



## **36 - AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO ( $K_1$ ) TEÓRICO E EXPERIMENTAL NO MODELO DE AUTODEPURAÇÃO EM UM CORPO HÍDRICO RECEPTOR DE EFLUENTES DE INDÚSTRIA LÁCTEA**

**Duwylo Moraes Guedes<sup>(1)</sup>**

Bacharel em Engenharia Civil (2016), Especialista em Tratamento de Resíduos (2019)

**Francisco Javier Cuba Teran**

Bacharel em Engenharia Civil (1987), Doutor em Hidráulica e Saneamento (1995), Pós-doutor (1997)

**Priscila Gracielle dos Santos Aguiar Guedes**

Bacharel em Engenharia Civil (2014), Especialista em Tratamento de Resíduos (2019)

**Endereço<sup>(1)</sup>:** Av. Senador Pedro Ludovico Teixeira, Quadra 15, Lotes 18/40 – Setor Criméia Leste - Goiânia - Goiás - CEP: 74600-300 - Brasil - Tel: +55 (62) 98299-2932 - e-mail: [duwylo@gmail.com](mailto:duwylo@gmail.com).

### **RESUMO**

As limitações de estudos mais aprofundados e específicos acerca dos efluentes industriais levam cada vez mais os profissionais a utilizarem de parâmetros que destoam da realidade, pelo fato de adotarem coeficientes tabelados que nem sempre refletem a real característica de tais efluentes. O presente trabalho teve por objetivo principal determinar o coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) no corpo receptor que recebe efluentes de uma indústria láctea situada no interior de Goiás. Também foi realizado o estudo de autodepuração utilizando o método de Streeter-Phelps, onde foi possível analisar as diferenças entre o coeficiente teórico e experimental. O Coeficiente de desoxigenação teórico foi adotado pela literatura de Von Sperling para esgoto tratado secundário, variando entre  $0,12 \text{ d}^{-1}$  (mínimo),  $0,18 \text{ d}^{-1}$  (médio) e  $0,24 \text{ d}^{-1}$  (máximo), sendo que esses valores foram corrigidos em função da temperatura do efluente resultando em  $K_1^{26^\circ\text{C}} = 0,16 \text{ d}^{-1}$ ,  $0,24 \text{ d}^{-1}$  e  $0,32 \text{ d}^{-1}$ , respectivamente. Já o coeficiente experimental foi determinado pelo Método de Thomas. O resultado encontrado do coeficiente  $K_1$  corrigido em função da temperatura resultou em  $K_1^{26^\circ\text{C}} = 0,46 \text{ d}^{-1}$ . Com o estudo de modelagem da autodepuração, foi possível verificar que o efluente industrial teve maior impacto no corpo receptor, o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental apresentou valores menores de concentração crítica de oxigênio dissolvido e conseqüentemente após a zona de decomposição ativa houve uma gradual melhora na recuperação do oxigênio dissolvido utilizando o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental, isso levou a recuperação das características iniciais da zona de águas limpas em uma distância menor em comparação com os  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teóricos. O trabalho sugere que seja realizado estudo específico para cada tipologia de efluente industrial no estudo de autodepuração, uma vez que foi possível verificar que o coeficiente de desoxigenação altera consideravelmente os perfis de OD e DBO, podendo acarretar prejuízos ambientais aos corpos hídricos.

**PALAVRAS-CHAVE:** coeficiente de desoxigenação, DBO, Streeter-Phelps, autodepuração e corpo receptor.

### **1. INTRODUÇÃO**

A crescente poluição dos corpos hídricos exige esforços cada vez maiores para o controle dessa poluição. Uma das formas de se controlar a poluição é estudar e conhecer a capacidade de autodepuração do corpo hídrico, estimando a quantidade de efluentes tratados que o rio é capaz de receber sem que suas características naturais sejam prejudicadas, sempre observando as leis pertinentes em todos os âmbitos da federação. A depender do tipo de efluente a ser lançado no corpo hídrico e do grau de tratamento, pode existir uma variação na forma em que esse efluente se comportará ao entrar em contato com o manancial, sendo de grande importância neste processo, o coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ), utilizado para a modelagem de autodepuração pelo método de Streeter-Phelps.

O lançamento dos despejos de efluentes tratados em um curso d'água tem como consequência o consumo de oxigênio dissolvido no corpo receptor. Isso se deve aos processos de estabilização da matéria orgânica realizados pelas bactérias decompositoras, as quais utilizam o oxigênio disponível no meio líquido para a sua respiração. A diminuição da concentração do oxigênio dissolvido tem diversas implicações do ponto de vista ambiental, constituindo-se em um dos principais problemas de poluição das águas (Hespanhol, 2009).



A proteção dos recursos hídricos envolve o monitoramento e a avaliação de sua qualidade ao longo dos rios, estabelecendo metas e controlando as descargas de poluentes, de forma que um nível aceitável da qualidade da água seja mantido. Sendo assim, a compreensão da autodepuração dos corpos d'água constitui um elemento básico para a adoção dessas medidas e ações.

É de grande importância o conhecimento do fenômeno de autodepuração e da sua quantificação, tendo em vista os seguintes objetivos: Utilizar a capacidade de assimilação dos rios e impedir o lançamento de despejos acima do que possa suportar o corpo d'água. O primeiro caso, refere-se à capacidade que um corpo d'água tem de assimilar os despejos, sem apresentar problemas do ponto de vista ambiental, e o segundo caso, à capacidade de assimilação que o corpo d'água possui de forma a ser utilizado até um ponto aceitável, não sendo admitido o lançamento de cargas poluidoras acima deste limite.

A autodepuração é um processo natural, no qual cargas poluidoras biodegradáveis, lançadas em um corpo d'água são atenuadas. De acordo com Von Sperling (2014), pode ser entendida como um fenômeno de sucessão ecológica, em que o restabelecimento do equilíbrio no meio aquático, ou seja, a busca pelo estágio inicial encontrado antes do lançamento de efluentes, é realizada por mecanismos essencialmente naturais.

O modelo de Streeter-Phelps é um método que consiste em auxiliar na modelagem do processo de autodepuração, levando em consideração as características do corpo hídrico e da carga orgânica de entrada. No estudo da autodepuração é contemplado o coeficiente  $K_1$ , no qual descreve a taxa de desoxigenação do efluente, podendo este variar de acordo com o tratamento aplicado e as características do efluente.

Conforme Von Sperling, o coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) varia conforme a Tabela 1 e o coeficiente de reaeração ( $K_2$ ) varia conforme Tabela 2.

**Tabela 1: Valores genéricos do coeficiente  $K_1$  (base e, 20°C), Von Sperling (2014)**

ORIGEM	$K_1$ (dia <sup>-1</sup> )
Água residuária concentrada	<b>0,35 – 0,45</b>
Água residuária de baixa concentração	<b>0,30 – 0,40</b>
Efluente primário	<b>0,30 – 0,40</b>
Efluente secundário	<b>0,12 – 0,24</b>
Rios com águas limpas	<b>0,09 – 0,21</b>
Águas para abastecimento público	<b>&lt; 0,12</b>

**Tabela 2: Valores típicos do coeficiente  $K_2$  (base e, 20°C), Von Sperling (2014)**

Corpo d'água	$K_2$ (dia <sup>-1</sup> ) Profundo	$K_2$ (dia <sup>-1</sup> ) Raso
Pequenas lagoas	<b>0,12</b>	<b>0,23</b>
Rios vagarosos, grandes lagos	<b>0,23</b>	<b>0,37</b>
Grandes rios com baixa velocidade	<b>0,37</b>	<b>0,46</b>
Grandes rios com velocidade normal	<b>0,45</b>	<b>0,69</b>
Rios rápidos	<b>0,69</b>	<b>1,15</b>
Corredeiras e quedas d'água	<b>&gt; 1,15</b>	<b>&gt; 1,61</b>

O coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) é um parâmetro de grande importância na modelagem do oxigênio dissolvido. Ele depende do tipo e concentração da matéria orgânica, da temperatura e da presença de substâncias inibidoras, além do nível de tratamento (NUNES, 2008). A partir disto, a presente pesquisa buscou estudar o efeito da variação do valor de  $K_1$  na autodepuração do corpo receptor a partir do lançamento do efluente de uma indústria láctea situada no interior de Goiás, e comparar o valor experimental com os valores reportados pela literatura.

O método utilizado para o cálculo do coeficiente  $K_1$  experimental foi o Método de Thomas, conhecido como Método gráfico de Thomas, baseado na similaridade da função  $(1-10^{-kt})$  com a função  $2,3kt[1+(2,3/6)k.t]^{-3}$ , obtida por meio de desenvolvimentos matemáticos de  $f(t)=10^{-Kt}$ , justificados por meio da série de expansões de Mc Laurin (MCGHEE, 1991 *apud* ARAGÃO, 2016). Após rearranjos, tem-se que a Equação 1 expressa pelos pares coordenados é linear.



$$\left(\frac{t}{y}\right)^{1/3} = (2,3 \cdot K_1 \cdot L)^{-1/3} + \left[\frac{K_1^{2/3}}{3,43 \cdot L^{1/3}}\right] \cdot t \quad \text{equação (1)}$$

Onde:

y = DBO medida no intervalo de tempo t, mg.L<sup>-1</sup>;  
K<sub>1</sub> = coeficiente de desoxigenação na base 10, dia<sup>-1</sup>;  
L = DBO máxima exercida ou DBO<sub>ÚLTIMA</sub>, mg.L<sup>-1</sup>.

Então elabora-se um gráfico de valor  $(t/y)^{1/3}$  versus t, onde a reta de melhor ajuste pode ser obtida pelo ajuste de regressão linear. O valor de K<sub>1</sub> é gerado por meio do coeficiente angular da reta e intersecção com o eixo das coordenadas. A partir daí, temos a Equação 2.

$$Z = a + b \cdot t \quad \text{equação (2)}$$

Onde:

$$z = \left(\frac{t}{y}\right)^{1/3}$$

$$a = (2,3 \cdot K_1 \cdot L)^{-1/3}$$

$$b = \left[\frac{K_1^{2/3}}{3,43 \cdot L^{1/3}}\right]$$

Em posse de Z pode-se plotar um gráfico em função de t. A inclinação “b” e a ordenada na origem “a”, da linha de melhor ajuste dos dados, podem ser usadas para calcular K<sub>1</sub> e L por meio das Equações 3 e 4.

$$K_1 = 2,61 \frac{b}{a} \quad \text{equação (3)}$$

$$L = \frac{1}{2,3K_1 a^3} \quad \text{equação (4)}$$

Pelo fato de o coeficiente K<sub>1</sub> encontrado pelo Método de Thomas estar em base 10, há a necessidade de efetuar a correção para inclui-lo no método de Streeter-Phelps, que usa o coeficiente com base e. Esta correção é dada pela Equação 5.

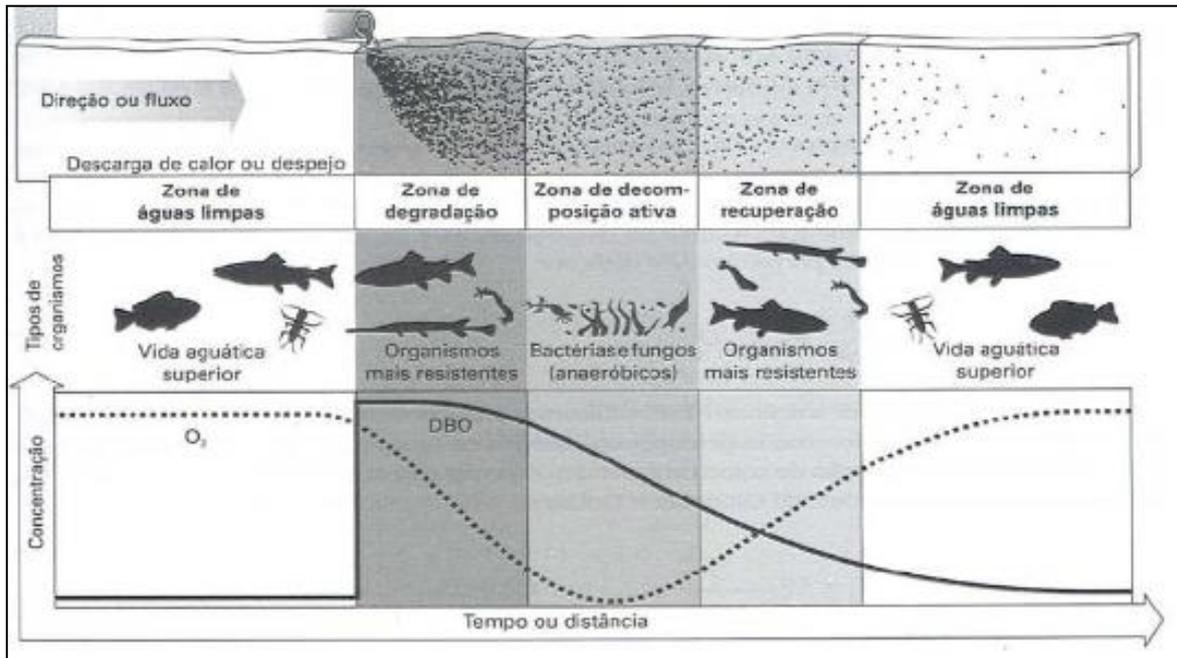
$$K_1(\text{base } 10) = \frac{K_1(\text{base } e)}{2,303} \quad \text{equação (5)}$$

Logo, tem-se o cálculo para base e, conforme Equação 6:

$$K_1(\text{base } e) = K_1(\text{base } 10) \cdot 2,303 \quad \text{equação (6)}$$

Menezes (2006) destaca que devido a interferência exercida pelo nitrogênio, as observações diárias da DBO não podem ultrapassar os primeiros dez dias. Portanto, para a utilização do método foi observado DBO durante cinco dias consecutivos.

A influência da variação do coeficiente de desoxigenação pode ser observada por meio do comparativo das diferentes zonas de autodepuração, conforme Braga et al (2005) existe essencialmente quatro zonas de autodepuração (zona de degradação, zona de decomposição ativa, zona de recuperação e zona de águas limpas), conforme ilustrado na Figura 1



**Figura 1: Processos de autodepuração**

**Fonte: Braga et al, 2005.**

A zona de águas limpas à montante do lançamento em geral é uma região com elevada concentração de oxigênio dissolvido (OD) e vida aquática é superior às demais zonas, considerando que não há focos de poluição e de despejos de esgotos anterior a este ponto.

Assim que é introduzido os efluentes tratados no curso d'água, é iniciada a zona de degradação, que está localizada à jusante do ponto de lançamento dos efluentes tratados. Sua característica é a diminuição inicial na concentração de OD e sedimentação de parte da matéria sólida. Nessa zona podem existir seres vivos que vêm em busca de alimentos devido a elevada quantidade de bactérias e fungos, mas poucas algas devido à dificuldade de penetração da luz, em virtude da turbidez da água.

Uma vez terminada a zona de degradação, o rio dá espaço à zona de decomposição ativa, que é o trecho do rio em que a concentração de oxigênio dissolvido atinge o seu valor mínimo, podendo em alguns casos ser totalmente consumida, denominada de concentração crítica ( $C_c$ ) e que está associada ao tempo crítico ( $T_c$ ) e distância crítica ( $d_c$ ), ou seja, o tempo crítico ou distância crítica é o ponto do perfil longitudinal onde há o menor valor de OD em todo trecho analisado. Nos casos onde há o consumo total do OD, tem-se condições de anaerobiose. Nessa zona, a quantidade de bactérias e fungos diminui, havendo também uma redução ou mesmo a eliminação da quantidade de organismos aeróbios.

Após a zona de decomposição ativa, o curso d'água entra na zona de recuperação. Nessa região, ocorre um aumento na concentração de OD, devido os efeitos de reaeração acabar predominando sobre os efeitos da desoxigenação. A água apresenta uma aparência mais clara e percebe-se uma gradual melhora, contudo pode ser observado a presença de algas devido a presença de nutrientes. A vida aquática começa a ser reestabelecida e há presença de organismos mais resistentes, similares aos da zona de degradação.

Por fim, após a zona de recuperação, o rio retorna à zona de águas limpas. Apresentando características similares da região à montante do lançamento e a concentração de OD está próxima a de saturação, devido ao baixo consumo pela comunidade microbiana e à possível elevação de algas. O ecossistema encontra-se estável novamente e a vida aquática pode ser reestabelecida. Todavia, isso não significa que o rio esteja totalmente livre de organismos patogênicos.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Efluente utilizado na pesquisa

A indústria láctea escolhida para esta pesquisa atua na produção de diversos produtos derivados do leite, dentre esses produtos estão: leite condensado, requeijão cremoso, composto lácteo, leite em pó, queijo muçarela e queijo prato. Possui uma área total de 200.000 m<sup>2</sup>, 21.000 m<sup>2</sup> de área construída e capacidade mensal de processamento de 800 toneladas de soro e de leite em pó.

A Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) da indústria é composta por tratamento preliminar (gradeamento, desarenador e medidor Parshall), lagoa anaeróbia e lagoa facultativa. Está em processo de implantação pelos técnicos responsáveis da ETE, um sistema físico-químico de Flotação por Ar Dissolvido (FAD) que será instalado antes da lagoa anaeróbia, visando a melhoria do tratamento e a qualidade do efluente final.

A coleta do efluente tratado foi realizada na saída da lagoa facultativa, em uma caixa de reunião dos efluentes que saem da lagoa, por meio de amostragem simples. Logo após a coleta, o efluente tratado foi disposto em recipientes adequados e encaminhados para laboratório para realização das leituras diárias de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), além de ensaios complementares para fins de caracterização qualitativa, conforme Tabela 5.

Também foram realizadas análises laboratoriais do efluente bruto, para efeitos de caracterização qualitativa. Dessa forma, foi realizada coleta composta do efluente bruto na entrada da lagoa anaeróbia, sendo que a coleta composta foi feita durante o período de 24 horas, sendo coletados 2 L a cada hora, totalizando 48 L de efluente, que foi disposto em um recipiente com capacidade de 50 L.

Foi coletada amostra simples *in loco* do rio à montante do despejo, conforme Figura 2. O critério para definição do ponto de coleta foi devido ser um trecho retilíneo mais próximo da montante do lançamento do efluente tratado, facilitando assim a medição de vazão e a coleta de amostra. A amostra foi devidamente identificada e refrigerada e sua entrada em laboratório ocorreu 5 horas após a coleta.



**Figura 2: Ponto de lançamento do efluente tratado e Ponto de coleta de amostras do rio**  
**Fonte: Google Earth**

Os procedimentos de análise seguiram o Standard Methods for the examination of Water and Wastewater (SMWW) – APHA/AWWA/WEF, 23ª edição, 2017 e os resultados de suas análises seguem na Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5.

As amostras do rio e do efluente foram encaminhadas sob refrigeração adequada até as dependências da empresa Microlab Ambiental, onde foram feitas todas as análises laboratoriais dispostas nesta pesquisa.



Na Tabela 3 são apresentados os parâmetros laboratoriais das amostras do manancial, coletadas à montante do lançamento do efluente tratado, no Ponto 1, conforme Figura 2.

**Tabela 3: Parâmetros, Técnicas Analíticas e Resultados – Manancial à montante do lançamento.**

PARÂMETROS	REFERÊNCIA	RESULTADO
Oxigênio Dissolvido	SMWW 4500 - G	7,00 mg.L <sup>-1</sup>
DBO 5 dias à 20°C	SMWW 5210 B	< 2,0 mg.L <sup>-1</sup>
Demanda Química de Oxigênio	SMWW 5220 D	< 25 mg.L <sup>-1</sup>

Na Tabela 4 são apresentados os parâmetros laboratoriais das amostras do efluente bruto, coletadas à montante da lagoa anaeróbia, após o tratamento preliminar, a fim de caracterização qualitativa do efluente da indústria.

**Tabela 4: Parâmetros, Técnicas Analíticas e Resultados – Efluente Bruto.**

PARÂMETROS	REFERÊNCIA	RESULTADO
pH à 25°C	SMWW 4500-H+ B	1,20
Cloreto Total	SMWW 4500-Cl- B	1.142 mg.L <sup>-1</sup>
Cor Aparente	SMWW 2120 C	2.960 nC
DBO 5 dias à 20°C	SMWW 5210 B	2.960 mg.L <sup>-1</sup>
Demanda Química de Oxigênio	SMWW 5220 D	3.720 mg.L <sup>-1</sup>
Fósforo total	SMWW 4500-P B e D	0,440 mg.L <sup>-1</sup>
Nitrogênio Amoniacal	SMWW 4500-NH3 B e C	< 5,0 mg.L <sup>-1</sup>
Nitrito	SMWW 4500-NO2- B	0,049 mg.L <sup>-1</sup>
Óleos e Graxas Totais	SMWW 5520 D	353 mg.L <sup>-1</sup>
Sólidos Dissolvidos Totais	SMWW 2540 - B, D e E	4.174 mg.L <sup>-1</sup>
Sólidos Sedimentáveis	SMWW 2540 F	1,5 mL.L <sup>-1</sup>
Sólidos Totais	SMWW 2540 - B e E	4.600 mg.L <sup>-1</sup>
Turbidez	SMWW 2130 B	108,00 NTU
Nitrogênio Kjeldahl Total	SMWW 4500-NH3 B e C e 4500-Norg B	< 5,0 mg.L <sup>-1</sup>
Nitrogênio Orgânico	SMWW 4500-Norg B	1,4 mg.L <sup>-1</sup>
Sólidos Suspensos Totais	SMWW 2540 - D e E	426 mg.L <sup>-1</sup>

Na Tabela 5 são apresentados os parâmetros laboratoriais das amostras do efluente tratado, coletado à jusante da lagoa facultativa, sem considerar a filtração de algas e sólidos suspensos.

**Tabela 5: Parâmetros, Técnicas Analíticas e Resultados – Efluente Tratado.**

PARÂMETROS	REFERÊNCIA	RESULTADO
pH à 25°C	SMWW 4500-H+ B	8,50
Cloreto Total	SMWW 4500-Cl- B	172 mg.L <sup>-1</sup>
Cor Aparente	SMWW 2120 C	6.200 nC
DBO 5 dias à 20°C	SMWW 5210 B	527 mg.L <sup>-1</sup>
Demanda Química de Oxigênio	SMWW 5220 D	940 mg.L <sup>-1</sup>
Fósforo total	SMWW 4500-P B e D	5,32 mg.L <sup>-1</sup>
Nitrogênio Amoniacal	SMWW 4500-NH3 B e C	14 mg.L <sup>-1</sup>
Nitrito	SMWW 4500-NO2- B	0,057 mg.L <sup>-1</sup>
Óleos e Graxas Totais	SMWW 5520 D	181 mg.L <sup>-1</sup>
Sólidos Dissolvidos Totais	SMWW 2540 - B, D e E	1.702 mg.L <sup>-1</sup>
Sólidos Sedimentáveis	SMWW 2540 F	< 0,7 mL.L <sup>-1</sup>
Sólidos Totais	SMWW 2540 - B e E	1.702 mg.L <sup>-1</sup>
Turbidez	SMWW 2130 B	51,41 NTU
Nitrogênio Kjeldahl Total	SMWW 4500-NH3 B e C e 4500-Norg B	16,8 mg.L <sup>-1</sup>
Nitrogênio Orgânico	SMWW 4500-Norg B	2,8 mg.L <sup>-1</sup>
Sólidos Suspensos Totais	SMWW 2540 - D e E	333 mg.L <sup>-1</sup>



## 2.2 Coeficiente de Desoxigenação ( $K_1$ ) Teórico

O efluente de estudo pode ser considerado como proveniente de tratamento secundário, pois é efluente de lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa. Portanto foram utilizados valores variando entre 0,12 e 0,24  $d^{-1}$ , conforme apresentado na Tabela 1.

Como os coeficientes são para 20 °C, os mesmos foram corrigidos para a temperatura de 26°C utilizando-se o valor de  $\theta=1,047$ . A interpretação da constante  $\theta$  é de que o valor  $K_1$  aumenta 4,7% a cada acréscimo de 1°C na temperatura do efluente (VON SPERLING, 2014), conforme Equação 7.

$$K_1^{26^\circ\text{C}} = K_1^{20^\circ\text{C}} \cdot 1,047^{(26-20)} \quad \text{equação (7)}$$

Os valores corrigidos mínimo, médio e máximo do coeficiente  $K_1$  teórico para o efluente secundário estão representados na Tabela 6.

**Tabela 6: Coeficientes  $K_1$  corrigidos em função da temperatura (Efluente secundário)**

$K_1^{20^\circ\text{C}}$ ( $\text{dia}^{-1}$ )	$K_1^{26^\circ\text{C}}$ ( $\text{dia}^{-1}$ )
0,12 (mínimo)	<b>0,16</b>
0,18 (médio)	<b>0,24</b>
0,24 (máximo)	<b>0,32</b>

Esta pesquisa utilizou os três coeficientes para melhor representar o efluente teórico e fazer um comparativo entre os limites desta faixa teórica. O  $K_1$  médio foi obtido por meio da média aritmética dos valores mínimo e máximo, 0,12 e 0,24, respectivamente, com o objetivo de efetuar a comparação da faixa média teórica em relação ao  $K_1$  experimental.

## 2.3 Vazão do Rio ( $Q_r$ )

A vazão do rio à montante do lançamento foi determinada utilizando o método do flutuador durante o período do mês de agosto de 2018, para verificação do atendimento aos parâmetros de qualidade de água em situações críticas/desfavoráveis do corpo receptor. A determinação se baseia na equação da continuidade, conforme Equação 8.

$$Q_r = v \cdot A \quad \text{equação (8)}$$

Onde:

$Q_r$  = Vazão do rio,  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ;

$v$  = Velocidade média,  $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ;

$A$  = Área da seção transversal em que há passagem de fluido,  $\text{m}^2$ .

Inicialmente foi definido um trecho retilíneo no corpo receptor que teve seu comprimento medido com fita métrica, a fim de se obter a distância a ser percorrida pelo objeto flutuante, a medição resultou em 12,3 m.

Após a medição do trecho longitudinal, foi realizada uma divisão transversal com cordas para delimitar a área de estudo da velocidade, a fim de se obter a vazão do rio. Para o cálculo da velocidade média, determinou-se o tempo que o objeto flutuante levou para atravessar o trecho longitudinal delimitado.

Foi realizada a aferição do tempo em seis momentos, conforme Tabela 7, a fim de obter o tempo médio que o objeto flutuante levou para atravessar o trecho longitudinal do rio.

**Tabela 7: Aferições do Tempo**

Medição	Tempo (s)	Medição	Tempo (s)
T1	<b>37</b>	T4	<b>59</b>
T2	<b>42</b>	T5	<b>42</b>
T3	<b>39</b>	T6	<b>39</b>

Com isto, obteve-se o tempo médio por meio da média aritmética simples dos tempos, usando a Equação 9.

$$\Delta T_{\text{médio}} = \frac{\sum_i \Delta T_i}{n} = 43 \text{ s} \quad \text{equação (9)}$$



Em posse do tempo médio calculado pela Equação 9, foi calculado a velocidade média utilizando a Equação 10.

$$v = \frac{L}{\Delta T_{\text{méd}}}} = \frac{12,3}{43} = 0,286 \text{ m.s}^{-1} \quad \text{equação (10)}$$

Para o cálculo da vazão foi necessário calcular a seção transversal média do rio. O modelo matemático aplicado foi considerar a seção retangular, onde a profundidade do rio foi o resultado da profundidade média de nove pontos equidistantes amostrados com uma régua graduada, medidos ao longo do trecho longitudinal. As medidas obtidas em campo encontram-se na Tabela 8.

**Tabela 8: Medidas da Altura da Lâmina D'água**

Ponto de Amostragem	Profundidade (cm)	Ponto de Amostragem	Profundidade (cm)
P1	<b>20</b>	P6	<b>22</b>
P2	<b>25</b>	P7	<b>38</b>
P3	<b>25</b>	P8	<b>45</b>
P4	<b>28</b>	P9	<b>23</b>
P5	<b>42</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>29,8</b>

A seção transversal do rio foi medida com rolo de fita métrica de 50 m e foi obtido uma largura de 13,1 m. Então calculou-se a área média da seção transversal por onde a água do rio atravessava ao longo do trecho longitudinal, utilizando a Equação 12.

$$A = L \cdot H_{\text{méd}} = 13,1 \cdot 0,298 = 3,90 \text{ m}^2 \quad \text{equação (12)}$$

De acordo com a equação da continuidade, calculou-se então a vazão do rio no período da estiagem, conforme Equação 13.

$$Q_r = v \cdot A = 0,286 \cdot 3,90 = 1,11 \text{ m}^3.\text{s}^{-1} \quad \text{equação (13)}$$

Onde:

$Q_r$  = Vazão do rio,  $\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ ;

$v$  = Velocidade média,  $\text{m.s}^{-1}$ ;

$A$  = Área da seção transversal em que há passagem de fluido,  $\text{m}^2$ .

#### 2.4 Oxigênio Dissolvido no rio ( $OD_m$ )

Outra variável medida *in loco* foi a concentração do Oxigênio Dissolvido (OD) no rio à montante do lançamento do efluente tratado ( $OD_m$ ). Medido com o equipamento “Water Quality Meter”, que apresenta uma faixa de medição de 0 a 20  $\text{mg.L}^{-1}$  com resoluções de 0,01  $\text{mg.L}^{-1}$  e exatidão de +/- 0,7 %.

Para isto, foi coletada uma amostra de água à montante do lançamento e de forma imediata foi feita a leitura do Oxigênio Dissolvido com o equipamento.

Conforme a leitura no equipamento, o Oxigênio Dissolvido à montante do lançamento do efluente tratado ( $OD_m$ ) no rio foi de 7,00  $\text{mg.L}^{-1}$ .

#### 2.5 Oxigênio Dissolvido no efluente ( $OD_e$ )

Devido a elevada quantidade de matéria orgânica presente no efluente e conseqüentemente um elevado consumo de oxigênio pelos microrganismos decompositores, foi considerado o valor de oxigênio dissolvido no efluente igual a zero ( $OD_e = 0 \text{ mg.L}^{-1}$ ), assumindo portanto, a pior situação possível de concentração de OD, tornando o estudo mais conservador.



## 2.6 Concentração de Saturação de Oxigênio Dissolvido ( $C_s$ )

O coeficiente de saturação de oxigênio pode ser calculado de acordo com a temperatura da água e a altitude do ponto de estudo. Foi utilizada a Equação 14 proposta por Pöpel, 1979 *apud* Von Sperling, 2014.

$$C_s = 14,652 - 0,41022 \cdot T + 7,9910 \cdot 10^{-3} \cdot T^2 - 7,7774 \cdot 10^{-5} \cdot T^3 \quad \text{equação (14)}$$

A temperatura do rio foi 27°C, portanto a concentração de saturação de oxigênio foi de 7,87 mg.L<sup>-1</sup>.

Então corrigindo para a altitude, conforme a Equação 15 proposta por Qasim, 1985 *apud* Von Sperling, 2014.

$$\frac{C_s'}{C_s} = \left(1 - \frac{\text{Altitude}}{9450}\right) \quad \text{equação (15)}$$

A altitude do ponto de estudo é de 390 m. Portanto, o Coeficiente de Saturação de Oxigênio é 7,54 mg.L<sup>-1</sup>.

## 2.7 Coeficiente de reaeração ( $K_2$ )

Foi utilizado o valor de 0,92 d<sup>-1</sup> a 20 °C, conforme Tabela 2. Também foi necessário corrigir o valor do coeficiente para a temperatura do rio de 27°C. De acordo com Von Sperling (2014), o valor utilizando do coeficiente de temperatura  $\theta$  é 1,024, O cálculo da correção foi efetuado usando a Equação 16.

$$K_2^{27^\circ C} = K_2^{20^\circ C} \cdot \theta^{(27-20)} = 0,92 \cdot 1,024^7 = 1,086 \text{ dia}^{-1} \quad \text{equação (16)}$$

## 2.8 Modelo de Streeter-Phelps

Segundo Teles e Silveira (2006), o modelo de Streeter-Phelps descreve, teoricamente, o comportamento do oxigênio dissolvido ao longo do espaço e do tempo, após o lançamento de poluentes. Sendo este modelo considerado simples, os parâmetros de entrada são: vazão, DBO, OD do rio e do efluente; coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) e reaeração ( $K_2$ ); característica da bacia hidrográfica de estudo e temperatura da água. A partir dessas informações, o cálculo do modelo se procede por meio da Equação 17.

$$C_t = C_s - \left[ \frac{K_1 \cdot L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 \cdot t} - e^{-K_2 \cdot t}) + D_0 \cdot e^{-K_2 \cdot t} \right] \quad \text{equação (17)}$$

Onde:

$C_t$  = Concentração de oxigênio ao longo do tempo, mg.L<sup>-1</sup>;

$C_s$  = Concentração de saturação de oxigênio, mg.L<sup>-1</sup>;

$L_0$  = DBO remanescente em t=0, mg.L<sup>-1</sup>;

$D_0$  = Déficit de oxigênio inicial, mg.L<sup>-1</sup>;

$K_1$  = Coeficiente de desoxigenação, d<sup>-1</sup>;

$K_2$  = Coeficiente de reaeração, d<sup>-1</sup>.

## 2.9 Concentração de oxigênio da mistura ( $C_0$ )

Pela Equação 18, calculou-se a concentração de oxigênio da mistura.

$$C_0 = \frac{Q_r \cdot OD_m + Q_e \cdot OD_e}{Q_r + Q_e} = \frac{1,11 \cdot 7 + 0,002 \cdot 0}{1,11 + 0,002} = 6,99 \text{ mg.L}^{-1} \quad \text{equação (18)}$$

Onde:

$C_0$  = Concentração de oxigênio da mistura, mg.L<sup>-1</sup>;

$Q_r$  = Vazão do Rio, m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>;

$Q_e$  = Vazão do Efluente, em m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>;

$OD_m$  = Oxigênio Dissolvido no Rio à montante do lançamento, mg.L<sup>-1</sup>;

$OD_e$  = Oxigênio Dissolvido no Efluente, mg.L<sup>-1</sup>.



## 2.10 Déficit de oxigênio inicial ( $D_0$ )

O déficit de oxigênio inicial foi calculado pela Equação 19.

$$D_0 = C_s - C_0 = 7,54 - 6,99 = 0,55 \text{ mg.L}^{-1} \quad \text{equação (19)}$$

Onde:

$D_0$  = Déficit de Oxigênio inicial,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$C_0$  = Concentração de oxigênio da mistura,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$C_s$  = Oxigênio Dissolvido de Saturação,  $\text{mg.L}^{-1}$ .

## 2.11 Constante de transformação ( $K_r$ ) da $DBO_5$ , em $DBO_{\text{última}}$ ( $L_0$ )

Conforme METCALF & EDDY (2016), a constante de transformação ( $K_r$ ) é dependente do coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ), portanto, para esta pesquisa foram determinados quatro valores distintos de  $K_r$ , uma vez que foi analisado o comportamento do  $K_1$  em quatro cenários diferentes:  $K_1$  experimental,  $K_1$  teórico tabelado em uma faixa mínima, média e máxima, conforme consta na Tabela 6. A constante  $K_r$  foi calculada conforme Equação 20 e os resultados estão representados na Tabela 9.

$$K_r = \frac{L_0}{DBO_5} = \frac{1}{1 - e^{-5K_1}} \quad \text{equação (20)}$$

Onde:

$K_r$  = Constante de transformação da  $DBO_5$  em  $DBO_{\text{última}}$ ;

$L_0$  = Demanda Bioquímica de Oxigênio Última,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$DBO_5$  = Demanda Bioquímica de Oxigênio aos 5 dias,  $\text{mg.L}^{-1}$ .

**Tabela 9: Constante ( $K_r$ ) para os quatro cenários previstos**

Cenário	$K_1^{26^\circ\text{C}}$ ( $\text{dia}^{-1}$ )	$K_r$
$K_1$ teórico mínimo	<b>0,16</b>	<b>1,82</b>
$K_1$ teórico médio	<b>0,24</b>	<b>1,43</b>
$K_1$ teórico máximo	<b>0,32</b>	<b>1,25</b>
$K_1$ experimental	<b>0,46<sup>1</sup></b>	<b>1,11</b>

<sup>1</sup> Para verificação do valor do  $K_1$  experimental ver resultados e discussão (3.2).

## 2.12 Concentração de $DBO_5$ , logo após a mistura ( $DBO_{5,0}$ )

Por meio da Equação 21, calculou-se a concentração de  $DBO_{5,0}$  da mistura.

$$DBO_{5,0} = \frac{Q_r \cdot DBO_r + Q_e \cdot DBO_e}{Q_r + Q_e} = \frac{1,11 \cdot 2 + 0,002 \cdot 527}{1,11 + 0,002} = 2,94 \text{ mg.L}^{-1} \quad \text{equação (21)}$$

Onde:

$DBO_{5,0}$  = Concentração de  $DBO_5$ , logo após a mistura,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$Q_r$  = Vazão do Rio,  $\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ ;

$Q_e$  = Vazão do Efluente,  $\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ ;

$DBO_r$  = Demanda Bioquímica de Oxigênio do rio,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$DBO_e$  = Demanda Bioquímica de Oxigênio do efluente,  $\text{mg.L}^{-1}$ .

## 2.13 Demanda última de oxigênio, logo após a mistura ( $L_0$ )

A demanda última de oxigênio ( $L_0$ ) foi calculada por meio da Equação 22, ela é dependente da constante de transformação ( $K_r$ ), portanto, para esta pesquisa foram determinados quatro valores distintos de  $L_0$ , uma vez que foi analisado o comportamento do  $K_r$  em quatro cenários diferentes, conforme consta na Tabela 9.

$$L_0 = DBO_{5,0} \cdot K_r \quad \text{equação (22)}$$



Onde:

$L_0$  = Demanda última de oxigênio, mg.L<sup>-1</sup>;

$DBO_{5,0}$  = Concentração de  $DBO_5$ , logo após a mistura, mg.L<sup>-1</sup>;

$K_r$  = Constante de transformação da  $DBO_5$  em  $DBO_{última}$ .

Na Tabela 10 estão os valores de  $L_0$  para os diferentes valores de  $K_r$ . Para o valor da  $DBO_{5,0}$  foi utilizado o resultado da Equação 21.

**Tabela 10: Demanda última de oxigênio ( $L_0$ ) para os quatro cenários previstos**

Cenário	$K_r$	$L_0$ (mg.L <sup>-1</sup> )
$K_1$ teórico mínimo	<b>1,82</b>	<b>5,35</b>
$K_1$ teórico médio	<b>1,43</b>	<b>4,20</b>
$K_1$ teórico máximo	<b>1,25</b>	<b>3,68</b>
$K_1$ experimental	<b>1,11</b>	<b>3,26</b>

### 2.14 Tempo crítico ( $T_c$ )

O tempo crítico ( $T_c$ ) é o instante pelo qual ocorre a concentração mínima de OD ao longo do perfil longitudinal, ele dependente do coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) e Demanda última de oxigênio ( $L_0$ ), portanto, para esta pesquisa foram determinados quatro valores distintos de  $T_c$ , uma vez que foi analisado o comportamento do  $K_1$  em quatro cenários diferentes:  $K_1$  experimental,  $K_1$  teórico tabelado em uma faixa mínima, média e máxima, conforme consta na Tabela 6 e Tabela 10 para a  $L_0$ . O tempo crítico ( $T_c$ ) foi calculado conforme Equação 23 e os resultados estão representados na Tabela 11.

$$T_c = \frac{1}{K_2 - K_1} * Ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} * \left[ 1 - \frac{D_0 * (K_2 - K_1)}{L_0 * K_1} \right] \right\} \quad \text{equação (23)}$$

Onde:

$T_c$  = Tempo Crítico, dia;

$L_0$  = Demanda última de oxigênio, mg.L<sup>-1</sup>;

$D_0$  = Déficit de Oxigênio, mg.L<sup>-1</sup>;

$K_1$  = Coeficiente de desoxigenação, d<sup>-1</sup>;

$K_2$  = Coeficiente de reaeração, d<sup>-1</sup>.

**Tabela 11: Tempo Crítico ( $T_c$ ) para os quatro cenários previstos**

Cenário	$K_1^{26^\circ C}$ (dia <sup>-1</sup> )	$L_0$ (mg.L <sup>-1</sup> )	$T_c$ (dia)
$K_1$ teórico mínimo	<b>0,16</b>	<b>5,35</b>	<b>1,09</b>
$K_1$ teórico médio	<b>0,24</b>	<b>4,20</b>	<b>1,05</b>
$K_1$ teórico máximo	<b>0,32</b>	<b>3,68</b>	<b>1,02</b>
$K_1$ experimental	<b>0,46<sup>1</sup></b>	<b>3,26</b>	<b>0,96</b>

<sup>1</sup> Para verificação do valor do  $K_1$  experimental ver resultados e discussão (3.2).

### 2.15 Distância Crítica ( $d_c$ )

A Distância Crítica ( $d_c$ ) foi calculada por meio da Equação 24, ela é dependente do Tempo Crítico ( $T_c$ ) e representa a posição no espaço em que há o menor valor de OD, portanto, para esta pesquisa foram determinados quatro valores distintos de  $d_c$ , uma vez que foi analisado o comportamento do  $T_c$  em quatro cenários diferentes, conforme consta na Tabela 11. Os resultados estão representados na Tabela 12.

$$d_c = T_c \cdot V \cdot 86400 \quad \text{equação (24)}$$

Onde:

$d_c$  = Distância Crítica, m;

$T_c$  = Tempo Crítico, dia;

$V$  = Velocidade média do rio, m.s<sup>-1</sup>;



**Tabela 12: Distância Crítica ( $d_c$ ) para os quatro cenários previstos**

Cenário	$T_c$ (dia)	$d_c$ (m)
$K_1$ teórico mínimo	<b>1,09</b>	<b>26.840</b>
$K_1$ teórico médio	<b>1,05</b>	<b>25.855</b>
$K_1$ teórico máximo	<b>1,02</b>	<b>25.117</b>
$K_1$ experimental	<b>0,96</b>	<b>23.639</b>

### 2.16 Déficit Crítico ( $D_c$ )

O Déficit Crítico ( $D_c$ ) é dependente do Tempo Crítico ( $T_c$ ), coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) e Demanda última de oxigênio ( $L_0$ ), portanto, para esta pesquisa foram determinados quatro valores distintos de  $D_c$ , uma vez que foi analisado o comportamento do  $K_1$  em quatro cenários diferentes:  $K_1$  experimental,  $K_1$  teórico tabelado em uma faixa mínima, média e máxima, conforme consta na Tabela 6, Tabela 11 para o  $T_c$  e Tabela 10 para a  $L_0$ . O Déficit Crítico ( $D_c$ ) foi calculado conforme Equação 25 e os resultados estão representados na Tabela 13.

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} * L_0 * e^{-K_1 * t_c} \quad \text{equação (25)}$$

Onde:

$D_c$  = Déficit Crítico,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$K_1$  = Coeficiente de desoxigenação,  $\text{d}^{-1}$ ;

$L_0$  = Demanda última de oxigênio,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$T_c$  = Tempo Crítico, dia.

**Tabela 13: Déficit Crítico ( $D_c$ ) para os quatro cenários previstos**

Cenário	$K_1^{26^\circ\text{C}}$ ( $\text{dia}^{-1}$ )	$T_c$ (dia)	$L_0$ ( $\text{mg.L}^{-1}$ )	$D_c$ ( $\text{mg.L}^{-1}$ )
$K_1$ teórico mínimo	<b>0,16</b>	<b>1,09</b>	<b>5,35</b>	<b>0,66</b>
$K_1$ teórico médio	<b>0,24</b>	<b>1,05</b>	<b>4,20</b>	<b>0,72</b>
$K_1$ teórico máximo	<b>0,32</b>	<b>1,02</b>	<b>3,68</b>	<b>0,78</b>
$K_1$ experimental	<b>0,46<sup>1</sup></b>	<b>0,96</b>	<b>3,26</b>	<b>0,89</b>

<sup>1</sup> Para verificação do valor do  $K_1$  experimental ver resultados e discussão (3.2).

### 2.17 Concentração Crítica de Oxigênio Dissolvido ( $C_c$ )

A concentração crítica de oxigênio dissolvido ( $C_c$ ) foi calculada por meio da Equação 26, ela é dependente do Déficit Crítico ( $D_c$ ), portanto, para esta pesquisa foram determinados quatro valores distintos de  $C_c$ , uma vez que foi analisado o comportamento do  $D_c$  em quatro cenários diferentes, conforme consta na Tabela 13. Os resultados estão representados na Tabela 14.

$$C_c = C_s - D_c$$

equação (26)

Onde:

$C_c$  = Concentração crítica de oxigênio dissolvido,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$C_s$  = Oxigênio Dissolvido de Saturação,  $\text{mg.L}^{-1}$ ;

$D_c$  = Déficit Crítico,  $\text{mg.L}^{-1}$ .

**Tabela 14: Concentração Crítica de OD ( $C_c$ ) para os quatro cenários previstos**

Cenário	$D_c$ ( $\text{mg.L}^{-1}$ )	$C_c$ ( $\text{mg.L}^{-1}$ )
$K_1$ teórico mínimo	<b>0,66</b>	<b>6,88</b>
$K_1$ teórico médio	<b>0,72</b>	<b>6,82</b>
$K_1$ teórico máximo	<b>0,78</b>	<b>6,76</b>
$K_1$ experimental <sup>1</sup>	<b>0,89</b>	<b>6,65</b>

<sup>1</sup> Para verificação do valor do  $K_1$  experimental ver resultados e discussão (3.2).



## 2.18 Curva de depleção de OD ao longo do tempo e da distância

A equação que possibilita plotar um perfil de depleção do Oxigênio Dissolvido (OD) ao longo do tempo (em dias) e da distância (em quilômetros) é a Equação 17. Foram utilizados os dados calculados ao longo de materiais e métodos e plotado em um gráfico, considerando um trecho longitudinal de 100 km.

## 2.19 Curva de decaimento de DBO ao longo do tempo e da distância

A Equação 27 possibilita plotar num diagrama o perfil de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) ao longo do tempo (em dias) e da distância (em quilômetros).

$$C_{DBOt} = DBO_{5,0} \times e^{-K_1 \cdot \frac{d}{v}} \quad \text{equação (27)}$$

Onde:

$C_{DBOt}$  = Concentração de Demanda Bioquímica de Oxigênio no tempo t, mg.L<sup>-1</sup>;

$DBO_{5,0}$  = Concentração de DBO<sub>5</sub>, logo após a mistura, mg.L<sup>-1</sup>;

$K_1$  = Coeficiente de desoxigenação, d<sup>-1</sup>;

d = Distância do início da aplicação até o ponto analisado, m;

v = Velocidade do início da aplicação até o ponto analisado, em m.s<sup>-1</sup>.

Foram utilizados os dados calculados ao longo de materiais e métodos e plotado em um gráfico, considerando um trecho longitudinal de 100 km.

## 2.20 Cálculo do comprimento da Zona de Mistura (Zm)

Foi calculado o comprimento da Zona de Mistura (Zm) pelo método de Yotsukura, 1968 *apud* Chapra, 1997, usando a Equação 28.

$$Z_m = 8,52 \cdot V \cdot \frac{B^2}{H} = 8,52 \cdot 0,286 \cdot \frac{13,1^2}{0,298} = 1.403 \text{ m} \quad \text{equação (28)}$$

Onde:

Zm = Comprimento da Zona de Mistura, m;

V = Velocidade média do Rio, m.s<sup>-1</sup>;

B = Largura do Rio, m;

H = Profundidade do Rio, m;

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 Características do corpo receptor

#### 3.1.1 Velocidade média do rio

Após a aferição do comprimento do trecho longitudinal (12,3 m) e das medições dos tempos (Equação 9), foi possível calcular a velocidade média por meio da Equação 10, resultando em 0,286 m.s<sup>-1</sup>.

#### 3.1.2 Oxigênio Dissolvido

A leitura de OD no rio foi de 7,00 mg.L<sup>-1</sup>, estando acima do valor mínimo que consta na resolução CONAMA 430 que define para rios de classe 2 o mínimo de 5 mg.L<sup>-1</sup>.

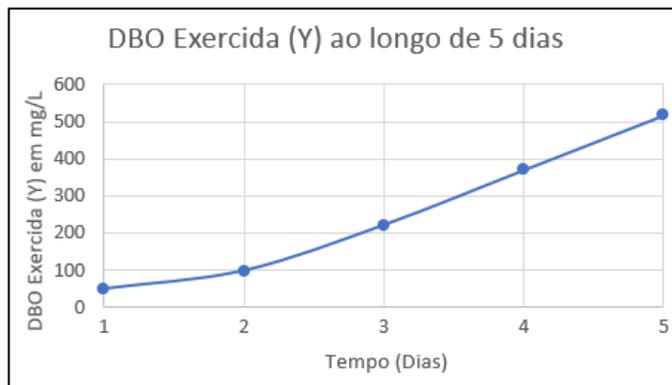
### 3.2 Determinação do Coeficiente de Desoxigenação (K<sub>1</sub>) Experimental

A determinação do K<sub>1</sub> experimental foi realizada a partir de dados de ensaios de laboratório, em que foi efetuada a leitura de DBO durante cinco dias consecutivos. A Tabela 15 e a Figura 3 ilustram os resultados obtidos na evolução da DBO exercida.

**Tabela 15: Resultado da DBO medida ao longo dos cinco dias de incubação.**

DIAS	DBO exercida (mg.L <sup>-1</sup> )	REFERÊNCIA
1	<b>49,30</b>	<b>SMWW 5210 B</b>
2	<b>98,60</b>	<b>SMWW 5210 B</b>
3	<b>221,90</b>	<b>SMWW 5210 B</b>
4	<b>369,80</b>	<b>SMWW 5210 B</b>
5	<b>517,70</b>	<b>SMWW 5210 B</b>

Com os dados obtidos pela medição da DBO, conforme Tabela 15, foi possível plotar um gráfico da variação da DBO exercida (mg.L<sup>-1</sup>) versus o tempo (dias), representada pela Figura 3.



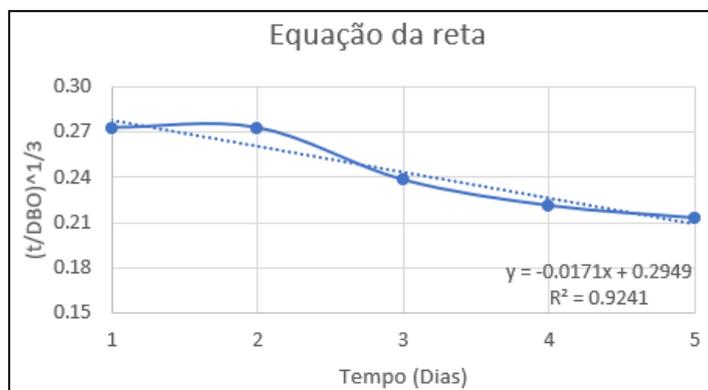
**Figura 3: Concentração de DBO exercida (y), em mg.L-1, durante cinco dias de incubação a 20°C.**  
Fonte: Autores

Em posse da DBO exercida em função do tempo, foi calculado o termo Z da Equação 2, para posterior elaboração da reta de regressão linear, os resultados seguem na Tabela 16.

**Tabela 16: Resultado do termo Z (t/DBO)<sup>1/3</sup>**

DIAS	(t/DBO) <sup>1/3</sup>
1	<b>0,2727</b>
2	<b>0,2727</b>
3	<b>0,2382</b>
4	<b>0,2212</b>
5	<b>0,2130</b>

Com os valores obtidos na Tabela 16, foi gerado um gráfico de dispersão (Figura 4) e encontrada a equação da reta obtida pela linha de tendência.



**Figura 4: Equação da reta encontrada por meio da análise de regressão linear.**  
Fonte: Autores

A partir da equação da reta encontrou-se os valores de A e B, sendo A o ponto de intersecção da reta e B a inclinação da reta. Para o cálculo de  $K_1$  da base 10, multiplicou-se por 2,61 a razão B/A, posteriormente multiplicou-se por 2,303 para conversão do  $K_1$  para base e. Os resultados podem ser verificados na Tabela 17.

**Tabela 17: Valores da constante  $K_1^{20^\circ\text{C}}$  experimental da amostra analisada.**

A	<b>0,2949</b>
B	<b>0,0171</b>
$K_1^{20^\circ\text{C}}$ base 10	<b>0,15</b>
$K_1^{20^\circ\text{C}}$ base e	<b>0,35</b>

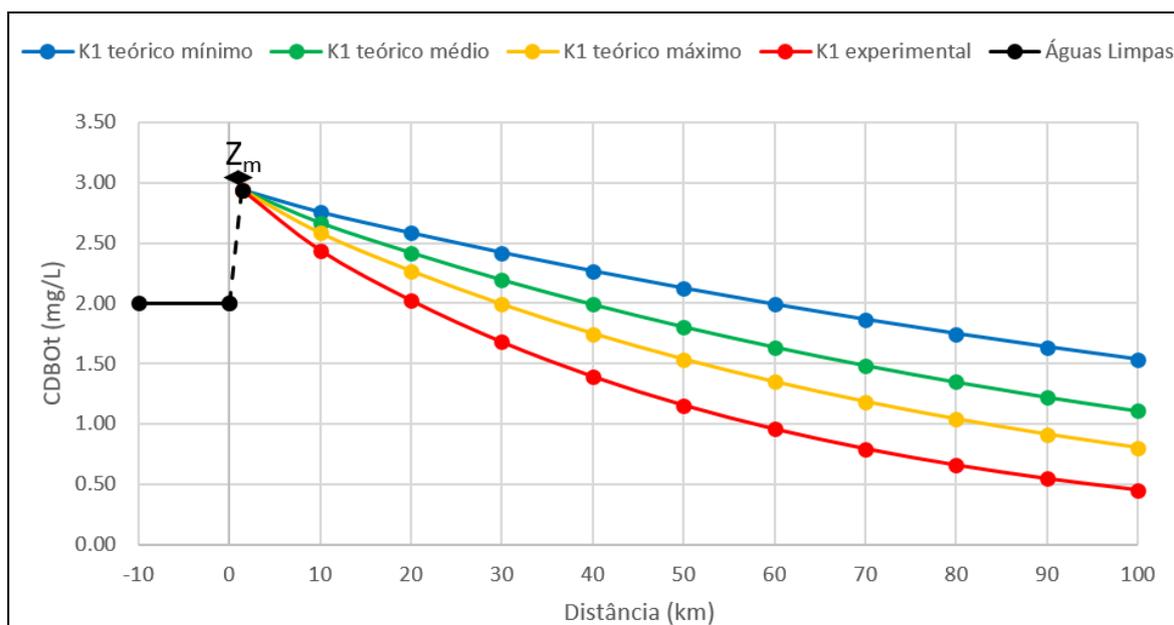
O resultado encontrado do coeficiente  $K_1$  base e, é para a referência de  $20^\circ\text{C}$ , sendo que este valor corrigido em função da temperatura do efluente de  $26^\circ\text{C}$ , utilizando a Equação 7, resulta em  $K_1^{26^\circ\text{C}} = 0,46 \text{ d}^{-1}$ .

O valor do coeficiente  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental difere-se consideravelmente do  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  tabelado sugerido por Von Sperling, visto que o coeficiente experimental apresenta um aumento de cerca de 44% em relação ao teórico máximo e 188% em relação ao teórico mínimo. Isso pode se dar devido à maior concentração de matéria orgânica presente no efluente industrial de estudo, uma vez que a carga orgânica do efluente industrial é maior que a do efluente sanitário, o que leva a deprender que o impacto do efluente industrial é maior no corpo receptor.

### 3.3 Comparativo na simulação da autodepuração com o $K_1$ experimental e teórico

Com o objetivo de analisar as interferências que os coeficientes de desoxigenação  $K_1$  experimental e teórico podem acarretar na modelagem de autodepuração, utilizou-se o modelo de Streeter-Phelps para verificação da possível diferença dos valores de OD (Equação 17) e o decaimento da DBO com cinética de primeira ordem (Equação 27), ambos ao longo de perfil longitudinal do rio, em um trecho de 100 Km.

Na Figura 5 segue o comparativo de decaimento da DBO em um trecho longitudinal de 100 Km, levando em consideração o início da zona de degradação após a zona de mistura ( $Z_m$ ), calculada por meio da Equação 28. Para o comparativo, foram utilizados os resultados encontrados pela Equação 27 para os quatro cenários propostos, uma vez que foi analisado o comportamento do  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  em quatro cenários diferentes:  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental,  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teóricos tabelados em uma faixa mínima, média e máxima, conforme consta na Tabela 6.



**Figura 5: Perfil comparativo de decaimento da DBO ao longo do trecho longitudinal do rio.**

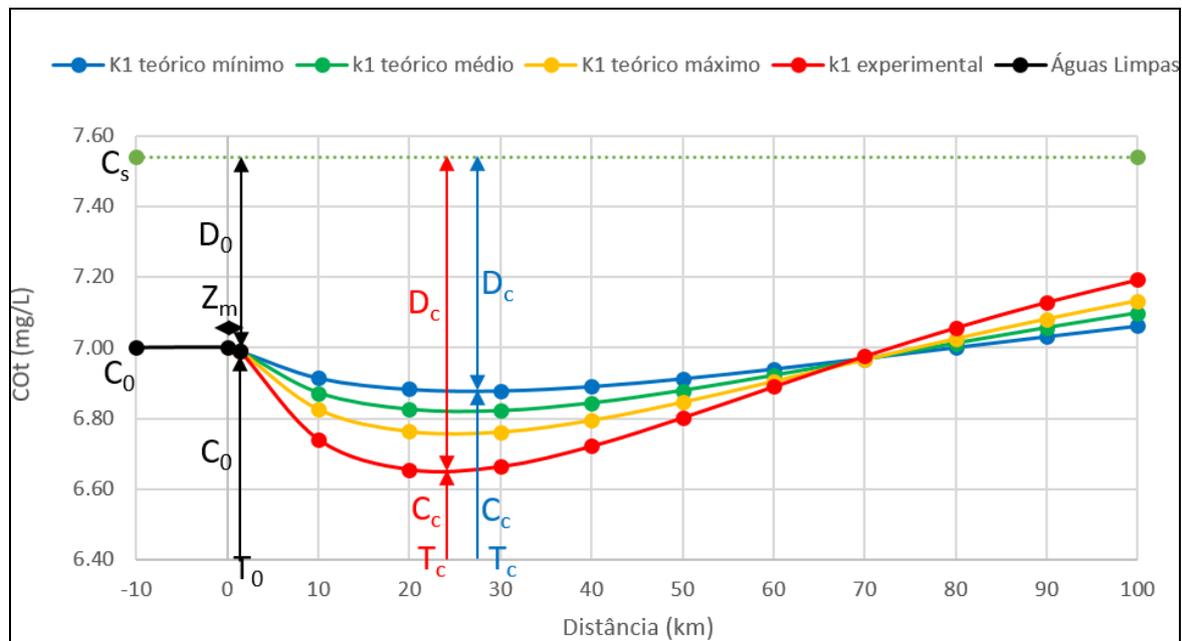
Fonte: Autores

Pôde-se analisar na Figura 5 que quando o coeficiente  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental é utilizado, houve uma queda substancial em comparação aos coeficientes  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teóricos. Isso significa que a utilização do coeficiente experimental representou uma melhora gradual em relação aos coeficientes teóricos, tendo uma diferença em torno de 70% a mais, comparando a curva  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico mínimo e  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental  $1,54 \text{ mg.L}^{-1}$  e  $0,45 \text{ mg.L}^{-1}$ , respectivamente, para o final do trecho considerado.

O atendimento à zona de águas limpas após o despejo ocorreu em uma distância menor quando utilizado o coeficiente  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental. Pôde-se verificar que para o rio atingir a concentração de DBO de  $2,00 \text{ mg.L}^{-1}$  foi necessário 30 km para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico máximo, 40 km para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico médio e 60 km para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico mínimo, enquanto que o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental atingiu  $2,00 \text{ mg.L}^{-1}$  a uma distância de apenas 20 km.

Considerando que rio é Classe II, o valor máximo de DBO permitida pela resolução CONAMA 430, é de  $5,00 \text{ mg.L}^{-1}$ , com isso o rio não foi desenquadrado de classe, entretanto sofreu um aumento da concentração de matéria orgânica acima da zona de águas limpas.

Na Figura 6 segue o comparativo de depleção do OD em um trecho longitudinal de 100 Km, levando em consideração o início da zona de degradação após a zona de mistura ( $Z_m$ ), calculada por meio da Equação 28. Para o comparativo, foram utilizados os resultados encontrados pela Equação 17 para os quatro cenários propostos, uma vez que foi analisado o comportamento do  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  em quatro cenários diferentes:  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental,  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teóricos tabelados em uma faixa mínima, média e máxima, conforme consta na Tabela 6.



**Figura 6: Perfil comparativo de depleção do OD ao longo do trecho longitudinal do rio.**

**Fonte: Autores**

Pôde-se observar que em relação ao perfil de depleção do OD, quando utilizado o coeficiente  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental, houve uma queda acentuada no consumo de OD, principalmente na zona de decomposição ativa, considerada entre os km 10 e 40, havendo uma diferença no ponto de concentração crítica de oxigênio dissolvido ( $C_c$ ) de  $0,23 \text{ mg.L}^{-1}$ , sendo  $C_c$   $K_1$  experimental =  $6,65 \text{ mg.L}^{-1}$  e sendo  $C_c$   $K_1$  teórico mínimo =  $6,88 \text{ mg.L}^{-1}$ .

No início da zona de recuperação, a partir do km 40, ainda houve uma diferença de  $0,17 \text{ mg.L}^{-1}$  comparando os dois extremos do gráfico. No km 70 houve uma convergência entre os pontos de OD e após isso o efluente analisado com o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental tornou-se mais favorável à recuperação e ao atendimento da zona de águas limpas e favorecendo o atendimento da concentração de saturação ( $C_s$ ) do rio em uma distância menor, sendo para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental uma distância de 335 km, para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico, recuperará a uma distância de 805 km, 565 km e 450 km, para o mínimo, médio e máximo, respectivamente.



O atendimento à zona de águas limpas após o despejo ocorreu em uma distância menor quando utilizado o coeficiente  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental. Pôde-se verificar que para o rio atingir a concentração de OD inicial de  $7,00 \text{ mg.L}^{-1}$  foi necessário 75 km para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico máximo, 78 km para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico médio e 82 km para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico mínimo, enquanto que o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental atingiu  $7,00 \text{ mg.L}^{-1}$  a uma distância de 72 km.

#### 4. CONCLUSÕES

A presente pesquisa foi desenvolvida em um trecho do Rio Piranhas, onde foi possível a determinação de parâmetros necessários para a entrada no modelo de autodepuração, utilizando o método de Streeter-Phelps. Foi utilizado como estudo de caso uma indústria de laticínios, que tem produção diária de efluentes em sua estação de tratamento, composta por uma lagoa anaeróbia seguida de uma lagoa facultativa.

Pôde-se observar que a determinação do coeficiente de desoxigenação  $K_1$  em laboratório teve uma considerável diferença em relação aos valores tabelados indicados em literatura. Este fato deve-se às características particulares dos efluentes industriais em relação aos efluentes sanitários, uma vez que foi possível detectar o aumento significativo da matéria orgânica da indústria do laticínio, devido seus processos produtivos.

A depleção do OD ao longo do rio quando utilizado o coeficiente experimental do efluente foi maior em comparação aos coeficientes teóricos, visto que na zona de decomposição ativa o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental mostrou valores menores na concentração crítica de oxigênio dissolvido ( $C_c$ ), sendo  $6,65 \text{ mg.L}^{-1}$  para o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental e  $6,88 \text{ mg.L}^{-1}$   $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teórico mínimo, isso indica que o lançamento de efluentes industriais em corpos receptores pode ser mais suscetíveis à diminuição de OD no processo de autodepuração em comparação aos efluentes sanitários.

Após a zona de decomposição ativa houve uma gradual melhora na recuperação do OD utilizando o  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  experimental e isso levou a recuperação das características iniciais da zona de águas limpas em uma distância menor em comparação com os  $K_1^{26^\circ\text{C}}$  teóricos.

Considerando a importância da utilização do coeficiente de desoxigenação no processo de autodepuração e sua fácil aplicação (MENEZES et al., 2015), esta pesquisa sugere que seja feito a análise do valor real do coeficiente para efluentes industriais, pelo fato dos mesmos distorcerem os valores conhecidos de efluentes sanitários, uma vez que foi possível verificar que o coeficiente de desoxigenação altera consideravelmente os perfis de OD e DBO, podendo acarretar prejuízos ambientais aos corpos hídricos.

#### 5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION (APHA), AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA), WATER ENVIROMENT FEDERATION (WEF). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (SMWW) 23st edn. APHA Washington, DC, USA., 2017, 1.155p.
2. ARAGÃO, P. E. A. Análise sobre métodos de estimativa de parâmetros cinéticos em ensaio de degradação de matéria orgânica. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2016.
3. BRAGA, B. et al. Introdução à engenharia ambiental. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2005. 313 p.
4. BRASIL. Resolução CONAMA Nº 430 de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução no 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA. Disponível em: <<http://www2.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=646>>. Acesso em: 09/04/2019.
5. CHAPRA, S. C. Surface water quality modelling. McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering. Boston: WCB/McGraw-Hill, 1997. 844 p.
6. HESPANHOL, K. M. H. (2009). Monitoramento e diagnóstico da qualidade da água do Ribeirão Morangueiro. Universidade Estadual de Maringá. Dissertação de Mestrado.
7. MENEZES, P. C. et al. Deoxygenation rate, reaeration and potential for self-purification of a small tropical urban stream. Rev. Ambient. Água v. 10, n. 4, p. 748-757, Oct-Dec, 2015.
8. MENESES, C. G. Evolução da biodegradabilidade da matéria orgânica em um sistema de lagoas de estabilização. 2006. 120f. Tese (Doutorado em Engenharia Química) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2006.



9. METCALF & EDDY. Tratamento de Efluentes e Recuperação de Recursos. New York: Metcalf & Eddy, Inc., 5 th. ed., 2016, 1980p.
10. NUNES, D.G. Modelagem da autodepuração e qualidade da água do rio turvo sujo. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Agrícola) Universidade Federal de Viçosa. Viçosa: UFV, 2008.
11. 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. CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL, XXX. Anais... Uruguai: Punta Del Este, 2006.
12. VON SPERLING, M. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto. 4. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; UFMG, 2014. v. 1. 472 p.