

Eixo Temático ET-05-020 - Recursos Hídricos

APLICAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO STREETER-PHELPS A UM RIO QUE RECEBE LANÇAMENTO DE POLUENTE ORGÂNICO

Amanda Gondim Cabral Quirino, Shara Sonally Oliveira de Sousa, Lysanne Souza de Moura

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Paraíba, Brasil

RESUMO

A água é um recurso natural bastante utilizado nas atividades humanas, atividades essas que incluem o abastecimento das populações e irrigação de culturas agrícolas. Desse modo, é indispensável que este recurso se encontre em ótima qualidade para uso. Neste trabalho, com modalidade de pesquisa provocada, foi feita a aplicação do modelo Streeter-Phelps para analisar o comportamento das variáveis de controle: Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e Oxigênio Dissolvido (OD), em um curso de água que recebe um agente poluidor de fonte pontual de lançamento. De acordo com os resultados, observou-se que a DBO vai sendo dissipada enquanto se afasta do ponto de lançamento e o valor do déficit volta a ser o mesmo que aquele antes do lançamento, onde a partir do km 13 do rio, a autodepuração ocorre de maneira aeróbia, porém num instante antes do km 14 o processo entrou em fase anaeróbia. Para ocorrer a autodepuração, ou seja, o OD voltar a ser 6,3 mg/L, são necessários 3,94 dias e ocorre aproximadamente no km 142,7 do rio.

Palavras-chave: Qualidade da água; Modelagem matemática; Demanda Bioquímica de Oxigênio; Oxigênio Dissolvido.

INTRODUÇÃO

O Conselho Nacional do Meio Ambiente, por meio da sua Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, divide as águas do território nacional em doce (salinidade < 0,05%), salobra (salinidade entre 0,05% e 0,3%) e salina (salinidade > 0,3%). Nessa Resolução, cada um dos três tipos de água é dividido em classes, de acordo com seus usos preponderantes. A cada classe corresponde uma determinada qualidade a ser mantida no corpo d'água. Essa qualidade é expressa na forma de padrões, que são as quantidades (geralmente, concentrações) aceitáveis de determinados parâmetros e que devem – ou deveriam – ser cumpridos por força da legislação.

No que tange a qualidade da água, existem três tipos de padrões de interesse: os padrões de lançamento no corpo receptor, os padrões de qualidade do corpo receptor e os padrões de qualidade para determinado uso imediato, como por exemplo, os padrões de potabilidade. Os padrões de lançamento no corpo receptor servem para impor limites aos parâmetros físicos, químicos e biológicos das cargas poluidoras, as quais expressam a quantidade de determinado poluente transportado ou lançado em um corpo de água receptor. Os padrões de qualidade do corpo receptor servem para garantir a homeostase dos ecossistemas aquáticos e também para garantir a saúde dos seres humanos que fazem uso da água do manancial. Já os padrões de potabilidade fazem referência a qualidade da água fornecida ao consumidor, após os processos de tratamento, na própria ligação domiciliar.

Sendo assim, a definição dos padrões de qualidade da água é feita de maneira a garantir o direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado. Os principais parâmetros de qualidade da água são temperatura, oxigênio dissolvido (OD), pH, Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), coliformes fecais, amônia, nitrito, nitrato e turbidez.

Os rios podem estar sujeitos a fontes de poluição pontuais ou difusas. As fontes pontuais de poluentes são introduzidas por lançamentos facilmente identificáveis e individualizados, já as fontes difusas são lançadas de forma distribuída e são de difícil

identificação. Outra característica importante a ser analisada é a natureza do poluente quanto às suas transformações, tendo em vista que eles podem ser poluentes conservativos (não reagem com o meio ou com outras substâncias e não alteram a sua concentração por processos físicos, químicos ou biológicos) e não conservativos (reagem com o meio ou com outras substâncias e alteram a sua concentração por processos físicos, químicos ou biológicos).

Os rios possuem uma capacidade de se recuperar do impacto causado pelo lançamento de poluentes, desde que sejam respeitados alguns limites de tolerância e após determinado período de tempo, esse processo é chamado de autodepuração de rios.

A autodepuração de rios pode ser representada matematicamente pelo Modelo de Streeter-Phelps, que é capaz de simplificar e analisar lançamentos de efluentes com elevadas cargas orgânicas que demandem concentrações de DBO relativamente altas em um rio, permitindo prever as consequências do lançamento sobre o OD do rio. Nesse modelo, são consideradas as seguintes hipóteses:

- O escoamento é permanente e uniforme;
- Não existem outros consumos de OD além daqueles envolvidos na DBO;
- A DBO é alterada por meio da degradação (consome o OD), da sedimentação (não consome o OD) e da reoxigenação (aumenta o OD).

OBJETIVOS

Avaliar o impacto ambiental no rio, através da modelagem matemática de Streeter-Phelps, causado pelo lançamento ilegal de DBO de uma indústria.

METODOLOGIA

Trata-se de uma pesquisa provocada, com dados criados, em uma abordagem experimental a fim de aplicar o modelo Streeter-Phelps para avaliar o comportamento da DBO, déficit de OD, e OD em um corpo hídrico que recebe um poluente por uma fonte de lançamento pontual.

Mistura

Tratando-se da qualidade da água, as concentrações de substâncias nela são expressas como a massa da substância por volume de água, em mg/l ou g/m³. Quando ocorre a mistura de volumes de água com concentrações da substância diferentes, a concentração final corresponde a uma média ponderada das concentrações originais e das suas respectivas vazões. Essa relação é expressa pela Eq. 1.

$$C_f = \frac{Q_R \cdot C_R + Q_A \cdot C_A}{Q_R + Q_S}$$

Onde: C_f = Concentração final (mg/l); Q_R , C_R = Vazão (l/s) e concentração da substância no rio (mg/l); Q_A , C_A = Vazão (l/s) e concentração da substância na água lançada no rio (mg/l).

Porém, a mistura completa não ocorre imediatamente no ponto de lançamento, mas sim ao longo do trecho do rio, ou seja, à jusante do lançamento. A rapidez com que ocorre a mistura depende da turbulência do rio, que está diretamente relacionada com a sua velocidade. A equação a seguir (Eq. 2) expressa de maneira eficiente a que distância do lançamento a mistura ocorre, temos então:

$$L_m = 8,52 \cdot U \cdot (B^2/H) \quad (2)$$

onde L_m é a distância a partir do ponto de lançamento a se considerar que a mistura é completa (m); B é a largura média do rio (m); H é a profundidade média do rio (m); e U é velocidade dado rio (m/s).

Transformação da DBO e Consumo de OD em Rios

Na formulação do modelo, é necessário considerar todos os processos envolvidos na autodepuração. Esses processos aparecem na forma de constantes, que melhor se adaptam as condições físicas do rio como área da seção, temperatura, velocidade e sedimentação. Portanto, à medida que constantes foram consideradas na formulação do modelo, foram interpretadas como constantes de decaimento ou ascensão, sendo devidamente expressas nas fórmulas. Sendo assim, a remoção de OD no lago pode ser expressa pela seguinte equação (Eq. 3):

$$K_r = K_s + K_d \quad (3)$$

Onde K_r = Coeficiente de remoção;
 K_s = Coeficiente de sedimentação;
 e K_d = Coeficiente de decaimento.

Logo, a equação governante para o caso de interrupção do lançamento de carga no lago é (Eq. 4):

$$L(t) = L_0 \cdot e^{-K_r t} \quad (4)$$

Onde L_0 é a DBO da mistura no ponto de lançamento, em mg/L.

É possível considerar que a sedimentação não provoca consumo de OD (Eq. 5), sendo assim vale a relação em que $K_s = 0$, logo:

$$K_r = K_d \quad (5)$$

Através da Eq. 6 pode-se achar a DBO do corpo hídrico no ponto de lançamento do rio, onde a DBO_5 é obtida em laboratório sob condições controladas como já foi exposto neste trabalho.

$$L_0 = \frac{DBO_5}{(1 - e^{-K_r 5})} \quad (6)$$

Processos envolvidos na variação de OD

Como já foi exposto, há uma variação de OD provocada por microrganismos e a aeração do corpo hídrico. Essa variação gera um balanço de massa de OD, onde podemos expressá-la por meio da Eq. 7.

$$\frac{dC_{OD}}{dt} = \text{"Entrada - Saída"} \quad (7)$$

O modelo considera a variação e OD ponto a ponto, onde na um balanço em cada ponto ou compartimento. Como $K_s = 0$, então temos $K_r = K_d$. Dessa forma, expressando a entrada e saída como equações, obtém-se a Eq. 8.

$$D(t) = D_0 e^{-K_a t} + \frac{K_d L_0}{K_a - K_r} (e^{-K_r t} - e^{-K_a t}) \quad (8)$$

Considerando que o escoamento é permanente e uniforme, então $t = \frac{x}{v}$ onde:

X= Distância a partir do ponto de lançamento (Km);

V=velocidade uniforme do corpo hídrico (Km/dia);

t= tempo de percurso (dias);

D_0 = Déficit de OD no ponto de lançamento;

K_d = coeficiente da taxa de desoxigenação (dia⁻¹);

K_a = coeficiente da taxa de reaeração (dia⁻¹);

Kr = coeficiente da taxa de remoção (dia⁻¹);

L_0 = é a DBO imediata após o ponto de lançamento, ou seja, a quantidade total de oxigênio necessária para completa estabilização da matéria orgânica (mg/L).

As unidades entre os coeficientes e cada incógnita citada acima devem estar compatíveis.

Tempo Crítico e Déficit Crítico

A Eq. 9 pode ser utilizada para encontrar o tempo em que ocorre o maior déficit de OD no curso do rio, ou seja, quando o OD assume seu valor mínimo.

$$t_c = \frac{1}{k_a - k_r} \cdot \ln \left\{ \frac{k_a}{k_r} \cdot \left[1 - \frac{D_0 \cdot (k_a - k_r)}{k_d \cdot L_0} \right] \right\} \quad (9)$$

O déficit crítico ocorre quando o OD assume seu valor mínimo, ou seja, no instante do tempo crítico. Dessa forma, obtém-se a Eq. 10.

$$D_c = \frac{k_d \cdot L_0}{k_a} \cdot \left\{ \frac{k_a}{k_r} - \left[1 - \frac{D_0 \cdot (k_a - k_r)}{k_d \cdot L_0} \right] \right\}^{\left(\frac{-k_a}{k_a - k_r} \right)}$$

Onde:

Tc = Tempo crítico

D_0 = Déficit de oxigênio dissolvido inicial

K_d = coeficiente da taxa de desoxigenação (dia⁻¹);

K_a = coeficiente da taxa de reaeração (dia⁻¹);

L_0 = demanda última de oxigênio, logo após a mistura (mg/L).

Fase Anaeróbia

Essa fase ocorre quando a DBO supera a capacidade suporte de OD do sistema, ou seja, quando o déficit de OD é maior que a concentração de OD de saturação do rio. Dessa forma, se deve verificar se o Déficit Crítico é superior ao OD de saturação e em que tempo (Tc) ele ocorre. Sabendo isto, deve-se buscar o tempo de início e fim da fase anaeróbia, para só então aplicar as equações para determinação da DBO.

Para a aplicação do modelo deve-se considerar que a fase anaeróbia é iniciada quando: $C_{OD}(t_i) = 0$. Sabendo-se que:

$$C_{OD}(t_i) = C_{ODsat} - D(t_i) \quad (11)$$

$$D(t_i) = C_{ODsat} \quad (12)$$

Substituindo (8) em (11) no tempo t_i , é possível saber o tempo inicial da fase anaeróbia.

$$D_0 e^{-K_a \cdot t_i} + \frac{K_d L_0}{K_a - K_r} (e^{-K_r \cdot t_i} - e^{-K_a \cdot t_i}) = C_{ODsat} \quad (13)$$

Sabendo que $L_i = L(t_i)$, podemos substituir (4) em (13), no tempo t_i e teremos:

$$L(t) = L_0 \cdot e^{-K_r \cdot t_i} - K_a \cdot C_{ODsat} \cdot (t - t_i) \quad (14)$$

Conhecido o t_i , define-se o t_f e ele é dado pela Eq. 15.

$$t_f = t_i + \frac{(K_d \cdot L_0 \cdot e^{-K_r \cdot t_i}) - K_a \cdot C_{ODsat}}{K_a \cdot K_d \cdot C_{ODsat}} \quad (15)$$

Depois do t_f , a equação para determinação da DBO (Eq. 16) é dada por:

$$L(t) = L_f \cdot e^{-K_r \cdot (t - t_f)} \quad (16)$$

Onde L_f , é a concentração da DBO no instante t_f , que é será a concentração onde a fase anaeróbia é finalizada e o rio volta às suas condições aeróbias.

RESULTADOS

Descrição do Problema

Um trecho de um rio se encontra bastante poluído por material de origem orgânica. Um monitoramento realizado há um ano, ao longo dos 100 km do trecho em estudo, determinou o nível de OD a cada 10 km (Tab. 1), quando a concentração de DBO, no km 0, era de $L = 25$ mg/L. Estudos anteriores informam que a concentração máxima de OD no rio é de 9,0 mg/L e a temperatura da água se encontra em torno de 20 °C. Recentemente, um novo lançamento ilegal de DBO proveniente de uma indústria, foi observado no km 0. A vazão desse lançamento é de 0,5 m³/s, com uma concentração de DBO de 300 mg/L e de OD = 2 mg/L. A temperatura do efluente coincide com a da água do rio. Para avaliar o impacto desse novo lançamento em um corpo hídrico, foi utilizado o Modelo de Streeter-Phelps. A geometria da seção transversal do rio pode ser aproximada por uma seção trapezoidal com as características mostradas na figura abaixo.

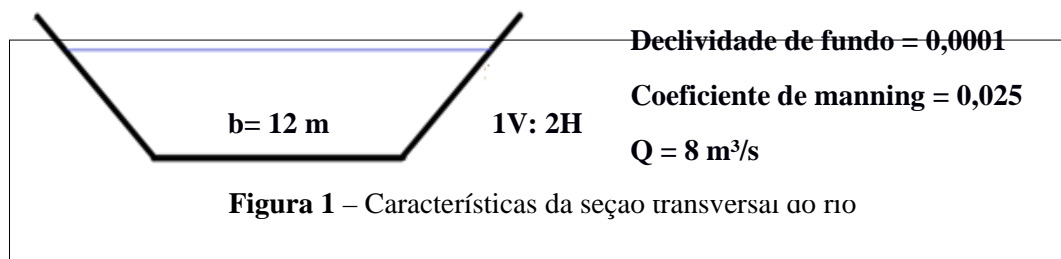


Tabela 1. Dados de OD observados ao longo do rio.

Dados Observados	X (km)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
	OD (mg/L)	6,3	3,5	2,5	2,0	2,2	3,2	3,4	4,4	5,0	5,5	6,0

Calibração do Modelo Streeter-Phelps

Os valores dos coeficientes k_r , k_s e k_d dependem das características do escoamento e da temperatura. O valor de k_d depende da profundidade do rio; as equações empíricas para estimativa do coeficiente de reoxigenação k_a dependem da profundidade do rio e da velocidade

do escoamento. Logo, é necessário determinar a profundidade h do rio, por meio da Fórmula de Manning (Eq. 17).

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (17)$$

Onde :

A = Área da seção transversal;
 R_h = Raio Hidráulico;
 n = Coeficiente de Manning;
 I = Declividade de fundo.

Sabendo-se que a vazão (Q) do rio é igual a $8 \text{ m}^3/\text{s}$, o coeficiente de Manning (n) é $0,025$ e a declividade de fundo (I) é $0,0001$ e que o rio possui seção trapezoidal, tem-se a velocidade e altura de lâmina de água na Tab. 2.

Tabela 2. Dados do Rio.

Dados do Rio			
Seção Trapezoidal			
b (m)	12	h (m)	1.31
z (m)	2	A (m ²)	19.11
n	0.025	V (m/s)	0.42
I (m/m)	0.0001	V (km/dia)	36.17
Q (m ³ /s)	8		

Sendo assim, podem ser agora calculados os parâmetros.

- K_d

$$K_d = 0,30 \left(\frac{h}{2,4} \right)^{-0,434} \quad (18) \quad \Rightarrow \quad K_d = 0,30 \left(\frac{1,3075}{2,4} \right)^{-0,434} \quad \Rightarrow$$

$$K_d = 0,3904 \text{ dia}^{-1}$$

- $K_s = 0$
- K_a

Para calcular o K_a deve ser observada a faixa de valores considerados. Nesse caso, será utilizada a equação empírica de O'Connor e Dobbins (19), já que $0,3 < h \text{ (m)} < 9,14$ e $0,15 < V \text{ (m/s)} < 0,49$.

$$k_a = 3,93 \cdot \frac{v^{0,5}}{h^{1,5}} \quad (19) \quad \Rightarrow \quad k_a = 3,93 \cdot \frac{0,4186^{0,5}}{1,3075^{1,5}} \quad \Rightarrow$$

$$k_a = 1,7007 \text{ dia}^{-1}$$

- K_r

$$K_r = K_d + K_s \quad \Rightarrow \quad K_r = 0,3904 \text{ dia}^{-1}$$

Uma vez calculados os parâmetros K_d , K_r e K_a , pôde ser calculado o déficit em cada ponto e, utilizando-se o valor da concentração de oxigênio dissolvido de saturação, podem ser calculados os valores de oxigênio dissolvido em cada ponto, sendo plotado um gráfico da concentração de OD versus a distância (Fig. 2 e 3).

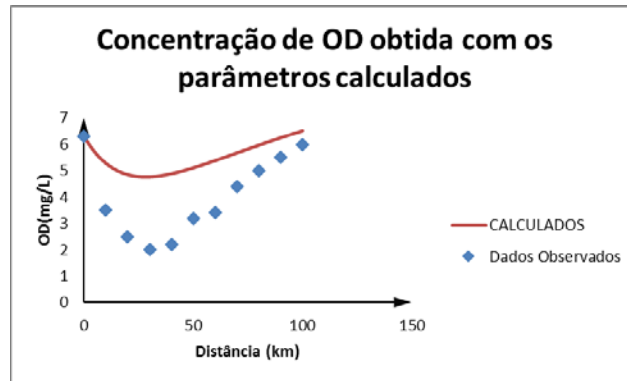


Figura 2 – $k_d = 0,39 \text{ dia}^{-1}$, $k_a = 1,7 \text{ dia}^{-1}$ e $k_r = 0,39 \text{ dia}^{-1}$.

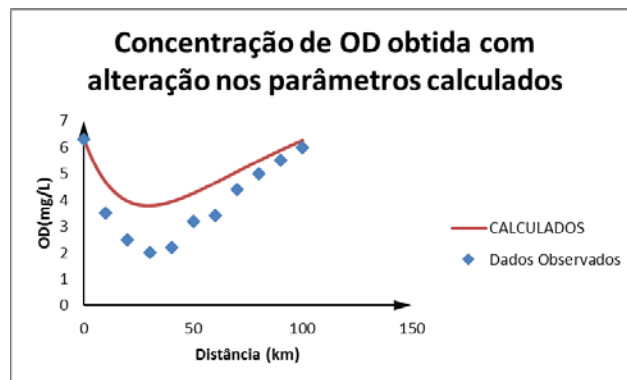


Figura 3 – $k_d = 0,5 \text{ dia}^{-1}$, $k_a = 1,6 \text{ dia}^{-1}$ e $k_r = 0,5 \text{ dia}^{-1}$.

Conforme pode ser observado na Fig. 2, os valores de OD calculados ficaram diferentes dos observados. Então, os valores dos parâmetros foram sendo alterados gradativa e individualmente, como pode ser observado abaixo.

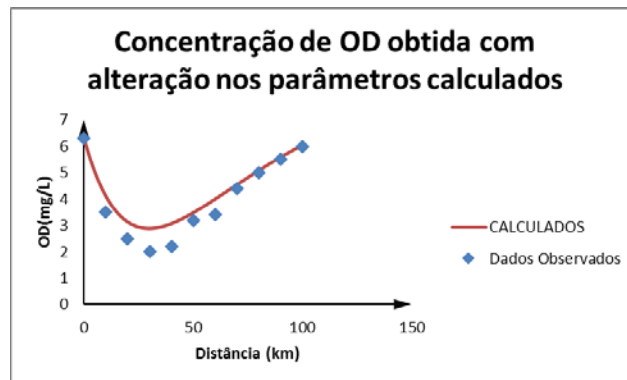


Figura 4 - $k_d = 0,6 \text{ dia}^{-1}$, $k_a = 1,5 \text{ dia}^{-1}$ e $k_r = 0,6 \text{ dia}^{-1}$.

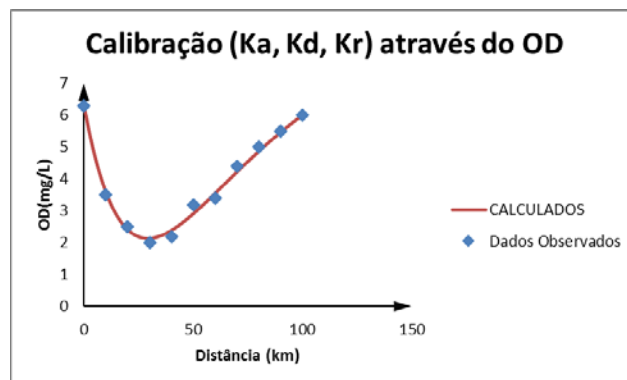


Figura 5 – $k_d = 0,7 \text{ dia}^{-1}$, $k_a = 1,45 \text{ dia}^{-1}$ e $k_r = 0,7 \text{ dia}^{-1}$

Essa alteração foi feita até que os valores calculados se assemelhassem ao máximo dos observados. Essa semelhança tornou-se maior quando $k_d = 0,7 \text{ dia}^{-1}$, $k_s = 0$, $k_a = 1,45 \text{ dia}^{-1}$ e $k_r = 0,7 \text{ dia}^{-1}$, como é mostrado no gráfico 4.

Calculando o erro quadrático médio, através da equação (20), tem-se:

$$EQM = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (C_o - C_c)^2 \quad (20) \quad \Rightarrow \quad EQM = 0,0205663$$

Análise de sensibilidade

Para a análise da sensibilidade do modelo, foram variados os coeficientes de aeração (K_a) e de degradação (K_d), de 5 a 40% para mais e para menos, a partir dos valores calibrados. Foi percebida maior sensibilidade do modelo às alterações do coeficiente de aeração (K_a), tendo em vista que as variações foram notadas em mais pontos, além do ponto de mínimo da curva, e em menor percentual de variação +/- 20%.

Ainda percebeu-se que o aumento do coeficiente de degradação fez a curva atingir valores menores de ponto de mínimo, deixando aos valores de OD abaixo de zero. Já o aumento do coeficiente de aeração promoveu aumento rápido nos valores de OD e afastando muito a curva dos dados observados e na diminuição do K_a , os valores de OD foram menores que os observados em muitos pontos.

Dessa maneira, constatou-se que devido ao maior número de pontos observados distantes da curva quando houve alteração no coeficiente de aeração, logo, o modelo é mais sensível à aeração.

DBO e OD após novo lançamento

Sabe-se que uma indústria despejou uma carga poluidora no Km 0 do rio em estudo, e que esse rio estava previamente poluído com carga orgânica. Considerando que houve uma mistura com concentrações diferentes da substância, e que essa mistura ocorreu de forma instantânea no Km 0, calculou-se as concentrações da mistura. Os dados de concentração utilizados para o cálculo da concentração da mistura foram as concentrações em que foram calibrados os coeficientes e os dados coletados recentemente.

Tabela 3. Dados do problema.

Dados do Rio		Dados do novo lançamento do Efluente	
L0 (mg/L)	25	Q(m ³ /s)	0,5
OD sat (mg/L)	9	DBO (mg/L)	300
T (°C)	20	OD (mg/L)	2
D0	2,7	OD sat(mg/L)	9
Geometria do Rio			
Seção Trapezoidal			
b (m)	12	h (m)	1,31
z (m)	2	A (m ²)	19,11
n	0,025	V (m/s)	0,42
I (m/m)	0,0001	V (km/dia)	36,17
Q (m ³ /s)	8		

Utilizando a equação (1),

Tabela 4 - Valores após a mistura.

Mistura	
L0 (mg/L)	41,18
OD	6,047
Odsat	9
Do	2,95

Déficit foi calculado através da diferença entre o OD de saturação e o OD calculado.

Aplicando os valores às equações (4) e (8), observou-se que no início do trecho os valores OD diminuem devido ao consumo pelos microrganismos, esta fase é a chamada fase aeróbia. Ao utilizar as equações do modelo Streeter-Phelps, constatou-se que em um determinado intervalo do trecho do rio o OD atingiu valores negativos, sendo assim, pode-se afirmar que ele chegou à chamada fase anaeróbia e o modelo já não é apropriado para esta situação. Neste caso, fez-se o uso para as equações definidas para fase anaeróbia, com o tempo de início e final, o déficit crítico de OD e o tempo crítico no qual ocorre. Esses resultados foram obtidos através de equações descritas para a fase anaeróbia, como já foi mencionado neste trabalho. Temos que até o km 13 do rio, a autodepuração ocorre de maneira aeróbia, porém num instante antes do km 14 o processo entrou em fase anaeróbia.

Para a fase anaeróbia, foram utilizadas as equações (13) a (16) e obteve-se os seguintes resultados.

Tabela 5 - Tempo crítico, déficit crítico de OD, tempo inicial e final da fase anaeróbia.

Fase Anaeróbia	
Tc	0,864
Dc	10,854
Ti	0,379
Cod (ti)	0,000
Tf	1,370

Por fim, temos o seguinte comportamento para o lançamento:

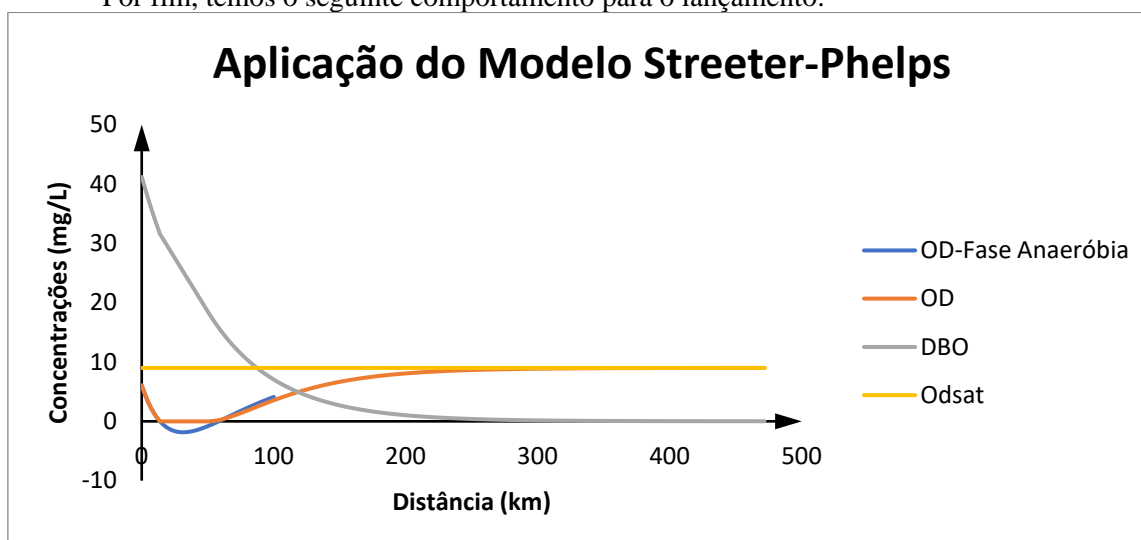


Figura 6 - Comportamento do OD, DBO ao longo do trecho 0-278 Km do Rio.

A Fig. 6 apresenta o comportamento do OD e da DBO ao longo de quase 500 Km do Rio. O OD apresenta os dados de oxigênio dissolvido, caso se considerasse o modelo Streeter – Phelps na fase anaeróbia, onde este apresenta um ponto mínimo de OD abaixo de zero, o que não ocorre fisicamente.

Na fase anaeróbia, à medida que, através da reaeração é introduzido OD no trecho, ele logo é consumido, apresentando resultados nulos. Porém, essa introdução-consumo ocorre a uma determinada taxa. Esta taxa vai se alterando até o ponto em que o OD começa a aumentar e o OD deixa de ser “nulo” ou se fazer presente novamente em algum ponto do rio. Como o modelo não descreve essa fase, foram utilizadas as fórmulas da fase anaeróbia e após o tempo de término dessa fase, o OD e a DBO foram calculados utilizando o modelo Streeter-Phelps novamente.

CONCLUSÃO

Por meio deste trabalho foi possível compreender o comportamento do rio ao longo do trecho estudado. Inicialmente, com os dados da seção transversal do rio e do escoamento foram calculados os parâmetros e, pôde-se, então, calibrar o Modelo de Streeter-Phelps e, assim, obter-se valores de oxigênio dissolvido os quais se aproximam ao máximo daqueles observados na realidade. Para chegar-se a uma conclusão no tocante aos valores calibrados, foi feita a análise visual do comportamento do gráfico, assim como o cálculo do erro quadrático médio, cujo valor foi apenas 0,02. Dessa forma, a etapa da calibração demonstrou ser satisfatória tanto visualmente quanto estatisticamente.

Da análise de sensibilidade pode ser concluído que o modelo é mais sensível às alterações do coeficiente de aeração do que do coeficiente de degradação. Logo, no rio, dentre os processos considerados, o que mais repercute em variações significativas no OD é a aeração.

Com o lançamento de carga poluidora no km 0, até o km 13 do rio, a autodepuração ocorre de maneira aeróbia, porém num instante antes do km 14 o processo entrou em fase anaeróbia. Para ocorrer a autodepuração, ou seja, o OD voltar a ser 6,3 mg/L, são necessários 3,94 dias e ocorre aproximadamente no km 142,7.

REFERÊNCIAS

BRASIL. **Resolução CONAMA N° 357, de 17 de março de 2005.**

CHAPRA, S.C. **Surface Water-Quality Modeling.** Waveland Press. Land Grove, Illinois.2008.

COLLISCHONN, W. **Introduzindo Hidrologia, Capítulo 19.** IPH – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.