30
DBO ₂₀	mg/L	27,40	12,90	-	9,20	8,10	9,30	9,86
Nitrogênio Total	mg/L	4,74	2,25	-	2,01	1,77	2,16	2,00
Nitrogênio Orgânico	mg/L	0,71	0,38	-	0,33	0,27	0,25	0,28
Amônia-N	mg/L	1,27	0,50	-	0,48	0,32	0,45	0,41
Nitrito-N	mg/L	0,40	0,07	-	0,03	0,05	0,05	0,09
Nitrato-N	mg/L	2,40	1,30	-	1,17	1,13	1,41	1,22
Fósforo Total	mg/L	0,18	0,07	-	0,06	0,05	0,04	0,05
Fósforo Orgânico	mg/L	-	-	-	-	-	-	-
Fósforo Inorgânico	mg/L	-	-	-	-	-	-	-
Temperatura	°C	17,95	16,70	-	16,30	16,35	17,85	18,45
Turbidez	UNT	17,00	5,70	-	1,60	4,90	6,50	5,80
ST ^a	mg/L	155,00	44,00	-	8,00	31,00	35,00	40,00
STF ^a	mg/L	79,00	34,00	-	7,00	15,00	19,00	22,00
STV ^a	mg/L	76,00	10,00	-	1,00	16,00	16,00	18,00
SST ^a	mg/L	6,50	0,00	-	0,00	0,50	1,50	2,00
SSF ^a	mg/L	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00
SSV ^a	mg/L	6,50	0,00	-	0,00	0,50	1,50	2,00
SDT ^a	mg/L	148,50	44,00	-	8,00	30,50	33,50	38,00
SDF ^a	mg/L	79,00	34,00	-	7,00	15,00	19,00	22,00
SDV ^a	mg/L	69,50	10,00	-	1,00	15,50	14,50	16,00
OD	mg/L	5,55	7,00	-	6,95	6,45	7,02	7,05
% saturação	%	69,00	85,00	-	82,00	72,00	83,80	82,40
Turbidez	UNT	17,00	5,70	-	1,60	4,90	6,50	5,80

^a ST – Sólidos Totais, STF – Sólidos Totais Fixos, STV – Sólidos Totais Voláteis, SST – Sólidos Suspensos Totais, SSF – Sólidos Suspensos Fixos, SSV – Sólidos Suspensos Voláteis, SDT – Sólidos Dissolvidos Totais, SDF – Sólidos Dissolvidos Fixos, SDV – Sólidos Dissolvidos Voláteis.

Os coliformes termotolerantes (*E.coli*, neste trabalho) apresentaram valores inferiores a 1,10 NMP/100 mL, podendo ser considerada ausência de coliformes para todos os pontos de coleta, valor este, bem inferior ao máximo de 1000 coliformes termotolerantes por 100 mL preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005. É importante alertar que esta comparação ficou prejudicada em função da Resolução mencionar que “*não deverá ser excedido um limite de 1000 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 6 (seis) amostras coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral*”.

Os valores de nitrogênio total entre 1,77 a 4,74 mg/L e os de fósforo total de 0,04 a 0,18 mg/L, em função das coletas terem sido feitas em período de estiagem, estão diretamente vinculados aos lançamentos urbanos domésticos e industriais do município de Araguari (MG) no córrego Brejo Alegre. Obviamente, em função da ausência de chuva para o período, não foi considerada a poluição difusa por nutrientes oriundos de drenagem superficial. Todavia,

são bem inferiores aos limites máximos definidos pela Resolução CONAMA 357:2005 que é de 0,050 mg/L para o fósforo total, considerando ambientes intermediários (não lênticos), com tempo de residência entre 2 e 40 dias, além de 10 mg/L para o nitrato, 1 mg/L para o nitrito e 3,7 mg/L ($pH \leq 7,5$) para o nitrogênio amoniacal.

Os dados relativos aos parâmetros físicos, químicos e biológicos obtidos para o período chuvoso em todos os pontos de coleta estão ilustrados na Tabela 17. Em virtude da limitação de acesso no período chuvoso, os parâmetros não foram analisados no córrego Maraúba e no ponto C do rio Jordão, que inviabilizou a análise do IQA nestes pontos, todavia não interferiu na modelagem de qualidade da água no rio Jordão para o período chuvoso. Também, as análises do fósforo orgânico e inorgânico não foram feitas, cuja justificativa já foi mencionada anteriormente.

Através das comparações dos parâmetros analisados com o enquadramento Classe 2 para águas doces definido pela Resolução 357:2005 do CONAMA, observou-se que a concentração mínima de OD encontrado no rio Jordão foi de 6,35 mg/L, respeitando o limite mínimo preconizado pela Resolução de 5 mg/L. Com relação ao pH, o intervalo encontrado entre 6,83 a 7,11 também respeita o intervalo preconizado de 6,0 a 9,0 pela mesma Resolução.

O parâmetro DBO, para todos os pontos analisados, sempre ficou acima do limite máximo de 5 mg/L preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005. O córrego Brejo Alegre, logo na confluência com o rio Jordão, apresentou uma DBO aproximadamente 5 (cinco) vezes superior à concentração preconizada pela Resolução, fruto de lançamento de efluente doméstico e possivelmente industrial sem nenhum tipo de tratamento, suspensão dos sedimentos de fundo, além do escoamento superficial difuso na área rural, carreando dejeto de gado, matéria orgânica natural do solo, além dos fertilizantes sintéticos.

Tabela 17 - Resultados dos parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados na amostragem de 24/01/2011 (período chuvoso).

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão			
				Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
Vazão	m^3/s	1,62	0,58	15,57	-	-	-
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	<1,1 (Ausente)	<1,1 (Ausente)	9,20	<1,1 (Ausente)	-	<1,1 (Ausente)
pH	-	7,43	7,28	7,11	6,83	-	7,04
DBO ₅	mg/L	23,40	8,45	6,71	6,92	-	7,18
DBO ₂₀	mg/L	36,40	15,20	10,16	14,52	-	13,29
Nitrogênio Total	mgN/L	6,84	2,77	2,01	1,88	-	1,82
Nitrogênio Orgânico	mg/L	1,13	0,45	0,30	0,22	-	0,26
Amônia-N	mg/L	2,18	0,70	0,36	0,45	-	0,47
Nitrito-N	mg/L	0,55	0,13	0,09	0,06	-	0,07
Nitrito-N	mg/L	2,98	1,48	1,26	1,15	-	1,22
Fósforo Total	mgP/L	0,28	0,09	0,03	0,05	-	0,04
Fósforo Orgânico	mg/L	-	-	-	-	-	-
Fósforo Inorgânico	mg/L	-	-	-	-	-	-
Temperatura	°C	28,90	30,37	25,63	26,70	-	26,10
Turbidez	NTU	19,90	11,30	12,30	19,60	-	48,80
ST ^a	mg/L	453,00	741,00	51,00	61,50	-	949,00
STF ^a	mg/L	149,00	672,50	42,00	8,00	-	861,00
STV ^a	mg/L	304,00	68,50	9,00	53,50	-	88,00
SST ^a	mg/L	5,00	32,50	2,50	26,00	-	68,00
SSF ^a	mg/L	16,00	19,50	1,00	6,50	-	39,50
SSV ^a	mg/L	11,00	13,00	1,50	19,50	-	28,50
SDT ^a	mg/L	448,00	708,50	48,50	35,50	-	881,00
SDF ^a	mg/L	133,00	653,00	41,00	1,50	-	821,50
SDV ^a	mg/L	293,00	55,50	7,50	34,00	-	59,50
OD	mg/L	5,48	6,06	6,81	6,35	-	6,85
% saturação	%	87,50	90,90	99,90	85,80	-	101,70
Turbidez	UNT	19,90	11,30	12,30	19,60	-	48,80

^a ST – Sólidos Totais, STF – Sólidos Totais Fixos, STV – Sólidos Totais Voláteis, SST – Sólidos Suspensos Totais, SSF – Sólidos Suspensos Fixos, SSV – Sólidos Suspensos Voláteis, SDT – Sólidos Dissolvidos Totais, SDF – Sólidos Dissolvidos Fixos, SDV – Sólidos Dissolvidos Voláteis.

Como esperado, as concentrações de sólidos totais e frações observadas do período chuvoso foram maiores do que as do período de estiagem para todos os pontos estudados, vinculadas ao carreamento de partículas sólidas orgânicas e inorgânicas. Independente do período do ano, as concentrações de sólidos totais e frações aumentam ao longo do escoamento, motivadas pelas contribuições dos afluentes para o período de estiagem. Já no período chuvoso, este aumento está vinculado aos cursos de água afluentes e às contribuições difusas.

Também, em ambos os períodos, as concentrações de sólidos suspensos totais foram inferiores aos sólidos dissolvidos totais, evidenciando que as áreas longitudinais ribeirinhas estão bem protegidas, não permitindo o escoamento superficial de sólidos suspensos.

O parâmetro físico turbidez variou entre 12,3 e 48,8 UNT, inferiores aos máximos definidos pela Resolução CONAMA 357:2005.

Os coliformes termotolerantes (*E.coli*, neste trabalho) apresentaram valores inferiores a 1,10 NMP/100mL para os pontos B e D e 9,2 NMP/100mL para o ponto A, valores estes bem inferiores ao máximo de 1000 coliformes termotolerantes por 100 mL preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005.

Os valores de nitrogênio total entre 1,82 a 2,01 mg/L e os de fósforo total de 0,03 a 0,05 mg/L, são inferiores aos valores obtidos no período de estiagem. Isto mostra que a poluição difusa por defensivos agrícolas derivados de nitrogênio e fósforo não prevaleceu sobre a ocorrência da diluição destes compostos químicos. Na comparação com os limites máximos definidos pela Resolução CONAMA 357:2005, as concentrações obtidas de nitrogênio total e frações e de fósforo total são bem inferiores.

Uma análise global dos parâmetros ilustra que apenas a DBO está em desacordo com as preconizações da Resolução.

5.3 Índice de Qualidade das Águas (IQA)

Este trabalho avaliou o IQA em apenas um dia no período de estiagem e um dia no período chuvoso, quantitativo este insuficiente para avaliar a real qualidade de um curso de água natural. Mesmo com a reduzida quantidade de amostragens, o resultado final deste trabalho não ficou comprometido, uma vez que o enfoque principal foi na simulação da capacidade de autodepuração considerando cenários extremos.

Para o período de estiagem, as amostragens foram realizadas nos pontos A, B, C, D, E (córrego Brejo Alegre) e F (córrego Verde). Já no período chuvoso, em função das limitações de transporte, as amostragens foram realizadas nos pontos A, B, D, E (córrego Brejo Alegre) e F (córrego Verde).

- Período de estiagem

Para o período de estiagem, os valores dos parâmetros necessários para o cálculo do IQA em todos os pontos de coleta nos cursos de água estudados estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18- Valores dos parâmetros nos cursos de água estudados para o cálculo do IQA no período de estiagem (11/06/2010).

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão			
				Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
pH	-	7,49	7,36	7,19	7,20	7,06	7,04
DBO ₅	mg/L	15,30	8,70	7,18	6,70	7,45	7,30
Nitrogênio Total	mg/L	4,74	2,25	2,01	1,77	2,16	2,00
Fósforo Total	mg/L	0,18	0,07	0,06	0,05	0,04	0,05
Temperatura	°C	17,95	16,70	16,30	16,35	17,85	18,45
Turbidez	UNT	17,00	5,70	1,60	4,90	6,50	5,80
Sólidos Totais	mg/L	155,00	44,00	8,00	31,00	35,00	40,00
OD	mg/L	5,55	7,00	6,95	6,45	7,02	7,05
Altitude	m	645,00	631,00	647,00	619,00	526,00	522,00

Os parâmetros dos pontos localizados no rio Jordão (pontos A, B, C e D) informados na Tabela 18 podem ser melhor compreendidos através da Figura 34, lembrando que estes pontos não são equidistantes.

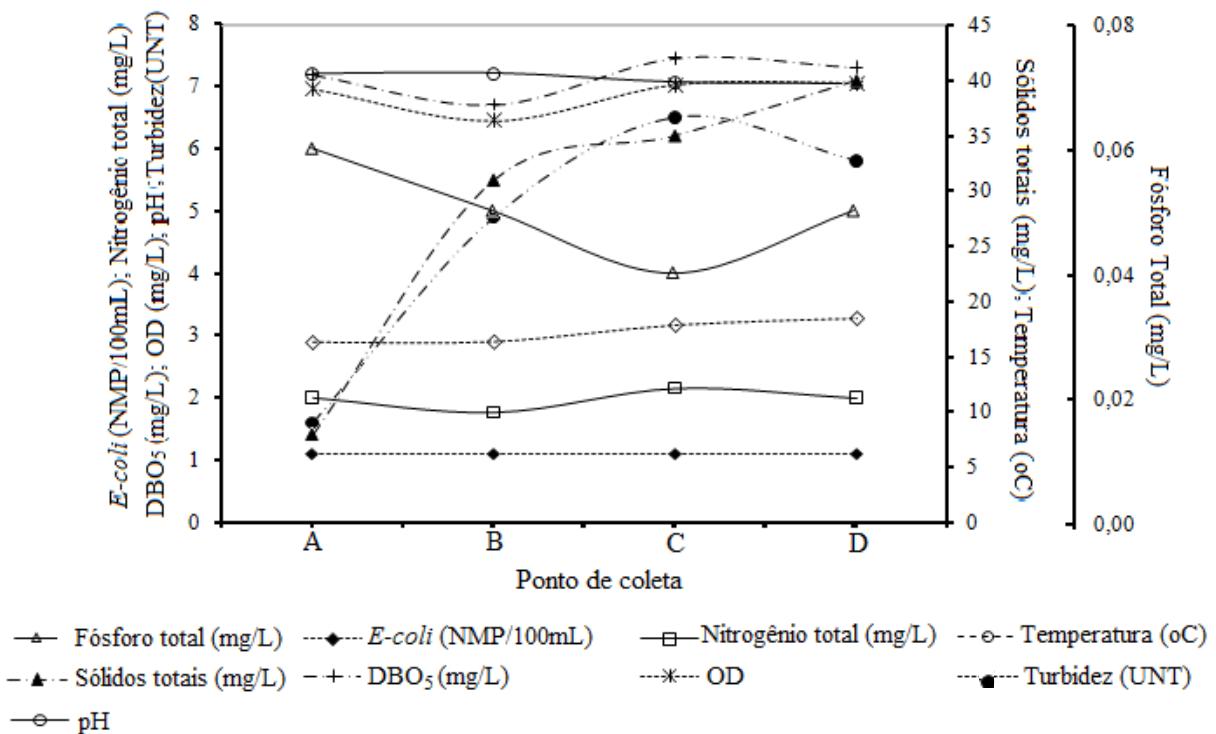


Figura 34 – Valores dos parâmetros dos pontos localizados no rio Jordão (pontos A, B, C e D) para a determinação do IQA no período de estiagem.

Através de uma análise espacial para cada parâmetro, com relação ao OD, a Figura 34 ilustra que o decaimento no ponto B está associado principalmente à contribuição do córrego Brejo Alegre logo a jusante do ponto A.

Analizando individualmente os outros parâmetros, maiores oscilações foram observadas apenas para a turbidez e sólidos totais, existindo uma tendência do aumento em seus valores ao longo do curso de água.

Como mencionado anteriormente, no item 4.5, na determinação do IQA deve-se obter os valores dos índices q_i de todos os parâmetros e, posteriormente, efetuar-se os cálculos de IQA, utilizando-se os pesos w_i correspondentes a cada parâmetro. A Tabela 19 ilustra os valores dos índices do IQA (q_i) de todos os parâmetros utilizados no cálculo do IQA, em todos os pontos monitorados do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período de estiagem.

Tabela 19 - Valores dos índices do IQA (q_i) de todos os parâmetros utilizados no cálculo do IQA, em todos os pontos de monitoramento do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período de estiagem.

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão			
				Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
OD _{saturação}	mg/L	8,82	9,07	9,13	9,15	8,97	8,86
% saturação	%	62,90	77,16	76,11	70,47	78,27	79,55
Conversão P/PO ₄ ⁻³	mgPO ₄ ⁻³ /L	0,56	0,21	0,17	0,15	0,13	0,17
q ₁	-	98,63	98,63	98,63	98,63	98,63	98,63
q ₂	-	92,26	92,51	92,35	92,37	91,84	91,73
q ₃	-	18,87	75,03	77,66	78,61	77,16	77,44
q ₄	-	68,15	83,17	84,82	86,50	83,78	84,89
q ₅	-	59,04	81,33	84,59	86,51	88,23	85,06
q ₆	-	94,00	94,00	94,00	94,00	94,00	94,00
q ₇	-	65,69	86,18	95,99	87,99	84,41	85,95
q ₈	-	80,10	84,95	81,01	83,85	84,23	84,65
q ₉	-	64,48	83,62	82,55	75,76	84,69	85,81

Já a Tabela 20 ilustra os valores dos IQAs calculados em todos os pontos do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período de estiagem, considerando os critérios da NSF (*National Sanitation Foudantion*) e da CETESB (SP).

De acordo com o item 4.5, conforme o IGAM (2005), observa-se na Tabela 21 que todos os pontos de coleta do rio Jordão e córrego Verde encontram-se na faixa de $70 < IQA \leq 90$, e o ponto de coleta do córrego Brejo Alegre encontra-se na faixa $50 < IQA \leq 70$. Sendo assim,

conforme o IGAM (2005), os cursos de água estudados, rio Jordão e córrego Verde, estão em bom nível de qualidade da água nos pontos coletados. Já o córrego Brejo Alegre está com nível médio para o ponto coletado. Observa-se uma diminuição do IQA no ponto B (86,73) do rio Jordão em relação ao ponto A (87,90), justificada pelo lançamento de esgoto doméstico e de matadouro sem tratamento adequado no córrego Brejo Alegre. Este valor volta a subir crescentemente nos demais pontos C e D em função da capacidade de autodepuração do rio Jordão.

Tabela 20 - Valores dos índices do IQA com seus respectivos pesos (q_i^w) em todos os pontos do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período de estiagem.

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão			
				Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
pH	-	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
DBO ₅	mg/L	1,34	1,54	1,55	1,55	1,54	1,54
Nitrogênio Total	mg/L	1,53	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
Fósforo Total	mg/L	1,50	1,55	1,56	1,56	1,57	1,56
Temperatura	°C	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
Turbidez	UNT	1,40	1,43	1,44	1,43	1,43	1,43
Sólidos Totais	mg/L	1,42	1,43	1,42	1,43	1,43	1,43
OD	mg/L	2,03	2,12	2,12	2,09	2,13	2,13
IQA		66,92	86,87	87,90	86,73	87,79	87,97
		MÉDIO			BOM		
				(Segundo IQA - NSF)			
		BOA			ÓTIMA		
				(Segundo IQA-CETESB)			

Com já mencionado no item 3.5.2, o IGAM realiza o monitoramento trimestral do IQA em um ponto dentro da região do rio Jordão aqui estudada. Análises trimestrais dos parâmetros físicos, químicos e biológicos para os últimos 3 anos de monitoramento, mostram que os parâmetros fósforo total e coliformes termotolerantes não atenderam ao limite legal da Deliberação Normativa COPAM/CERH 01:2008, oscilando o IQA entre ruim, médio e bom para o ano de 2010. De acordo com a Tabela 6, esta oscilação está vinculada à agropecuária, ao lançamento de esgoto sanitário e matadouro. O IQA nível bom encontrado para o rio Jordão em todos os pontos coincide com o nível encontrado no 2º trimestre de 2010, de acordo com o monitoramento do IGAM, mesma época em que as amostras foram coletadas neste trabalho. Apenas uma maior quantidade de coletas ao longo do ano é que permitirá avaliar a oscilação ou não do IQA.

Tabela 21 - Valores do IQA, faixa e nível de qualidade de acordo com o IGAM (2005), para o período de estiagem.

Ponto	IQA	Faixa	Nível
Córrego Brejo Alegre	66,92	50 < IQA ≤ 70	MÉDIO
Córrego Verde	86,87		
Rio Jordão	A 87,90 B 86,73 C 87,79 D 87,97	70 < IQA ≤ 90	BOM

- Período chuvoso

Agora, seguindo a mesma sequência para o período chuvoso, a Tabela 22 apresenta os parâmetros necessários para o cálculo do IQA. Lembra-se que, por dificuldades apresentadas no acesso durante o período chuvoso, a coleta do ponto C não foi realizada.

Tabela 22 – Valores do parâmetros nos cursos de água estudados para o cálculo do IQA no período chuvoso (24/01/2011).

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão		
				Ponto A	Ponto B	Ponto D
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	1,10	1,10	9,20	1,10	1,10
pH	-	7,43	7,28	7,11	6,83	7,04
DBO ₅	mg/L	23,40	8,45	6,71	6,92	7,18
Nitrogênio Total	mg/L	6,84	2,77	2,01	1,88	1,82
Fósforo Total	mg/L	0,28	0,09	0,03	0,05	0,04
Temperatura	°C	28,90	30,37	25,63	26,70	26,10
Turbidez	UNT	19,90	11,30	12,30	19,60	48,80
Sólidos Totais	mg/L	453,00	741,00	51,00	61,50	949,00
OD	mg/L	5,48	6,06	6,81	6,35	6,85
Altitude	m	645,00	631,00	647,00	619,00	522,00

Também os valores dos parâmetros informados na Tabela 22, para o rio Jordão, podem ser melhor interpretados através da Figura 35.

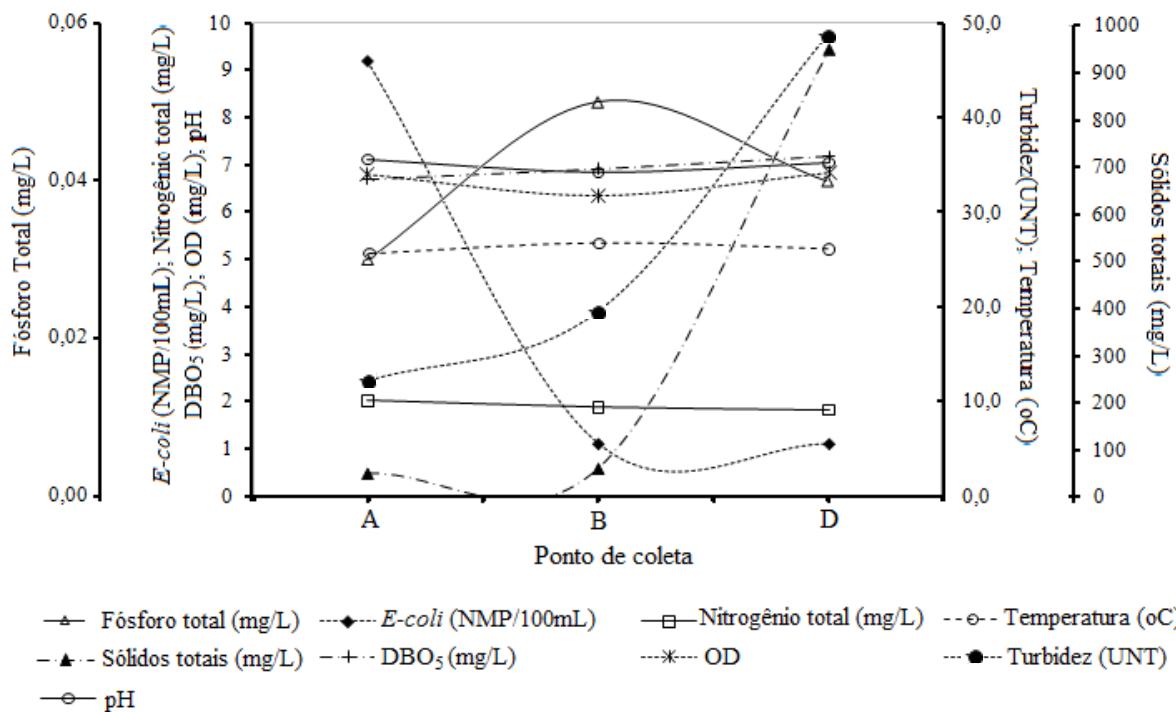


Figura 35 – Valores dos parâmetros dos pontos localizados no rio Jordão (pontos A, B e D) para a determinação do IQA no período chuvoso.

Através de uma análise espacial para cada parâmetro, com relação ao OD, a Figura 35 ilustra que o decaimento no ponto B está associado principalmente à contribuição do córrego Brejo Alegre logo a jusante do ponto A.

Ainda na Figura 35, analisando individualmente os outros parâmetros, maiores oscilações também foram observadas para a turbidez e sólidos totais, existindo uma tendência do aumento em seus valores ao longo do curso de água, devido às contribuições difusas de escoamento superficial que carreiam sólidos suspensos totais e dissolvidos totais.

A Tabela 23 ilustra os valores dos índices do IQA (q_i) de todos os parâmetros utilizados no cálculo do IQA, nos pontos A, B e D monitorados do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período chuvoso. Já na Tabela 24 observam-se os valores dos IQAs calculados, considerando os limites da NSF (National Sanitation Foudantion) e da CETESB (SP).

Tabela 23 - Valores dos índices do IQA (q_i) de todos os parâmetros utilizados no cálculo do IQA, nos pontos de monitoramento A, B e D do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período chuvoso.

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão		
		Ponto A	Ponto B	Ponto D		
OD _{saturação}	mg/L	7,18	7,01	7,61	7,49	7,66
% saturação	%	76,33	86,39	89,58	84,83	89,52
Conversão P/PO ₄ ³⁻	mgPO ₄ ³⁻ /L	0,85	0,28	0,09	0,15	0,13
q ₁	-	98,63	98,63	3,00	98,63	98,63
q ₂	-	92,42	92,50	92,07	88,36	91,73
q ₃	-	8,07	75,43	78,59	78,17	77,66
q ₄	-	58,44	79,72	84,82	85,72	86,15
q ₅	-	45,34	76,88	91,00	86,03	88,23
q ₆	-	94,00	94,00	94,00	94,00	94,00
q ₇	-	61,99	74,82	73,04	62,34	38,44
q ₈	-	38,63	32,00	85,39	85,84	32,00
q ₉	-	82,78	90,47	92,73	89,28	92,69

Observa-se na Tabela 24, para o dia em que as amostras foram coletadas, que os pontos de coleta B e D do rio Jordão e o córrego Verde encontram-se na faixa de $70 < IQA \leq 90$ (nível bom), e o ponto de coleta A do rio Jordão e córrego Brejo Alegre encontra-se na faixa $50 < IQA \leq 70$ (nível médio).

Tabela 24 - Índices dos IQAs com seus respectivos pesos (q_i^w) nos pontos de monitoramento A, B e D do rio Jordão, córrego Brejo Alegre e córrego Verde, para o período chuvoso.

Parâmetro	Unidade	Córrego Brejo Alegre	Córrego Verde	Rio Jordão		
		Ponto A	Ponto B	Ponto D		
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	1,99	1,99	1,18	1,99	1,99
pH	-	1,72	1,72	1,72	1,71	1,72
DBO ₅	mg/L	1,23	1,54	1,55	1,55	1,55
Nitrogênio Total	mg/L	1,50	1,55	1,56	1,56	1,56
Fósforo Total	mg/L	1,46	1,54	1,57	1,56	1,57
Temperatura	°C	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
Turbidez	UNT	1,39	1,41	1,41	1,39	1,34
Sólidos Totais	mg/L	1,34	1,32	1,43	1,43	1,32
OD	mg/L	2,12	2,15	2,16	2,15	2,16
IQA		57,77	79,76	52,59	86,29	77,73
		MÉDIO	BOM	MÉDIO	BOM	
(Segundo IQA-NSF)						
BOA				ÓTIMA	BOA	
(Segundo IQA-CETESB)						

A Tabela 25 ilustra os valores do IQA, faixas e nível de qualidade de acordo com o IGAM (2005), para o período chuvoso.

Tabela 25 - Valores do IQA, faixas e nível de qualidade de acordo com o IGAM (2005), para o período chuvoso.

Ponto	IQA	Faixa	Nível
Córrego Brejo	57,77	50 < IQA ≤ 70	MÉDIO
Córrego Verde	79,76	70 < IQA ≤ 90	BOM
Rio Jordão	A 52,59	50 < IQA ≤ 70	MÉDIO
	B 86,29	70 < IQA ≤ 90	BOM
	D 77,73		

Análises trimestrais realizadas pelo IGAM dos parâmetros físicos, químicos e biológicos para os últimos 3 (três) anos de monitoramento, mostram que o parâmetro coliforme termotolerante não atendeu ao limite legal da Deliberação Normativa COPAM/CERH 01:2008 no 4º trimestre dos anos 2008, 2009 e 2010, mantendo o nível médio do IQA para o 1º e 4º trimestre de cada ano (período chuvoso). Neste trabalho, este comportamento foi observado apenas no ponto A. Apenas uma maior quantidade de coletas ao longo do ano é que permitirá avaliar a oscilação ou não do IQA.

Esta classificação para o ponto A do rio Jordão pode ser justificada pelo início de obras na rodovia BR-050, com existência de canteiro de obras às margens do rio Jordão, a montante do ponto A, possivelmente acarretando lançamento pontual de carga poluidora.

Finalizando a análise do IQA, através da comparação entre os IQAs nos períodos de estiagem e chuvoso, observa-se que houve uma diminuição nos IQAs para o período chuvoso, em todos os pontos estudados, ocasionado pela poluição difusa por sólidos totais e turbidez oriundos de drenagem superficial.

5.4 Simulação matemática

A partir dos dados obtidos nos experimentos de campo e laboratoriais, foi possível realizar a simulação matemática da capacidade de autodepuração do rio Jordão, através do uso do modelo QUAL-UFMG, tanto para o período de estiagem quanto para o período chuvoso. Também, através de simulações de cenários extremos descritos no item 4.6.5, foi possível prever e avaliar o comportamento do rio Jordão em situações de vazão crítica para o rio Jordão e lançamento do efluente doméstico tratado da cidade de Araguari (MG) diretamente no rio Jordão.

Todas as simulações aqui realizadas, seja para o período de estiagem, para o período chuvoso e para os cenários extremos, os coeficientes a e b da equação $v = a.Q^b$ e os coeficientes c e d da equação $H = c.Q^d$ foram mantidos constantes e obtidos através dos dados da curva-chave no ponto A. A Tabela 26 ilustra os dados de velocidade média e nível líquido médio utilizados para os ajustes dos parâmetros a , b , c e d .

Tabela 26 - Dados de velocidade média e nível líquido médio utilizados para os ajustes dos parâmetros a , b , c e d .

Dia	Q (m^3/s)	Nível líquido médio ^a (m)	Velocidade média ^b (m/s)
14/05/10	10,82	0,55	1,06
11/06/10	5,66	0,53	0,58
08/09/10	3,52	0,42	0,4
08/12/10	10,01	0,65	0,72
01/02/11	15,57	0,73	0,99
28/02/11	16,53	0,79	0,99
11/04/11	21,64	0,84	1,09
27/05/11	10,11	0,63	0,77

^a profundidade média na seção transversal do ponto A, conforme Figura 26.

^b velocidade média na seção transversal do ponto A, conforme Figura 26.

A Figura 36 ilustra as linhas de tendências potenciais que melhor se ajustaram os dados da Tabela 26. Com isto, os coeficientes adotados foram constantes para todas as simulações, onde $a = 0,2147$, $b = 0,5577$, $c = 0,265$ e $d = 0,3709$.

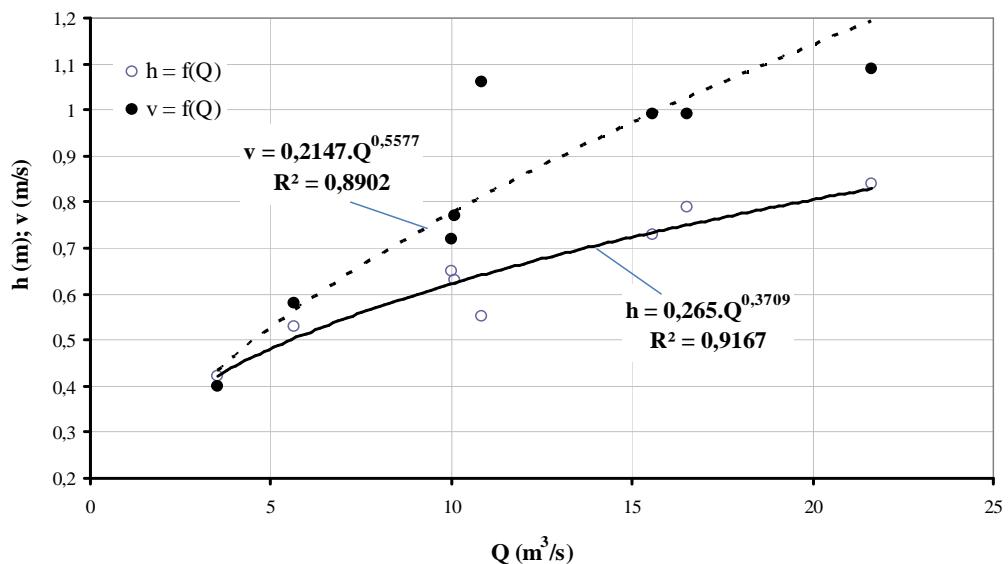


Figura 36 – Linhas de tendências potenciais que melhor se ajustaram aos dados de profundidade média e velocidade média em função da vazão média.

- Período de estiagem

De acordo com as considerações descritas nos itens 4.6.1, 4.6.2 e 4.6.3, para o período de estiagem, vários coeficientes foram adotados respeitando as recomendações do modelo QUAL-UFMG, a saber: desoxigenação, reaeração, conversões do nitrogênio, conversões do fósforo e coliformes. A Figura 37 ilustra o diagrama unifilar juntamente com os coeficientes adotados.

Com os dados do diagrama unifilar (Figura 37) e as considerações descritas, aplicou-se o modelo matemático de qualidade da água QUAL-UFMG. A Figura 38 ilustra os dados de saída fornecidos pelo modelo, incluindo perfil da vazão medida ao longo do trecho estudado, perfis das concentrações de oxigênio dissolvido, da DBO_5 , do fósforo e frações, *E.coli* e do nitrogênio e frações. Ainda na Figura 38, a abscissa de todos os gráficos refere-se à distância percorrida no rio Jordão, desde o ponto A até a foz no rio Paranaíba, totalizando aproximadamente 42.280 m. Conforme a Figura 37, a confluência com o córrego Brejo Alegre ocorre 1.270 m a jusante do ponto A.

A Figura 38(a) deixa claro que a vazão aumenta ao longo do percurso do rio Jordão em função dos afluentes existentes desde a confluência deste com o córrego Brejo Alegre até a foz no rio Paranaíba.

Com relação à concentração de OD, Figura 38(b), na zona de mistura do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão existe um fraco decréscimo da concentração de OD, prevalecendo a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação sobre a reaeração natural do curso de água até aproximadamente 900 m a jusante do ponto A, onde atinge o valor mínimo e igual a 6,86 mgO₂/L. A partir desta posição, o fenômeno da reaeração natural prevalece sobre a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação, voltando a ascender gradualmente e atingindo 7,18 mgO₂/L já em sua foz no rio Paranaíba. A Figura 38(b) também ilustra que os dados estimados de OD ajustaram-se bem aos dados medidos nos pontos B, C e E. Lembra-se aqui, que este satisfatório ajuste só foi possível através da ferramenta *Solver* do *Excel*, com a obtenção do coeficiente *m* da equação do coeficiente de reaeração $K_2(dia^{-1}) = m.Q^{-n}$, fixando-se o valor do coeficiente *n* em -0,60, adotando-se o valor médio obtido para cursos de água com vazão $Q < 10 m^3/s$ em estudo desenvolvido pelo Von Sperling (2007) para vários cursos de água da região metropolitana de Belo Horizonte/MG,

através da utilização de equações empíricas fornecidas pela literatura da área para estimativa de K_2 (dia $^{-1}$). De acordo com a Figura 37, para este curso de água, obteve-se $K_2 = 0,43.Q^{0,60}$.

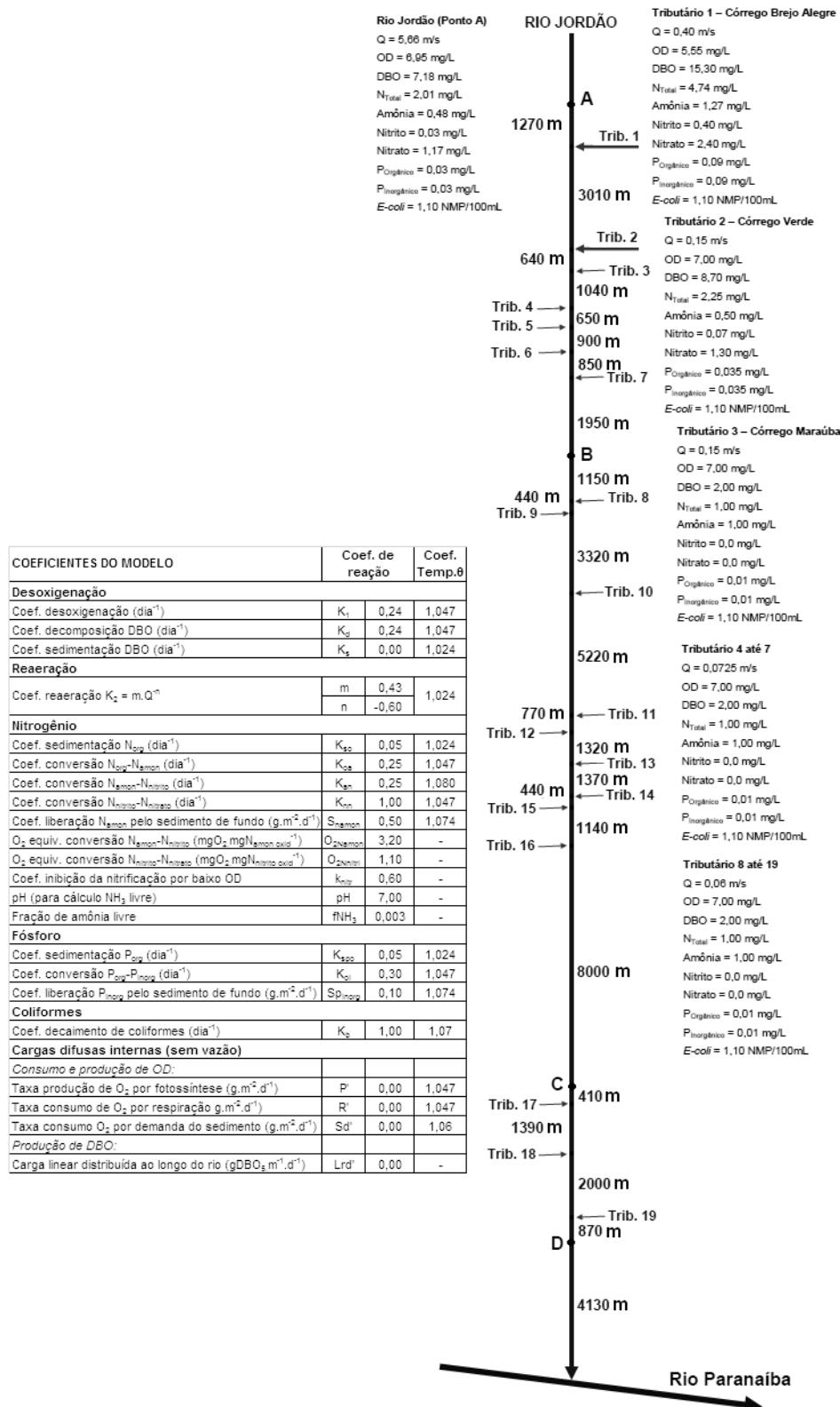


Figura 37 – Diagrama unifilar juntamente com os coeficientes adotados no período de estiagem.

A Figura 38(c) ilustra o pico da DBO_5 no rio Jordão logo na zona de mistura com o córrego Brejo Alegre, cujo valor foi de 7,7 mg/L. A partir da mistura, a DBO decresceu gradualmente atingindo a valor de 5,8 mg/L já em sua foz no rio Paranaíba. Ainda na Figura 38(c) observa-se que os dados estimados de DBO ajustaram-se razoavelmente aos dados medidos, sendo que as diferenças existentes podem estar relacionadas às imprecisões da metodologia de análise deste parâmetro, principalmente para baixas concentrações.

São bastante conhecidas as implicações ecológicas resultantes das altas concentrações de nitrogênio presentes na água, principalmente aquelas na forma amoniacal, que estão ligadas à dinâmica do oxigênio no meio aquático. “Assim, corpos de água com altas concentrações de nitrogênio podem apresentar oxigênio dissolvido com baixos valores, afetando a vida aquática, como a comunidade de peixes” (ESTEVES, 1988 *apud* CONTE e LEOPOLDO, 2001). Neste trabalho, de acordo com a Figura 38(f), observou-se que a concentração de nitrogênio e frações sempre apresentaram valores baixos, percebendo-se que os processos mais atuantes e responsáveis pela autodepuração do rio Jordão no trecho estudado, para este período de estiagem, foram apenas a reaeração natural e a demanda carbonácea. Os dados estimados do parâmetro nitrogênio e frações ajustaram-se bem os dados medidos nos pontos B, C e D, sendo que os valores superiores do nitrato em relação ao nitrogênio orgânico, amônia e nitrito evidenciam a ocorrência da autodepuração por demanda nitrificada, mesmo que baixa comparada à demanda carbonácea.

Com relação aos parâmetros fósforo total e *E.coli*, uma análise da simulação fica comprometida devido aos reduzidos valores encontrados para estes parâmetros. Todavia, observa-se na Figura 38(d) que na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão existe um acréscimo instantâneo da concentração de fósforo total, alcançando o valor de 0,068 mg/L, cuja redução é gradual até o valor de 0,060 mg/L em sua foz no rio Paranaíba.

Como já mencionado anteriormente, o rio Jordão enquadra-se na Classe 2, de acordo com a Resolução CONAMA 357:2005. Observou-se que os parâmetros OD, nitrogênio e frações, fósforo e *E.coli* respeitaram os limites preconizados pela Resolução CONAMA 357:2005 em toda a sua extensão. Com relação a DBO_5 , todo o trecho encontrou-se fora da regulamentação que estabelece o valor máximo de 5,0 mg/L para cursos de água de Classe 2, devido ao recebimento de cargas poluidoras do córrego Brejo Alegre.

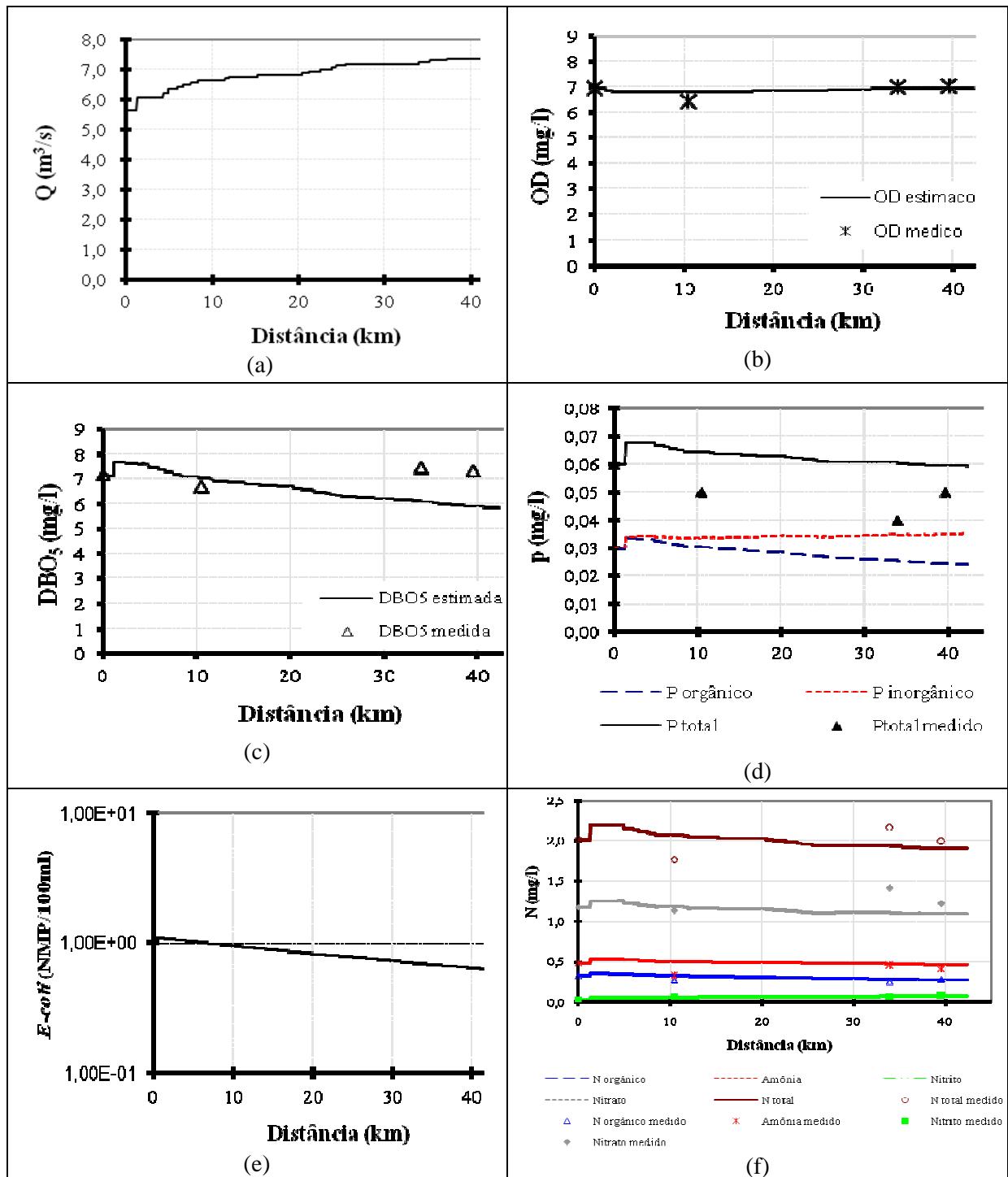


Figura 38 – Dados de saída para o período de estiagem, sendo: (a) perfil da vazão medida, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil de DBO_5 , (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de *E. coli*, (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações.

- Período chuvoso

Também para o período chuvoso, adotaram-se as considerações descritas nos itens 4.6.1, 4.6.2 e 4.6.3 para os vários coeficientes, respeitando as recomendações do modelo QUAL-UFMG, ilustrados juntamente com o diagrama unifilar na Figura 39.

Simulando-se no QUAL-UFMG os dados apresentados no diagrama unifilar (Figura 39), juntamente com as considerações descritas, foram obtidos os dados de saída fornecidos pelo modelo, incluindo perfil da vazão, perfis das concentrações de OD, da DBO_5 , do fósforo e frações, *E.coli* e do nitrogênio e frações, ilustrados na Figura 40. Enfatiza-se novamente que a abscissa de todos os gráficos apresentados na Figura 40 refere-se à distância percorrida no rio Jordão, desde o ponto A até a foz no rio Paranaíba, totalizando aproximadamente 42.280 m. E, conforme a Figura 39, a confluência com o córrego Brejo Alegre ocorre a 1.270 m a jusante do ponto A.

Os perfis das concentrações resultantes da simulação do período chuvoso, ilustrados na Figura 40, apresentaram a mesma tendência dos perfis para o período de estiagem, alterando-se somente os valores das concentrações, demonstrando a mesma capacidade de autodepuração do rio estudado com o aumento da vazão.

Para o período chuvoso, Figura 40(a), também foi possível observar uma aumento de vazão ao longo do percurso do rio Jordão. Neste caso, o acréscimo ocorreu em função dos afluentes existentes no percurso estudado, considerando a mesma proporção de aumento observada no ponto A, uma vez que os outros pontos não foram estudados para o período chuvoso. As vazões incrementais ao longo do rio Jordão não foram consideradas na modelagem.

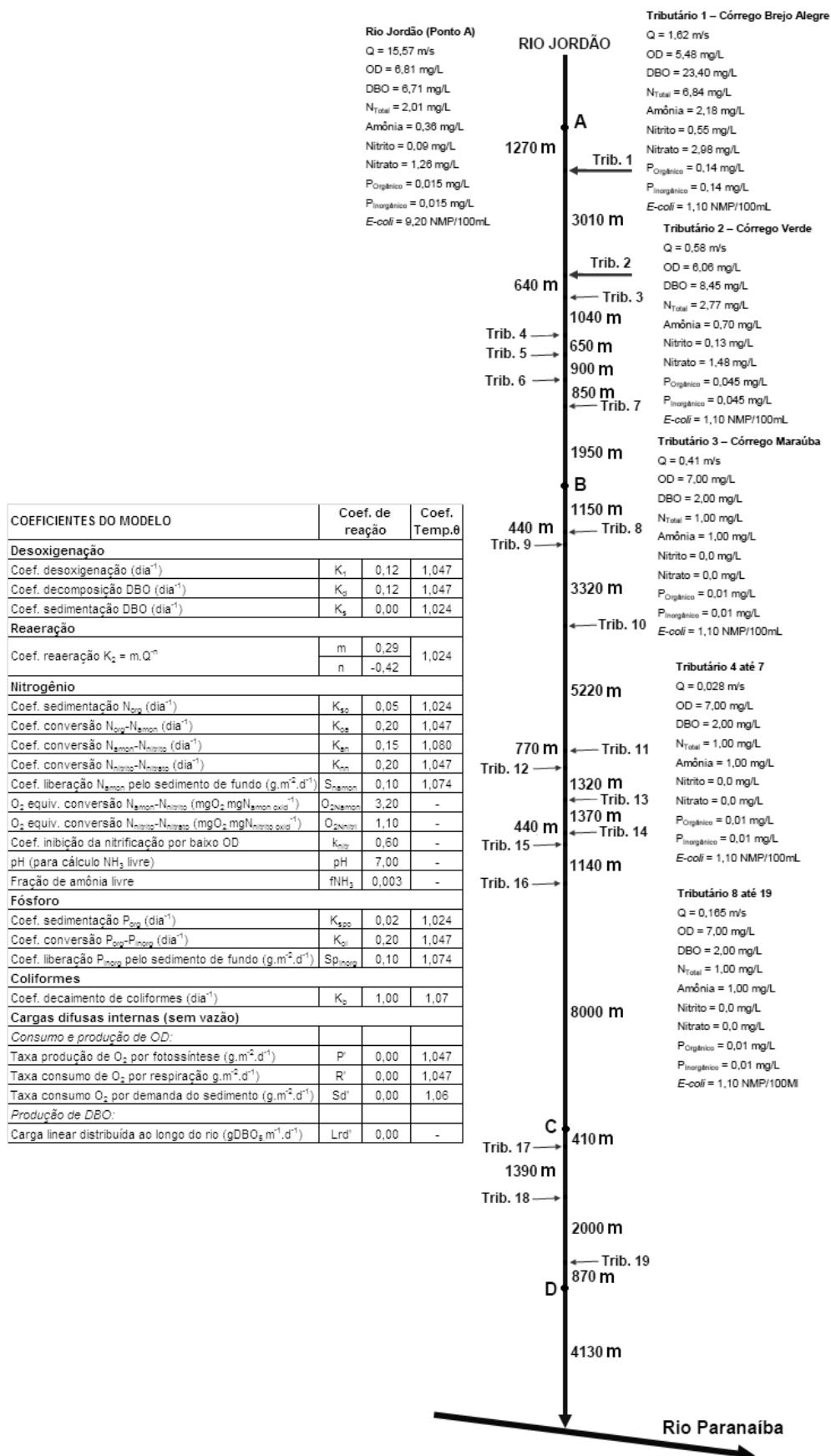


Figura 39 – Diagrama unifilar juntamente com os coeficientes adotados no período chuvoso.

Na Figura 40(b), o perfil da concentração do OD apresenta um fraco decréscimo da concentração de OD na zona de mistura do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão, também prevalecendo a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação sobre a reaeração natural do curso de água até aproximadamente 11860 m a jusante do ponto A, onde atinge o valor mínimo e igual a 6,67 mgO₂/L. A partir de 11860 m a jusante do ponto A, volta a ascender gradualmente até atingir 6,74 mgO₂/L já em sua foz no rio Paranaíba, justificado pela prevalência da reaeração natural sobre a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação. Os dados estimados de OD pelo modelo ajustaram-se bem aos dados medidos para os pontos B e D. Também este satisfatório ajuste foi possível através da ferramenta *Solver* do *Excel*, com a obtenção do coeficiente m da equação do coeficiente de reaeração $K_2(\text{dia}^{-1}) = m.Q^n$, neste caso, considerando $n = 0,42$, equivalente à média para cursos de água com vazão $Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$, no estudo de Von Sperling (2207) citado anteriormente. De acordo com a Figura 39, para este curso de água no período chuvoso, obteve-se $K_2 = 0,29.Q^{0,42}$.

A Figura 40(c) ilustra o pico da DBO₅ no rio Jordão logo na zona de mistura com o córrego Brejo Alegre, cujo valor foi de 8,3 mg/L. A partir da mistura, a DBO decresceu gradualmente atingindo a valor de 7,0 mg/L já em sua foz no rio Paranaíba. Também para este período, os dados estimados de DBO ajustaram-se razoavelmente aos dados medidos, existindo as imprecisões pertinentes à metodologia de análise deste parâmetro, principalmente nos baixos valores apresentados.

“Em termos de qualidade da água, o fósforo encontra-se usualmente em baixa disponibilidade comparado aos outros macronutrientes.” (VON SPERLING, 2007, v.7, p.471). Mas esta realidade pode ser mudada por ações humanas, como por exemplo, drenagem pluvial de áreas agrícolas com aplicação de fertilizantes, drenagem urbana com carreamento de produtos químicos contendo fósforo e cargas poluidoras de esgoto com detergentes. Desta forma, para este trabalho de mestrado, em que todo o trecho do curso de água estudado localiza-se em área rural, elevados valores de fósforo poderiam indicar a poluição por drenagem de áreas agrícolas. Mas, o que observou-se, tanto para o período de estiagem quanto para o período chuvoso, foram reduzidos valores para os parâmetros fósforo total e frações, sendo difícil uma análise realística. Na Figura 40(d), observa-se que no ponto de confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão existe um acréscimo instantâneo da concentração de fósforo total, alcançando o valor de 0,054 mg/L, reduzindo gradualmente até o valor de 0,05 mg/L em sua

foz no rio Paranaíba. Mas, qualquer afirmação sobre o comportamento deste parâmetro fica comprometida pela ordem de grandeza dos valores obtidos.

Quanto ao parâmetro *E.coli*, a mesma condição de baixos valores obtidos, compromete a análise dos resultados simulados, conforme ilustrado na Figura 40(e).

Observa-se na Figura 40(f) que a concentração de nitrogênio e frações manteve o comportamento do período de estiagem, sempre apresentando valores baixos, confirmando que os processos mais atuantes e responsáveis pela autodepuração do rio Jordão no trecho estudado são a reaeração natural e a demanda carbonácea. Também aqui, a forma predominante do nitrogênio apresentada, o nitrato, sugere o estágio de poluição mais antigo, com valores superiores do nitrato em relação ao nitrogênio orgânico, amônia e nitrito evidenciando a ocorrência da autodepuração por demanda nitrificada, mesmo que baixa comparada à demanda carbonácea.

Semelhante ao evidenciado no período de estiagem, os parâmetros OD, nitrogênio e frações, fósforo e *E.coli* respeitaram os limites preconizados pela Resolução CONAMA 357:2005, em toda a sua extensão, para rios de Classe 2, classificação em que o rio Jordão enquadra-se. Com relação a DBO_5 , todo o trecho encontra-se fora da regulamentação devido ao recebimento de cargas poluidoras do córrego Brejo Alegre, que estabelece o valor máximo de 5,0 mg/L.

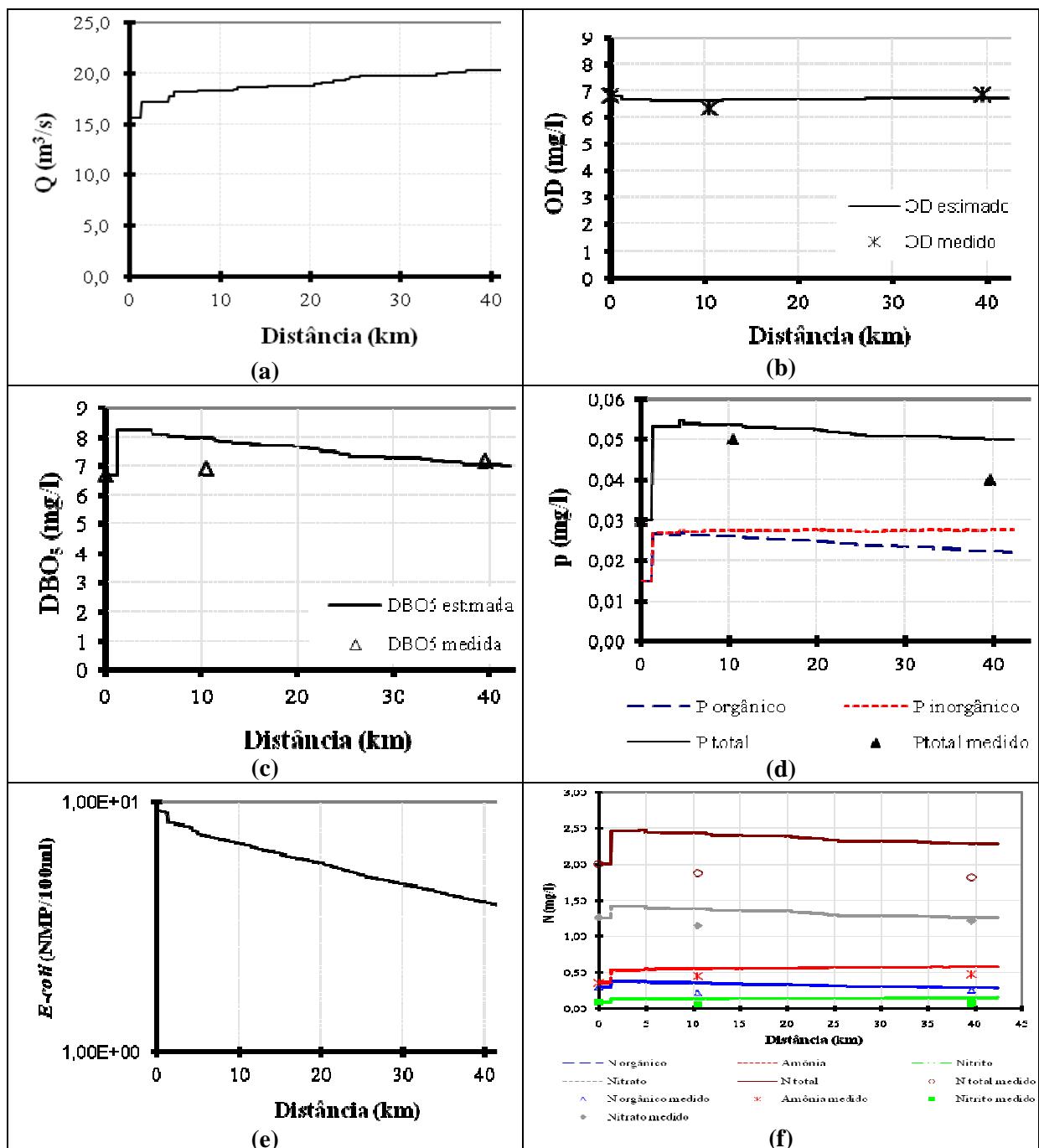


Figura 40 – Dados de saída para o período chuvoso, sendo: (a) perfil da vazão, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil de DBO₅, (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de *E.coli*, (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações.

- Cenários

A simulação de cenários extremos possibilitou avaliar o comportamento do rio Jordão em situação crítica (vazão crítica) após o recebimento de efluentes de hipotética Estação de Tratamento do Esgoto doméstico do município de Araguari (MG), lançados na confluência do

rio Jordão com o córrego Brejo Alegre, identificando o sistema de tratamento que atenda ao maior número de habitantes do município sem prejuízo ao curso de água estudado e em atendimento à legislação em vigor.

Cenário 1

Conforme o item 4.6.5, o Cenário 1 simulou o recebimento de efluente do sistema de tratamento de lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa, mais popularmente conhecido como Sistema Australiano. Os coeficientes adotados foram similares ao do período de estiagem, considerando como afluente ao rio Jordão apenas o efluente tratado advindo da ETE, conforme diagrama unifilar ilustrado na Figura 41.

COEFICIENTES DO MODELO	Coef. de reação	Coef. Temp.º
Desoxigenação		
Coef. desoxigenação (dia ⁻¹)	K ₁	0,24
Coef. decomposição DBO (dia ⁻¹)	K _d	0,24
Coef. sedimentação DBO (dia ⁻¹)	K _s	0,00
Reaeração		
Coef. reaeração K ₂ = m.Q ⁻¹	m	0,43
	n	-0,60
Nitrogênio		
Coef. sedimentação N _{org} (dia ⁻¹)	K ₃₀	0,05
Coef. conversão N _{org} -N _{amôn} (dia ⁻¹)	K ₂₈	0,25
Coef. conversão N _{amôn} -N _{nitro} (dia ⁻¹)	K ₂₉	0,25
Coef. conversão N _{nitro} -N _{nitro} (dia ⁻¹)	K ₃₁	1,00
Coef. liberação N _{amôn} pelo sedimento de fundo (g.m ⁻² .d ⁻¹)	S _{Namôn}	0,50
O ₂ equiv. conversão N _{amôn} -N _{nitro} (mgO ₂ .mgN _{amôn} .oxid ⁻¹)	O ₂ Namôn	3,20
O ₂ equiv. conversão N _{nitro} -N _{nitro} (mgO ₂ .mgN _{nitro} .oxid ⁻¹)	O ₂ Nitro	1,10
Coef. inibição da nitrificação por baixo OD	K ₃₂	0,60
pH (para cálculo NH ₃ livre)	pH	7,00
Fração de amônia livre	fNH ₃	0,003
Fósforo		
Coef. sedimentação P _{org} (dia ⁻¹)	K ₃₃₀	0,05
Coef. conversão P _{org} -P _{inorg} (dia ⁻¹)	K ₃₁	0,30
Coef. liberação P _{inorg} pelo sedimento de fundo (g.m ⁻² .d ⁻¹)	S _{Pinorg}	0,10
Coliformes		
Coef. decaimento de coliformes (dia ⁻¹)	K ₃₂	1,00
Cargas difusas internas (sem vazão)		
<i>Consumo e produção de OD:</i>		
Taxa produção de O ₂ por fotossíntese (g.m ⁻² .d ⁻¹)	P ⁺	0,00
Taxa consumo de O ₂ por respiração g.m ⁻² .d ⁻¹)	R ⁻	0,00
Taxa consumo O ₂ por demanda do sedimento (g.m ⁻² .d ⁻¹)	Sd ⁻	0,00
<i>Produção de DBO:</i>		
Carga linear distribuída ao longo do rio (gDBO ₅ .m ⁻¹ .d ⁻¹)	Lrd ⁻	0,00
		-

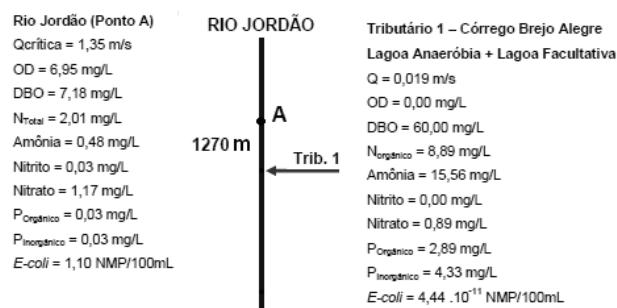


Figura 41 – Coeficientes e diagrama unifilar considerados para o Cenário 1.

Os dados de saída do modelo para o Cenário 1 estão ilustrados na Figura 42.

Para este sistema, uma população estimada máxima de 7422 habitantes fez com que a concentração de OD ficasse acima do valor mínimo preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005, que é de 5 mg/L, conforme ilustrado na Figura 42(b). Também, o nitrogênio e frações manteve-se dentro das preconizações da legislação.

Todavia, alguns parâmetros ficaram em desacordo com as preconizações da legislação. Com relação a DBO_5 , todo o trecho longitudinal ficou acima do valor máximo de 5,0 mg/L, atingindo o máximo de 7,8 mg/L logo na região de mistura, com o mínimo de 5,3 mg/L em sua foz no rio Paranaíba.

Com relação ao fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, apenas 2,8 % do trecho longitudinal está em acordo com a Resolução CONAMA 357:2005.

Mesmo com os desacordos observados para os parâmetros DBO_5 , fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, acredita-se que a utilização de Sistema Australiano para um população aproximada de 7500 pessoas não prejudique o processo de autodepuração do rio Jordão para o trecho em estudo. Esta constatação é embasada na proximidade do parâmetro DBO_5 com os limites definidos pela legislação (lembra-se aqui as imprecisões da metodologia de análise deste parâmetro), além de não ter sido considerada na simulação as contribuições dos afluentes ao longo do trecho longitudinal, que aumentaria a capacidade de diluição dos poluentes.

Também é importante salientar que esta simulação considerou-se uma vazão crítica no rio Jordão de $1,35 \text{ m}^3/\text{s}$, valor este 2,6 vezes inferior à menor vazão medida no ponto A em período de estiagem, que foi de $3,52 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tabela 15).

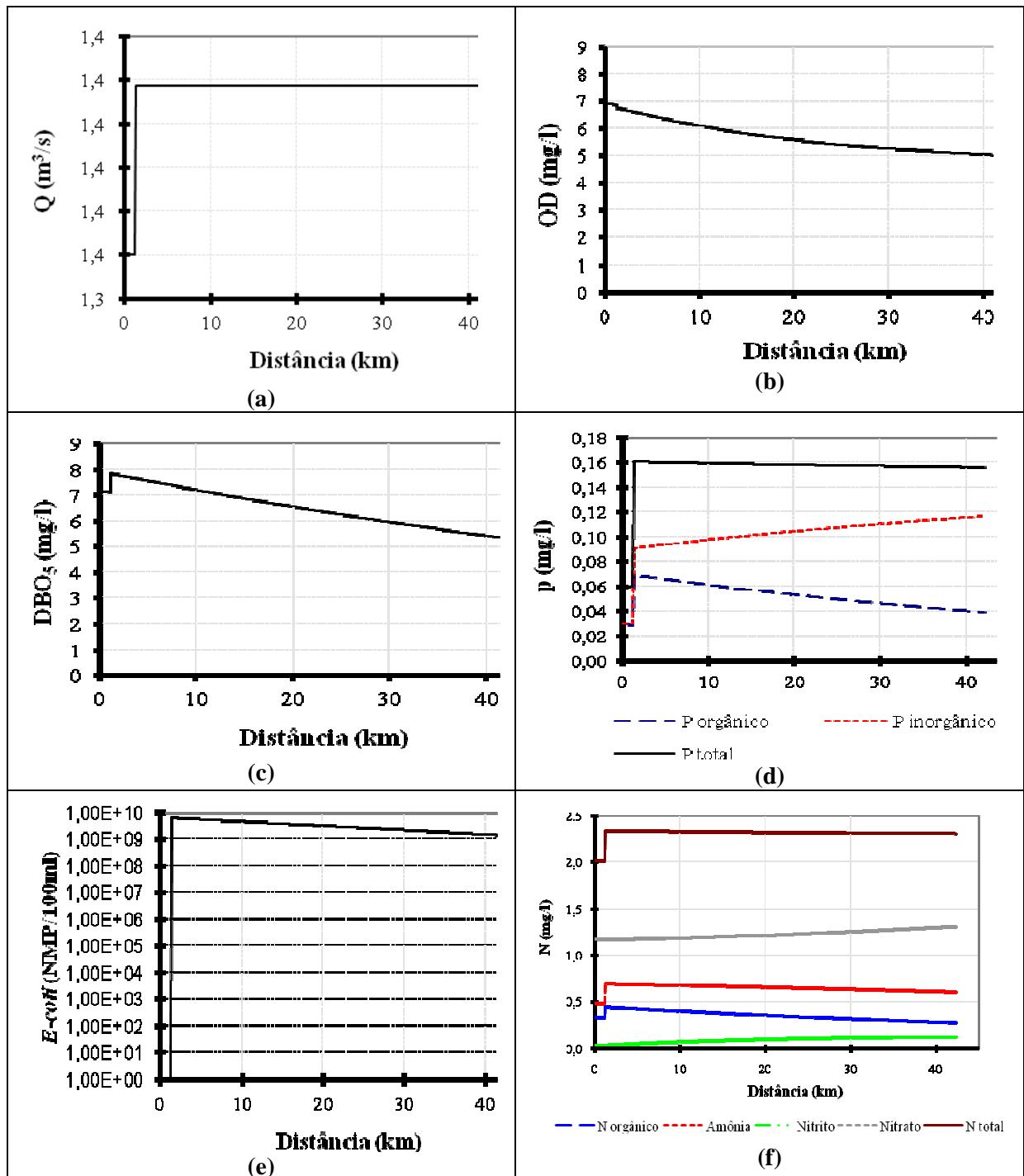


Figura 42 – Dados de saída da simulação do Cenário 1, sendo: (a) perfil da vazão, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil de DBO₅, (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de *E. coli*, (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações.

Cenário 2

O Cenário 2 simulou o recebimento de esfluente do eventual sistema de tratamento de lodo ativado convencional. Os coeficientes adotados são similares ao do período de estiagem, considerando como afluente ao rio Jordão apenas o esfluente tratado advindo da ETE, conforme diagrama unifilar ilustrado na Figura 43.

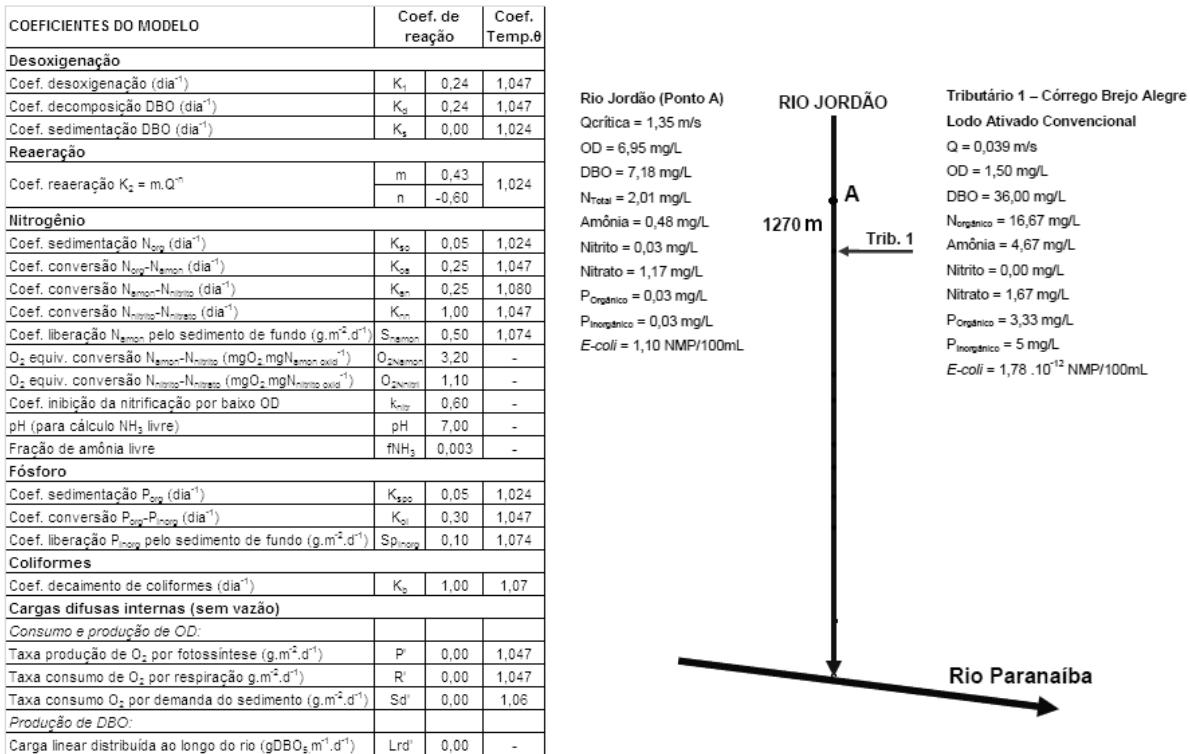


Figura 43 – Coeficientes e diagrama unifilar considerados para o Cenário 2.

Os dados de saída do modelo para o Cenário 2 estão ilustrados na Figura 44.

Para este sistema, uma população estimada máxima de 14840 habitantes fez com que a concentração de OD ficasse acima do valor mínimo preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005, que é de 5 mg/L, conforme ilustrado na Figura 44(b). Também, o nitrogênio e frações mantiveram-se dentro das preconizações da legislação em todo o trecho longitudinal.

Todavia, alguns parâmetros ficaram em desacordo com as preconizações da legislação. Com relação a DBO₅, todo o trecho longitudinal ficou acima do valor máximo de 5,0 mg/L, atingindo o máximo de 7,9 mg/L logo na região de mistura, com o mínimo de 5,36 mg/L em sua foz no rio Paranaíba, Figura 44(c).

Com relação ao fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, similar ao observado no Cenário 1, apenas 2,8 % do trecho longitudinal está em acordo com a Resolução CONAMA 357:2005.

Mesmo com os desacordos observados para os parâmetros DBO₅, fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, acredita-se que a utilização do processo de lodo ativado convencional para uma população aproximada de 14840 pessoas não prejudique o processo de autodepuração do rio Jordão para o trecho em estudo. Esta constatação também é embasada na proximidade do parâmetro DBO₅ com os limites definidos pela legislação (lembra-se aqui as imprecisões da metodologia de análise deste parâmetro), além de não ter sido considerada na simulação as contribuições dos afluentes ao longo do trecho longitudinal, que aumentaria a capacidade de diluição dos poluentes

Similar à constatação no Cenário 1, é importante salientar que esta simulação considerou-se uma vazão crítica no rio Jordão de 1,35 m³/s, valor este 2,6 vezes inferior à menor vazão medida no ponto A em período de estiagem, que foi de 3,52 m³/s (Tabela 15).

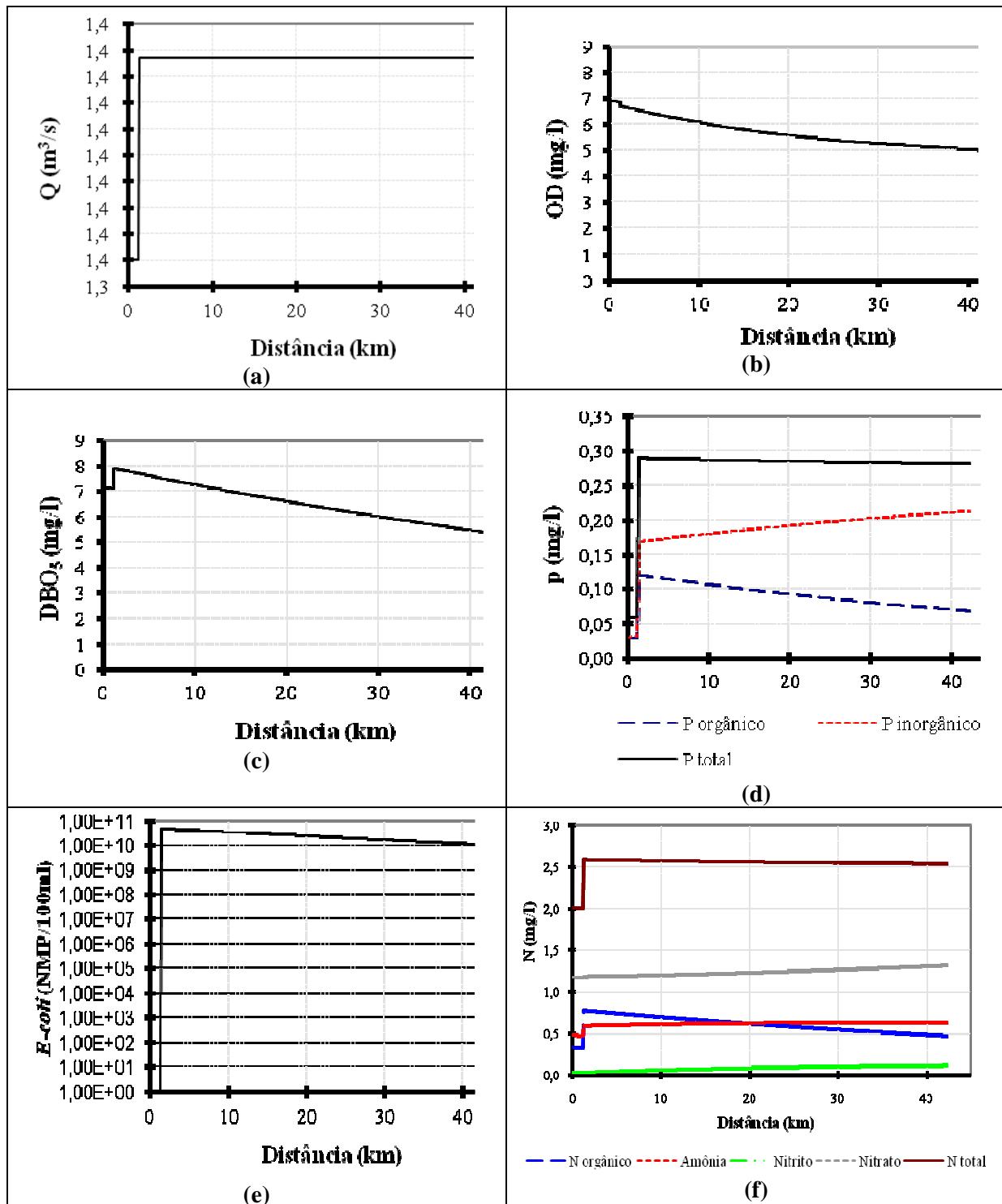


Figura 45 – Dados de saída da simulação do Cenário 2, sendo: (a) perfil da vazão, (b) perfil da concentração de OD, (c) perfil de DBO_5 , (d) perfil da concentração de fósforo e frações, (e) perfil da concentração de $E. coli$, (f) perfil da concentração de nitrogênio e frações.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Conclusões

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar a capacidade de autodepuração do rio Jordão, considerando-se as contribuições do córrego Brejo Alegre em período de estiagem e em período chuvoso, tendo em vista a sua baixa capacidade de autodepuração, além de simular cenários extremos, considerando cargas poluidoras estimadas de ETEs lançadas diretamente na confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão e a baixa capacidade de diluição do rio Jordão para a vazão mínima, utilizando, para isto, o modelo QUAL-UFMG. Paralela à aplicação do modelo, determinou-se o IQA do córrego Brejo Alegre e rio Jordão.

De acordo com a análise do IQA para o período de estiagem, o IQA nível bom encontrado para o rio Jordão em todos os pontos coincide com o nível encontrado no 2º trimestre de 2010, de acordo com o monitoramento do IGAM, mesma época em que as amostras foram coletadas neste trabalho. Apenas uma maior quantidade de coletas ao longo do ano é que permitirá avaliar a oscilação ou não do IQA.

Já a análise do IQA para o período chuvoso, análises trimestrais realizadas pelo IGAM mostram que o parâmetro coliforme termotolerante não atendeu ao limite legal da Deliberação Normativa COPAM/CERH 01:2008 no 4º trimestre dos anos 2008, 2009 e 2010, mantendo o nível médio do IQA para o período chuvoso. Neste trabalho, este comportamento foi observado apenas no ponto A. Apenas uma maior quantidade de coletas ao longo do ano é que permitirá avaliar a oscilação ou não do IQA.

Através da comparação entre os IQAs nos períodos de estiagem e chuvoso, observa-se que houve uma diminuição nos IQAs para o período chuvoso, em todos os pontos estudados, ocasionado pela poluição difusa por sólidos totais e turbidez oriundos de drenagem superficial.

Com relação à aplicação do modelo QUAL-UFMG, a análise do comportamento do rio Jordão para o período de estiagem demonstrou que:

- a vazão aumenta ao longo do percurso do rio Jordão em função dos afluentes existentes desde a confluência deste com o córrego Brejo Alegre até a foz no rio Paranaíba;
- na zona de mistura do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão existe um fraco decréscimo da concentração de OD, prevalecendo a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação sobre a reaeração natural do curso de água até aproximadamente 900 m a jusante do ponto A. A partir desta posição, o fenômeno da reaeração natural prevalece sobre a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação, voltando a ascender gradualmente até sua foz no rio Paranaíba;
- os dados estimados de OD ajustaram-se bem aos dados medidos nos pontos B, C e E;
- o pico da DBO_5 no rio Jordão acontece logo na zona de mistura com o córrego Brejo Alegre. A partir da mistura, a DBO decresceu gradualmente atingindo a valor mínimo já em sua foz no rio Paranaíba;
- os dados estimados de DBO ajustaram-se razoavelmente aos dados medidos, sendo que as diferenças existentes podem estar relacionadas às imprecisões da metodologia de análise deste parâmetro, principalmente para baixas concentrações;
- a concentração de nitrogênio e frações sempre apresentaram valores baixos, percebendo-se que os processos mais atuantes e responsáveis pela autodepuração do rio Jordão no trecho estudado, para este período de estiagem, foram apenas a reaeração natural e a demanda carbonácea;
- os dados estimados do parâmetro nitrogênio e frações ajustaram-se bem aos dados medidos nos pontos B, C e D, sendo que os valores superiores do nitrato em relação ao nitrogênio orgânico, amônia e nitrito evidenciam a ocorrência da autodepuração por demanda nitrificada, mesmo que baixa comparada à demanda carbonácea;
- a análise da simulação para os parâmetros fósforo total e *E.coli* ficou comprometida devido aos reduzidos valores encontrados para estes parâmetros. Todavia, na confluência do córrego

Brejo Alegre com o rio Jordão existe um acréscimo instantâneo da concentração de fósforo total, com redução gradual até a sua foz no rio Paranaíba, e;

- os parâmetros OD, nitrogênio e frações, fósforo e *E.coli* respeitaram os limites preconizados pela Resolução CONAMA 357:2005 em toda a sua extensão, para rios de Classe 2, em qual o rio Jordão se enquadra. Com relação a DBO_5 , todo o trecho encontrou-se fora da regulamentação devido ao recebimento de cargas poluidoras do córrego Brejo Alegre.

Já a análise do comportamento do rio Jordão para o período chuvoso demonstrou que:

- os perfis das concentrações resultantes da simulação do período chuvoso apresentaram a mesma tendência dos perfis para o período de estiagem, alterando-se somente os valores das concentrações, demonstrando a mesma capacidade de autodepuração do rio estudado com o aumento da vazão;

- também para o período chuvoso, a vazão aumenta ao longo do percurso do rio Jordão, em função dos afluentes existentes no percurso estudado;

- há um fraco decréscimo da concentração de OD na zona de mistura do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão, também prevalecendo a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação sobre a reaeração natural do curso de água até aproximadamente 11860 m a jusante do ponto A, onde atinge o valor mínimo. A partir de 11860 m a jusante do ponto A, volta a ascender gradualmente até atingir o valor máximo já em sua foz no rio Paranaíba, justificado pela prevalência da reaeração natural sobre a desoxigenação por demanda carbonácea e por nitrificação;

- os dados estimados de OD pelo modelo ajustaram-se bem aos dados medidos para os pontos B e D;

- também o pico de DBO_5 no rio Jordão acontece logo na zona de mistura com o córrego Brejo Alegre. A partir da mistura, a DBO decresceu gradualmente atingindo o valor mínimo já em sua foz no rio Paranaíba;

- os dados estimados de DBO ajustaram-se razoavelmente aos dados medidos, existindo as imprecisões pertinentes à metodologia de análise deste parâmetro;

- como todo o trecho do curso de água estudado localiza-se em área rural, elevados valores de fósforo poderiam indicar a poluição por drenagem de áreas agrícolas, mas, observou-se reduzidos valores para os parâmetros fósforo total e frações, sendo difícil uma análise realística. No ponto de confluência do córrego Brejo Alegre com o rio Jordão existe um acréscimo instantâneo da concentração de fósforo total, alcançando o valor máximo, reduzindo gradualmente até o valor mínimo em sua foz no rio Paranaíba. Mas, qualquer afirmação sobre o comportamento deste parâmetro fica comprometida pela ordem de grandeza dos valores obtidos;
- quanto ao parâmetro *E.coli*, a mesma condição de baixos valores obtidos, compromete a análise dos resultados simulados;
- a concentração de nitrogênio e frações manteve o comportamento do período de estiagem, sempre apresentando valores baixos, confirmando que os processos mais atuantes e responsáveis pela autodepuração do rio Jordão no trecho estudado são a reaeração natural e a demanda carbonácea. Também aqui, a forma predominante do nitrogênio apresentada, o nitrato, sugere o estágio de poluição mais antigo, com valores superiores do nitrato em relação ao nitrogênio orgânico, amônia e nitrito evidenciando a ocorrência da autodepuração por demanda nitrificada, mesmo que baixa comparada à demanda carbonácea, e;
- os parâmetros OD, nitrogênio e frações, fósforo e *E.coli* respeitaram os limites preconizados pela Resolução CONAMA 357:2005 em toda a sua extensão, para rios de Classe 2, classificação em que o rio Jordão enquadra-se. Com relação a DBO_5 , todo o trecho encontra-se fora da regulamentação devido ao recebimento de cargas poluidoras do córrego Brejo Alegre.

Quanto à simulação dos cenários extremos, avaliou-se a utilização de dois sistemas de tratamento distintos, sendo tratamento por lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa e tratamento por lodo ativado convencional.

No 1º Cenário, com o tratamento por lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa, concluiu-se que: uma população estimada máxima de 7422 habitantes fez com que a concentração de OD ficasse acima do valor mínimo preconizado pela Resolução CONAMA 357:2005. Também, o nitrogênio e frações manteve-se dentro das preconizações da legislação; com relação a DBO_5 , todo o trecho longitudinal ficou acima do valor máximo preconizado pelo

legislação; quanto ao fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, apenas 2,8 % do trecho longitudinal está em acordo com a Resolução CONAMA 357:2005.

Mesmo com os desacordos observados para os parâmetros DBO₅, fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, acredita-se que a utilização de Sistema Australiano para uma população aproximada de 7500 pessoas não prejudicará o processo de autodepuração do rio Jordão para o trecho em estudo, justificado pela proximidade do parâmetro DBO₅ com os limites definidos pela legislação e imprecisões da metodologia de análise deste parâmetro, além de não ter sido considerada na simulação as contribuições dos afluentes ao longo do trecho longitudinal, que aumentaria a capacidade de diluição dos poluentes. Também, esta simulação considerou uma vazão crítica no rio Jordão, 2,6 vezes inferior à menor vazão medida no ponto A em período de estiagem.

No 2º Cenário, com o tratamento por lodo ativado convencional, concluiu-se que: uma população estimada máxima de 14840 habitantes fez com que a concentração de OD ficasse acima do valor mínimo preconizado pela legislação. Também, o nitrogênio e frações manteve-se dentro das preconizações em todo o trecho longitudinal; quanto a DBO₅, todo o trecho longitudinal ficou acima do valor máximo; com relação ao fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, similar ao observado no Cenário 1, apenas 2,8 % do trecho longitudinal está em acordo com a Resolução CONAMA 357:2005.

Também para 2º Cenário, mesmo com os desacordos observados para os parâmetros DBO₅, fósforo total e coliforme termotolerante *E.coli*, acredita-se que a utilização do processo de lodo ativado convencional para uma população aproximada de 14840 pessoas não prejudique o processo de autodepuração do rio Jordão para o trecho em estudo. Justifica-se pela proximidade do parâmetro DBO₅ com os limites definidos pela legislação associada às imprecisões da metodologia de análise deste parâmetro, além de não ter sido consideradas na simulação as contribuições dos afluentes ao longo do trecho. Similar à constatação no primeiro cenário, é importante salientar que nesta simulação considerou-se uma vazão crítica no rio Jordão, 2,6 vezes inferior à menor vazão medida no ponto A em período de estiagem.

Os resultados apresentados fornecem subsídios para alertar sobre o problema de lançamento de despejos acima do que possa suportar o rio Jordão e, também, contribuem para o adequado gerenciamento dos recursos hídricos, alocação de cargas poluidoras e estudos de impactos ambientais.

Em função do município de Araguari (MG) possuir uma população aproximada de 100000 habitantes, onde grande parte dos efluentes domésticos são lançados no rio Jordão, devido à capacidade de autodepuração do referido rio suportar a carga poluidora de apenas 15% da população, considerando a vazão crítica, torna-se bastante preocupante a permanência deste cenário.

Recomendações

Neste trabalho de mestrado foi realizada apenas uma coleta no período de estiagem e uma coleta no período chuvoso. Maiores números de coletas intervaladas possibilitariam diagnosticar de uma forma mais precisa o Índice de Qualidade da Água (IQA) e as constantes m e n para melhor ajuste do coeficiente de reaeração K_2 (dia⁻¹).

A população ribeirinha residente nas proximidades dos pontos A, B, C e D ao longo do rio Jordão evidenciou mau cheiro advindo do rio esporádico ao longo do ano. Em função do recebimento de cargas poluidoras de esgoto sanitário e de matadouros advindos da área urbana do município de Araguari (MG), através do maior número de coletas seria possível verificar a variedade das características físicas, químicas e biológicas dos efluentes, principalmente dos matadouros, lançados pontualmente no córrego Brejo Alegre.

A maioria dos trabalhos científicos de autodepuração encontrados na literatura está relacionada a cursos de água naturais próximos às áreas urbanas, onde existe relativa facilidade de acesso. Neste trabalho, a quantidade de pontos estudados, seja ao longo do rio Jordão ou em seus afluentes, ficou limitada à disponibilidade de acesso com o veículo, lembrando que refere-se a uma área totalmente rural. Um maior número de pontos estudados possibilitaria ajustar os dados estimados aos dados medidos de uma forma mais precisa.

O modelo de qualidade da água QUAL-UFMG simula os perfis dos diversos parâmetros ao longo da distância longitudinal e do tempo, utilizando o método das diferenças finitas através da discretização do trecho longitudinal de interesse em sub-trechos bem reduzidos. Conforme já mencionado anteriormente neste texto, os coeficientes a , b da equação $v = a.Q^b$ e os coeficientes c e d da equação $h = c.Q^d$, foram ajustados utilizando os pares de valores h e Q obtidos no ponto A, ponto este onde foi traçada a curva-chave, deixando claro que não houveram divisões em sub-trechos. A existência de maior número de pontos ao longo do rio Jordão onde fossem traçadas as curvas-chave reduziriam as extensões dos trechos,

possibilitando ajustar os coeficientes a , b , c e d aos sub-trechos e não apenas ao trecho total do rio Jordão entre a confluência com o córrego Brejo Alegre até sua foz no rio Paranaíba.

Paralelamente às recomendações feitas, é importante constatar que as mesmas não foram aqui aplicadas em função da ausência de estrutura técnica e de pessoal que a instituição possuía na época da realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Cadernos de Recursos Hídricos 1:** Panorama da qualidade das águas superficiais no Brasil. Superintendência de Planejamento de Recursos Hídricos, Brasília, 176p. , 2005.

ALMEIDA, T. V. **Índice de qualidade da água e coeficientes de autodepuração de trechos do rio Pomba.** 2006. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9897:** Planejamento de amostragem de efluentes líquidos e corpos receptores. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9898:** Preservação e técnicas de amostragem de efluentes líquidos e corpos receptores. Rio de Janeiro, 1987.

AZEVEDO NETTO, J.M. **Manual de Hidráulica.** 2 Vol. 6 ed. rev. e compl. 1975.

AZEVEDO NETTO, J.M. **Manual de Hidráulica.** Coordenação de Roberto de Araujo. Co-autores Miguel Fernandez e Fernandez e Acácio Eyi Ito. 8. ed. atual. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda., 1998.

BÁRBARA, V. F. **Uso do modelo QUAL2E no estudo da qualidade da água e capacidade de autodepuração do rio Araguari – AP (Amazônia).** 2006. 174p. Dissertação de Mestrado, Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás, 2006.

BÁRBARA, V. F.; CUNHA, A. C.; SIQUEIRA, E. Q. Análise da qualidade das águas do rio Araguari (AP) utilizando o sistema de modelagem QUAL2E. In: CONGRESSO DE PESQUISA, ENSINO E EXTENSÃO DA UFG – CONPEEX, 2, 2005, Goiânia. **Anais eletrônicos do XIII Seminário de Iniciação Científica [CD-ROM],** Goiânia: UFG, 2005.

BARBOSA, A. F. et al. Análise da qualidade da água do córrego Prata, no município de Umuarama - PR. **Fórum Ambiental da Alta Paulista,** v. 4, 2008.

BERZOINI, L. A. **Estudo de impacto de lançamento de esgotos no rio Paraibuna:** estudo de caso. 2006. 120p. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, 2006.

BEZERRA, I. S. de O.; MENDONÇA, L. A. R.; FRISCHKORN, H. Autodepuração de cursos d'água: um programa de modelagem Streeter Phepls com calibração automatic e correcto de anaerobiose. **Revista Escola de Minas,** Ouro Preto, 61 (2), p. 249-255, abr. jun. 2008.

BOTTINO, F. **Estudo experimental e matemático de qualidade da água com base na ecohidrologia fluvial de pequenas bacias:** estudo de caso do rio Canha, Baixo Ribeira de

Iguape, SP. 2008. 188p. Dissertação de Mestrado, Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

BRAGA, B. et al. **Introdução à engenharia ambiental**: o desafio do desenvolvimento sustentável. 2 ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2005.

BRANDELERO, S. M.; SIQUEIRA, E. Q. de; LIMA, A. C. de B. Desoxigenação em água superficial de ambiente lótico. **Ambi-Água**, Taubaté, v. 5, n. 1, p. 163-171, 2010.

CHAPRA, S. C. **Surface water quality modeling**. McGraw-Hill, 1997.

CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Manual para a implementação de um programa de prevenção à poluição**. 1996.

CONTE, M. de L.; LEOPOLDO, P. R. **Avaliação de recursos hídricos: Rio Pardo, um exemplo**. 141p. São Paulo: Editora UNESP, 2001.

CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL. Deliberação Normativa nº 10, de 16 de dezembro de 1986. Estabelece normas e padrões para qualidade da água, lançamento de efluentes nas coleções de águas, e dá outras providências.

CONSELHO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Deliberação Normativa nº 26, de 18 de dezembro de 2008. Dispõe sobre procedimentos gerais de natureza técnica e administrativa serem observados no exame de pedidos de outorga para o lançamento de efluentes em corpos de água superficiais no domínio do Estado de Minas Gerais.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução CONAMA:357, de 17 de março de 2005.

CORSEUIL, H. X. **Controle de Poluição das Águas: Guia Rápido do Usuário QUAL2K**. Adaptação de “CHAPRA, S. C.; PELLETIER, G. J.; TAO, H. QUAL2K: A Modeling Framework for Simulating River and Stream Water Quality, Version 2.07: Documentation and Users Manual. Civil and Environmental Engineering Dept., Tufts University, Medford, MA, 2007.” Revisão 03.

DIBIAZI, A. L. B. et al. **O uso do modelo QUAL2K na simulação da qualidade das águas do córrego São Simão – SP**. UNICOC, Ribeirão Preto, 2005.

EATON, A.D. et al. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 21. ed. Washington, DC: APHA, 2005.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Rates, constants and kinetics formulations in surface water quality modeling**. ed. 2, 455p., 1985.

FILHO, G.L.T et al. O uso do ADCP em pequenos e médios cursos de água. In: REUNIÓN DE GRUPO DE TRABAJO SOBRE HIDROMECÁNICA, 5, Montevideo, Uruguay. 1999.

FREIRE, R. et al. Avaliação da autodepuração de um trecho do rio Pirapó – PR após receber as águas do Ribeirão Maringá. In: SIMPÓSIO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA, 2009, Maringá.

GASTALDINI, M. do C. C.; SEFFRIN, G. F. F.; PAZ, M. F. Diagnóstico atual e previsão futura da qualidade das águas do rio Ibicuí utilizando o modelo QUAL2E. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, v. 7, n. 3 , p. 129-138, jul./set. 2002.

GASTALDINI, M. do C. C.; SEFFRIN, G. F. F.; PAZ, M. F. Modelagem da qualidade da água do rio Ibicuí. In: SIMPÓSIO ÍTAO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 6, Vitória, 2002.

GIANSANTE, A. E. Avaliação da capacidade de autodepuração do Ribeirão Jacaré – Itatiba – SP. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 19, 1998.

GONÇALVES, E. M. **Avaliação da qualidade da água do rio Uberabinha – Uberlândia – MG.** 2009. Dissertação de Mestrado, Pós- Graduação em Tecnologia de Processos Químicos e Bioquímicos, Escola de Química, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.

GRAF, W. H. **Hydraulics of sediment transport.** MacGraw – Hill Book Company. 1984.

GUEDES, H. A. S. **Modelagem da qualidade da água e da capacidade de autodepuração do rio Pomba.** 2009. 149p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Engenharia Agrícola, Viçosa, 2009.

HARTER, L. V. L. **Aspectos físico-químicos e microbiológicos do rio Uberabinha – um diagnóstico da qualidade da água no município de Uberlândia (MG).** 2007. 78p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2007.

IDE, W. R.; RIBEIRO, M. L. **Calibração do modelo de qualidade da água QUAL-UFMG para o rio Taquarizinho em período de estiagem.** 2009. Relatório de Iniciação Científica CNPq, Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, 2009.

JHA, R.; OJHA, C. S. P.; BHATIA, K. K. S. Refinement of predictive reaeration equations for a typical indian river. **Hydrological Processes**, v. 15, p. 1047-1060, 2001.

LYRA, G.B. et al. Coeficiente de rugosidade de Manning para o rio Paracatu. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 14, n. 4 , p. 343-350, 2010.

MAYER, M. das G. R. **Aspectos sanitários e físico-químicos da autodepuração do rio Bodocongo – Paraíba.** 1998. 150p. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, 1998.

MENDONÇA, B. C. de S. **Variabilidade dos processos de autodepuração biológica nas águas do rio Meia Ponte, Goiás, Brasil.** 2007. 93p. Dissertação de Mestrado, Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás, 2007.

METCALF & EDDY. **Wastewater Engeneering: Treatment, disposal and reuse.** 2. ed. Boston, Mc Graw-Hill. 1981. 920p.

METCALF & EDDY. **Wastewater Engeneering: Treatment, disposal and reuse.** 4. ed. Boston, Mc Graw-Hill. 2003. 1819p.

NOUR, E. A. A. **Procedimentos de análises físico-químicas e exames microbiológicos para águas de abastecimento e resíduárias.** 3. ed. 92p. UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Departamento de Hidráulica e Saneamento, Campinas, 1996. (Apostila)

NUNES, D. G. **Modelagem da autodepuração e qualidade de água do rio Turvo Sujo.** 2008. 118p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Engenharia Agrícola, Viçosa, 2008.

NUVOLARI, A. **Esgoto sanitário: coleta, transporte, tratamento e reúso agrícola.** São Paulo: Edgard Blücher, 2003.

O'CONNOR, D. J.; DOBBINS, W. E. Mechanism of reaeration in natural streams. **Journal Sanitary Engeneering Division**, 123, p. 641-666, 1958.

OLIVEIRA, E. J. de. **Estudo da capacidade de autodepuração do Rio do Carmo (Ouro Preto, MG), com a utilização da ferramenta computacional QUAL2K de qualidade de água.** 2005. 120p. Dissertação de Mestrado, Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Ouro Preto, 2005.

PALMA-SILVA, G. M.; TAUK-TORNISIELO, S.M.; PIÃO, A.C. Capacidade de autodepuração de um trecho do rio Corumbataí, SP, Brasil. **HOLOS Environment**, v. 7, n. 2, p. 139-153, 2007.

PINHO, A. G. **Estudo da qualidade das águas do rio Cachoeira Sul da Bahia.** 2001. 110p. Dissertação de Mestrado, Desenvolvimento Regional e Meio Ambiente, Universidade Estadual de Santa Cruz, 2001.

PORTO, R. de M. **Hidráulica Básica.** 2 ed. 540p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Hidráulica e Saneamento, São Carlos, 1999.

PORTO, R. L.; ZAHED FILHO, K.; SILVA, R. M. **Medição de vazão e curva chave.** Apostila de Hidrologia aplicada. 49p. Departamento Engenharia Hidráulica e Saneamento. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

PROGRAMA DE PESQUISAS EM SANEAMENTO BÁSICO. **Reúso das águas de esgoto sanitário, inclusive desenvolvimento de tecnologias de tratamento para esse fim.** Edital 04. 403p. Pernambuco, 2006.

RIBEIRO, M. O. **Estudo da poluição e autodepuração nos rios Melchior e Descoberto, na bacia do Descoberto – DF/GO, com auxílio de modelos matemáticos de simulação de qualidade da água, para estudos de seu comportamento atual e futuro.** 2001. 162p. Dissertação de Mestrado, Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Universidade de Brasília, 2001.

SANTOS, A. R. dos. **Caracterização morfológica, hidrológica e ambiental da bacia hidrográfica do Rio Turvo Sujo, Microregião de Viçosa, MG.** 2001. 125p. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa, Engenharia Agrícola, Viçosa, 2001.

SARDINHA, D. de S. et al. Avaliação da Qualidade da Água e Autodepuração do Ribeirão do Meio, Leme (SP). **Engenharia Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, v. 13, n. 3, p. 329-338, jul./set. 2008.

SCALIZE, P. S. et al. **Avaliação da autodepuração do Ribeirão das Cruzes através da depressão do oxigênio dissolvido após receber efluente da ETE – Araraquara.** Relatório do Departamento Autônomo de Água e Esgotos de Araraquara, 2003.

SETE Soluções e Tecnologia Ambiental Ltda. **Plano de Controle Ambiental (PCA) da ETE do córrego Brejo Alegre.** Belo Horizonte, 2005.

SEFFRIN, G. F. F. **Simulação atual e previsão futura da qualidade das águas do rio Ibicuí utiizando o modelo QUAL2E.** 2001. 100p. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, 2001.

SILVA, N. G. M. **Modelagem da qualidade da água no trecho de vazão reduzida (TVR) do aproveitamento hidrelétrico de Capim Branco 1 do rio Araguari – MG.** 2007. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

SIQUEIRA, F. Q de; CUNHA, A. C. da. O coeficiente de reoxigenação no modelo QUAL2E: metodologia de previsão. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 19. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, p. 2013-2019, 1997.

SOUSA, J. S. de. **Áreas de preservação permanente urbanas: mapeamento, diagnósticos, índices de qualidade ambiental e influência no escoamento superficial.** Estudo de caso: Bacia do Córrego das Lajes, Uberaba (MG). 2008. 160p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, 2008.

STRASSER, M. A. et al. **Estudo da variação do coeficiente de rugosidade de Manning em rios da bacia Amazônica por meio de modelagem hidrodinâmica.** 2008. Artigo disponível em: <www.ons.com.br/download/previsao_vazoes/artigos_sessoes/AT_Sessao24_a.pdf>

TAVARES, A. R. **Monitoramento da qualidade e diagnostic de conservação das águas do rio Paraíba do Sul.** 2006. 202p. Dissertação de Mestrado, Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2006.

TEIXEIRA, C. A.; PORTO, R. L. L. Avaliação da qualidade da água e autodepuração dos rios da bacia do rio Piracicaba. **Revista Brasileira de Ciências Ambientais**, n. 16, p. 20-31, agosto 2008.

TELES, R. B.; SILVEIRA, A. Autodepuração de escoamentos naturais de água: estudo de caso de modelagem matemática em um trecho do Ribeirão Preto, Ribeirão Preto – SP. In: CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, 30, Punta del Leste, 2006.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Colaboração da Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). 2. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

UNIVERSALIZAR SANEAMENTO É DESAFIO DO PLANSAB: Plano Nacional de Saneamento vem a ocupar lacuna deixada pelo Planasa. **Revista Vértice**, n.1. p 8-11. Belo Horizonte, out/Nov/dez. 2009.

VASCONCELOS, F. de M.; TUNDISI, J. G.; MATSUMURA, T. **Avaliação da qualidade de água**: base tecnológica para a gestão ambiental. Belo Horizonte: Sociedade Mineira de Engenheiros Agrônomos, 2009.

VON SPERLING, M. **Autodepuração dos cursos d'água**. Belo Horizonte – MG. 366p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 1983.

VON SPERLING, M. Dificuldades no cumprimento integral dos padrões de oxigênio dissolvido em cursos d'água: necessidade de uma abordagem alternativa. **Associação Brasileira de Engenharia Santária e Ambiental**, Salvador, 1985.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2. ed. 243p. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v.1).

VON SPERLING, M. **Princípios básicos do tratamento de esgotos**. 211p. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v.2).

VON SPERLING, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água de rios**. 588p. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v.7).

WHATELY, M. **Haverá água para todos?** Outubro de 2009. Artigo disponível em: <<http://diplomatique.uol.com.br/artigo.php>>

ANEXOS

Anexo A - Planilhas de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total para todos os pontos da curva-chave (ponto A, rio Jordão).

Tabela 27 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 14/05/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (14/05/2010)												
trecho	tempo medido no local (s)				nº de rot.	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)		sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)	
	1 ^a med.	2 ^a med.	3 ^a med.	4 ^a med.								
6-7	Difícil Acesso				-	-	-	-		0,06	-	
7-8	34,57	28,00	-	-	20	31,29	0,64	0,18	0,18	0,23	0,04	
8-9	11,31	10,41	-	-	20	10,86	1,84	0,51	0,51	0,25	0,13	
9-10	6,94	6,34	-	-	20	6,64	3,01	0,84	0,84	0,31	0,26	
10-11	8,12	10,03	9,54	-	40	9,23	4,33	1,20	1,20	0,38	0,46	
11-12	10,78	9,28	10,50	9,78	60	10,09	5,95	1,65	1,65	0,42	0,69	
12-13	9,34	9,00	9,13	-	60	9,16	6,55	1,82	1,82	0,43	0,78	
13-14	7,71	7,97	7,62	-	60	7,77	7,73	2,14	2,14	0,42	0,89	
14-15	7,66	7,97	7,56	-	60	7,73	7,76	2,15	2,15	0,41	0,88	
15-16	9,87	6,93	8,56	-	60	8,45	7,10	1,97	1,97	0,42	0,83	
16-17	8,56	8,50	-	-	60	8,53	7,03	1,95	1,95	0,44	0,85	
17-18	19,62	19,91	19,38	-	60	14,73	4,07	1,13	1,13	0,53	0,59	
18-19	18,56	17,25	-	-	60	17,91	3,35	0,93	0,93	0,65	0,60	
19-20	0,2 . P	17,53	14,25	17,25	-	60	12,26	4,89	1,36	0,97	0,74	0,72
	0,8 . P	28,00	28,82	-	-	60	28,41	2,11	0,59			
20-21	0,2 . P	16,75	17,47	-	-	60	17,11	3,51	0,97	0,79	0,79	0,62
	0,8 . P	27,31	27,78	-	-	60	27,55	2,18	0,61			
21-22	0,2 . P	18,32	17,19	-	-	40	17,76	2,25	0,63	0,55	0,82	0,45
	0,8 . P	24,41	22,47	-	-	40	23,44	1,71	0,47			
22-23	0,2 . P	20,34	18,10	-	-	40	19,22	2,08	0,58	0,49	0,87	0,43
	0,8 . P	27,94	26,34	-	-	40	27,14	1,47	0,41			
23-24	0,2 . P	10,81	14,37	12,44	-	20	12,54	1,59	0,44	0,45	0,91	0,41
	0,8 . P	10,25	13,28	13,13	-	20	12,22	1,64	0,46			
24-25	0,2 . P	11,37	11,81	-	-	20	11,59	1,73	0,48	0,43	0,92	0,40
	0,8 . P	13,44	15,28	-	-	20	14,36	1,39	0,39			
25-26	0,2 . P	7,69	7,03	-	-	20	7,36	2,72	0,75	0,53	0,87	0,46
	0,8 . P	21,56	15,72	16,56	-	20	17,95	1,11	0,31			
26-27	13,15	12,85	-	-	20	13,00	1,54	0,43	0,43	0,76	0,33	
27-28	Difícil Acesso				-	-	-	-		0,50	-	
28-29	Difícil Acesso				-	-	-	-		0,40	-	
29-30	Difícil Acesso				-	-	-	-		0,08	-	
VAZÃO TOTAL										10,82		

Observação: n° de Froude = Fr = 0,45

Tabela 28 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 11/06/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (11/06/2010)											
trecho	tempo medido no local (s)			nº de rot.	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)		sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)	
	1 ^a med.	2 ^a med.	3 ^a med.				velocidade (m/s)	velocidade (m/s)			
6-7	19,84	16,45	24,67	10	20,32	2,03	0,56	0,56	0,05	0,03	
7-8	8,10	7,51	-	10	7,81	1,28	0,36	0,36	0,21	0,07	
8-9	11,70	11,34	-	20	11,52	1,74	0,48	0,48	0,23	0,11	
9-10	10,40	9,20	-	20	9,80	2,04	0,57	0,57	0,29	0,16	
10-11	7,47	7,58	-	20	7,53	2,66	0,74	0,74	0,36	0,27	
11-12	5,48	7,20	6,35	20	6,34	3,15	0,88	0,88	0,40	0,35	
12-13	5,16	5,43	-	20	5,30	3,78	1,05	1,05	0,41	0,43	
13-14	5,50	5,79	-	20	5,65	3,54	0,98	0,98	0,40	0,39	
14-15	8,00	7,46	-	20	7,73	2,59	0,72	0,72	0,39	0,28	
15-16	5,65	5,30	-	20	5,48	3,65	1,01	1,01	0,40	0,41	
16-17	4,01	6,51	5,67	20	5,40	3,71	1,03	1,03	0,42	0,43	
17-18	6,84	6,23	-	20	6,54	3,06	0,85	0,85	0,51	0,43	
18-19	4,64	3,86	-	10	4,25	2,35	0,65	0,65	0,63	0,41	
19-20	0,2 . P	4,03	3,29	-	10	3,66	2,73	0,76	0,54	0,72	0,39
	0,8 . P	8,44	8,87	-	10	8,66	1,16	0,32			
20-21	0,2 . P	5,00	4,93	-	10	4,97	2,01	0,56	0,37	0,77	0,28
	0,8 . P	18,62	14,33	13,96	10	15,64	0,64	0,18			
21-22	0,2 . P	6,38	6,92	-	10	6,65	1,50	0,42	0,32	0,80	0,26
	0,8 . P	12,88	12,31	-	10	12,60	0,79	0,22			
22-23	0,2 . P	8,94	12,27	9,33	10	10,18	0,98	0,27	0,28	0,85	0,24
	0,8 . P	10,21	9,60	9,28	10	9,70	1,03	0,29			
23-24	0,2 . P	12,95	12,23	-	10	12,59	0,79	0,22	0,22	0,89	0,19
	0,8 . P	13,44	13,32	-	10	13,38	0,75	0,21			
24-25	0,2 . P	7,98	8,19	-	10	8,09	1,24	0,34	0,34	0,90	0,30
	0,8 . P	8,40	8,54	-	10	8,47	1,18	0,33			
25-26	0,2 . P	12,94	12,97	-	10	12,96	0,77	0,22	0,18	0,85	0,16
	0,8 . P	19,74	17,37	-	10	18,56	0,54	0,15			
26-27	19,37	18,96	-	10	19,17	0,52	0,15	0,15	0,74	0,11	
27-28	Difícil Acesso			-	-	-	-	-	0,48	-	
28-29	Difícil Acesso			-	-	-	-	-	0,38	-	
29-30	Difícil Acesso			-	-	-	-	-	0,08	-	
									VAZÃO TOTAL	5,66	

Observação: n° de Froude = Fr = 0,26

Tabela 29 - Velocidades médias medidas com flutuador e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 11/06/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com flutuador (11/06/2010)								
trecho	flutuadores - tempo (s)			tempo médio (s)	distância (m)	velocidade (80%) (m/s)	sub-área (m ²)	
	PET							
1	26,2	24,65	-	25,43	15	0,47	1,61	0,76
2	17,41	15,17	-	16,29	15	0,74	2,38	1,75
3	15,64	17,04	-	16,34	15	0,73	4,36	3,20
4	41,19	31,36	35,94	36,16	15	0,33	3,77	1,25
VAZÃO TOTAL							6,97	

Tabela 30 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 08/09/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (08/09/2010)										
trecho	tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)			
	1 ^a medição	2 ^a medição								
6-7	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,01	-		
7-8	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,09	-		
8-9	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,11	-		
9-10	16,30	16,87	20	16,59	1,21	0,34	0,34	0,17	0,06	
10-11	16,06	16,97	20	16,52	1,21	0,34	0,34	0,24	0,08	
11-12	8,93	9,59	20	9,26	2,16	0,60	0,60	0,28	0,17	
12-13	9,25	9,44	20	9,35	2,14	0,59	0,59	0,29	0,17	
13-14	9,06	9,22	20	9,14	2,19	0,61	0,61	0,28	0,17	
14-15	15,34	15,87	20	15,61	1,28	0,36	0,36	0,27	0,10	
15-16	11,72	12,53	20	12,13	1,65	0,46	0,46	0,28	0,13	
16-17	16,59	17,97	20	17,28	1,16	0,32	0,32	0,30	0,10	
17-18	8,57	8,53	20	8,55	2,34	0,65	0,65	0,39	0,25	
18-19	11,78	12,84	20	12,31	1,62	0,45	0,45	0,51	0,23	
19-20	10,15	11,40	20	10,78	1,86	0,52	0,52	0,60	0,31	
20-21	9,34	10,47	20	9,91	2,02	0,56	0,56	0,65	0,36	
21-22	13,50	12,88	20	13,19	1,52	0,42	0,42	0,68	0,29	
22-23	48,19	49,47	20	48,83	0,41	0,12	0,12	0,73	0,08	
23-24	0,2 . P	26,53	26,16	20	26,35	0,76	0,21	0,20	0,77	0,16
	0,8 . P	29,28	29,18	20	29,23	0,68	0,19			
24-25	0,2 . P	18,22	17,25	20	17,74	1,13	0,31	0,34	0,78	0,27
	0,8 . P	14,50	15,18	20	14,84	1,35	0,38			
25-26	13,75	14,18	20	13,97	1,43	0,40	0,40	0,73	0,29	
26-27	19,00	17,31	20	18,16	1,10	0,31	0,31	0,62	0,19	
27-28	20,50	20,69	20	20,60	0,97	0,27	0,27	0,36	0,10	
28-29	53,50	51,44	20	52,47	0,38	0,11	0,11	0,26	0,03	
29-30	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,04	-		
VAZÃO TOTAL							3,52			

Observação: n° de Froude = Fr = 0,20

Tabela 31 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 08/12/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (08/12/2010)										
trecho	tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)		
	1 ^a medição	2 ^a medição								
6-7	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,13	-		
7-8	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,34	-		
8-9	14,47	15,97	10	15,22	0,66	0,18	0,18	0,36		
9-10	9,03	8,16	20	8,60	2,33	0,65	0,65	0,42		
10-11	8,04	7,78	20	7,91	2,53	0,70	0,70	0,49		
11-12	5,97	5,44	20	5,71	3,51	0,97	0,97	0,53		
12-13	6,75	7,41	30	7,08	4,24	1,18	1,18	0,54		
13-14	6,38	6,16	30	6,27	4,78	1,33	1,33	0,53		
14-15	4,12	4,31	20	4,22	4,74	1,32	1,32	0,52		
15-16	4,34	4,37	20	4,36	4,59	1,27	1,27	0,53		
16-17	5,09	4,97	20	5,03	3,98	1,10	1,10	0,55		
17-18	6,78	5,81	20	6,30	3,18	0,88	0,88	0,64		
18-19	0,2 . P	4,81	5,34	20	5,08	3,94	1,09	0,76		
	0,8 . P	8,35	6,65	20	7,50	2,67	0,74			
19-20	0,2 . P	9,69	10,12	20	9,91	2,02	0,56	0,85		
	0,8 . P	6,03	6,09	20	6,06	3,30	0,92			
20-21	0,2 . P	9,12	9,15	20	9,14	2,19	0,61	0,90		
	0,8 . P	9,10	7,85	20	8,48	2,36	0,66			
21-22	0,2 . P	4,81	5,16	20	4,99	4,01	1,11	0,90		
	0,8 . P	3,10	3,62	10	3,36	2,98	0,83			
22-23	0,2 . P	3,68	3,78	10	3,73	2,68	0,74	0,98		
	0,8 . P	4,06	4,03	10	4,05	2,47	0,69			
23-24	0,2 . P	4,34	4,13	10	4,24	2,36	0,66	1,02		
	0,6 . P	5,78	4,56	10	5,17	1,93	0,54			
	0,8 . P	3,79	4,84	10	4,32	2,32	0,64			
24-25	0,2 . P	6,34	5,47	10	5,91	1,69	0,47	0,49		
	0,6 . P	5,78	4,63	10	5,21	1,92	0,53			
	0,8 . P	7,25	6,22	10	6,74	1,48	0,41			
25-26	0,2 . P	12,32	11,59	10	11,96	0,84	0,23	0,22		
	0,8 . P	12,69	13,28	10	12,99	0,77	0,22			
26-27	0,2 . P	26,25	21,06	10	23,66	0,42	0,12	0,12		
	0,8 . P	18,87	18,91	10	18,89	0,53	0,15			
27-28	0,2 . P	42,28	31,68	10	36,98	0,27	0,08	0,06		
	0,8 . P	27,03	24,03	10	25,53	0,39	0,11			
28-29	54,81	-	10	54,81	0,18	0,05	0,05	0,51		
29-30	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,12	-		
								VAZÃO TOTAL		
								10,01		

Observação: n° de Froude = Fr = 0,29

Tabela 32 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 01/02/2011.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (01/02/2011)									
trecho	tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)	
	1 ^a medição	2 ^a medição							
6-7	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,21	-	
7-8	26,28		10	26,28	0,38	0,11	0,43	0,05	
8-9	10,88		10	10,88	0,92	0,26	0,26	0,45	
9-10	2,44	2,37	10	2,41	4,16	1,15	1,15	0,51	
10-11	2,03	2,15	10	2,09	4,78	1,33	1,33	0,58	
11-12	2,09	1,97	10	2,03	4,93	1,37	1,37	0,62	
12-13	2,00	1,97	10	1,99	5,04	1,40	1,40	0,63	
13-14	1,81	1,72	10	1,77	5,67	1,57	1,57	0,62	
14-15	1,56	1,53	10	1,55	6,47	1,80	1,80	1,10	
15-16	1,81	1,66	10	1,74	5,76	1,60	1,60	0,62	
16-17	1,72	1,78	10	1,75	5,71	1,59	1,59	0,64	
17-18	0,2 . P	1,97	10	1,97	5,08	1,41	1,19	0,73	0,86
	0,8 . P	2,88	10	2,88	3,47	0,96			
18-19	0,2 . P	1,87	10	1,87	5,35	1,48	1,24	0,85	1,05
	0,8 . P	2,79	10	2,79	3,58	1,00			
19-20	0,2 . P	1,75	10	1,75	5,71	1,59	1,36	0,94	1,28
	0,8 . P	2,43	10	2,43	4,12	1,14			
20-21	0,2 . P	1,93	10	1,93	5,18	1,44	1,17	0,99	1,16
	0,8 . P	3,07	10	3,07	3,26	0,90			
21-22	0,2 . P	2,94	10	2,94	3,40	0,94	0,78	1,02	0,80
	0,6 . P	3,41	10	3,41	2,93	0,81			
	0,8 . P	4,69	10	4,69	2,13	0,59			
22-23	0,2 . P	3,00	10	3,00	3,33	0,93	0,65	1,07	0,69
	0,6 . P	5,75	10	5,75	1,74	0,48			
	0,8 . P	5,25	10	5,25	1,90	0,53			
23-24	0,2 . P	3,41	10	3,41	2,93	0,81	0,72	1,11	0,80
	0,6 . P	3,62	10	3,62	2,76	0,77			
	0,8 . P	4,72	10	4,72	2,12	0,59			
24-25	0,2 . P	3,60	10	3,60	2,78	0,77	0,71	1,12	0,79
	0,6 . P	3,31	10	3,31	3,02	0,84			
	0,8 . P	5,47	10	5,47	1,83	0,51			
25-26	0,2 . P	6,31	10	6,31	1,58	0,44	0,40	1,07	0,43
	0,6 . P	6,43	10	6,43	1,56	0,43			
	0,8 . P	8,71	10	8,71	1,15	0,32			
26-27	0,2 . P	6,72	10	6,72	1,49	0,41	0,33	0,96	0,31
	0,8 . P	11,75	10	11,75	0,85	0,24			
27-28	0,2 . P	18,60	10	18,60	0,54	0,15	0,13	0,70	0,09
	0,8 . P	26,68	10	26,68	0,37	0,11			
28-29	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,60	-	
29-30	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,16	-	
VAZÃO TOTAL								15,57	

Observação: n° de Froude = Fr = 0,37

Tabela 33 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 28/02/2011.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (28/02/2011)						
trecho	tempo medido no local (s)	número de rotações médias	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
5-6	Difícil Acesso	-	-	-	-	-
6-7	Difícil Acesso	-	-	-	0,27	-
7-8		8	0,40	0,11	0,11	0,05
8-9		18	0,90	0,25	0,25	0,13
9-10		83	4,15	1,18	1,18	0,57
10-11		95	4,75	1,35	1,35	0,64
11-12		98	4,90	1,40	1,40	0,68
12-13		100	5,00	1,42	1,42	0,69
13-14		113	5,65	1,61	1,61	0,68
14-15		129	6,45	1,84	1,84	0,67
15-16		115	5,75	1,64	1,64	0,68
16-17		114	5,70	1,62	1,62	0,70
17-18	0,2 . P	87	4,35	1,24	1,22	0,79
	0,8 . P	84	4,20	1,20		
18-19	0,2 . P	88	4,40	1,25	1,27	0,91
	0,8 . P	90	4,50	1,28		
19-20	0,2 . P	99	4,95	1,41	1,39	1,00
	0,8 . P	96	4,80	1,37		
20-21	0,2 . P	87	4,35	1,24	1,19	1,05
	0,8 . P	80	4,00	1,14		
21-22	0,2 . P	53	2,65	0,75	0,80	1,08
	0,6 . P	57	2,85	0,81		
	0,8 . P	59	2,95	0,84		
22-23	0,2 . P	65	3,25	0,93	0,80	1,13
	0,6 . P	60	3,00	0,85		
	0,8 . P	44	2,20	0,63		
23-24	0,2 . P	54	2,70	0,77	0,56	1,17
	0,6 . P	39	1,95	0,55		
	0,8 . P	25	1,25	0,35		
24-25	0,2 . P	32,5	1,63	0,46	0,37	1,18
	0,6 . P	25	1,25	0,35		
	0,8 . P	21,5	1,08	0,30		
25-26	0,2 . P	31	1,55	0,44	0,36	1,13
	0,6 . P	25	1,25	0,35		
	0,8 . P	19,5	0,98	0,28		
26-27	0,2 . P	17	0,85	0,24	0,22	1,02
	0,8 . P	14,5	0,73	0,20		
27-28	0,2 . P	10	0,50	0,14	0,11	0,76
	0,8 . P	6	0,30	0,08		
28-29	Difícil Acesso	-	-	-	0,66	-
29-30	Difícil Acesso	-	-	-	0,19	-
VAZÃO TOTAL						16,53

Observação: n° de Froude = Fr = 0,36

Tabela 34 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 11/04/2011.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (11/04/2011)									
trecho	tempo (s)	número de rotações		rotação média	rps	velocidade (m/s)		sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
		1 ^a medição	2 ^a medição						
5-6	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	-	0,02	-
6-7	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	-	0,33	-
7-8	10	2	-	2	0,20	0,06	0,06	0,55	0,03
8-9	10	8	7	8	0,75	0,22	0,22	0,57	0,12
9-10	20	86	85	86	4,28	1,22	1,22	0,63	0,77
10-11	0,2 . P	20	110	112	5,55	1,59	1,57	0,70	1,10
	0,8 . P	20	111	107	5,45	1,56			
11-12	0,2 . P	20	107	104	5,28	1,51	1,64	0,74	1,21
	0,8 . P	20	123	126	6,23	1,78			
12-13	0,2 . P	20	110	103	5,33	1,52	1,63	0,75	1,22
	0,8 . P	20	120	123	6,08	1,74			
13-14	0,2 . P	20	121	124	6,13	1,75	1,76	0,74	1,29
	0,8 . P	20	124	124	6,20	1,77			
14-15	0,2 . P	20	127	123	6,25	1,79	1,85	0,73	1,35
	0,8 . P	20	134	134	6,70	1,91			
15-16	0,2 . P	10	69	68	6,85	1,96	1,96	0,74	1,45
	0,8 . P	10	69	68	6,85	1,96			
16-17	0,2 . P	10	59	60	5,95	1,70	1,75	0,76	1,32
	0,8 . P	10	65	61	6,30	1,80			
17-18	0,2 . P	10	52	56	5,40	1,54	1,56	0,85	1,32
	0,8 . P	10	55	56	5,55	1,59			
18-19	0,2 . P	10	41	43	4,20	1,20	1,39	0,97	1,35
	0,8 . P	10	57	54	5,55	1,59			
19-20	0,2 . P	10	52	49	5,05	1,44	1,49	1,06	1,57
	0,8 . P	10	56	51	5,35	1,53			
20-21	0,2 . P	10	36	-	3,60	1,03	1,17	1,11	1,30
	0,8 . P	10	46	-	4,60	1,31			
21-22	0,2 . P	10	31	-	3,10	0,89	0,99	1,14	1,12
	0,8 . P	10	38	-	3,80	1,09			
22-23	0,2 . P	10	25	-	2,50	0,72	0,92	1,19	1,10
	0,6 . P	10	33	-	3,30	0,94			
23-24	0,8 . P	10	39	-	3,90	1,11	1,02	1,23	1,25
	0,2 . P	10	31	-	3,10	0,89			
24-25	0,6 . P	10	35	-	3,50	1,00	0,97	1,24	1,21
	0,8 . P	10	41	-	4,10	1,17			
25-26	0,2 . P	10	30	-	30	3,00	0,97	1,24	1,21
	0,6 . P	10	34	-	34	3,40			
26-27	0,8 . P	10	38	-	38	3,80	0,30	1,08	0,33
	0,2 . P	10	19	16	18	1,75			
27-28	0,6 . P	10	25	-	25	2,50	0,25	0,82	0,20
	0,8 . P	20	25	33	29	1,45			
28-29	0,2 . P	20	11	13	12	0,60	0,25	0,82	0,20
	0,8 . P	20	20	25	23	1,13			
29-30	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	-	0,22	-
									VAZÃO TOTAL
									21,64

Observação: n° de Froude = Fr = 0,39

Tabela 35 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto A, rio Jordão, em 27/05/2011.

Vazão medida no rio Jordão (ponto A / curva-chave) com molinete (27/05/2011)								
trecho	tempo (s)	número de rotações		rotação média	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
		1 ^a medição	2 ^a medição					
5-6	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	-	-
6-7	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	0,11	-
7-8	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	0,32	-
8-9	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	0,34	-
9-10	20	43	43	43	2,15	0,62	0,62	0,40
10-11	20	54	59	57	2,83	0,81	0,81	0,47
11-12	20	76	73	75	3,73	1,06	1,06	0,51
12-13	20	80	81	81	4,03	1,15	1,15	0,52
13-14	20	103	93	98	4,90	1,40	1,40	0,51
14-15	20	72	82	77	3,85	1,10	1,10	0,50
15-16	20	84	84	84	4,20	1,20	1,20	0,51
16-17	20	64	61	63	3,13	0,89	0,89	0,53
17-18	20	66	74	70	3,50	1,00	1,00	0,62
18-19	20	72	72	72	3,60	1,03	1,03	0,74
19-20	20	72	70	71	3,55	1,02	1,02	0,83
20-21	20	55	62	55	2,75	0,79	0,79	0,88
21-22	20	48	51	48	2,40	0,69	0,69	0,91
22-23	0,2 . P	20	22	24	1,10	0,32	0,49	0,96
	0,8 . P	20	47	47	2,35	0,67		
23-24	0,2 . P	20	28	28	1,40	0,40	0,50	1,00
	0,8 . P	20	42	47	2,10	0,60		
24-25	0,2 . P	20	23	17	1,15	0,33	0,46	1,01
	0,6 . P	20	32	34	1,60	0,46		
	0,8 . P	20	42	43	2,10	0,60		
25-26	0,2 . P	20	27	36	32	1,58	0,46	0,96
	0,6 . P	20	29	30	30	1,48		
	0,8 . P	20	36	36	1,80	0,52		
26-27	0,2 . P	20	33	36	35	1,73	0,52	0,85
	0,8 . P	20	38	37	38	1,88		
27-28	0,2 . P	20	15	13	14	0,70	0,19	0,59
	0,8 . P	20	11	15	13	0,65		
28-29		20	5	2	4	0,18	0,05	0,49
29-30	Difícil Acesso	-	-	-	-	-	0,11	-
								VAZÃO TOTAL
								10,11

Observação: n° de Froude = Fr = 0,31

Anexo B - Planilhas de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total para o ponto B, rio Jordão.

Tabela 36 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto B, rio Jordão, em 11/06/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto B) com molinete (11/06/2010-período de estiagem)									
trecho		tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
		1 ^a medição	2 ^a medição						
9-10		Difícil Acesso		-	-	-	-	0,10	
10-11		Difícil Acesso		-	-	-	-	0,67	
11-12	0,2 . P	23,93	21,08	10	22,51	0,44	0,12	0,14	
	0,8 . P	17,79	19,64	10	18,72	0,53	0,15		
12-13	0,2 . P	10,17	10,72	10	10,45	0,96	0,27	0,25	
	0,8 . P	13,08	11,71	10	12,40	0,81	0,23		
13-14	0,2 . P	8,77	9,23	10	9,00	1,11	0,31	0,28	
	0,8 . P	12,24	10,33	10	11,29	0,89	0,25		
14-15	0,2 . P	8,30	7,87	10	8,09	1,24	0,34	0,31	
	0,8 . P	9,32	10,87	10	10,10	0,99	0,28		
15-16	0,2 . P	7,24	7,00	10	7,12	1,40	0,39	0,34	
	0,8 . P	8,74	10,16	10	9,45	1,06	0,29		
16-17	0,2 . P	8,78	7,90	10	8,34	1,20	0,33	0,33	
	0,8 . P	8,83	7,94	10	8,39	1,19	0,33		
17-18	0,2 . P	6,29	6,47	10	6,38	1,57	0,44	0,40	
	0,8 . P	8,29	7,29	10	7,79	1,28	0,36		
18-19	0,2 . P	6,56	7,07	10	6,82	1,47	0,41	0,41	
	0,8 . P	6,61	6,77	10	6,69	1,49	0,42		
19-20	0,2 . P	5,90	5,14	10	5,52	1,81	0,50	0,50	
	0,8 . P	5,25	5,87	10	5,56	1,80	0,50		
20-21	0,2 . P	6,47	6,75	10	6,61	1,51	0,42	0,45	
	0,8 . P	5,73	6,02	10	5,88	1,70	0,47		
21-22	0,2 . P	5,20	4,98	10	5,09	1,96	0,55	0,52	
	0,8 . P	5,47	5,61	10	5,54	1,81	0,50		
22-23	0,2 . P	6,52	6,40	10	6,46	1,55	0,43	0,44	
	0,8 . P	5,95	6,40	10	6,18	1,62	0,45		
23-24	0,2 . P	6,80	6,04	10	6,42	1,56	0,43	0,40	
	0,6 . P	8,72	5,48	10	7,10	1,41	0,39		
	0,8 . P	7,60	7,52	10	7,56	1,32	0,37		
24-25	0,2 . P	8,89	9,17	10	9,03	1,11	0,31	0,36	
	0,6 . P	8,57	7,81	10	8,19	1,22	0,34		
	0,8 . P	6,27	6,90	10	6,59	1,52	0,42		
25-26	0,2 . P	6,35	6,02	10	6,19	1,62	0,45	0,46	
	0,6 . P	5,84	5,22	10	5,53	1,81	0,50		
	0,8 . P	6,41	6,25	10	6,33	1,58	0,44		
26-27	0,2 . P	7,78	8,76	10	8,27	1,21	0,34	0,35	
	0,6 . P	6,54	6,72	10	6,63	1,51	0,42		
	0,8 . P	9,70	9,24	10	9,47	1,06	0,29		
27-28	0,2 . P	10,91	11,70	10	11,31	0,88	0,25	0,32	
	0,6 . P	7,38	6,17	10	6,78	1,48	0,41		
	0,8 . P	9,83	9,08	10	9,46	1,06	0,29		
28-29	0,2 . P	21,84	19,02	10	20,43	0,49	0,14	0,15	
	0,8 . P	16,98	15,86	10	16,42	0,61	0,17		
29-30		Difícil Acesso	-	-	-	-	-	0,52	
30-31		Difícil Acesso	-	-	-	-	-	0,03	
							VAZÃO TOTAL	6,65	

Observação: n° de Froude = Fr = 0,12

Tabela 37 - Velocidades médias medidas com flutuador e cálculo da vazão do ponto B, rio Jordão, em 11/06/2010.

Anexo C - Planilha de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total para o ponto C, rio Jordão.

Tabela 38 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto C, rio Jordão, em 09/06/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto C) com molinete (09/06/2010-período de estiagem)								
trecho	tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
	1 ^a medição	2 ^a medição						
7-8	10,15	10,60	20	10,38	1,93	0,54	0,19	0,10
8-9	9,41	9,37	20	9,39	2,13	0,59	0,37	0,22
9-10	8,87	10,16	20	9,52	2,10	0,58	0,36	0,21
10-11	13,50	12,16	20	12,83	1,56	0,43	0,40	0,17
11-12	21,25	21,41	20	21,33	0,94	0,26	0,45	0,12
12-13	10,28	9,25	20	9,77	2,05	0,57	0,48	0,27
13-14	13,85	12,88	20	13,37	1,50	0,42	0,51	0,21
14-15	13,13	13,90	20	13,52	1,48	0,41	0,50	0,20
15-16	9,19	9,31	20	9,25	2,16	0,60	0,54	0,32
16-17	7,44	7,62	20	7,53	2,66	0,74	0,63	0,46
17-18	7,91	8,00	20	7,96	2,51	0,70	0,64	0,45
18-19	7,31	8,38	20	7,85	2,55	0,71	0,69	0,49
19-20	4,90	5,00	20	4,95	4,04	1,12	0,72	0,80
20-21	7,46	6,40	20	6,93	2,89	0,80	0,70	0,56
21-22	4,40	3,93	20	4,17	4,80	1,33	0,66	0,88
22-23	6,53	6,19	20	6,36	3,14	0,87	0,66	0,58
23-24	8,69	7,90	20	8,30	2,41	0,67	0,68	0,46
24-25	4,78	4,75	20	4,77	4,20	1,17	0,60	0,70
25-26	4,84	5,44	20	5,14	3,89	1,08	0,52	0,56
26-27	7,62	8,00	20	7,81	2,56	0,71	0,43	0,31
27-28	12,18	11,44	20	11,81	1,69	0,47	0,28	0,13
28-29	Difícil Acesso		-	-	-	-	0,24	-
VAZÃO TOTAL							8,20	

Observação: n^o de Froude = Fr = 0,31

Anexo D - Planilha de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total para o ponto D, rio Jordão.

Tabela 39 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto D, rio Jordão, em 09/06/2010.

Vazão medida no rio Jordão (ponto D) com molinete (09/06/2010-período de estiagem)										
trecho	tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)		sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)	
	1 ^a medição	2 ^a medição								
6-7	Difícil Acesso		-	-	-	-		0,011	-	
7-8	31,84	35,97	20	33,91	0,59	0,17	0,17	0,18	0,03	
8-9	0,2 . P	18,40	17,40	20	17,90	1,12	0,31	0,30	0,64	0,19
	0,8 . P	19,38	20,16	20	19,77	1,01	0,28			
9-10	0,2 . P	12,28	13,31	20	12,80	1,56	0,43	0,36	0,80	0,29
	0,8 . P	19,84	19,35	20	19,60	1,02	0,28			
10-11	0,2 . P	10,32	9,47	20	9,90	2,02	0,56	0,47	0,84	0,39
	0,8 . P	15,63	14,31	20	14,97	1,34	0,37			
11-12	0,2 . P	9,00	8,82	20	8,91	2,24	0,62	0,57	1,00	0,57
	0,8 . P	11,25	10,62	20	10,94	1,83	0,51			
12-13	0,2 . P	6,59	6,82	20	6,71	2,98	0,83	0,74	1,11	0,82
	0,8 . P	8,34	8,88	20	8,61	2,32	0,65			
13-14	0,2 . P	6,63	7,13	20	6,88	2,91	0,81	0,70	1,15	0,80
	0,8 . P	8,21	10,50	20	9,36	2,14	0,59			
14-15	0,2 . P	6,75	6,25	20	6,50	3,08	0,85	0,80	1,09	0,87
	0,8 . P	7,31	7,66	20	7,49	2,67	0,74			
15-16	0,2 . P	6,07	6,38	20	6,23	3,21	0,89	0,84	1,02	0,85
	0,8 . P	7,09	7,12	20	7,11	2,81	0,78			
16-17	0,2 . P	6,47	6,43	20	6,45	3,10	0,86	0,77	0,95	0,73
	0,8 . P	8,80	7,75	20	8,28	2,42	0,67			
17-18	6,75	6,91	20	6,83	2,93	0,81	0,81	0,83	0,67	
18-19	8,53	8,21	20	8,37	2,39	0,66	0,66	0,63	0,41	
19-20	8,94	9,00	20	8,97	2,23	0,62	0,62	0,46	0,29	
20-21	10,78	10,90	20	10,84	1,85	0,51	0,51	0,37	0,19	
21-22	12,00	12,32	20	12,16	1,64	0,46	0,46	0,30	0,13	
22-23	13,75	14,19	20	13,97	1,43	0,40	0,40	0,24	0,09	
23-24	20,62	-	20	20,62	0,97	0,27	0,27	0,16	0,04	
24-25	Difícil Acesso		-	-	-	-		0,05	-	
								VAZÃO TOTAL	7,37	

Observação: n^o de Froude = Fr = 0,22

Anexo E - Planilhas de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total para o ponto E, córrego Brejo Alegre.

Tabela 40 - Velocidades médias medidas com flutuadores e cálculo da vazão do ponto E, córrego Brejo Alegre, em 11/06/2010.

Vazão medida no córrego Brejo Alegre com flutuadores (11/06/2010 - período de estiagem)										
trecho	flutuadores - tempo (s)				tempo médio (s)	distância (m)	velocidade 80% (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)	
	folha	PET								
1	61,89	63,96	57,87	58,72	62,55	61,00	15	0,20	0,66	0,13
2	52,84	54,07	56,47	59,87	-	55,81	15	0,22	0,59	0,13
3	59,58	61,67	-	-	-	60,63	15	0,20	0,71	0,14
VAZÃO TOTAL								0,40		

Tabela 41 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto E, córrego Brejo Alegre, em 01/02/2011.

Vazão medida no córrego Brejo Alegre com molinete (01/02/2011-período chuvoso)									
trecho	tempo medido no local (s)			número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
	1 ^a medição	2 ^a medição	3 ^a medição						
3-4	10,90	10,34	-	10	10,62	0,94	0,26	0,10	0,027
4-5	11,78	12,09	-	10	11,94	0,84	0,23	0,30	0,070
5-6	5,62	6,60	6,11	10	6,11	1,64	0,46	0,36	0,164
6-7	8,94	9,02	-	20	8,98	2,23	0,62	0,35	0,219
7-8	9,72	9,75	-	20	9,74	2,05	0,57	0,35	0,201
8-9	9,78	9,85	-	20	9,82	2,04	0,57	0,32	0,178
9-10	11,19	10,09	-	20	10,64	1,88	0,52	0,30	0,155
10-11	14,09	15,37	-	20	14,73	1,36	0,38	0,27	0,103
11-12	11,75	12,41	-	20	12,08	1,66	0,46	0,28	0,127
12-13	13,53	14,01	-	20	13,77	1,45	0,40	0,32	0,129
13-14	13,46	13,85	-	20	13,66	1,46	0,41	0,36	0,148
14-15	22,38	21,50	-	20	21,94	0,91	0,25	0,37	0,094
VAZÃO TOTAL								1,62	

Observação: n° de Froude = Fr = 0,24

Anexo F - Planilhas de cálculo das velocidades pontuais, velocidades médias em cada sub-área, vazões médias em cada sub-área e a vazão média total para o ponto F, córrego Verde.

Tabela 42 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto F, córrego Verde, em 11/06/2010.

Vazão medida no córrego Verde com molinete (11/06/2010-período de estiagem)										
trecho	tempo medido no local (s)				número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
	1 ^a medição	2 ^a medição	3 ^a medição	4 ^a medição						
0-1	6,16	5,25	5,00	4,53	10	5,24	1,91	0,53	0,10	0,05
1-2	6,90	6,97	7,00	-	10	6,96	1,44	0,40	0,16	0,06
2-3	6,53	6,44	-	-	10	6,49	1,54	0,43	0,08	0,04
VAZÃO TOTAL									0,15	

Observação: n° de Froude = Fr = 0,41

Tabela 43 - Velocidades médias medidas com molinete e cálculo da vazão do ponto F, córrego Verde, em 01/02/2011.

Vazão medida no córrego Verde com molinete (01/02/2011-período chuvoso)								
trecho	tempo medido no local (s)		número de rotações	tempo médio (s)	rps	velocidade (m/s)	sub-área (m ²)	vazão (m ³ /s)
	1 ^a medição	2 ^a medição						
0-1	7,25	7,00	20	7,13	2,81	0,78	0,23	0,181
1-2	4,75	5,97	20	5,36	3,73	1,04	0,21	0,218
2-3	4,25	3,75	20	4,00	5,00	1,39	0,13	0,178
VAZÃO TOTAL								0,58

Observação: n° de Froude = Fr = 0,76