

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

VANESSA VAZ DE OLIVEIRA

Quantificação e avaliação do coeficiente de dispersão longitudinal em
cursos d'água

VERSÃO CORRIGIDA
São Carlos
2013

VANESSA VAZ DE OLIVEIRA

Quantificação e avaliação do coeficiente de dispersão longitudinal em
cursos d'água

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos, da Universidade
de São Paulo, como parte dos requisitos
para obtenção do título de Mestre em
Ciências: Engenharia Hidráulica e
Saneamento.

Orientador: Prof. Titular Marcius F.
Giorgetti

São Carlos
2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

V48q Vaz de Oliveira, Vanessa
Quantificação e avaliação do coeficiente de
dispersão longitudinal em cursos d água / Vanessa Vaz
de Oliveira; orientador Marcius Fantozzi Giorgetti.
São Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2013.

1. Coeficiente de dispersão longitudinal. 2.
Modelagem matemática. 3. Qualidade de água. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **VANESSA VAZ DE OLIVEIRA**.

Título da dissertação: "Quantificação e avaliação do coeficiente de dispersão longitudinal em cursos d'água".

Data da defesa: 21/10/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Marcus Fantozzi Giorgetti (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Titular **Eduardo Cleto Pires**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Dr. **Alexandre Silveira**
(Universidade Federal de Alfenas/UNIFAL)

APROVADA

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento:

Profa. Associada **Maria Bernadete A. Varesche Silva**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

*À minha amada família,
por ser meu alicerce e inspiração,
hoje e sempre.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente quero agradecer à minha família; meus pais, Sebastião e Maria Aparecida, e meu irmão, Bruno, por todo o apoio e amor que dedicam a mim, muito obrigada.

Aos queridos amigos que fiz nessa época de mestrado, e também aos antigos amigos, não menos queridos, que já partipam da minha vida em São Carlos há alguns anos: Char, Poty, Jaque, Ster, Gui, Thy, Antônio, Renato, Nat Benatto, Nat Pelinson, Nay, Rodrigo, Davi, Márcio, Anne, MP, Lígia, Amanda, Sâmia, Lívia, Eriquinha, Yugo, Vivian, Alice, Ju, Gabriel...

Ao professor Marcius, pela gentileza, presteza e orientação.

Ao Marcos Vinícius e ao Julio Cesar, pelo grande auxílio nas campanhas a campo, sem a ajuda dos quais teria sido difícil concluir essa tarefa.

Aos professores e funcionárias do SHS, Rose, Priscila e Sá, pela constante ajuda.

À CAPES, pela bolsa concedida.

RESUMO

OLIVEIRA, V. V. **Quantificação e avaliação do coeficiente de dispersão longitudinal em cursos d'água**. 2013. 122 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

Um parâmetro físico essencial na modelagem matemática de qualidade de água visando a análise do impacto causado pelo lançamento de efluentes nos corpos d'água superficiais é o coeficiente de dispersão longitudinal (D_L). Portanto, a devida quantificação desse parâmetro é de grande importância para garantir a confiabilidade dos resultados de um modelo matemático de qualidade de água. Sendo assim, o presente trabalho propôs a quantificação de tal parâmetro. Para isso foram efetuados ensaios de campo de estímulo-resposta com traçador salino (cloreto de sódio) em dois cursos d'água de pequeno porte localizados no município de Uberaba - MG. Após a realização dos ensaios de campo foram utilizados métodos diretos para a quantificação do parâmetro a partir dos dados experimentais. Os valores de D_L mais confiáveis derivaram do método da convolução (*routing procedure*), variando de 0,70 a 10,44 m^2/s . Também foi desenvolvido um modelo matemático de previsão do coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos resultados experimentais com base em análise dimensional e a técnica de regressão linear múltipla. O r^2 da equação gerada foi de 0,87, o que sugere que esta equação é adequada para a estimativa do coeficiente de dispersão longitudinal para os cursos d'água estudados. Foi efetuada também a validação da aplicabilidade do modelo matemático desenvolvido a outras condições de campo diferentes daquelas utilizadas em sua dedução, com base em resultados experimentais obtido por outros autores. Por fim foi obtida, para os trechos dos cursos d'água estudados, os coeficientes de dispersão longitudinal pelas equações empíricas e semi-empíricas de previsão mais conhecidas na literatura, comparando-se o desempenho de tais equações com a equação desenvolvida no trabalho através de análise estatística. A equação produzida no presente trabalho gerou melhores estimativas do coeficiente de dispersão longitudinal para os cursos d'água estudados do que as equações utilizadas para comparação.

Palavras-chave: coeficiente de dispersão longitudinal; modelagem matemática; qualidade de água.

ABSTRACT

OLIVEIRA, V. V. **Quantification and evaluation of longitudinal dispersion coefficient in streams.** 2013. 122 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

An essential parameter in the mathematical modeling of water quality in order to analyze the impact caused by the release of effluents into surface water bodies is the longitudinal dispersion coefficient (D_L). Therefore, proper quantification of this parameter is of great importance to ensure the reliability of the results of a mathematical model of water quality. Thus, this paper proposed to quantify this parameter. For this, field tests were conducted with stimulus-response tracer salt (sodium chloride) in two small streams located in Uberaba - MG. After completion of the field tests, direct methods to quantify the parameter from experimental data were used. The most reliable D_L values derived from the routing procedure method, with values between 0,70 to 10,44 m^2/s . Also we developed a mathematical model to predict the longitudinal dispersion coefficient from the experimental results based on dimensional analysis and multiple linear regression technique. The equation r^2 generated was 0,87, suggesting that this equation is suitable for the estimation of longitudinal dispersion in the studied streams. We also performed the validation of the applicability of the developed mathematical model to other field conditions different from those of your deduction, based on experimental results obtained by other authors. Finally we obtained in the literature for the sections of the studied streams, the longitudinal dispersion coefficients by the best known empirical and semi-empirical equations, comparing the performance of such equations with the equation developed in this work through statistical analysis. The equation produced in this study gave better predictions of the longitudinal dispersion coefficient for the studied streams than the equations used for comparison.

Keywords: longitudinal dispersion coefficient; mathematical modeling; water quality.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação do transporte de uma substância no espaço e no tempo devido a advecção e difusão. Fonte: Chapra, 1997.	30
Figura 2: Diagrama conceitual de mistura de poluentes em cursos d'água e representação dos perfis de concentração. Fonte: adaptado de Baek e Seo (2010).	31
Figura 3: Visualização gráfica da extensão do trecho Δx_c em que a concentração excede um valor de referência C_c , no tempo t_i . Fonte: BARBOSA JR <i>et al.</i> (2005a).....	39
Figura 4: Bacias hidrográficas do município de Uberaba (MG). Fonte: Plano de Manejo da APA Rio Uberaba.	49
Figura 5: Foto do Ribeirão Lageado.	50
Figura 6: Foto do Ribeirão Lageado.	51
Figura 7: Foto do Rio Jaú.	51
Figura 8: Foto do Rio Jaú.	52
Figura 9: Armazenador de dados LabQuest da marca Vernier.	53
Figura 10: Condutivímetro e solução salina da marca Vernier.	53
Figura 11: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 1, em 18/08/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.	61
Figura 12: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 2, em 27/10/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	62
Figura 13: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 3, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1,5 kg.	62
Figura 14: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 4, em 24/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	63
Figura 15: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 5, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 kg.	63
Figura 16: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 6, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	64
Figura 17: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 7, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	64
Figura 18: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 8, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 5 kg.	65

Figura 19: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 9, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	65
Figura 20: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 10, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.	66
Figura 21: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 11, em 21/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.	66
Figura 22: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 12, em 22/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 0,5 kg.	67
Figura 23: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 13, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 kg.	67
Figura 24: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 14, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	68
Figura 25: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 15, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	68
Figura 26: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 16, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	69
Figura 27: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 17, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.	69
Figura 28: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 18, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	70
Figura 29: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 19, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.	70
Figura 30: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,0569, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 2, em 27/10/2012.	74
Figura 31: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 5, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 Kg.	75
Figura 32: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 5).	76
Figura 33: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 5) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	77
Figura 34: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 13) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	78
Figura 35: Quadro de saída da regressão linear múltipla feita no software Origin 8.6.	82
Figura 36: Valores medidos de D_L pelo método do <i>routing procedure</i> (eixo x) e os valores estimados de D_L pela equação 36 (eixo y).	84

Figura 37: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 1, em 18/08/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.	98
Figura 38: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 2, em 27/10/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	98
Figura 39: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 3, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1,5 kg.	99
Figura 40: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 4, em 24/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	99
Figura 41: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 6, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	100
Figura 42: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 7, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	100
Figura 43: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 8, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 5 kg.	101
Figura 44: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 9, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	101
Figura 45: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 10, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.	102
Figura 46: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 11, em 21/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.	102
Figura 47: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 12, em 22/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 0,5 kg.	103
Figura 48: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 13, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 kg.	103
Figura 49: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 14, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	104
Figura 50: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 15, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.	104
Figura 51: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 16, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	105
Figura 52: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 17, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.	105

Figura 53: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 18, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.	106
Figura 54: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 19, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.	106
Figura 55: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 2).....	108
Figura 56: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 4).....	108
Figura 57: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 6).....	109
Figura 58: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 7).....	109
Figura 59: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 8).....	110
Figura 60: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 9).....	110
Figura 61: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 12).....	111
Figura 62: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 14).....	111
Figura 63: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 15).....	112
Figura 64: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 16).....	112
Figura 65: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 17).....	113
Figura 66: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 18).....	113
Figura 67: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 19).....	114
Figura 68: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 2) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	116
Figura 69: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 4) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	116
Figura 70: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 6) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	117
Figura 71: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 7) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	117
Figura 72: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 8) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	118
Figura 73: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 9) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	118
Figura 74: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 12) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	119
Figura 75: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 14) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	119

Figura 76: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 15) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	120
Figura 77: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 16) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	120
Figura 78: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 17) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	121
Figura 79: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 18) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	121
Figura 80: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 19) e ajuste gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.	122
Figura 81: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,0551, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 4, em 24/11/2012.	124
Figura 82: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1165, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 5, em 09/01/2013.	124
Figura 83: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1346, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 6, em 02/02/2013.	124
Figura 84: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,0777, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 7, em 02/02/2013.	125
Figura 85: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1017, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 8, em 03/02/2013.	125
Figura 86: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,0814, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 9, em 03/02/2013.	125
Figura 87: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,0913, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 12, em 22/02/2013.	126
Figura 88: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1852, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 13, em 09/01/2013.	126
Figura 89: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1735, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 14, em 02/02/2013.	126
Figura 90: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1899, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 15, em 02/02/2013.	127
Figura 91: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{(xp)}$ com coeficiente angular de 0,1871, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 16, em 02/02/2013.	127

Figura 92: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1494, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 17, em 02/02/2013. 127

Figura 93: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,2468, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 18, em 02/02/2013. 128

Figura 94: Gráfico de C_p versus $1 / \sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1502, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 19, em 02/02/2013. 128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Equações empíricas e semi-empíricas para predição do coeficiente de dispersão longitudinal (D_L) em cursos d'água e canais abertos.....	47
Tabela 2: Características geométricas dos corpos d'água estudados.	72
Tabela 3: Características hidráulicas dos corpos d'água estudados.	73
Tabela 4: Coeficientes de dispersão longitudinal obtidos pelos métodos da concentração de referência, concentração de pico e <i>routing procedure</i>	79
Tabela 5: Grandezas adimensionais dos cursos d'água.....	81
Tabela 6: Características dos córregos estudados por Devens et. al (2006) e comparação entre D_L medido e D_L estimado pela equação 36.	86
Tabela 7: Características dos córregos estudados por Barbosa (1997) e comparação entre D_L medido e D_L estimado pela equação 36.....	87
Tabela 8: Características dos córregos estudados por Ribeiro et. al (2010) e comparação entre D_L medido e D_L estimado pela equação 36.	87
Tabela 9: Coeficientes de dispersão longitudinal medidos e calculados por equações empíricas de outros autores.....	89
Tabela 10: Valores de características hidráulicas e geométricas a partir das quais as equações empíricas em questão foram deduzidas.	91

LISTA DE SÍMBOLOS

Q	vazão
J	fluxo de massa na direção x
D	coeficiente de difusão
x	distância de percurso horizontal (longitudinal) no curso d'água
x_1	seção de amostragem de montante
x_2	seção de amostragem de jusante
C	valor médio da concentração na seção transversal localizada à distância longitudinal x do ponto de lançamento
U	velocidade média de escoamento
D_L	coeficiente de dispersão longitudinal
t	tempo
M	massa
A	área da seção transversal
L_x	comprimento da zona advectiva
B	largura média do trecho de mistura
H	profundidade média do escoamento
S_0	declividade do canal
τ	variável temporal de integração
\bar{t}_1	tempo médio de passagem da nuvem do traçador pelas seções de montante
\bar{t}_2	tempo médio de passagem da nuvem do traçador pelas seções de jusante
σ^2	variância
$\sigma_{t_1}^2$	variância temporal da curva de passagem de constituinte da seções de montante
$\sigma_{t_2}^2$	variância temporal da curva de passagem de constituinte da seções de jusante
C_p	valor da concentração máxima ou de pico
x_p	posição a jusante da fonte onde ocorre a máxima concentração no tempo t_i
C_c	concentração de referência
Δx_c	trecho no qual a concentração supera o valor da concentração de referência
t_p	tempo no qual ocorre a concentração de pico
r	raio
u^*	velocidade de atrito
g	aceleração da gravidade

R_h	raio hidráulico
εt_0	coeficiente de difusão transversal
N	número de leituras da concentração na seção de jusante
y	variável normalizada
ρ	massa específica do fluido
ν	viscosidade cinemática do fluido
S_f	forma do leito do curso d'água
S_s	sinuosidade do curso d'água
Re_*	número de Reynolds
R_d	razão de discrepância

SUMÁRIO

1. Introdução.....	25
2. Objetivos.....	28
3. Revisão Bibliográfica	29
3.1. Transporte de massa em cursos d'água.....	29
3.2. Equação da advecção-dispersão.....	32
3.3. Comprimento da zona advectiva (L_x)	34
3.4. Considerações sobre o formato das curvas de concentração <i>versus</i> tempo	35
3.5. Métodos diretos de obtenção do coeficiente de dispersão longitudinal.....	36
3.6. Determinação do coeficiente de dispersão longitudinal por parâmetros hidráulicos e geométricos.....	41
3.7. Análise dimensional.....	47
4. Materiais e Métodos	49
4.1. Experimentos de campo.....	49
4.2. Métodos diretos de determinação de D_L	56
4.3. Análise dimensional.....	58
4.4. Análise de regressão e estatística.....	59
5. Resultados e Discussão.....	61
5.1. Perfis de concentração <i>versus</i> tempo	61
5.2. Características geométricas e hidráulicas dos cursos d'água.....	71
5.3. Métodos de cálculo do coeficiente de dispersão longitudinal	73
5.3.1. Método da concentração de pico	73
5.3.2. Método da concentração de referência	74
5.3.3. Método “routing procedure”	74
5.4. Discussão dos valores estimados de D_L	78
5.5. Análise de Regressão	80

5.6. Validação da equação produzida.....	84
5.7. Comparação da equação produzida com outras equações da literatura	88
5.8. Compilação das equações estudadas	90
6. Conclusões	92
Referências Bibliográficas	94
APÊNDICE A – Curvas de concentração <i>versus</i> tempo normalizadas	97
APÊNDICE B – Gráficos de Erro médio quadrado (emq) em função dos valores pesquisados de D_L	107
APÊNDICE C – Gráficos das Curvas de resposta normalizadas e dos ajustes gerado pelo <i>routing procedure</i> para a seção de jusante.....	115
APÊNDICE D – Gráficos de C_p <i>versus</i> $1 / \sqrt{xp}$, referentes ao cálculo de D_L pelo método da concentração de pico	123

1. INTRODUÇÃO

Os modelos matemáticos de qualidade de água foram originalmente desenvolvidos como ferramentas para solução de problemas referentes a corpos d'água. Entretanto, além de sua utilidade na remediação de problemas de poluição, os modelos podem fornecer uma forma de visualizar o sistema como um todo.

Em essência, um modelo matemático oferece uma ferramenta de trabalho quantitativa para integrar as diversas informações biológicas, físicas e químicas que constituem os sistemas ambientais na sua complexidade. Além de resolver um problema de poluição particular, os modelos servem como veículo para a compreensão do comportamento do ambiente em estudo. Consequentemente, eles podem ser de grande valia tanto no contexto de pesquisa quanto no de planejamento.

Sendo assim, os modelos de qualidade de água são de fundamental importância para a análise e gerenciamento de despejos nos corpos d'água de efluentes domésticos e industriais tratados ou não tratados, e também de despejos acidentais de contaminantes, que são geradores de poluição, colaborando assim para a manutenção da qualidade da água adequada ao equilíbrio dos ecossistemas aquáticos e à captação para consumo humano.

As previsões de distribuições espacial e temporal da concentração de poluentes a partir dos modelos mostram-se especialmente úteis quando se busca definir o nível de tratamento dos resíduos compatível com a qualidade exigida para a água do corpo receptor, ou quando se visa encontrar o ponto mais adequado de lançamento do efluente de modo a causar o menor impacto possível.

Os cálculos dos perfis de concentração de poluentes em cursos d'água são frequentemente efetuados assumindo-se uma hipótese simplificadora, na qual o fluxo comporta-se como um pistão ideal e a dispersão é nula. Porém, na realidade, o fluxo é disperso, com algumas partes movimentando-se mais rapidamente e outras mais lentamente que a velocidade média do fluxo. Sendo assim, em vários casos, como os que envolvem derrames não contínuos, é justificado o desenvolvimento de modelos de qualidade de água que levem em consideração esta condição não ideal, para permitir uma melhor estimativa do espalhamento da concentração de poluentes lançados acidentalmente.

Ou seja, conhecer bem a capacidade de um curso d'água para dispersar poluentes é uma necessidade básica para se compatibilizar condições de lançamento de efluentes e controle de qualidade da água, quando se visa atender às disposições presentes na Resolução

CONAMA n° 357/2005, que 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.

Para a devida utilização de tais modelos é necessária a incorporação de parâmetros que, por sua vez, necessitam ser bem conhecidos para que os resultados sejam confiáveis.

O parâmetro físico essencial na modelagem matemática de qualidade de água visando a análise do impacto causado pelo lançamento de efluentes nos corpos d'água superficiais é o coeficiente de dispersão longitudinal (D_L). Portanto, a devida quantificação desse parâmetro é de grande importância para garantir a confiabilidade dos resultados de um modelo.

A dispersão é um processo que está relacionado com o espalhamento do poluente ao longo de cursos d'água. É o resultado das diferenças da velocidade no espaço de um ponto para outro transversalmente à direção do escoamento. Fisicamente, a dispersão surge devido ao efeito combinado das diferenças transversais na velocidade e à difusão turbulenta.

A dispersão longitudinal é relacionada à maior ou menor facilidade encontrada pelos corpos d'água para dispersar uma substância que em suas águas se dissolva.

As características dispersivas mostradas por diferentes cursos d'água naturais são extremamente variadas, o que faz com que, na elaboração de um programa voltado para o controle da poluição de um curso d'água particular, seja requerido o conhecimento das características individuais de dispersão deste mesmo curso d'água. Portanto, a quantificação do parâmetro coeficiente de dispersão longitudinal geralmente necessita de ensaios de campo no corpo d'água sob análise.

Portanto, em linhas gerais, o presente estudo visa à quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal de cursos d'água da região de Uberaba, cidade localizada no Triângulo Mineiro, região do estado de Minas Gerais, bem como à elaboração de um modelo matemático de previsão do coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos resultados experimentais. Não foram encontrados estudos sobre o assunto aqui tratado para essa região, que é uma das mais industrializadas e com grande contingente populacional do estado sendo, portanto, uma região que carece de mais estudos sobre a qualidade de suas águas.

Outro fator que motivou a escolha dessa região é devido à ocorrência de um grave acidente ferroviário às margens do córrego Alegria, a 15 km da captação para abastecimento público do rio Uberaba, no dia 10 de junho de 2003, provocado por descarrilamento de composição férrea operada pela Ferrovia Centro Atlântica (FCA). O maquinário era composto de vagões carregados dos produtos químicos metanol, octanol, isobutanol e cloreto de potássio (granulado). Com o descarrilamento, vagões abalroaram-se e foram despejados cerca

de 700.000 litros dos produtos supracitados no solo e leito do córrego Alegria. O referido acidente causou tanto danos ambientais à região do córrego (afluente do rio Uberaba), como a interrupção do serviço de abastecimento de água à população do município de Uberaba durante o período de 8 dias.

Sendo assim, a partir da observação da possibilidade de ocorrência desse tipo de acidente repentino, é importante a quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal para cursos d'água dessa região.

2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral quantificar o coeficiente de dispersão longitudinal de pequenos cursos d'água característicos da região de Uberaba (MG) e desenvolver um modelo matemático de previsão do coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos resultados experimentais com base em análise dimensional e a técnica de regressão linear múltipla. Dessa forma serão gerados subsídios à adequada avaliação da qualidade da água de corpos d'água dessa região, assim como de corpos d'água de outras regiões que tenham características geométricas e hidráulicas semelhantes.

Como objetivos específicos têm-se:

- Utilizar técnicas de campo para a quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal através de ensaio de estímulo-resposta com injeção instantânea de traçador (cloreto de sódio);
- Quantificar o coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos dados obtidos nos ensaios de estímulo-resposta utilizando-se de diferentes métodos diretos, a saber: método da propagação ou *routing procedure*, método da concentração de pico e método da concentração de referência;
- Analisar e comparar os resultados obtidos a partir dos diferentes métodos diretos;
- Validar a aplicabilidade do modelo matemático desenvolvido neste trabalho a outras condições de campo diferentes daquelas utilizadas em sua dedução, com base em resultados experimentais obtido por outros autores;
- Obter, para os trechos dos cursos d'água estudados, os coeficientes de dispersão longitudinal pelas equações empíricas e semi-empíricas de previsão mais conhecidas na literatura, comparando-se o desempenho de tais equações com a equação desenvolvida no trabalho através de análise estatística;
- Fazer uma compilação das principais equações presentes na literatura no que tange a aplicação destas para as devidas faixas de vazões e características hidráulicas e geométricas.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com base em considerações teóricas ou investigações práticas, diversos autores têm oferecido importantes contribuições referentes ao estudo da quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal. A obtenção de D_L pode ser feita através de experimentos de campo com uso de traçador ou através de equações empíricas. A seguir serão expostos alguns tópicos necessários ao melhor entendimento sobre o assunto.

3.1. Transporte de massa em cursos d'água

Segundo Çenzel e Cimbala (2007), um campo de escoamento é melhor caracterizado pela distribuição de velocidade e desse modo o escoamento é dito ser uni, bi ou tridimensional se a velocidade do escoamento varia basicamente em uma, duas ou três dimensões, respectivamente. Um típico escoamento de fluido envolve geometria tridimensional e a velocidade pode variar em todas as três dimensões, implicando um escoamento tridimensional, ou seja, $\vec{V}(x, y, z)$ em coordenadas cartesianas. Entretanto, a variação de velocidade em certas direções pode ser pequena em relação à variação em outras direções e pode ser ignorada com erro desprezível. Nesses casos, o escoamento pode ser convenientemente modelado como uni ou bidimensional, facilitando sua análise.

De acordo com Von Sperling (2007), as mudanças nas concentrações dos constituintes ao longo do percurso de um corpo d'água são devidas às características de transporte (advecção e difusão) e características de cinética de reações (conversão).

A advecção é o resultado do movimento unidirecional do fluido, de uma posição no espaço para outra, não alterando as características da substância sendo transportada. A difusão refere-se ao movimento da massa devido ao movimento aleatório do líquido ou à mistura. Esse transporte causa o espalhamento e diluição do constituinte ao longo do tempo, com um desprezível movimento do seu centro de massa. Numa escala microscópica, a difusão molecular resulta do movimento aleatório Browniano das moléculas de água. Numa escala maior um movimento aleatório também ocorre, devido a turbilhões, causado pela difusão turbulenta. Os conceitos de advecção e difusão são ilustrados na Figura 1.

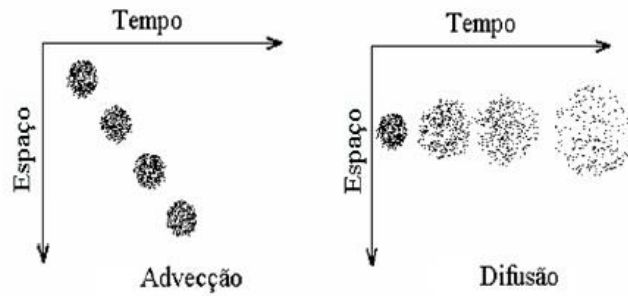


Figura 1: Representação do transporte de uma substância no espaço e no tempo devido a advecção e difusão. Fonte: Chapra, 1997.

Ao se injetar certa quantidade de um traçador em uma massa estática de água, ocorre uma difusão ou espalhamento como resultado de um movimento molecular aleatório. Em um fluido estático, esse fenômeno é descrito pela lei de Fick (proposta por Adolf Fick em 1855), segundo a qual a taxa de transferência de massa do traçador por unidade de área (fluxo de massa) resultante da difusão molecular é proporcional ao gradiente de concentração do traçador:

$$J_x = -D \cdot \frac{dC}{dx} \quad (1)$$

em que:

J - fluxo de massa na direção x ($ML^{-2}T^{-1}$);

D - coeficiente de difusão (L^2T^{-1});

C - concentração (ML^{-3});

x - distância de percurso horizontal (longitudinal) no curso d'água (L).

O sinal negativo é introduzido para indicar que o fluxo de massa ocorre na direção positiva do eixo “ x ”. Ou seja, o escoamento de massa acontece de regiões de maior concentração para regiões de menor concentração. O coeficiente de difusão D é um parâmetro usado para quantificar a taxa do processo difusivo.

Deve-se frisar que, segundo Arceivala (1981)¹ *apud* Von Sperling (2007), os termos difusão e dispersão são várias vezes usados sem distinção. Porém, o transporte associado com a ação molecular e turbulenta deve ser referido como difusão, e o transporte associado com variações de velocidade ao longo da seção de fluxo deve ser referido como dispersão.

¹ ARCEIVALA, S. J.. **Wastewater treatment and disposal**. Marcel Dekker, New York, 1981, 892p.

A difusão é devida ao movimento aleatório da água no tempo, ao passo que a dispersão é devida ao movimento diferencial da água no espaço, como por exemplo, diferenças de velocidade entre centro e margens de um curso d'água (Chapra, 1997). A dispersão é o principal mecanismo de transporte não advectivo de interesse nos estudos em cursos d'água (Von Sperling, 2007).

Segundo Devens *et al.* (2006), a despeito do grau de complexidade envolvido na consideração dos efeitos determinantes no processo de transporte de massa (dispersão de poluentes) nos cursos d'água naturais, a formulação matemática diferencial é bastante simplificada pela introdução do conceito de dispersão longitudinal.

Baek e Seo (2010), Kashefipour e Falconer (2002) e Seo e Cheong (1998), entre outros autores, pontuam que os contaminantes e efluentes são submetidos a diferentes estágios de mistura quando lançados em um curso d'água, devido ao transporte destes pelo fluxo da água. Sendo assim, são dispersos nos sentidos longitudinal, transversal e vertical por processos de transporte advectivos e dispersivos.

Como pode ser visualizado na Figura 2, a mistura vertical é rapidamente completada no primeiro estágio (campo inicial), ocorrendo mistura transversal e longitudinal no segundo estágio (campo intermediário). Depois que a mistura transversal é completada no campo intermediário, somente a mistura longitudinal continua no terceiro estágio (campo longínquo).

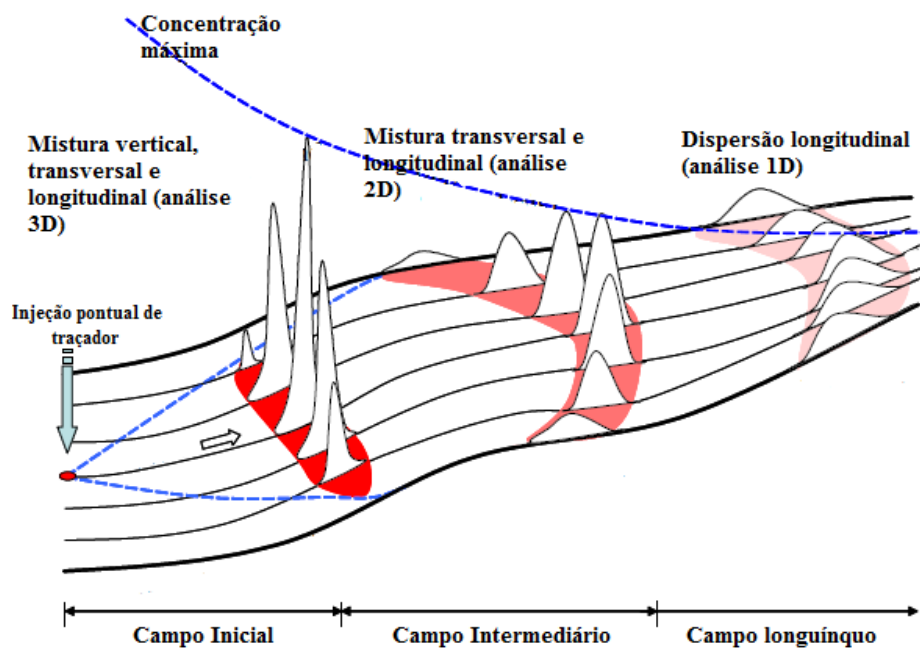


Figura 2: Diagrama conceitual de mistura de poluentes em cursos d'água e representação dos perfis de concentração. Fonte: adaptado de Baek e Seo (2010).

Fischer (1968) postula que na maioria dos cursos d'água naturais o perfil transversal de velocidades é muito mais importante na “produção” de dispersão longitudinal do que o perfil de velocidades vertical.

Sendo assim, em regiões localizadas a distância suficientemente grande do ponto de lançamento pode ser descrito um modelo unidimensional, obtido da aplicação do balanço de massa em que o fluxo dispersivo é regido pela lei de Fick (equação 1).

Para a simulação de tais lançamentos de poluentes, é comum a utilização de um traçador que, de acordo com Silva *et al.* (2009), é uma espécie química ou biológica que serve para “marcar” uma fase específica ou parte de um sistema. Mais especificamente, traçador é qualquer substância ou partícula/entidade química ou biológica que pode ser usada para seguir, quer pontualmente ou de forma contínua, o comportamento de um determinado sistema ou de um componente, tal como um volume de água, quer em ambiente aberto (hidrologia de superfície) ou subterrâneo (ambiente poroso ou fissurado). Frisa-se que uma das características mais importantes que um traçador deve ter é o fato de este ser conservativo, ou seja, não reagir com o meio. Porém, na prática, nenhuma traçador é absolutamente conservativo, pois mesmo que este não tenha características reagentes, pode sofrer adsorção no meio.

No caso específico do assunto aqui tratado, segundo Ribeiro (2007), os métodos com uso de traçadores para o cálculo do coeficiente de dispersão longitudinal são aqueles que utilizam as distribuições de concentrações obtidas em ensaios de estímulo-resposta realizados com substância traçadora conservativa. Nesse tipo de método o traçador é injetado no escoamento (estímulo) e sua concentração é amostrada (resposta) seja pela coleta de amostras de água ao longo do tempo em uma ou mais seções à jusante da injeção ou pelo uso de sondas medidoras de características inerentes dos traçadores.

3.2. Equação da advecção-dispersão

Para condição de fluxo uniforme e traçador conservativo, a equação diferencial unidimensional que define a dispersão do traçador na direção longitudinal, em regime de escoamento permanente de um curso d'água é:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2)$$

em que:

C – valor médio da concentração na seção transversal localizada à distância longitudinal x do ponto de lançamento (ML^{-3});

U – velocidade média de escoamento (LT^{-1});

D_L – coeficiente de dispersão longitudinal (L^2T^{-1});

x e t – variável espacial (L) e temporal (T), respectivamente.

A equação 2 é a equação da advecção-dispersão longitudinal, ou modelo *fickiano*, derivada originalmente por Taylor (1954), e tem sido muito usada para obter estimativas do coeficiente de dispersão longitudinal.

Fischer et. al. (1979)² *apud* Seo e Cheong (1998) concluiu que no campo inicial do processo de transporte, o transporte advectivo é dominante. Durante essa etapa, advecção e difusão não estão balanceadas e, portanto, a equação 2 não pode ser utilizada. Após esse período, a substância transportada comporta-se de forma difusiva ao longo da direção longitudinal do escoamento, com um coeficiente de difusão que recebe a denominação particular de coeficiente de dispersão longitudinal (BARBOSA, 1997).

Sendo assim, a solução fundamental da equação 2, obtida para o lançamento pontual e instantâneo de uma massa M de uma substância (traçador) em $x_0 = 0$ e $t_0 = 0$, num canal de área da seção transversal igual a A, é da forma:

$$C(x, t) = \frac{M}{A\sqrt{4\pi D_L t}} \exp\left[-\frac{(x-Ut)^2}{4D_L t}\right] \quad (3)$$

Frisa-se que essa solução fundamental representada pela equação 3 é válida somente se a massa M de traçador injetada estiver uniformemente distribuída na seção transversal do canal, ou seja, é válida somente após a mistura lateral ser alcançada (no campo longuíquo).

Essa equação, para um tempo fixo, tem a forma de uma distribuição gaussiana da concentração C em função da posição longitudinal x (BARBOSA, 1997).

² FISCHER, H.B. et al. **Mixing in Inland and Coastal Waters**. N. York, Academic Press, 1979.

3.3. Comprimento da zona advectiva (L_x)

A definição do comprimento da zona advectiva (L_x), que é a zona que engloba os campos iniciais e intermediário e na qual impera a característica advectiva do escoamento, é importante pois dentro dessa zona a mistura lateral ainda não é completa e, rigorosamente, a equação 3 ainda não se aplica. Somente após uma distância suficientemente grande da seção de injeção do traçador é que a mistura torna-se completa, quando então a equação da advecção-dispersão torna-se válida.

Entretanto, segundo Barbosa Jr. *et al.* (1999), do ponto de vista prático, não é conveniente exigir que a mistura completa seja absolutamente atingida. A ampliação da distância do ponto de injeção à seção de amostragem exige, também, um aumento no tempo de amostragem, o que é necessário para bem definir a cauda da nuvem do traçador. Esse fato, aliado a outro fato de que um excessivo tempo de exposição poderia produzir perdas significativas do traçador, devido a processos adsorptivos, sugere que a seção deva ser escolhida à distância considerada ótima para a amostragem. Nessa distância, o tempo total da passagem da nuvem deverá ser convenientemente curto.

Sendo assim, essa distância considerada ótima, L_x , pode ser estimada pela equação 4 (Fischer *et. al.* (1979)³ *apud* Devens *et. al.* (2010)):

$$L_x = 0,0532 \frac{U.B^2}{H^{3/2}.S_0^{1/2}} \quad (4)$$

em que:

U – velocidade média de escoamento (LT^{-1});

B – largura média do trecho de mistura (L);

H – profundidade média do escoamento (L);

S_0 – declividade do canal (L/L).

³ FISCHER, H.B. *et al.* **Mixing in Inland and Coastal Waters**. N. York, Academic Press, 1979.

3.4. Considerações sobre o formato das curvas de concentração *versus* tempo

Como dito na sessão 3.2, para um tempo fixo, a equação 3 tem a forma de uma distribuição gaussiana da concentração C em função da posição longitudinal x .

No entanto, a literatura mostra que há uma grande gama de estudos feitos sobre o assunto que apresentam distribuições longitudinais de concentração não gaussianas, ou seja, assimétricas.

Um estudo feito exclusivamente sobre o assunto é de autoria de Nordin e Troutman (1980). Neste estudo os autores apontam que Day (1975) e Nordin e Sabol (1974) mostraram que a equação 3 não é aplicável para muitos rios. Mesmo nos casos em que há uma boa concordância entre os dados de campo e o modelo unidimensional, foi notado que as distribuições de concentração apresentavam uma característica de não normalidade, quando comparadas com uma curva gaussiana.

Uma explicação para a persistência da assimetria das curvas de concentração, segundo Nordin e Troutman (1980), é devido à existência de zonas mortas que temporariamente retêm porções do dispersante. Essas zonas mortas são caracterizadas por locais onde a água apresenta um fluxo relativamente mais lento, ou se mantém praticamente estagnada, e são geralmente produzidas pela ocorrência de irregularidades das características geométricas dos cursos d'água. A liberação tardia dessas porções resulta em longas caudas nos perfis de concentração. O fato de que nenhum traçador é absolutamente conservativo também contribui para esse fenômeno da persistência da assimetria, pois porções destes podem ser adsorvidas pelos sedimentos.

Outro fator interveniente é que nos experimentos conduzidos para a quantificação de D_L é difícil medir instantaneamente a distribuição espacial da concentração. Então na prática trabalha-se com as medidas de concentração feitas ao longo do tempo. Essa transformação de distância em tempo, com as previsões de D_L sendo geradas a partir de distribuições de concentração como uma função do tempo em posições fixas, faz com que essas distribuições de concentração percam a característica de simetria.

Segundo Elder (1959)⁴ *apud* Barbosa (1997), a presença de uma subcamada viscosa no escoamento também pode ser fator gerador de assimetria nas distribuições de concentração. Segundo essa teoria, as partículas de traçador que adentram na subcamada têm

⁴ ELDER, J.W. **The dispersion of a marked fluid in turbulent shear flow.** Journal of Fluid Mechanics, 5 (4): p. 544-560, 1959.

uma liberação lenta, via processo de difusão molecular, produzindo como reflexo a conformação da longa cauda observada nas curvas de concentração *versus* tempo.

Por fim, segundo Nordin e Troutman (1980), os métodos usualmente utilizados para corrigir os dados de concentração observados para dados que mostram somente o perfil de concentração proveniente da quantidade de traçador recuperado tendem a ser conservativos e, portanto, esses procedimentos fazem com que as curvas de concentração se mostrem mais gaussianas do que elas realmente são.

3.5. Métodos diretos de obtenção do coeficiente de dispersão longitudinal

Uma das maneiras mais confiáveis de se obter o coeficiente de dispersão longitudinal de um curso d'água é através do emprego de métodos diretos, que se utilizam dos resultados dos experimentos de estímulo-resposta com traçadores para determinar o coeficiente. Sendo assim, o coeficiente de dispersão longitudinal é obtido utilizando-se curvas de variação temporal da concentração desses traçadores (curvas C-t), em uma ou mais estações a jusante do ponto de injeção.

Grande parte dos vários métodos diretos de quantificação de D_L derivam da equação 3 e são aplicáveis somente após a mistura lateral ser atingida. Esses derivados da equação 3 são a maioria dos métodos utilizados devido ao fato de que quando se trata de dispersão de poluentes, a principal contribuição da devida estimativa do coeficiente de dispersão longitudinal é a devida estimativa do valor da máxima concentração do poluente, para fins de previsão do efeito de derramamentos acidentais de poluentes, enquadramento de corpos d'água e compatibilização das condições de lançamento de efluentes e controle de qualidade da água. Ou seja, os perfis de concentração gerados pelos métodos derivados da equação 3 tornam-se extremamente úteis para os propósitos citados.

Dentre os métodos diretos podem-se citar vários, dentre os quais: o método dos momentos, o método da propagação ou *routing procedure*, os métodos gráficos de Krenkel e de Chatwin, método da concentração de pico, método da concentração de referência ou coroa de concentração, e método do ajuste (modelo de Taylor) (FISCHER, 1968; RIBEIRO, 2007; DEVENS, 2006; BARBOSA JR. *et al.*, 2005a).

No método do ajuste, ou modelo de Taylor, de acordo com Ribeiro (2007), o coeficiente de dispersão longitudinal obtido com traçadores é determinado pelo ajuste entre a curva da distribuição experimental de concentrações *versus* tempo, obtida “in loco” para uma

dada seção de monitoramento, com a curva gerada pelo modelo da equação 3. Por tentativa e erro chega-se ao coeficiente de dispersão longitudinal que atinja a precisão desejada. Como a hipótese de conservação da massa é a base para a dedução da equação de dispersão unidimensional, o ajuste do modelo às curvas de passagem só deve ser feito entre curvas que tenham a mesma área.

De acordo com Barbosa Jr. *et. al.* (2005a), atualmente o método mais aceito para estimar o coeficiente de dispersão longitudinal a partir de dados de campo é o método da propagação (*routing procedure*), que tem essa denominação pela semelhança com o método da propagação de cheias (*flood routing*). O método da propagação, desenvolvido por Fischer (1968), utiliza perfis de concentração *versus* tempo de duas estações de amostragem: o perfil de concentração medido na estação de montante, $C(x_1, \tau)$, é usado como a distribuição inicial do traçador para gerar, por um processo de convolução e com valores pré-selecionados do parâmetro D_L , o perfil de concentração na estação de jusante, $C(x_2, t)$, que é comparado com o perfil medido nessa estação. Enquanto a comparação não for adequada, novos valores são estipulados para o parâmetro D_L e o cálculo é repetido até que um critério de melhor ajuste seja atendido. Matematicamente, o método consiste em aplicar uma integral de convolução da distribuição inicial de montante, com uma função de resposta linear unidimensional, que se escreve na forma:

$$C(x_2, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{U.C(x_1, \tau)}{\sqrt{4\pi D_L(\bar{t}_2 - \bar{t}_1)}} \exp\left\{-\frac{[U(\bar{t}_2 - \bar{t}_1 - t + \tau)]^2}{4D_L(\bar{t}_2 - \bar{t}_1)}\right\} d\tau \quad (5)$$

em que:

τ – variável temporal de integração;

\bar{t}_2 e \bar{t}_1 – tempos médios de passagem da nuvem do traçador pelas seções de jusante e montante, respectivamente.

Rigo (1992)⁵ *apud* Ribeiro (2007) demonstra que o método do ajuste (modelo de Taylor) e o da solução analítica da convolução levam essencialmente aos mesmos valores do coeficiente de dispersão longitudinal.

De acordo com Fischer (1968), o método dos momentos foi sugerido por Thackston, Hays e Krenkel (1967), e é baseado no fato de que coeficientes de dispersão medem a taxa de

⁵ RIGO, Daniel. **Dispersão longitudinal em rios: desempenho de métodos de previsão e de traçadores fluorescentes.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1992. 114 p.

variação da variância da nuvem do traçador. Considera o aumento linear da variância de uma distribuição de concentrações obtida pela equação 3, que possui distribuição sob a forma da curva de Gauss. Da semelhança entre a equação 3 com a distribuição gaussiana de frequência, com variância σ^2 , permite concluir que $4\pi D_L t = 2\pi \sigma^2$, de onde se obtêm a relação básica do método dos momentos:

$$D_L = \frac{1}{2} \frac{d\sigma^2}{dt} \quad (6)$$

De acordo com BARBOSA JR *et al.* (2005a) a aplicação deste método esbarra na necessidade de transformação da variância espacial em variância temporal. Para isto, é imposta uma aproximação pela “hipótese da nuvem congelada”, ou seja, supõe-se que a distribuição que está se dispersando praticamente não muda seu formato durante seu tempo de passagem na seção de monitoramento. Sendo assim, utiliza-se a seguinte equação:

$$D_L = \frac{U^2}{2} \left(\frac{\sigma_{t_2}^2 - \sigma_{t_1}^2}{t_2 - t_1} \right) \quad (7)$$

em que:

$\sigma_{t_2}^2$ e $\sigma_{t_1}^2$ - variância temporal das curvas de passagem de constituinte para as seções de montante e jusante, respectivamente (T^2).

De acordo com Fischer (1968), o uso da equação 7 é válida dentro do período após a mistura lateral ser atingida, mesmo em situações nas quais a distribuição da nuvem de traçador sofre um viés, se comparada a uma curva gaussiana. Porém, com relação à sua aplicabilidade, aponta que o método do *routing* é considerado superior ao método dos momentos por superar as dificuldades associadas às longas caudas nas distribuições de concentração. O que acontece é que, de acordo com o autor, geralmente as curvas de concentração apresentam longas caudas de baixa concentração em sua parte descendente. Essas caudas acabam contribuindo para uma significativa porção da variância das curvas. Já que a equação 7 subtrai as variâncias, grandes erros na determinação de D_L pelo método dos momentos podem ocorrer.

O método do pico de concentração requer o conhecimento do valor da concentração máxima ou de pico, C_p . Conforme a equação 3, para um traçador conservativo, em um tempo t_i fixo, a concentração de pico varia inversamente com a raiz quadrada da distância:

$$C_p = \frac{M}{A\sqrt{4\pi D_L t}} = \frac{M}{A\sqrt{4\pi D_L} \frac{x_p}{U}} \quad (8)$$

Nessa equação, x_p é a posição a jusante da fonte onde ocorre a máxima concentração no tempo t_i . Da equação 8, um gráfico de C_p versus $1/\sqrt{x_p}$ tem uma declividade igual a $M/(A\sqrt{4\pi D_L})$, que pode ser estimada da regressão linear dos dados de campo. Para obter D_L é preciso ainda conhecer a massa do traçador injetada, além da área da seção transversal e a velocidade média do escoamento. Na prática, conhecida a vazão Q , pode-se determinar a área média da seção transversal, $A=Q/U$.

Outro método de obtenção do coeficiente D_L deriva da expressão que fornece a extensão do trecho Δx_c , em que a concentração supera um valor adotado como referência, ou crítico, C_c , no tempo genérico t_i , segundo Rutherford (1994⁶, *apud* BARBOSA JR *et al.* 2005a), conforme visualizado na Figura 3.

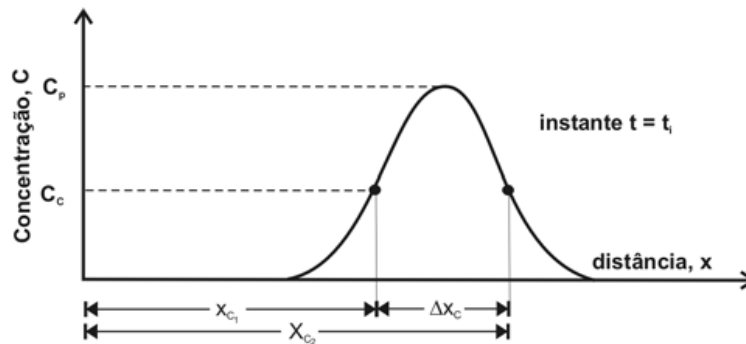


Figura 3: Visualização gráfica da extensão do trecho Δx_c em que a concentração excede um valor de referência C_c , no tempo t_i . Fonte: BARBOSA JR *et al.* (2005a).

A partir da equação 3, escrita para $C = C_c$ no tempo $t = t_i$, e considerando-se a relação dada pela equação 8, tem-se:

⁶ RUTHERFORD, J.C. *River mixing*. John Wiley & Sons. 1994. 347p.

$$D_L = \frac{\Delta t_c}{16t_p^3} = \frac{x^2}{\ln(C_p/C_c)} \quad (9)$$

Assim, considerado um conjunto de dados de concentração *versus* tempo referido à estação localizada à distância x a jusante do ponto de injeção do traçador, a equação 9 poderá ser resolvida para diferentes valores de $C_p / C_c = 0,5 C_p$ (e diferentes Δt_c) e um valor médio de D_L poderá ser calculado. Por utilizar dados relativos à coroa da curva de concentração, e para facilitar a referência a esse método de obtenção direta de D_L , ele pode ser designado por método da coroa de concentração ou MCC.

Mesmo com o fato de que grande parte dos vários métodos diretos de quantificação de D_L derivam da equação 3, há exceções. Baek e Seo (2010) desenvolveram um novo *routing procedure* capaz de ser aplicado a uma situação de concentração transiente, ou seja, no campo intermediário (ou em situações onde existam tributários), e que leva em conta também as irregularidades dos cursos d'água. O *routing procedure* proposto é baseado na solução da equação de transporte de massa bidimensional combinado com o conceito do “tubo de fluxo”.

Porém, a aplicação desse método carece da existência de várias amostragens ao longo das seções transversais utilizadas. No caso, os autores fizeram pelo menos 6 amostragens do traçador radioativo usado em cada seção transversal, e obtiveram bons resultados no que tange a quantificação dos coeficientes de dispersão longitudinal e transversal.

Sendo assim, esse novo *routing procedure* é interessante para situações onde é necessário determinar o D_L no campo intermediário, ou em situações em que existam tributários no trecho em questão, especialmente em rios de grandes vazões. Porém, por se caracterizar como um método que necessita de mais recursos financeiros e humanos para ser utilizado, se comparado ao *routing procedure* original, e em casos onde não é necessária a determinação do coeficiente de dispersão transversal, o *routing procedure* original ainda é a opção mais assertiva.

Os autores, Baek e Seo (2010), a partir dos resultados de suas curvas de concentração ajustadas ao novo *routing procedure* inferiram que tanto o coeficiente de dispersão longitudinal quanto o coeficiente de dispersão transversal são fortemente influenciados por correntes secundárias, já que estas causam a distorção no perfil vertical do fluxo longitudinal em meandros dos rios.

3.6. Determinação do coeficiente de dispersão longitudinal por parâmetros hidráulicos e geométricos

O primeiro estudo sobre dispersão longitudinal presente na literatura foi publicado por Taylor (1954), ao introduzir o conceito de dispersão longitudinal como um processo difusivo unidimensional, no qual o efeito conjunto de convecção e da difusão na seção transversal de um canal uniforme gera uma difusão aparente no sentido do fluxo.

Esse efeito foi chamado de dispersão pelo autor, para diferenciar de difusão turbulenta ou difusão molecular, gerando a famosa equação da advecção-dispersão, já mostrada (equação 2). O autor ainda restringiu sua análise a um fluxo em um tubo circular reto e longo com escoamento turbulento, a partir de experimentos, e achou que para essa situação o D_L seria:

$$D_L = 10,1. r. u^* \quad (10)$$

em que:

r = raio (L);

u^* = velocidade de atrito (L/T).

A velocidade de atrito é determinada pela equação:

$$u^* = \sqrt{g \cdot R_H \cdot S_0} \quad (11)$$

em que:

g = aceleração da gravidade (L^2T^{-1});

R_H = raio hidráulico (L);

S_0 = declividade do canal (L/L).

Alguns anos depois Elder (1959)⁷ *apud* Fischer (1967) estendeu a análise de Taylor, derivando uma equação de estimativa de D_L para um fluxo uniforme em canal de largura infinita, assumindo a existência de um perfil de velocidades logarítmico, como se segue:

$$D_L = 5,93 H \cdot u^* \quad (12)$$

Segundo Fischer (1967), pode-se considerar que as características geométricas de cursos d'água naturais estão entre um canal de largura infinita e um tubo e, portanto, muitos autores achavam que os valores calculados pelas equações 10 e 12 poderiam definir todo espectro possível de valores de D_L . No entanto, dados experimentais provenientes de cursos d'água naturais acabam não ficando sempre dentro do espectro inicialmente esperado.

Desde então, uma diversidade de autores têm proposto equações empíricas e semi-empíricas para a predição do coeficiente de dispersão longitudinal baseadas em dados experimentais provenientes de ensaios tanto em laboratório quanto em cursos d'água naturais.

Segundo Devens *et al.* (2006), embora os métodos de determinação direta do coeficiente de dispersão longitudinal produzam os valores mais confiáveis do parâmetro, razões associadas ao custo de realização dos ensaios de campo e necessidade de pessoal técnico qualificado fazem com que se utilizem formulações práticas da previsão de D_L , as quais são equações simples de natureza empírica ou semi-empírica que relacionam o coeficiente D_L com quantidades físicas facilmente mensuráveis, como a profundidade, a largura média, a declividade e a velocidade média do escoamento. No entanto, devido ao fato de a maioria dos estudos terem sido efetuados com base em diferentes suposições e condições, o comportamento das equações varia muito.

A seguir, serão resumidas as principais equações empíricas e semi-empíricas presentes na literatura.

Mcquivey e Keefer (1974)⁸ *apud* Devens (2006) propuseram um método simples de previsão de D_L a partir de correlações com dados de campo de 18 cursos d'água naturais em 14 diferentes estágios. Baseando-se em uma analogia entre as equações de fluxo linear unidimensional e a equação linear unidimensional da dispersão, obtiveram:

⁷ ELDER, J.W. **The dispersion of a marked fluid in turbulent shear flow.** Journal of Fluid Mechanics, 5 (4): p. 544-560, 1959.

⁸ MCQUIVEY, R.S.; KEEFER, T.N. **Simple method for predicting dispersion in streams.** Journal of the Environmental Engineering Division. In: Proceeding of the American Society of Civil Engineers, 100(4): p. 997-1011, 1974.

$$D_L = 0,058 \frac{H.U}{S_0} \quad (13)$$

Em testes de campo realizados com este modelo, estimaram um erro médio padrão de aproximadamente 30%, atingindo uma margem de 100% para previsões isoladas de D_L .

Fischer (1975)⁹ *apud* Barbosa (1997), baseado nos resultados da equação 13 e fazendo algumas considerações adicionais, apresentou a seguinte equação:

$$D_L = 0,011 \frac{U^2.B^2}{u^*.H} \quad (14)$$

Seo e Cheong (1998) testaram conjuntos de dados provenientes de 59 medições de perfis de concentração de ensaios com traçadores efetuados em 26 cursos d'água dos Estados Unidos, provenientes do trabalho de outros autores, a saber, Godfrey and Frederick (1970), Yotsukura et al. (1970), McQuivey e Keefer (1974), e Nordin e Sabol (1974). Os conjuntos de dados incluíam também parâmetros hidráulicos e geométricos como a largura dos canais, profundidade média, velocidade média, declividade e sinuosidade.

Para calcular o D_L , foram utilizados tanto o método dos momentos quanto o *routing procedure*. Porém, os resultados utilizados pelos autores foram somente os provenientes do *routing procedure*, pois, como explicado antes, é imprecisa a obtenção de D_L a partir do método dos momentos. Isso se deve ao fato de a distribuição longitudinal da concentração ser geralmente enviesada, não seguindo uma tendência exatamente gaussiana, sendo que a parte ascendente da curva é bastante íngreme e a parte descendente é caracterizada por uma longa cauda.

Os autores também compararam os valores de D_L medidos com os valores de D_L estimados a partir de 6 equações empíricas deduzidas pelos autores Elder (1959), McQuivey e Keefer (1974), Fischer (1975), Liu (1977), Magazine et al. (1988), e Iwasa e Aya (1991), chegando à conclusão de que para o conjunto de dados considerados, os valores dados pelas equações de McQuivey e Keefer (1974) e McQuivey e Keefer (1974) concordaram relativamente bem com os valores de D_L medidos.

Por fim, Seo e Cheong (1998) deduziram uma equação de predição de D_L a partir de análise dimensional e regressão não-linear múltipla, utilizando o “método de um passo Huber”:

⁹ Fischer, B. H. (1975). **Discussion of 'Simple method for predicting dispersion in streams,'** by R. S. McQuivey and T. N. Keefer." *J. Envir. Engrg. Div.*, ASCE, 101(3),453-455.

$$\frac{D_L}{H.u^*} = 5,915 \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{0,62} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{1,428} \quad (15)$$

Deng et. al (2001), utilizando-se da mesma base de dados de Seo e Cheong (1998), utilizou um método analítico para a determinação do coeficiente de dispersão longitudinal a partir da integral tripla de Fisher. Sendo assim, enfatizou a importância da mistura turbulenta transversal em adição às outras variáveis da integral tripla de Fisher, obtendo:

$$D_L = 0,15 \cdot \left(\frac{H.u^*}{8.\varepsilon t_0}\right) \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{5/3} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^2 \quad (16)$$

$$\varepsilon t_0 = 0,145 + \left(\frac{1}{3520}\right) \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right) \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{1,38} \quad (17)$$

em que:

εt_0 = coeficiente de difusão transversal.

Baseando-se em análise dimensional e análise de regressão, Kashefipour e Falconer (2002) desenvolveram outra relação empírica para D_L utilizando 81 dados obtidos a partir de 30 rios nos EUA, retirados dos trabalhos de Fischer, McQuivey e Keefer e Seo e Cheong. A faixa de variação da velocidade média de escoamento dos dados é de 0,14 a 1,55 m/s e a faixa de variação da profundidade é de 0,26 a 4,75 m. Obtiveram a seguinte equação:

$$D_L = 10,612 \cdot H \cdot U \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right) \quad (18)$$

A equação 18 foi comparada pelos autores com as equações de Fischer (1975), McQuivey e Keefer (1975), Seo e Cheong (1998) e Koussis e Rodriguez-Mirasol (1998). A comparação foi feita usando métodos estatísticos e mostrou que o modelo é superior aos demais, para o caso dos cursos d'água analisados. A equação gera bons ajustes principalmente em grandes rios, nos quais as predições foram muito próximas aos valores medidos. Os autores também pontuaram que a razão entre a velocidade média e a velocidade de atrito é o parâmetro mais influente para a acurada determinação de D_L .

Devens et. al (2006) desenvolveram a equação 19 a partir de análise dimensional e análise de regressão, para pequenos cursos d'água com vazões entre 0,00521 e 0,173 m³/s. O método de predição de D_L utilizado foi o *routing procedure* e o traçador utilizado foi cloreto de sódio. A faixa de variação da velocidade média vai de 0,08 a 0,34 m/s e a faixa de variação de profundidade vai de 0,02 a 0,10 m.

$$D_L = 3,55 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{U^{-0,793} \cdot B^{0,739}}{H^{1,610} \cdot S_0^{0,026}} \quad (19)$$

Ribeiro et al. (2010), também a partir de análise dimensional e análise de regressão desenvolveram a equação 20, para rios de médio porte, com vazões variando de 16,20 a 98 m³/s, com o uso de traçadores fluorescentes. A faixa de variação de velocidade média está entre 0,50 e 0,92 m/s, e a faixa de variação de profundidade média está entre 1,17 e 2,42.

$$D_L = 7,326 \cdot (u^*)^{0,303} \cdot H^{1,316} \cdot B^{0,445} \cdot U^{1,458} \quad (20)$$

Por fim, Devens et al. (2010), a partir da utilização de dados de campo provenientes tanto de Devens et. al. (2006) quando de Barbosa (1997), deduziram a equação 21. A faixa de variação de vazões vai de 0,00521 a 11,25 m³/s.

$$D_L = 0,729 \cdot (S)^{0,036} \cdot H^{1,-0,151} \cdot B^{1,031} \cdot U^{0,774} \quad (21)$$

Uma nova tendência de determinação de D_L a partir da utilização de técnicas de inteligência artificial começou recentemente. Diversos autores como Tayfur e Singh (2005), Chau (2006), Toprak e Cigizoglu (2008) e Riahi-Madvar et al. (2009) têm se valido dessas técnicas.

Tayfur e Singh (2005) desenvolveram um modelo baseado em uma rede neural artificial (*artificial neural network* – ANN), para a predição de D_L a partir da utilização de 71 conjuntos de dados geométricos e hidráulicos e valores medidos de D_L , provenientes de 29 cursos d'água dos EUA. Eles chegaram à conclusão de que os valores de D_L estimados pelo modelo deles foram satisfatoriamente condizentes com os valores medidos e que o método é superior às equações que foram utilizadas como comparação, a saber, as equações de Deng et al. (2001), Seo e Cheong (1998), Kashefipour e Falconer (2002) e Fischer (1975). O fato de o

modelo baseado em uma ANN não fazer nenhum tipo de suposição acerca da dinâmica dos cursos d'água e de capturar a relação entre os valores de entrada do modelo e os valores de saída, faz com que este resulte em uma predição satisfatória para uma vasta faixa de valores de D_L em cursos d'água de características bem variadas.

Riahi-Madvar et al. (2009) desenvolveram uma ferramenta para a predição de D_L utilizando sistema de inferência adaptativo “neuro-fuzzy” (ANFIS). Foi mostrado que os valores de D_L estimados pela ferramenta foram mais condizentes com os valores medidos do que os estimados pelas equações de Elder (1959), Liu (1977), Seo e Cheong (1998), Koussis e Rodriguez-Mirasol (1998), Deng et. al (2001) e Kashefipour e Falconer (2002).

Como se pode observar, tais técnicas de inteligência artificial parecem ser promissoras para a quantificação de D_L , porém elas caem no inconveniente de terem a característica de serem uma “caixa preta”, ou seja, os parâmetros geométricos e hidráulicos são os dados de entrada, e D_L é o dado de saída, não sendo possível o entendimento do que exatamente acontece no processo. Além do mais, em nenhum dos trabalhos analisados sobre o assunto foi possível replicar os métodos, já que esses são provenientes de algoritmos que não foram mostrados pelos autores.

As diversas equações empíricas e semi-empíricas de predição do coeficiente de dispersão longitudinal (D_L) são apresentadas resumidamente na Tabela 1.

Tabela 1: Equações empíricas e semi-empíricas para predição do coeficiente de dispersão longitudinal (DL) em cursos d'água e canais abertos.

Autor	Equação
Taylor (1954)	$D_L = 10,1. r. u^*$ (10)
Elder (1959)	$D_L = 5,93 H. u^*$ (12)
McQuivey & Keefer (1974)	$D_L = 0,058 \frac{H.U}{S_0}$ (13)
Fischer (1975)	$D_L = 0,011 \frac{U^2.B^2}{u^*.H}$ (14)
Seo & Cheong (1998)	$D_L = 5,915. H. u^*. \left(\frac{B}{H}\right)^{0,62} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{1,428}$ (15)
Deng <i>et. al</i> (2001)	$D_L = 0,15. \left(\frac{H.u^*}{8.\varepsilon t_0}\right) \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{5/3} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^2$ (16)
	$\varepsilon t_0 = 0,145 + \left(\frac{1}{3520}\right) \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right) \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{1,38}$
Kashefipour & Falconer (2002)	$D_L = 10,612. H. U. \left(\frac{U}{u^*}\right)$ (18)
Devens <i>et al.</i> (2006)	$D_L = 3,55. 10^{-4} \cdot \frac{U^{-0,793} . B^{0,739}}{H^{1,610} . S_0^{0,026}}$ (19)
Ribeiro <i>et al.</i> (2010)	$D_L = 7,326. (u^*)^{0,303} . H^{1,316} . B^{0,445} . U^{1,458}$ (20)
Devens <i>et. al.</i> (2010)	$D_L = 0.729. (S)^{0,036} . H^{1,-0,151} . B^{1,031} . U^{0,774}$ (21)
(Parâmetros:	
D_L – Dispersão longitudinal (L ² /T);	S_0 – Declividade do leito de escoamento (adimensional);
U – Velocidade média do escoamento na seção (L/T);	u^* – $\sqrt{g \cdot S_0 \cdot H}$ - Velocidade de atrito (L/T);
B – Largura média da seção transversal (L);	R_h – Raio Hidráulico;
H – Profundidade média da seção transversal (L);	εt_0 - coeficiente de difusão transversal.
g – Aceleração da gravidade (L/T ²);	

3.7. Análise dimensional

Autores de trabalhos mais recentes como Seo e Cheong (1998), Devens *et al.* (2006) e Ribeiro *et al.* (2010) têm se valido de análise dimensional para o desenvolvimento do modelo matemático que preveja o valor do coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos dados experimentais obtidos por eles. Dessa maneira, as equações obtidas por esses autores têm caráter semi-empírico, pois não derivam exclusivamente de ajuste de regressão linear múltipla aplicado aos dados experimentais.

Dentre as diversas aplicações da análise dimensional, uma que se destaca é o auxílio na dedução de equações por meio do teorema de Vaschy-Buckingham ou teorema dos π (Buckingham, 1915, *apud* Fox e McDonald, 2006). Este teorema descreve que em um dado

problema onde aparecem “n” grandezas com “m” dimensões envolvidas, podem ser agrupados em “n-m” grupos adimensionais independentes, chamados termos pi.

Portanto, tais características são relacionadas de forma funcional, obtendo-se assim parâmetros adimensionais através do método das variáveis repetidas, conhecido como Teorema Pi de Buckingham, que é um procedimento passo a passo para a obtenção dos parâmetros adimensionais.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Experimentos de campo

Os experimentos que compõem o presente estudo foram realizados em cursos d'água de baixa vazão localizados na bacia hidrográfica do Rio Uberaba e bacia hidrográfica do Rio Grande, na região do município de Uberaba (MG), localizado no Triângulo Mineiro:

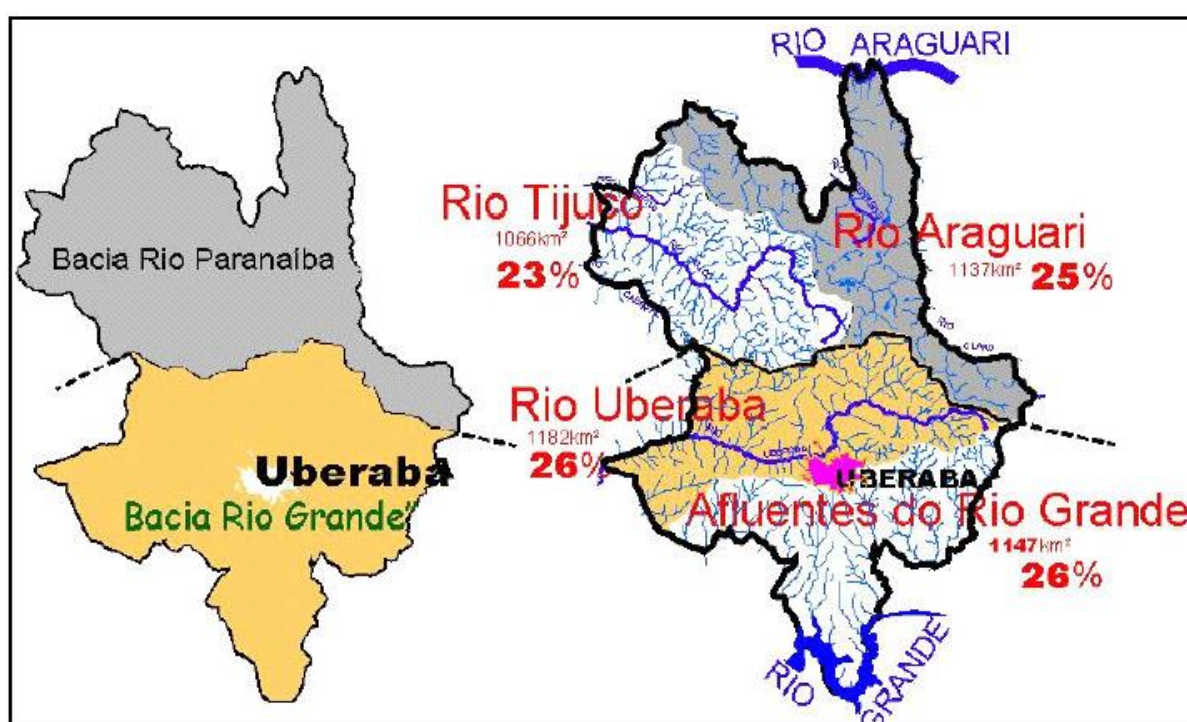


Figura 4: Bacias hidrográficas do município de Uberaba (MG). Fonte: Plano de Manejo da APA Rio Uberaba.

Foram escolhidos dois córregos com características hidráulicas e geométricas semelhantes e que atendiam aos requisitos necessários para a realização dos experimentos, como por exemplo, ter um trecho o mais retilíneo possível, sem contribuintes e sem zonas de águas paradas para que assim a hipótese de regime de escoamento uniforme seja válida.

Para definir os dois córregos e as seções de injeção e monitoramento para os experimentos de campo foram realizadas visitas de reconhecimento com o objetivo de obter informações acerca das características locais. Foram identificados locais de fácil acesso para injeção do traçador e para amostragem.

Um deles é chamado Ribeirão Lageado, sendo que um dos seus pontos tem localização geográfica $19^{\circ} 45.739' S$ e $47^{\circ} 47.917' O$. Este Ribeirão faz parte da rede de mananciais de abastecimento de água da cidade de Uberaba. O outro é chamado Rio Jaú, conhecido popularmente como Rio Caçu, sendo que um dos seus pontos tem localização geográfica $19^{\circ} 41.924' S$ e $47^{\circ} 59.588' O$. As medidas foram coletadas com GPS (Sistema de Posicionamento Global). A seguir serão mostradas fotos dos dois córregos.



Figura 5: Foto do Ribeirão Lageado.



Figura 6: Foto do Ribeirão Lageado.



Figura 7: Foto do Rio Jaú.



Figura 8: Foto do Rio Jaú.

Os materiais utilizados para os experimentos de campo foram:

- Duas sondas de medição de condutividade elétrica (condutivímetro) da marca Vernier;
- Traçador (solução de cloreto de sódio – NaCl);
- Trena;
- Régua Graduada;
- GPS;
- Mangueira de nível;
- Dois armazenadores de dados LabQuest da marca Vernier.

Nas Figura 9 e Figura 10 encontram-se fotos do condutivímetro e do LabQuest utilizados.



Figura 9: Armazenador de dados LabQuest da marca Vernier.



Figura 10: Condutivímetro e solução salina da marca Vernier.

O traçador escolhido para os experimentos de campo foi o cloreto de sódio (sal) em solução aquosa. A escolha deste traçador se justifica no fato de que é de baixíssimo custo, fácil mensuração, relativamente conservativo, presente naturalmente em baixas concentrações nos cursos d'água e não tóxico ao ecossistema aquático (em baixas concentrações, como as atingidas nos experimentos). A segurança do operador dos experimentos também é um importante ponto a ser levado em consideração, pois o manuseio do cloreto de sódio não acarreta risco deletério à saúde humana, em detrimento do potencial deletério de alguns tipos de traçadores.

Outro motivo para a escolha desse traçador é de que somente um trabalho recente (Devens, 2006) foi efetuado utilizando-se esse traçador e, portanto, é interessante avaliar-se a efetividade de sua utilização. Geralmente são utilizados traçadores fluorescentes para ensaios de estímulo-resposta visando a quantificação de D_L , porém a maioria desses traçadores apresentam certo grau de toxicidade para o ecossistema aquático.

Foram realizadas dezenove amostragens em campo, sendo nove no Rio Jaú e dez no Ribeirão Lageado. Os experimentos em campo, para cada córrego, foram realizados de acordo com o procedimento descrito a seguir.

Foram feitos primeiramente levantamentos batimétricos e altimétricos para os cursos d'água. Para a obtenção da profundidade e da largura média, foram executadas batimetrias com trena e régua milimetrada em algumas seções ao longo do trecho de estudo. A declividade média foi medida utilizando-se mangueira de nível.

Foram determinados um ponto de injeção e dois pontos de amostragem a jusante do ponto de injeção. A determinação destes pontos levou em consideração principalmente o fato de o comprimento de mistura lateral ter sido atingido. Para isso, foi utilizada a equação 4 para uma primeira estimativa do comprimento de mistura advectiva (L_x). Posteriormente, essa condição foi testada em campo com a utilização de um ensaio com traçador e a utilização de duas sondas de condutividade, uma em cada margem do córrego, na seção indicada pela equação. Os valores transmitidos pelas sondas foram os mesmos durante a passagem da nuvem de traçador, o que significa que a mistura lateral foi atingida na seção em questão e essa foi a seção de medição escolhida.

A medição da concentração do traçador salino nos pontos de amostragem foi realizada com o condutivímetro. A condutividade de uma solução aquosa é a medida de sua habilidade em transmitir corrente elétrica. A água possui um potencial de ionização baixo e, portanto, pequenas quantidades de soluções condutoras com íons nela dissolvidas provocam um incremento na sua condutividade.

A sonda do instrumento foi introduzida no eixo transversal no curso d'água e primeiramente coletou o valor de condutividade natural da água do córrego. Os dados de condutividade foram transmitidos em intervalos de tempo definidos pelo tempo mínimo de resposta da sonda para armazenamento no LabQuest, que estava conectado à sonda.

Após a aferição do “branco”, a medição foi iniciada após a injeção do traçador no curso d'água e foi finalizada após os valores de condutividade medidos pela sonda voltarem ao valor do branco.

A condutividade da água aferida após a injeção do traçador salino é em termos de sólidos dissolvidos totais ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$), pois a sonda relaciona condutividade e a concentração. A precisão do instrumento para a faixa utilizada, que mede de 0 a 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (0 a 100 mg/L) é de 0,1 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (0,05 mg/L).

A velocidade média (U) do escoamento pode ser medida através da relação entre o comprimento do trecho estudado, que será medido com GPS, e o tempo gasto pela pluma de traçador para atravessar este trecho, como mostrado a seguir:

$$U = \frac{x_2 - x_1}{t_2 - t_1} \quad (22)$$

em que:

x_2 e x_1 – seções de amostragem;

\bar{t}_2 e \bar{t}_1 – tempos médios de passagem da nuvem do traçador pelas seções de jusante e montante, respectivamente, representados pela equação:

$$\bar{t} = \frac{\int_0^{\infty} t \cdot C(t) \cdot dt}{\int_0^{\infty} C(t) \cdot dt} \quad (23)$$

No cálculo do parâmetro da equação 23, uma vez que as distribuições de concentração não são contínuas, esta equação é discretizada e escrita na forma:

$$\bar{t} = \frac{\sum t_i C_i}{\sum C_i} \quad (24)$$

A vazão (Q) foi calculada pelo método da integração, de acordo com Barbosa Jr. *et al.* (1999). São hipóteses para aplicação dessa técnica:

- distância de mistura lateral atingida antes da primeira seção de amostragem;
- traçador conservativo; e
- escoamento turbulento e permanente durante o período de execução do teste.

A equação de cálculo da vazão líquida é:

$$Q = \frac{M}{\int_{t_1}^{t_2} C(t).dt} = \frac{M}{\sum C_i \cdot \Delta t_i} \quad (25)$$

em que:

Q - vazão líquida do escoamento;

M - massa de traçador injetada;

C(t) - concentração de traçador medida após atingida a distância de mistura lateral;

t - tempo contado a partir do instante da injeção; e

$\int_{t_1}^{t_2} C(t).dt$ - área sob a curva de concentração *versus* tempo.

4.2. Métodos diretos de determinação de D_L

De posse dos dados de concentração *versus* tempo, vazão, velocidade, largura e profundidade de todos os trechos dos dois córregos, foi iniciada a fase de quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos métodos diretos escolhidos, a saber: método da propagação ou *routing procedure*, método da concentração de pico e método da coroa de concentração ou concentração de referência. Os métodos da concentração de pico e da concentração de referência foram escolhidos para gerarem valores preliminares de partida para a pesquisa numérica empreendida pelo *routing procedure*, escolhido como método padrão para a determinação de D_L . Uma breve explicação de cada método foi mostrada no tópico 3.5: *Métodos diretos de obtenção do coeficiente de dispersão longitudinal*.

Segundo Fischer (1968), a equação 5 deve ser resolvida numericamente para diferentes valores de D_L . Para cada valor fixado de D_L é estimada uma distribuição de valores $C(x_2, t)$ para a comparação com a distribuição dos valores medidos, $\hat{C}(x_2, t)$. A comparação entre os perfis de concentração medido e estimado da seção de jusante é feita seguindo a premissa de que o valor de D_L procurado é aquele que minimiza o quadrado médio das diferenças entre os valores medidos e estimados (erro médio quadrado), definido como:

$$emq = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n [\hat{C}(x_2, t) - C(x_2, t)]^2 \quad (26)$$

em que:

N = número de leituras da concentração na seção de jusante (x_2).

Segundo Barbosa (1997), na equação 5 os limites de integração são indicados por $-\infty < \tau < \infty$. Porém, na prática, a integração precisa ser feita apenas no intervalo $t_{1f} < \tau < t_{1l}$, onde t_{1f} e t_{1l} correspondem aos instantes em que se registram, respectivamente, a chegada da frente da nuvem e a passagem de sua cauda pela seção x_1 , pois para $\tau < t_{1f}$ e $\tau > t_{1l}$, $C(x_1, \tau) = 0$.

Para a implementação do método *routing procedure*, de acordo com estudo feito por Devens (2006), é necessário ser feita a normalização dos dados coletados em campo, ou seja, tratar os dados para que ambas as áreas sob as curvas de concentração de montante e jusante resultem no valor de 1 unidade. Essa correção é necessária para eliminar o erro na determinação de D_L devido à perda do traçador utilizado, que não é absolutamente conservativo. Sendo assim, a eliminação desse erro é conseguida quando se substitui a concentração $C(x, t)$ pela variável normalizada $y(x, t)$, definida por:

$$y(x, t) = \frac{C(x, t)}{A_c(x)} = \frac{C(x, t)}{\int_{-\infty}^{+\infty} C dt} \quad (27)$$

em que:

$A_c(x)$ = área sob a curva de concentração *versus* tempo.

Essa variável normalizada tem dimensão de tempo⁻¹, ou seja, $[y] = \frac{[C]}{[A_c]} = \frac{M/L^3}{(M/L^3).T} = T^{-1}$. Desse modo, a integral representada pela equação 5 deve ser aplicada às curvas normalizadas, sendo que a variável normalizada $y(x, t)$ substitui a concentração $C(x, t)$ em tal equação.

4.3. Análise dimensional

Posteriormente à determinação de D_L pelos métodos diretos foi desenvolvido um modelo matemático de previsão do coeficiente de dispersão longitudinal a partir dos resultados experimentais com base em análise dimensional e a técnica de regressão linear múltipla.

De acordo com Seo e Cheong (1998), os fatores que mais influenciam a dispersão de poluentes (D_L) em escoamentos naturais são classificados em três grupos: propriedades dos fluidos, representadas pela sua massa específica e viscosidade; características hidráulicas do escoamento, representadas pela velocidade média na seção, velocidade de atrito, largura e profundidade do canal, declividade e; configuração geométrica do curso d'água representada pela sinuosidade e forma do leito do canal. O coeficiente de dispersão longitudinal pode ser relacionado a esses parâmetros da seguinte forma:

$$D_L = f(\rho, \nu, U, u^*, B, H, S_f, S_s) \quad (28)$$

em que:

ρ = massa específica do fluido (ML^{-3});

ν = viscosidade cinemática do fluido ($L^2 T^{-1}$);

S_f = forma do leito do curso d'água;

S_s = sinuosidade do curso d'água.

A sinuosidade e a forma do leito do canal são irregularidades transversais e verticais dos cursos d'água, respectivamente. Essas irregularidades causam correntes secundárias e fluxo de cisalhamento que afetam os processos de mistura. No entanto, são parâmetros de difícil mensuração e, além disso, as influências destes podem ser incluídas nos termos u^* e U . Portanto, esses dois parâmetros são geralmente desconsiderados pelos autores, e o serão neste trabalho também.

Utilizando-se de análise dimensional, os autores Devens *et al.* (2006) e Ribeiro *et al.* (2010) desenvolveram uma relação funcional entre termos adimensionais:

$$\frac{D_L}{u^* \cdot H} = f\left(\frac{B}{H}, \frac{u^*}{U}, Re_*\right) \quad (29)$$

em que:

$\frac{D_L}{u^* \cdot H}$ = coeficiente de dispersão longitudinal adimensional;

$\frac{B}{H}$ = relação largura por profundidade;

$\frac{u^*}{U}$ = termo de fricção; e

$Re_* = \frac{u^* \cdot H}{\nu}$ = número de Reynolds.

Seo e Cheong (1998) também desenvolveram uma relação parecida, porém desconsideraram o número de Reynolds, pois segundo eles, para fluxo turbulento em canais rugosos, como os cursos d'água naturais, esse parâmetro pode ser negligenciado.

Frisa-se que o Re_* é diferente do número de Reynolds tradicional (Re), referindo-se à velocidade de atrito ao invés da velocidade média das seções de monitoramento.

4.4. Análise de regressão e estatística

A partir dos parâmetros pertencentes à relação mostrada pela equação 29 e dos valores de D_L estimados pelo método do *routing procedure*, foi utilizada a técnica de regressão linear múltipla para obter-se uma equação semi-empírica de quantificação de D_L . O software Origin 8.6 foi utilizado para esse fim.

A validação da aplicabilidade do modelo matemático desenvolvido foi feita com base em condições de campo diferentes daquelas utilizadas em sua dedução, com base em resultados experimentais obtido por outros autores, a saber, Barbosa (1997) e Ribeiro et. al (2010).

Posteriormente foi feita uma análise e comparação, através de análises estatísticas, entre os resultados obtidos a partir das diferentes equações empíricas e semi-empíricas mostradas na Tabela 1 e a equação obtida no presente estudo.

O primeiro método comparativo utilizado foi o da razão de discrepância (R_d) definido por White et al. (1973)¹⁰ *apud* Seo e Cheong (1998), dado por:

$$R_d = \log \frac{D_L(\text{estimado})}{D_L(\text{medido})} \quad (30)$$

¹⁰ White, W. R., Milli, H., and Crabbe, A. D. (1973). **Sediment transport: an appraisal methods, Vol. 2: Performance of theoretical methods when applied to flume and field data.** *Hydr. Res. Station Rep. • No. ITII9*, Wallingford, UK

Nesse método, se a razão de discrepância $R_d > 0$ for zero, a predição do valor do coeficiente de dispersão longitudinal é idêntica ao coeficiente de dispersão medido. Se a razão de discrepância é maior que zero, a predição do coeficiente de dispersão é superestimada, e se a razão de discrepância é menor do que zero, é subestimado. Quanto maior o valor da razão de discrepância (R_d), mais distante está o conjunto dos dados estimados dos valores observados.

Seo e Cheong (1998) definem como acurácia a proporção de valores (em porcentagem do total) cujas razões de discrepância estão entre -0,3 e 0,3. Ou seja, a relação entre os valores estimados e medidos, para essa faixa, varia de 2 a 0,5, o que significa que são bem aceitas estimativas que resultam em no máximo o dobro ou a metade do valor medido.

O segundo método utilizado foi o resíduo médio quadrático (RMQ), no qual:

$$RMQ = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (D_L (\text{estimado}) - D_L (\text{medido}))^2} \quad (31)$$

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Perfis de concentração *versus* tempo

Para o cálculo do coeficiente de dispersão longitudinal pelos métodos diretos, as curvas de resposta do traçador foram levantadas para uma ou duas estações de amostragem, dependendo do teste realizado, e para cada um dos testes realizados. Os resultados dos testes foram trabalhados em planilhas eletrônicas para que os gráficos começassem a partir da concentração de 0 mg.L^{-1} , já que os sensores captavam um valor acima deste, correspondente à condutividade natural dos corpos d'água. Sendo assim, esse valor correspondente à condutividade natural foi utilizado como o zero. As figuras 11 a 29 mostram essas curvas de concentração *versus* tempo.

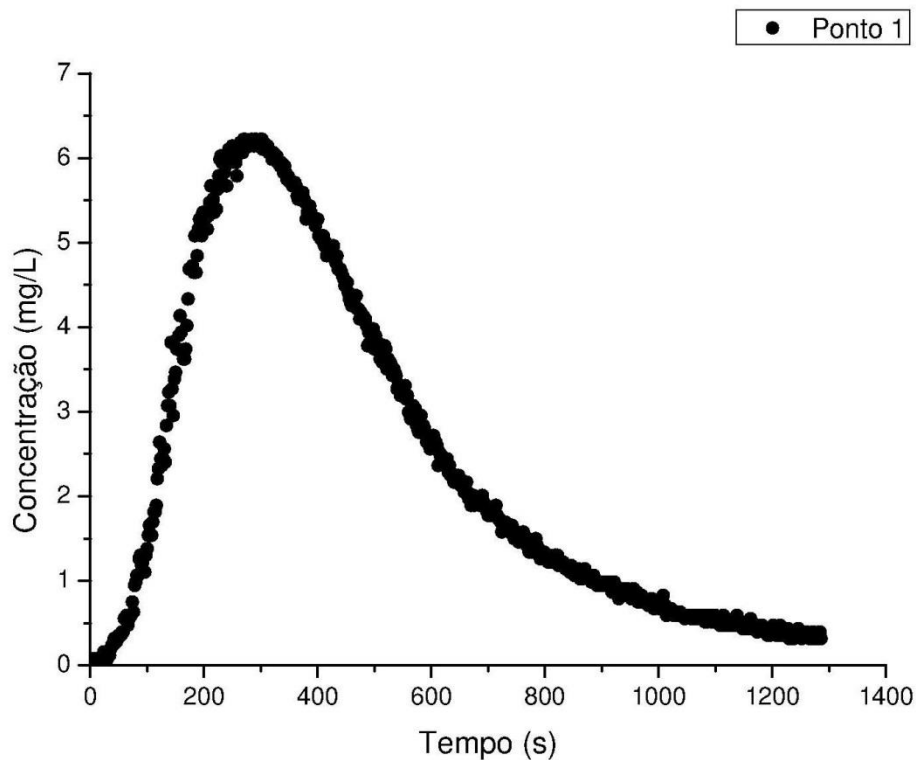


Figura 11: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 1, em 18/08/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.

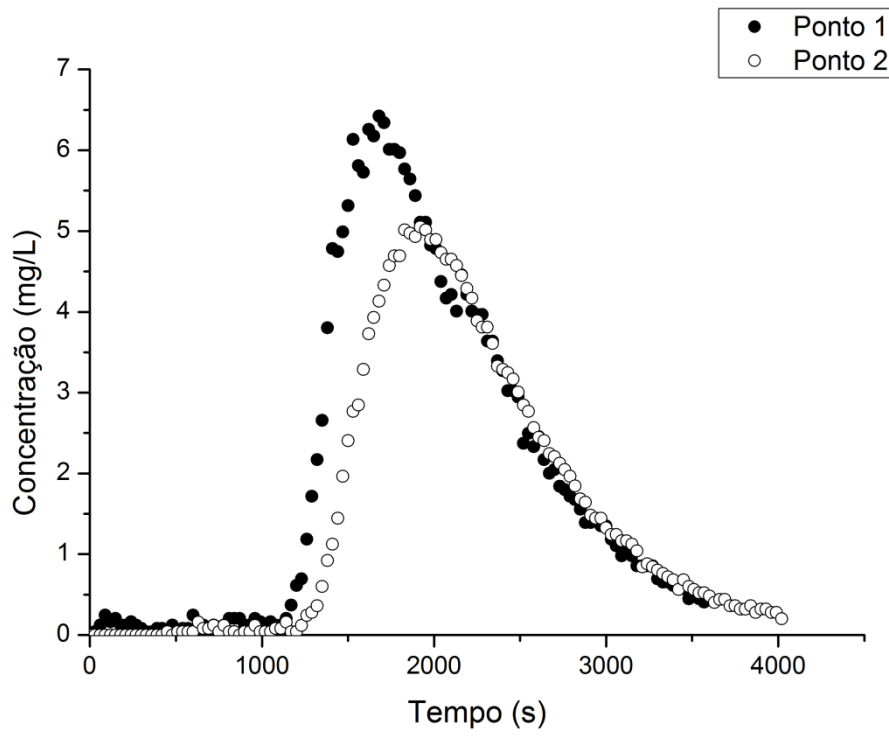


Figura 12: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 2, em 27/10/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

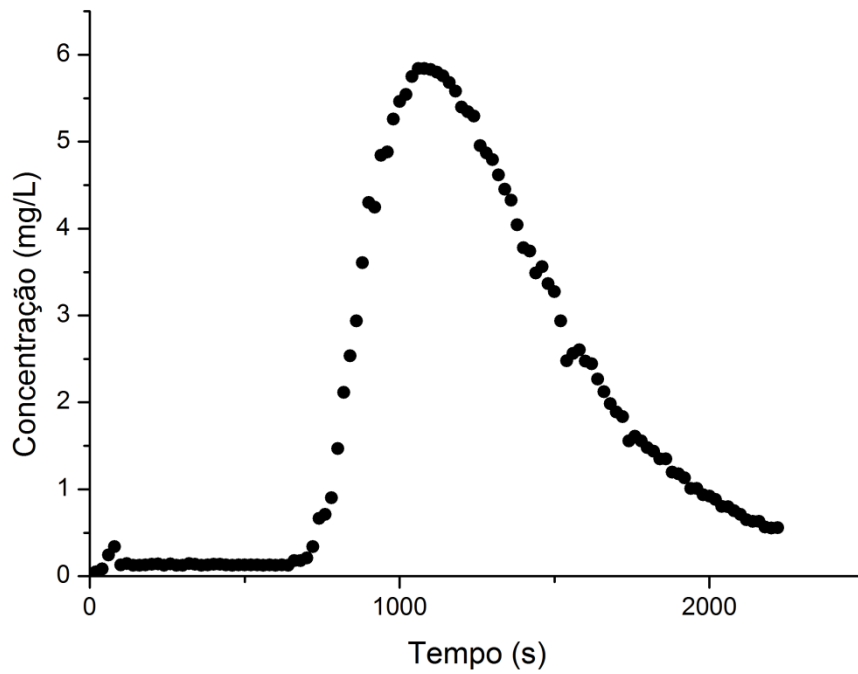


Figura 13: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 3, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1,5 kg.

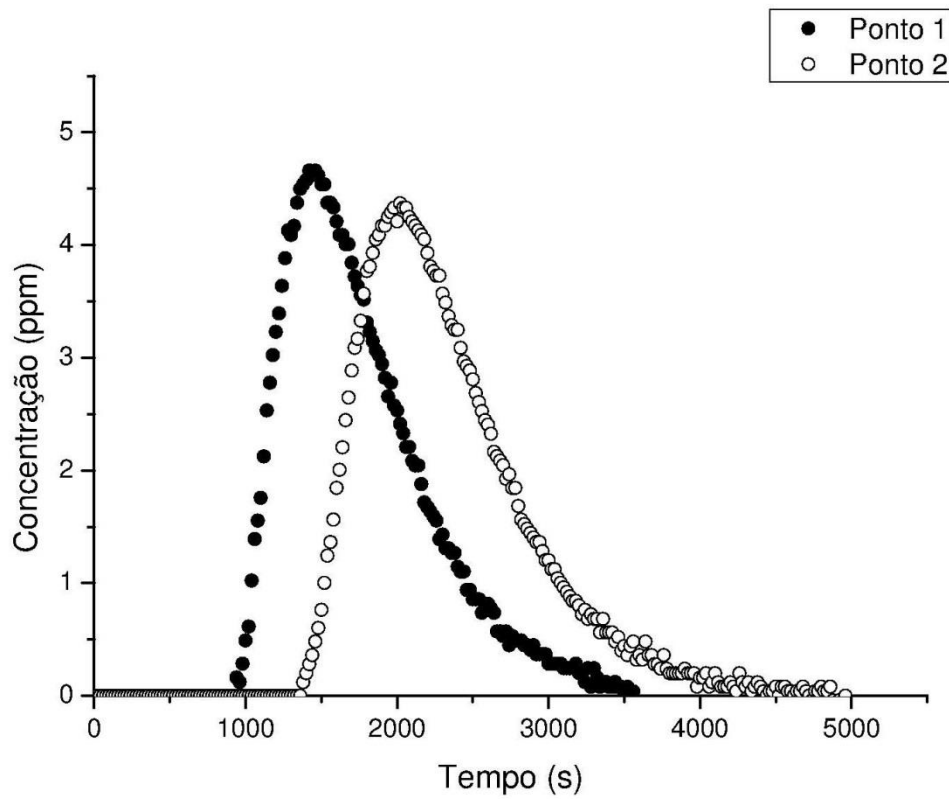


Figura 14: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 4, em 24/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

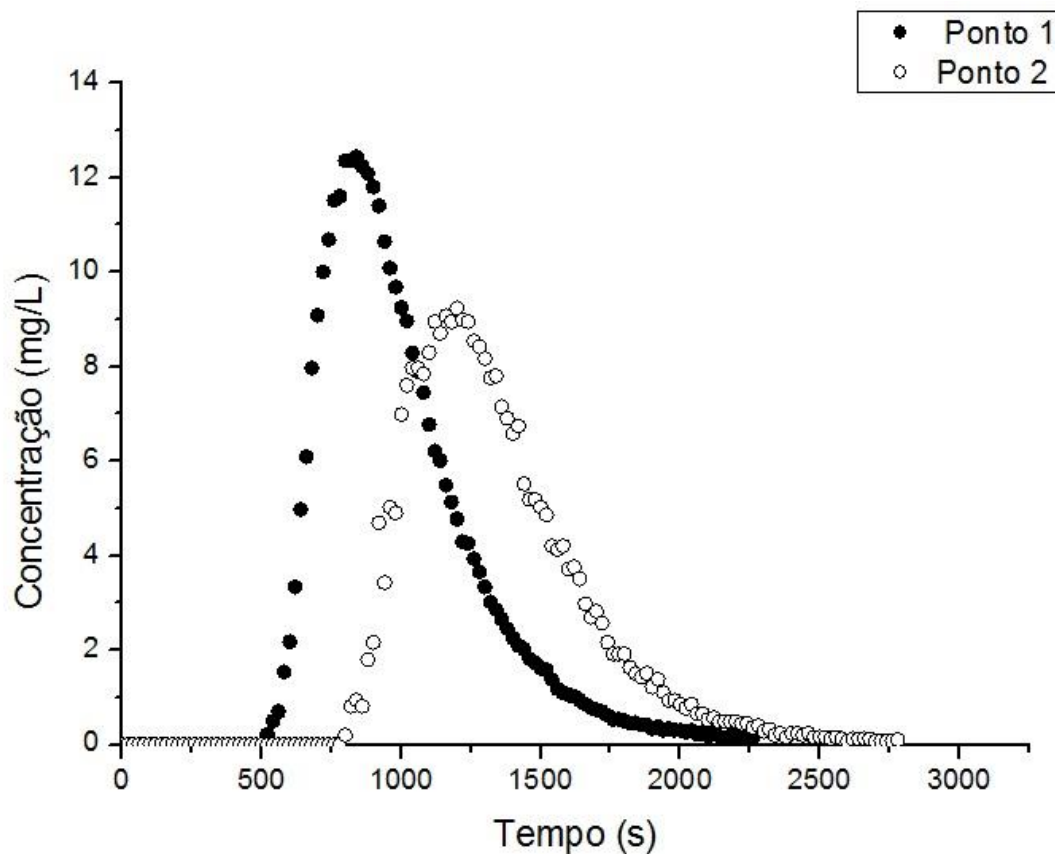


Figura 15: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 5, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 kg.

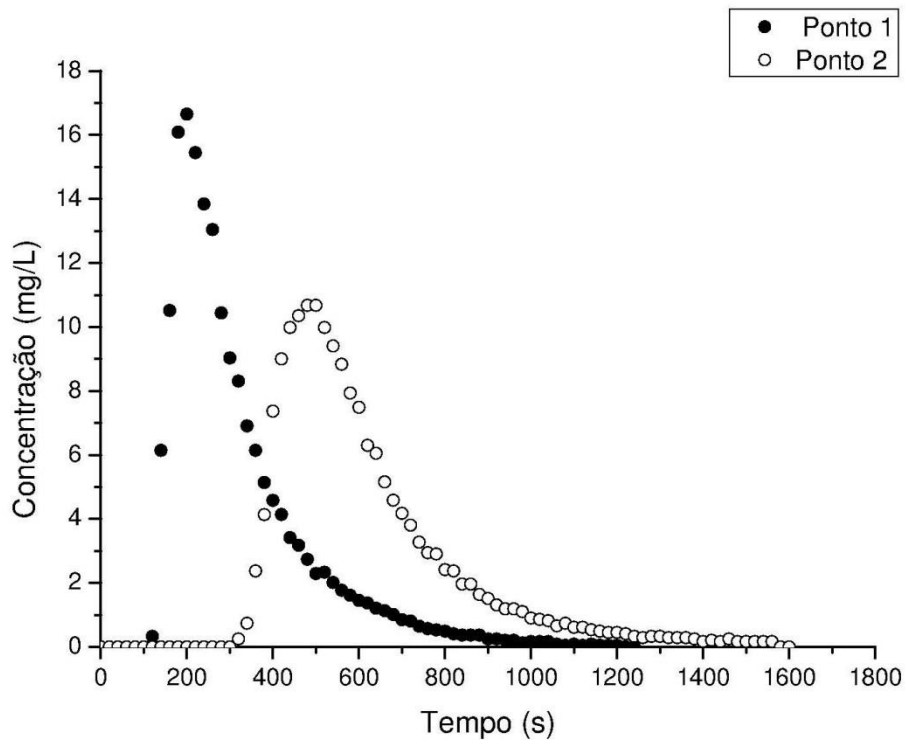


Figura 16: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 6, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

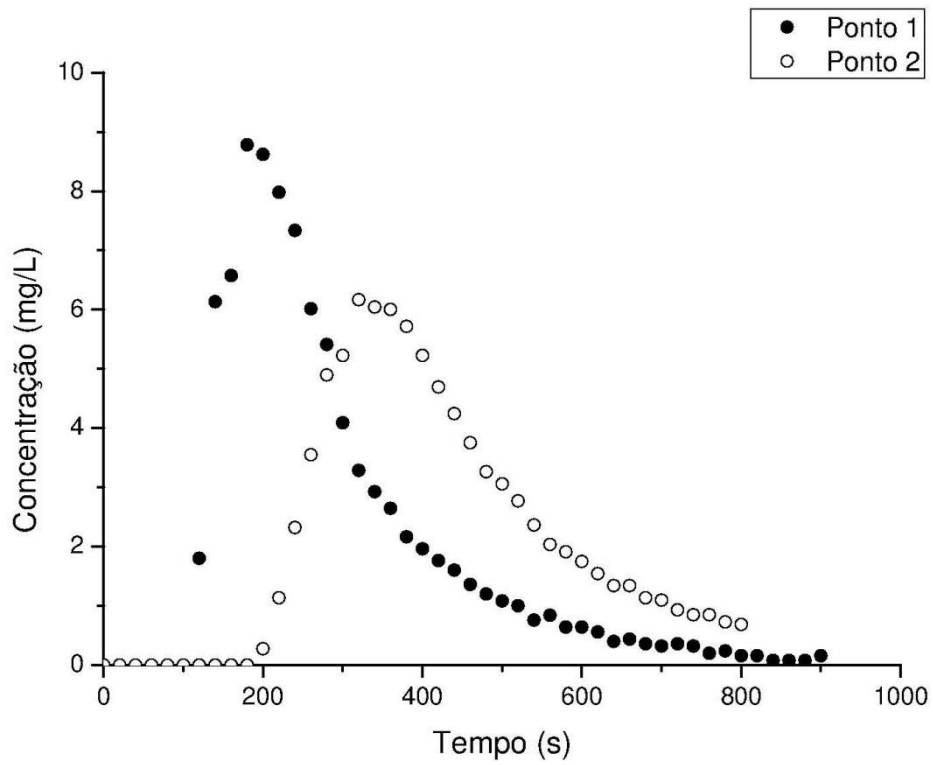


Figura 17: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 7, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

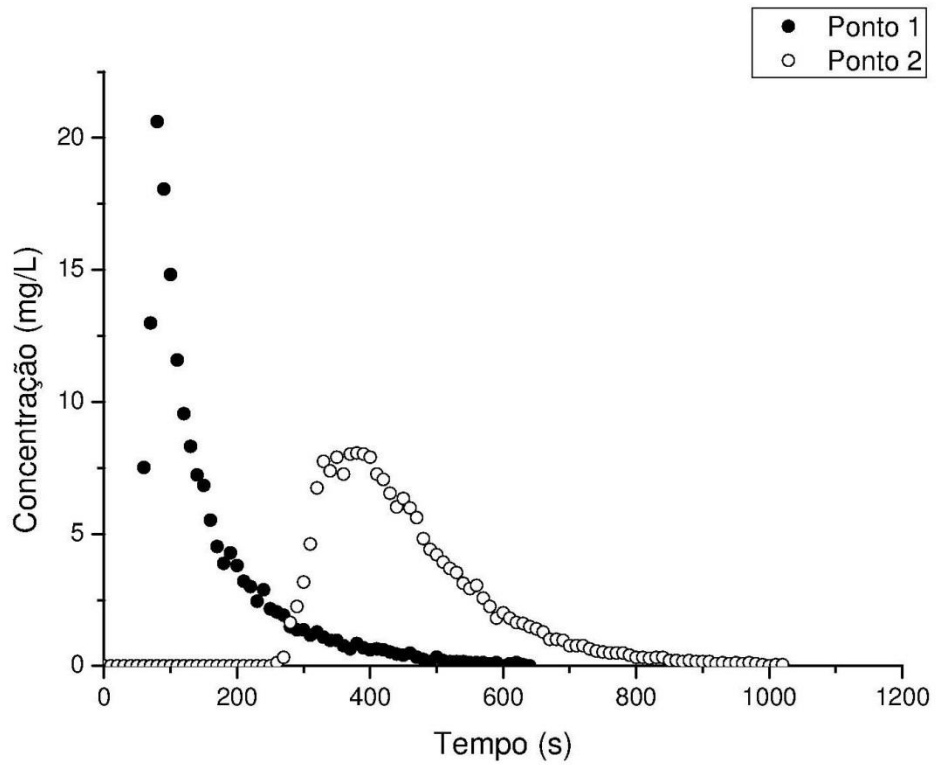


Figura 18: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 8, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 5 kg.

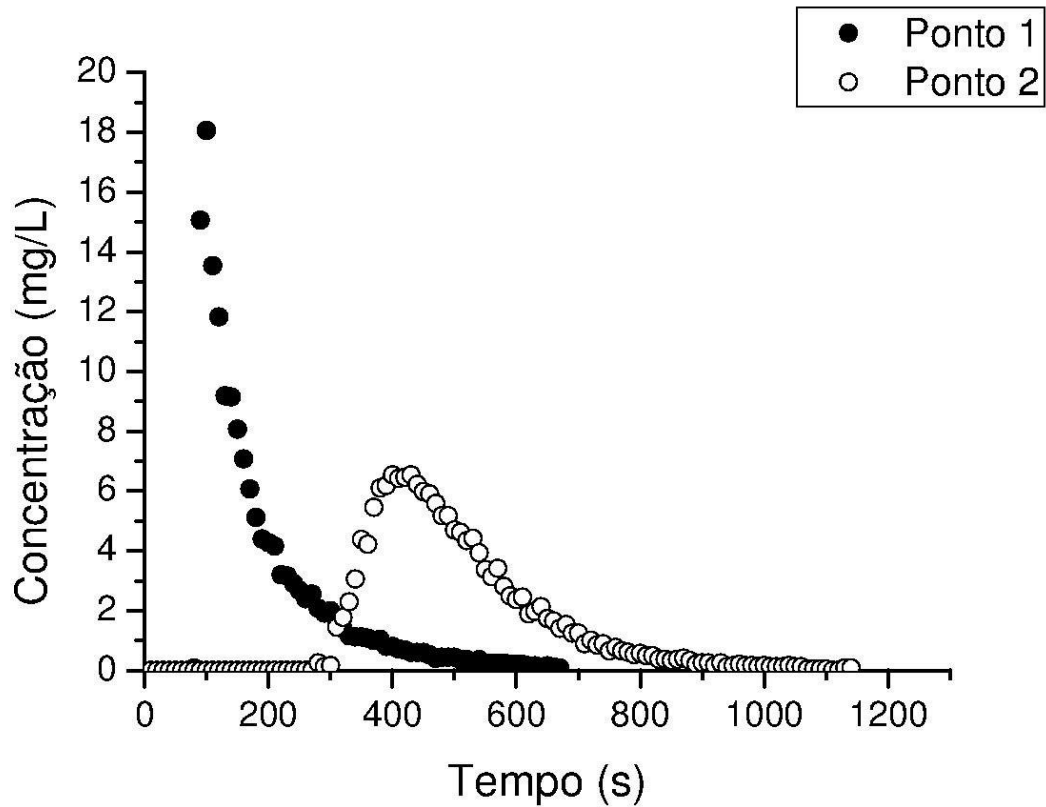


Figura 19: Curva de resposta do Rio Jaú, teste 9, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

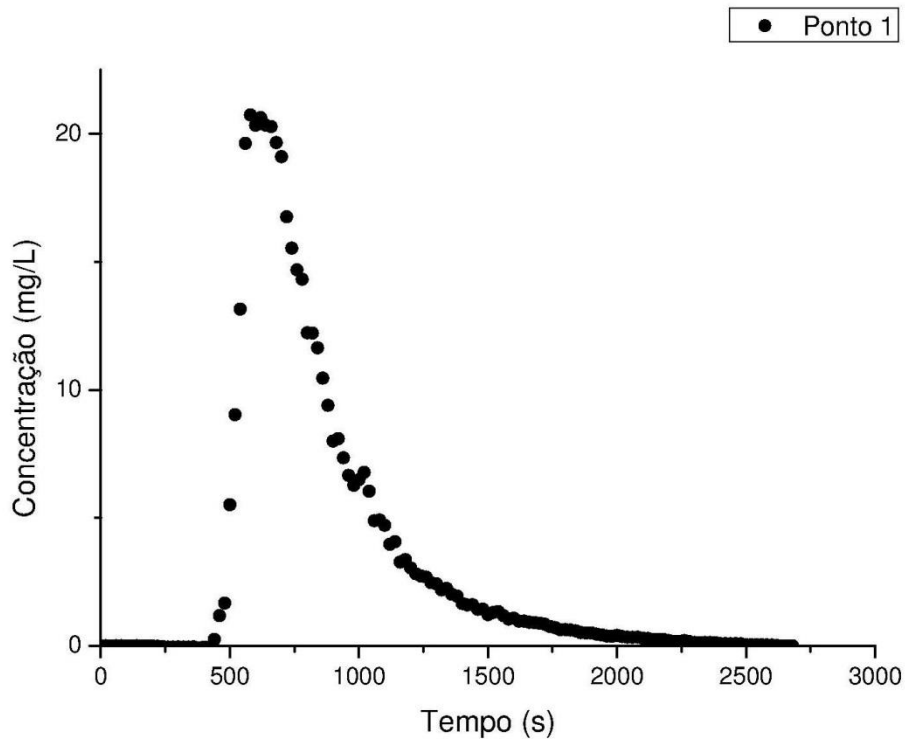


Figura 20: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 10, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.

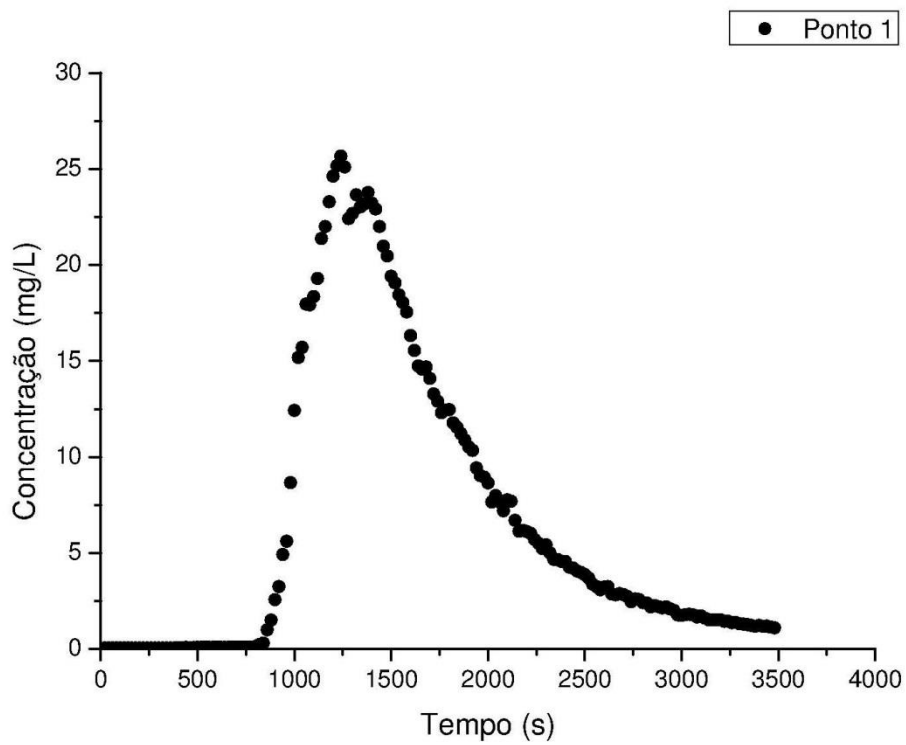


Figura 21: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 11, em 21/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.

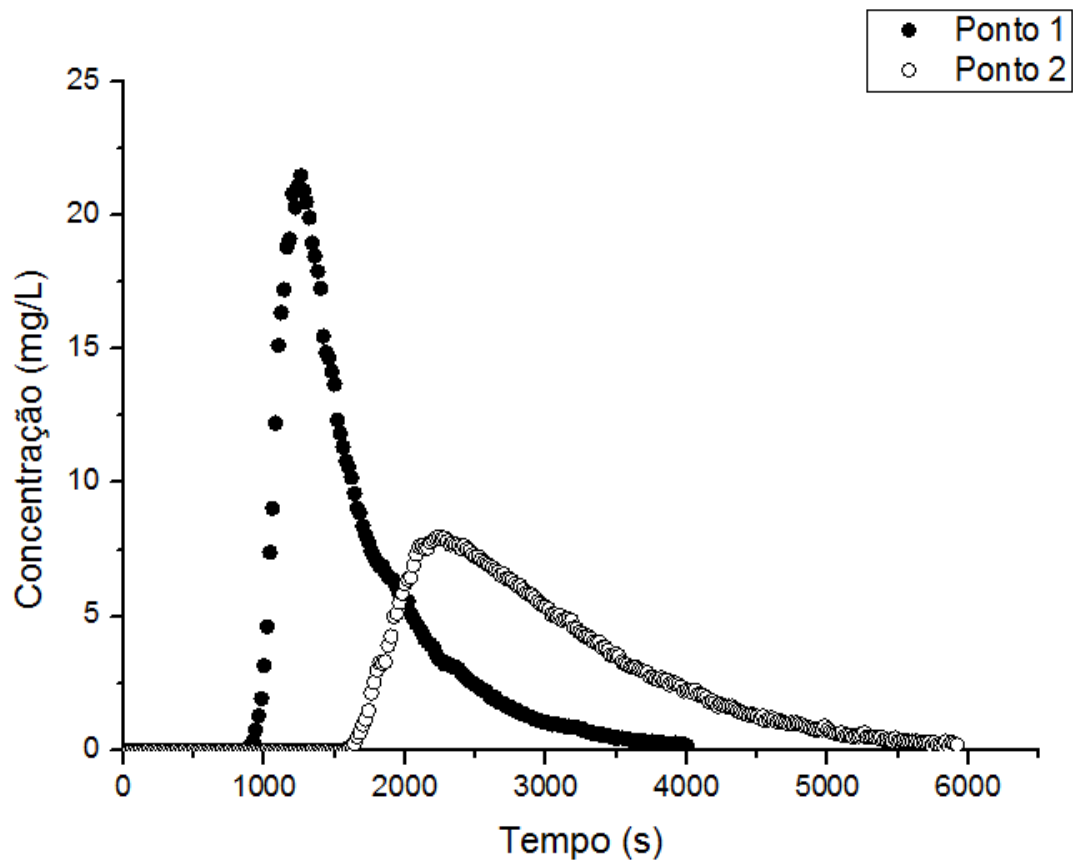


Figura 22: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 12, em 22/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 0,5 kg.

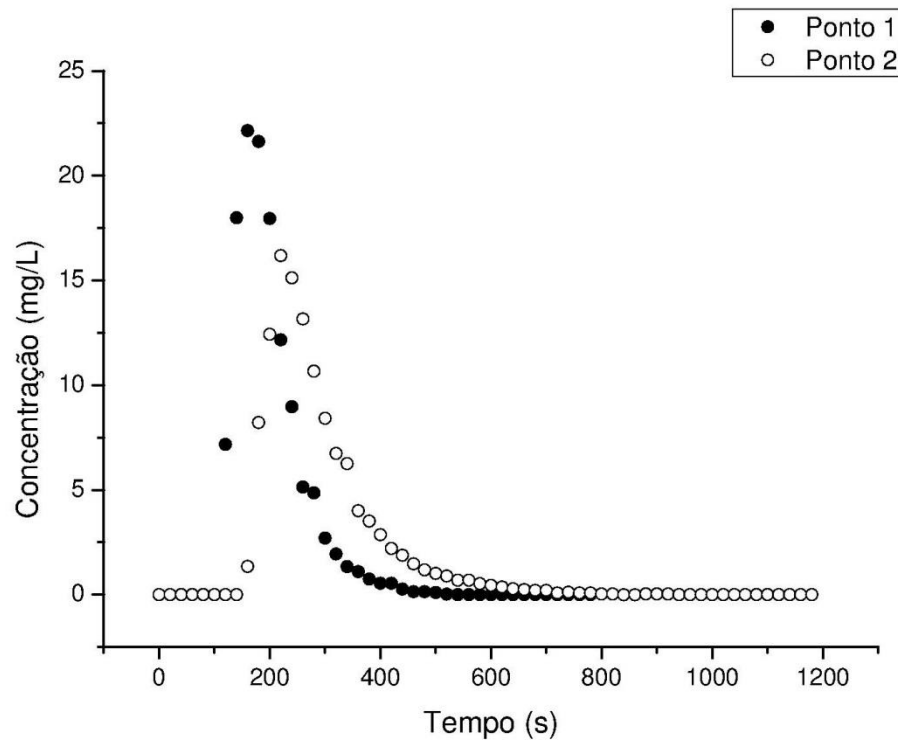


Figura 23: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 13, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 kg.

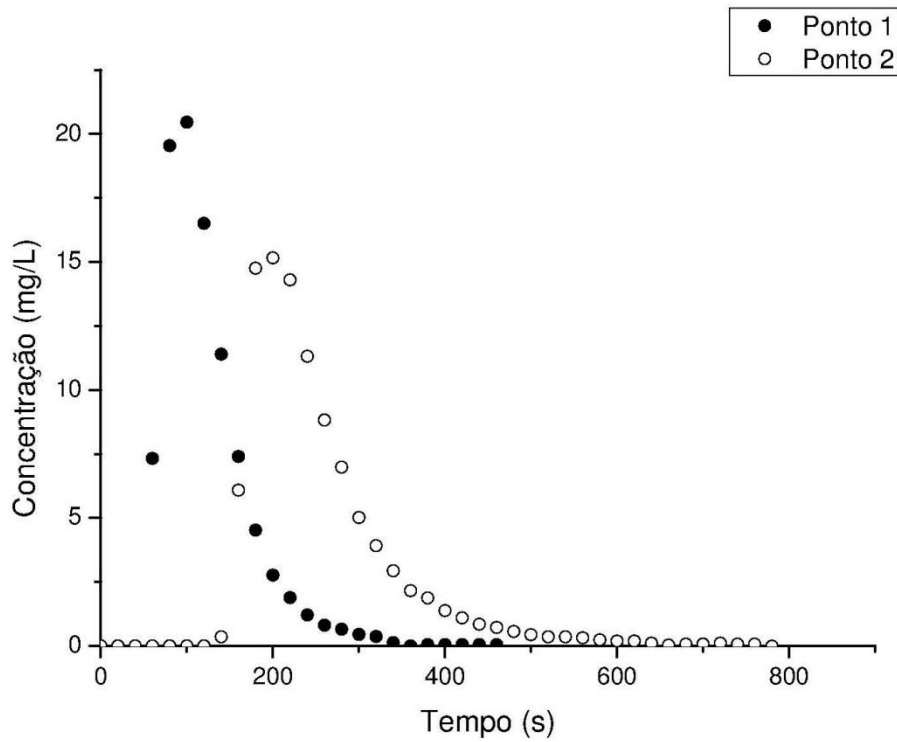


Figura 24: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 14, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

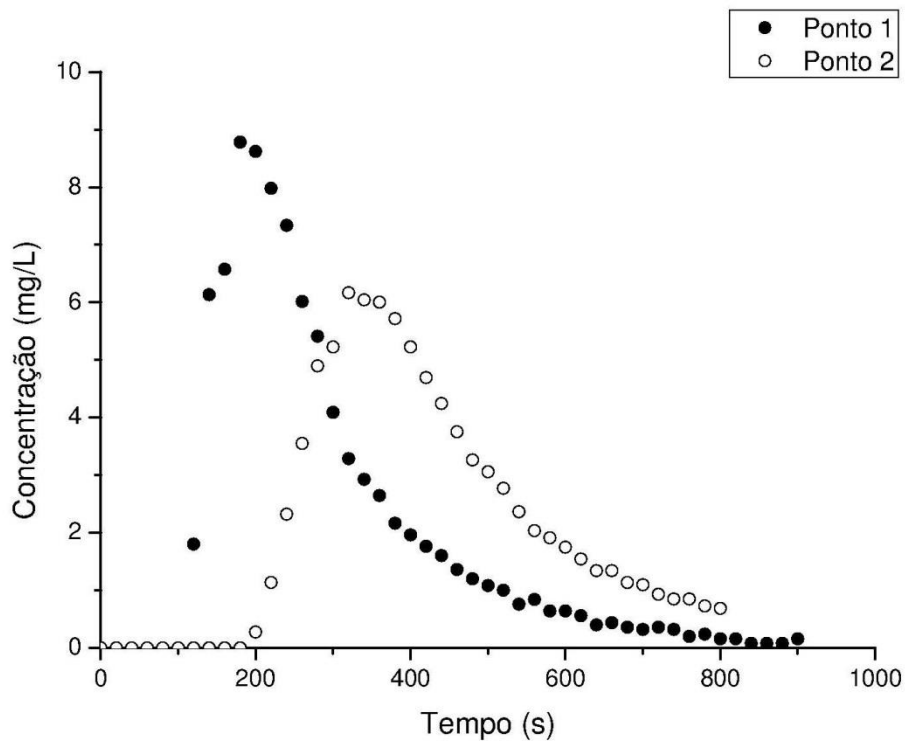


Figura 25: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 15, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

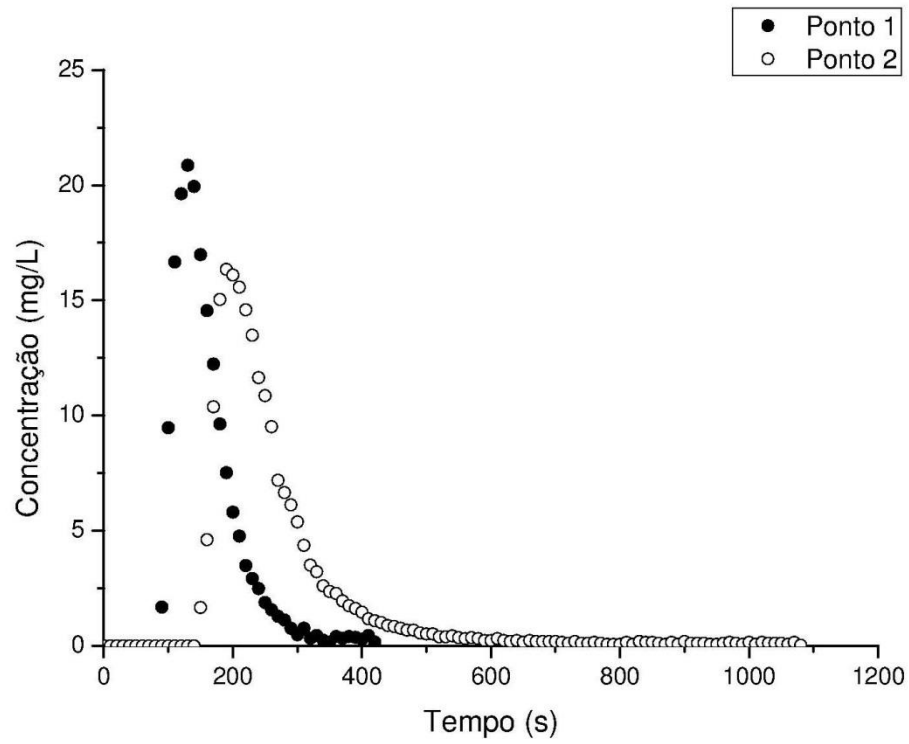


Figura 26: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 16, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

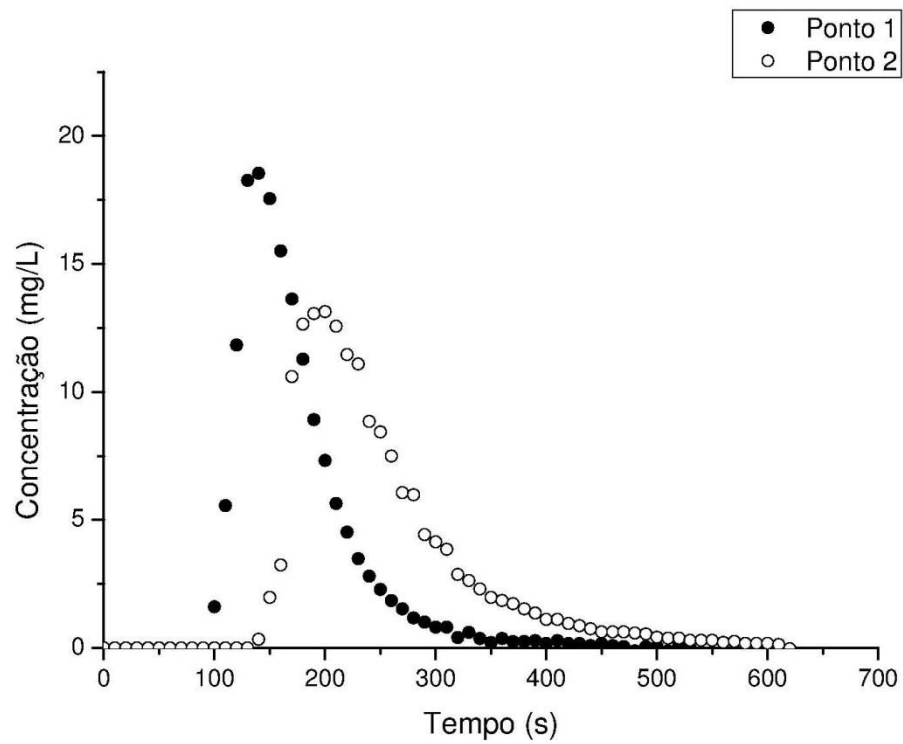


Figura 27: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 17, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.

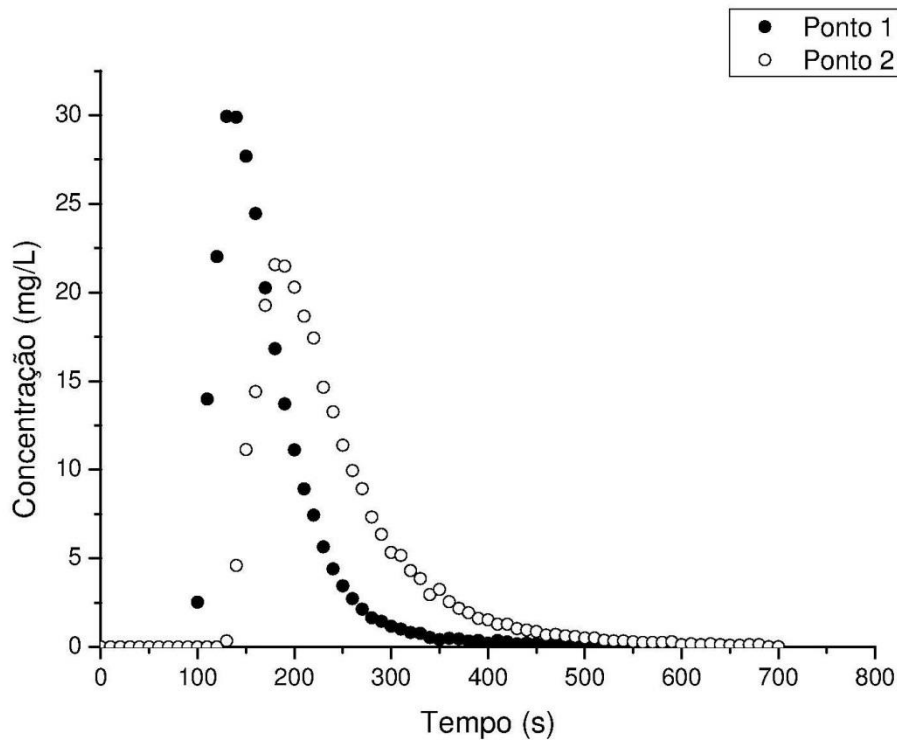


Figura 28: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 18, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

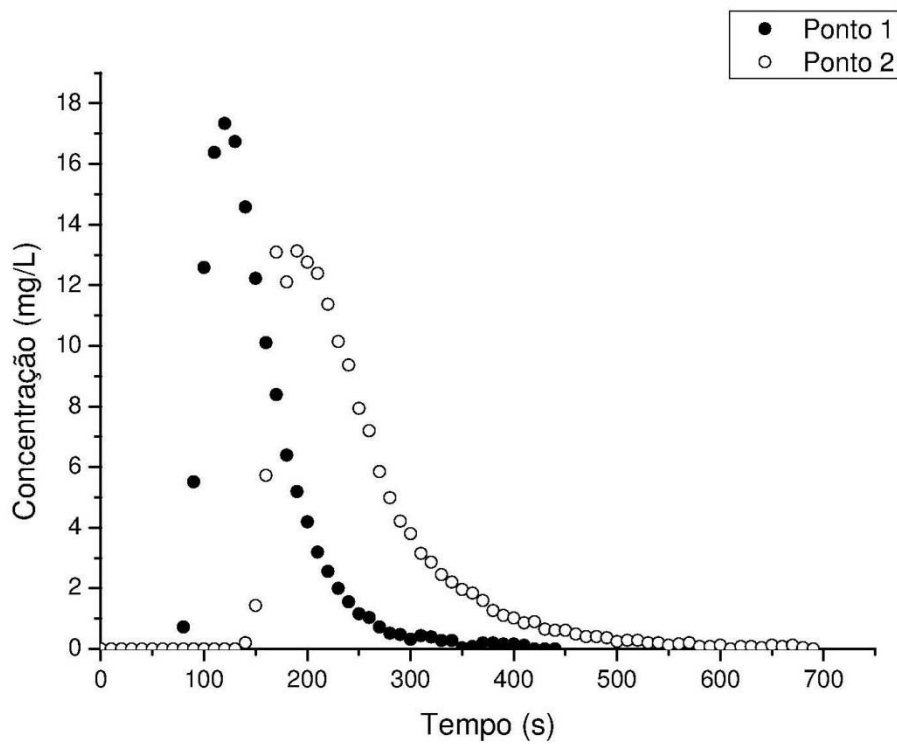


Figura 29: Curva de resposta do Ribeirão Lageado, teste 19, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.

5.2. Características geométricas e hidráulicas dos cursos d'água

Na Tabela 2 encontram-se os valores de profundidade média ($H(m)$) e largura ($B(m)$), referentes aos pontos nos quais foram efetuados os testes, bem como os valores de declividade ($S_0 (m/m)$) dos dois córregos e a distância entre o primeiro e o segundo ponto de medição. Na Tabela 3 encontram-se os valores de vazão dos cursos d'água, ($Q (m^3/s)$), velocidade média ($U (m/s)$), velocidade de atrito ($u^* (m/s)$) e comprimento da zona advectiva ($Lx (m)$), calculados respectivamente a partir das equações 25, 22, 11 e 4.

Tabela 2: Características geométricas dos corpos d'água estudados.

Teste nº	Curso d'água	Data	x (m) Ponto 1	x (m) Ponto 2	Distância (m)	Pontos	B(m)	H(m)	S ₀ (m/m)
1	Jaú	18/08/2012	65	-	-	Ponto 1	4,40	0,25	0,00812
2	Jaú	27/10/2012	65	127	62	Ponto 1	3,20	0,21	0,00812
						Ponto 2	3,00	0,35	
3	Jaú	20/11/2012	65	-	-	Ponto 1	4,40	0,25	0,00812
4	Jaú	24/11/2012	65	159	94	Ponto 1	3,20	0,21	0,00812
						Ponto 2	3,74	0,50	
5	Jaú	09/01/2013	65	159	94	Ponto 1	4,00	0,33	0,00812
						Ponto 2	3,20	0,64	
6	Jaú	02/02/2013	65	159	94	Ponto 1	6,00	0,56	0,00812
						Ponto 2	3,70	0,80	
7	Jaú	02/02/2013	65	159	94	Ponto 1	6,00	0,56	0,00812
						Ponto 2	3,70	0,80	
8	Jaú	03/02/2013	25	159	134	Ponto 1	4,00	1,35	0,00812
						Ponto 2	3,70	1,55	
9	Jaú	03/02/2013	25	159	134	Ponto 1	4,00	1,35	0,00812
						Ponto 2	3,70	1,55	
10	Lageado	20/11/2012	67	217	150	Ponto 1	2,47	0,27	0,00956
						Ponto 2	3,60	0,18	
11	Lageado	21/11/2012	67	217	150	Ponto 1	2,64	0,30	0,00956
						Ponto 2	2,64	0,14	
12	Lageado	22/11/2012	67	131	64	Ponto 1	2,90	0,30	0,00956
						Ponto 2	1,90	0,16	
13	Lageado	09/01/2013	67	131	64	Ponto 1	4,00	0,60	0,00956
						Ponto 2	3,65	0,36	
14	Lageado	02/02/2013	67	131	64	Ponto 1	4,70	0,35	0,00956
						Ponto 2	4,50	0,53	
15	Lageado	02/02/2013	67	131	64	Ponto 1	4,70	0,35	0,00956
						Ponto 2	4,50	0,53	
16	Lageado	02/02/2013	67	131	64	Ponto 1	4,70	0,35	0,00956
						Ponto 2	4,50	0,53	
17	Lageado	02/02/2013	67	131	64	Ponto 1	4,70	0,35	0,00956
						Ponto 2	4,50	0,53	
18	Lageado	02/02/2013	67	131	64	Ponto 1	4,70	0,35	0,00956
						Ponto 2	4,50	0,53	
19	Lageado	02/02/2013	67	131	64	Ponto 1	4,70	0,35	0,00956
						Ponto 2	4,50	0,53	

Tabela 3: Características hidráulicas dos corpos d'água estudados.

Teste nº	Curso d'água	Q (m ³ /s) Eq. 25	U (m/s) Eq. 22	u* (m/s) Eq. 11	L _x (m) Eq. 4
1	Jaú	0,329	-	-	-
2	Jaú	0,272	0,31	0,15	8,94
3	Jaú	0,334	-	-	-
4	Jaú	0,324	0,16	0,18	4,26
5	Jaú	0,445	0,27	0,27	3,81
6	Jaú	1,113	0,32	0,21	4,28
7	Jaú	1,106	0,56	0,21	8,08
8	Jaú	2,839	0,45	0,26	2,54
9	Jaú	2,519	0,42	0,26	2,41
10	Lageado	0,111	-	-	-
11	Lageado	0,043	-	-	-
12	Lageado	0,037	0,05	0,11	1,61
13	Lageado	1,234	0,71	0,17	26,19
14	Lageado	2,092	0,49	0,20	15,48
15	Lageado	1,947	0,65	0,20	20,61
16	Lageado	2,222	0,58	0,20	18,45
17	Lageado	1,564	0,82	0,20	25,89
18	Lageado	1,546	0,94	0,20	29,72
19	Lageado	1,710	0,66	0,20	21,07

5.3. Métodos de cálculo do coeficiente de dispersão longitudinal

5.3.1. Método da concentração de pico

O procedimento para a obtenção de D_L pelo método da concentração de pico foi descrito na seção 3.5, segundo a equação 8. Frisa-se que para esse método foram utilizados os testes que obtiveram curvas de concentração *versus* tempo para as seções de jusante, já que estas curvas encontram-se mais longe do ponto de lançamento.

Um dos gráficos de C_p *versus* $1/\sqrt{x_p}$, que têm declividade (coeficiente angular) igual a $M/(A\sqrt{\frac{4\pi D_L}{U}})$ que pode ser estimada da determinação da reta que une dois pontos dos dados de campo, é apresentado na Figura 30, juntamente com a respectiva equação gerada a

partir da determinação da reta. Os demais gráficos, referentes aos testes de 3 a 19 encontram-se no Apêndice D.

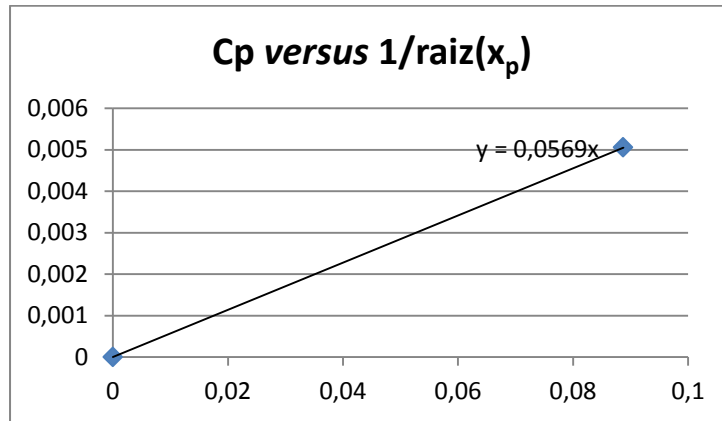


Figura 30: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{x_p}$ com coeficiente angular de 0,0569, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 2, em 27/10/2012.

5.3.2. Método da concentração de referência

O procedimento para a obtenção de D_L pelo método da concentração de referência foi descrito na seção 3.5, segundo a equação 9. Frisa-se que para esse método foram utilizados os testes que obtiveram curvas de concentração *versus* tempo para as seções de jusante, já que estas curvas encontram-se mais longe do ponto de lançamento.

5.3.3. Método "routing procedure"

O procedimento para a obtenção de D_L pelo método *routing procedure* foi descrito nas seções 3.5 e 4.2, segundo a equação 5. Para a aplicação deste método, como já exposto, foi necessária a normalização das curvas de concentração *versus* tempo, sendo que a variável normalizada é representada pela equação 27. A seguir, na Figura 31, encontra-se umas das curvas normalizadas, a título de exemplificação, referente ao teste 5. As outras curvas normalizadas, referentes aos testes de 1 a 4 e 6 a 19 encontram-se no Apêndice A.

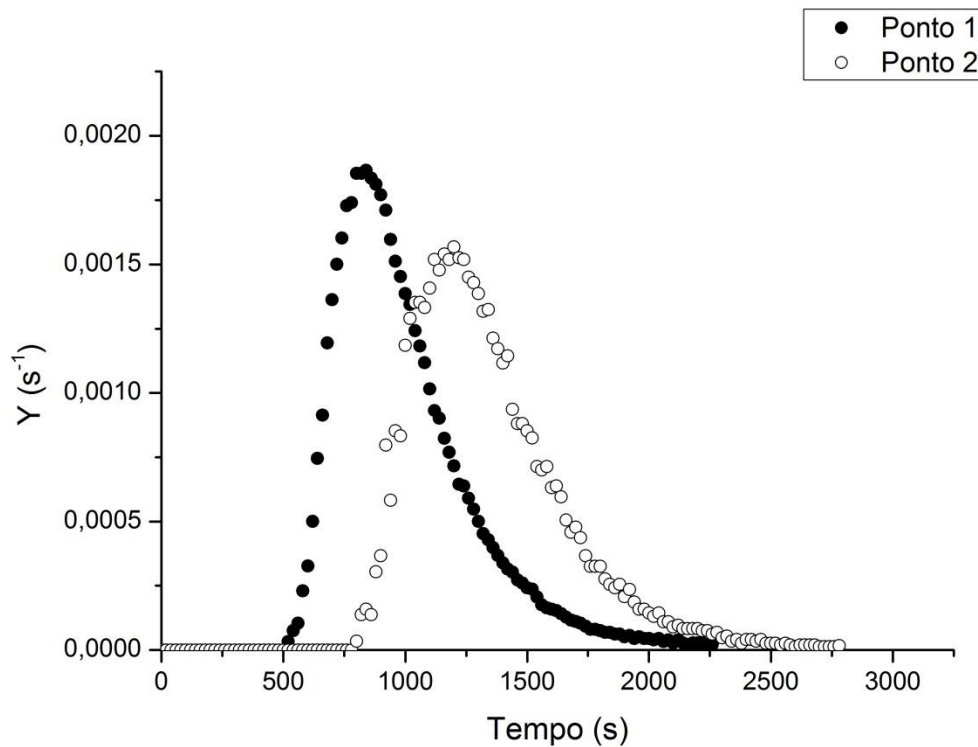


Figura 31: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 5, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 Kg.

É importante frisar que houve a necessidade do uso da velocidade de deslocamento do pico (U_{pico}) ao invés da velocidade média (U) para a aplicação do método às curvas referentes ao Ribeirão Lageado. Isso se deveu ao fato de as curvas deste curso d'água apresentarem uma tendência não normal, quando comparadas a uma curva gaussiana. Sendo assim, já que um importante fator no ajuste entre a curva medida e a curva gerada pelo método é o valor da concentração de pico, a utilização da velocidade de deslocamento do pico gerou melhor ajuste em torno deste valor do que a velocidade média. O ajuste do erro médio quadrado (emq) utilizando-se U_{pico} para esse curso d'água também se mostrou melhor quando comparado com o ajuste do emq utilizando-se U . Essas características das curvas desse córrego não se devem à possibilidade da mistura lateral ainda não ter sido atingida, pois como visto na Tabela 3, esse quesito foi atendido para todos os córregos. Essas assimetrias podem decorrer então dos fenômenos explicados no item 3.4: *Considerações sobre o formato das curvas de concentração versus tempo*.

O Rio Jaú apresentou bom ajuste a partir da utilização da velocidade média (U) para a aplicação do método às suas curvas de concentração, sendo que o ajuste do erro médio

quadrado (emq) também se mostrou melhor para essa situação, quando comparado ao ajuste do emq utilizando-se U_{pico} .

Um dos gráficos referentes ao mínimo valor de erro médio quadrado (emq), que corresponde ao valor de D_L estimado pelo método do *routing procedure* ($D_L=1,46 \text{ m}^2/\text{s}$) é apresentado na Figura 32. Os outros gráficos referentes aos testes de 1 a 4 e 6 a 19 encontram-se no Apêndice B. São identificados também nessas figuras os valores de D_L que foram empregados como tentativas, cada um deles produzindo um valor para o erro médio quadrado (emq). Por meio de regressão polinomial, o valor de D_L para cada teste foi apontado como sendo aquele para o qual $d(\text{emq})/d(D_L) = 0$, ou seja, do ponto de mínimo emq do polinômio de grau 3 estimado.

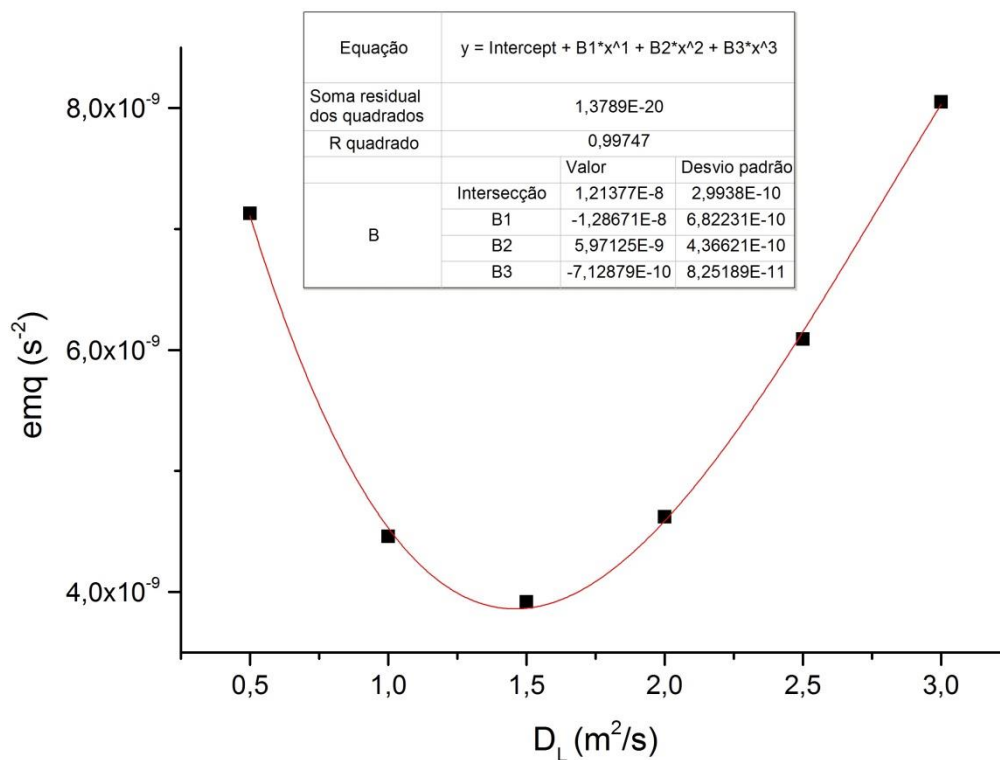


Figura 32: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 5).

A seguir, na Figura 33, é apresentado o gráfico referente ao ajuste entre a curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 5) e o ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante. Na Figura 34 é apresentado o gráfico referente ao ajuste entre a curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 13) e o ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

Percebe-se, pela análise dos gráficos, que houve excelente ajuste entre os valores medidos e estimados pelo método, representados pelos valores de erro médio quadrado: $3,9 \cdot 10^{-9} \text{ s}^{-2}$ e $1,1 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-2}$, respectivamente, para os testes 5 e 13. Isso confirma a superioridade deste método de quantificação do D_L em relação aos demais existentes. Os outros gráficos referentes aos testes de 1 a 4 e 6 a 12 e 14 a 19 encontram-se no Apêndice C.

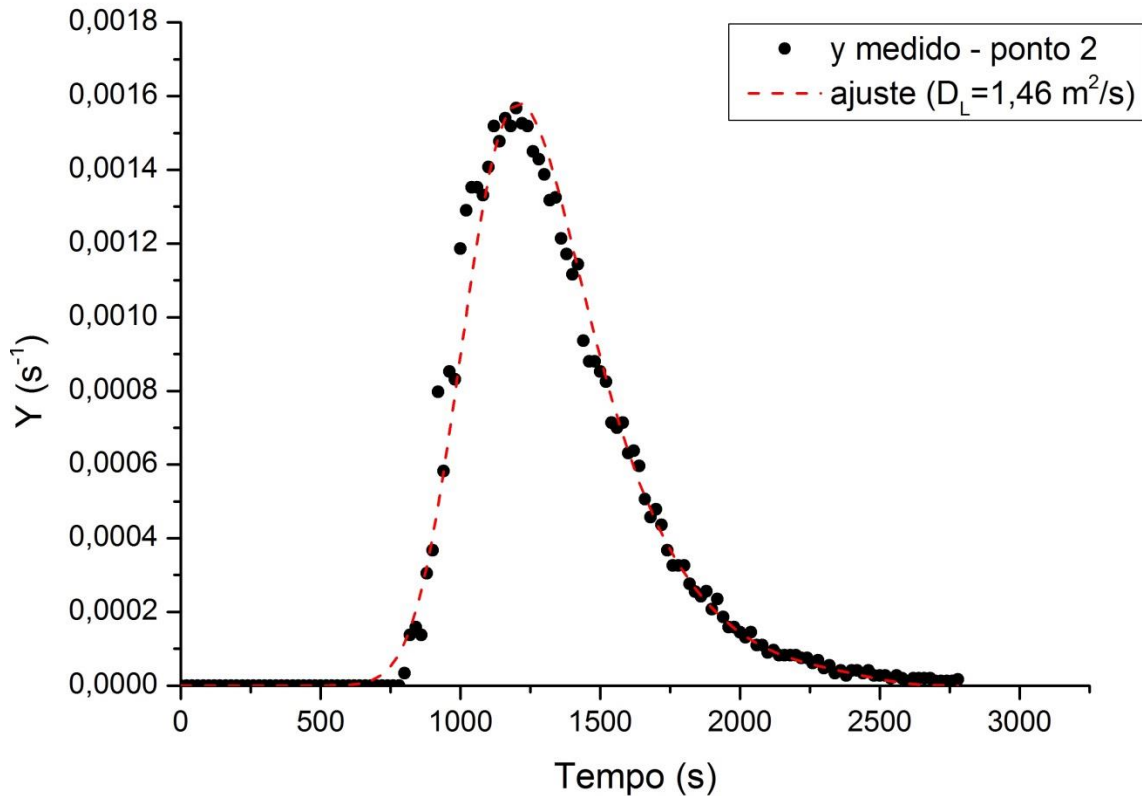


Figura 33: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 5) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

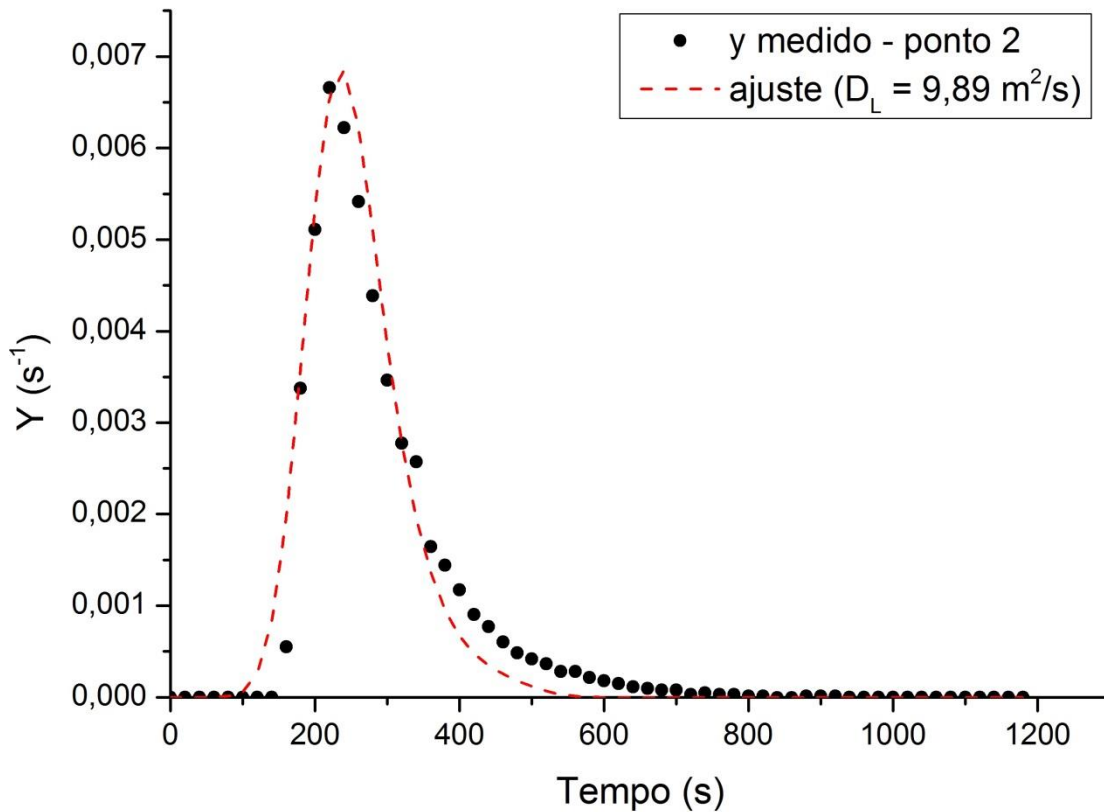


Figura 34: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 13) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

5.4. Discussão dos valores estimados de D_L

De acordo com o método da concentração de referência, método da concentração de pico e *routing procedure*, a Tabela 4 apresenta os resultados dos coeficientes de dispersão longitudinal obtidos por tais métodos, sendo que os métodos da concentração de referência e da concentração de pico foram aplicados para as seções de monitoramento de jusante.

Tabela 4: Coeficientes de dispersão longitudinal obtidos pelos métodos da concentração de referência, concentração de pico e *routing procedure*.

Local e Data		Teste nº	D_L (m ² /s)		
			Método da concentração de referência	Método da concentração de pico	Routing Procedure
Rio Jaú	27/10/2012	2	0,22	28,05	3,39
	24/11/2012	4	0,26	2,73	0,70
	09/01/2013	5	0,45	2,38	1,46
	02/02/2013	6	1,49	2,54	1,06
	02/02/2013	7	3,86	1,20	5,37
	03/02/2013	8	1,61	2,61	1,56
	03/02/2013	9	1,37	2,48	1,50
Ribeirão Lageado	22/11/2012	12	0,28	1,26	0,47
	09/01/2013	13	1,98	8,62	9,89
	02/02/2013	14	2,22	3,63	1,39
	02/02/2013	15	2,10	4,03	3,46
	02/02/2013	16	2,17	3,72	8,77
	02/02/2013	17	2,40	3,19	7,37
	02/02/2013	18	2,63	3,44	10,44
	02/02/2013	19	2,49	2,57	3,87

De acordo com Fischer (1968), os métodos da concentração de referência e concentração do pico são baseados nas propriedades da distribuição gaussiana. Sendo assim, esses métodos, se aplicados a perfis de concentração enviesados (se comparados à distribuição gaussiana), darão resultados incorretos. Portanto, partindo desse pressuposto, D_L foi calculado por esses dois métodos somente para se obter um valor inicial de partida para a aplicação do método do *routing procedure*. E, de fato, pode-se perceber a diferença entre os valores estimados pelos dois métodos e os valores estimados pelo método do *routing procedure*. Essa diferença se torna mais proeminente para o Ribeirão Lageado, que tem os perfis de concentração com características mais distantes das características de uma curva normal do que os perfis de concentração do Rio Jaú.

Outra consideração a ser feita sobre os valores estimados pelos métodos da concentração de pico e concentração de referência é que as características geométricas das seções transversais utilizadas para as medições variam ao longo do curso d'água e, portanto, para cada seção esses dois métodos podem dar resultados diferentes. Porém, segundo Fischer (1968), enquanto a nuvem de traçador move-se para jusante, o movimento de cada uma das

partículas de traçador é influenciado em sequência por todas as seções transversais, o que acaba suavizando o efeito de cada seção transversal.

Em relação ao método da concentração de pico, ainda há o erro referente à não utilização do valor de massa recuperada de traçador, em detrimento da massa injetada. Segundo Devens (2006), essa correção é necessária para que o método apresente valores mais confiáveis. De fato, percebe-se que um valor de D_L muito discrepante foi gerado pelo método para o teste 2 (28,05 m²/s), o que pode ser explicado pela não correção do valor de massa injetada para massa recuperada.

Como explicado, a normalização das curvas de concentração *versus* tempo para a aplicação do *routing procedure* compensa a não correção do valor de massa injetada para massa recuperada.

Portanto, os valores de coeficiente de dispersão longitudinal calculados a partir do método do *routing procedure* são os valores considerados corretos e utilizados na próxima etapa deste trabalho.

5.5. Análise de Regressão

Por meio da utilização de regressão linear múltipla aplicada ao conjunto de dados gerados pelos experimentos de campo foi possível construir uma equação semi-empírica de previsão de D_L . Considerando a relação de adimensionais definida pela equação 29, na qual se têm como variáveis independentes B/H , u^*/U e Re^* e como variável dependente $D_L/u^*.H$, e adotando-se o modelo de potência para descrever a relação de dependência entre essas variáveis, tem-se:

$$\frac{D_L}{u^*.H} = A \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^b \cdot \left(\frac{u^*}{U}\right)^c \cdot Re^*{}^d \quad (32)$$

Para a aplicação da regressão linear múltipla é necessário efetuar-se a linearização da equação 32, sendo reescrita da seguinte forma:

$$\log\left(\frac{D_L}{u^*.H}\right) = \log A + b \cdot \log\left(\frac{B}{H}\right) + c \cdot \log\left(\frac{u^*}{U}\right) + d \cdot \log Re^* \quad (33)$$

que é do tipo:

$$Y = K + b.X + c.Z + d.W \quad (34)$$

Na Tabela 5 são fornecidos os resultados dos cálculos das grandezas adimensionais para cada um dos testes utilizados na análise de regressão.

Tabela 5: Grandezas adimensionais dos cursos d'água.

	Local e Data	Teste nº	$\frac{D_L}{u^* \cdot H}$	$\frac{B}{H}$	$\frac{u^*}{U}$	Re*
Rio Jaú	27/10/2012	2	64,48	8,57	0,479	52573,61
	24/11/2012	4	7,89	7,48	1,093	88692,66
	09/01/2013	5	8,45	5,00	0,989	172800,00
	02/02/2013	6	6,28	4,63	0,667	168737,04
	02/02/2013	7	31,82	4,63	0,377	168737,04
	03/02/2013	8	3,88	2,39	0,576	401750,54
	03/02/2013	9	3,73	2,39	0,611	401750,54
Ribeirão Lageado	22/11/2012	12	25,92	11,88	2,332	18131,92
	09/01/2013	13	163,60	10,14	0,236	60453,70
	02/02/2013	14	13,08	8,49	0,411	106303,15
	02/02/2013	15	32,55	8,49	0,309	106303,15
	02/02/2013	16	82,50	8,49	0,346	106303,15
	02/02/2013	17	69,33	8,49	0,245	106303,15
	02/02/2013	18	98,21	8,49	0,214	106303,15
	02/02/2013	19	36,41	8,49	0,304	106303,15

A partir da equação 33 e com base nos dados da Tabela 5, utilizando o software Origin 8.6, foi feita a aplicação da regressão linear múltipla, que produziu resultados apresentados na Figura 35.

Multiple Regression
Parameters

		Value	Standard Error
A	Intercept	9,62146	3,17964
	B	-0,66117	0,79215
	C	-1,59124	0,28141
	D	-1,62507	0,51983

Statistics

	A
Number of Points	15
Degrees of Freedom	11
Residual Sum of Squares	0,39963
Adj. R-Square	0,87109

Summary

	Intercept		B		C		D		Statistics
	Value	Standard Error	Value	Standard Error	Value	Standard Error	Value	Standard Error	Adj. R-Square
A	9,62146	3,17964	-0,66117	0,79215	-1,59124	0,28141	-1,62507	0,51983	0,87109

ANOVA

		DF	Sum of Squares	Mean Square	F Value	Prob>F
A	Model	3	3,54601	1,182	32,53493	9,15357E-6
	Error	11	0,39963	0,03633		
	Total	14	3,94564			

Figura 35: Quadro de saída da regressão linear múltipla feita no software Origin 8.6.

A partir dos valores apresentados na Figura 35, os coeficientes Intercept, B, C e D correspondem aos parâmetros da equação 34, então:

$$K = 9,62146 = \log A \rightarrow A = 10^{9,62146} = 4,183 \cdot 10^9$$

$$b = -0,66117$$

$$c = -1,59124$$

$$d = -1,62507$$

Sendo assim, tem-se:

$$\frac{D_L}{u^* \cdot H} = 4,183 \cdot 10^9 \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{-0,66117} \cdot \left(\frac{u^*}{U}\right)^{-1,59124c} \cdot Re_*^{-1,62507} \quad (35)$$

Já que $Re_* = \frac{u^* \cdot H}{\nu}$, e a viscosidade cinemática da água a temperaturas próximas a 20°C é de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, a equação é rearranjada, ficando na seguinte forma:

$$D_L = 0,744 \frac{H^{0,0361} \cdot U^{1,591}}{u^{*2,216} B^{0,661}} \quad (36)$$

Para se verificar a qualidade do ajuste realizado pela regressão linear múltipla foi analisado o coeficiente de determinação (r^2) e foi efetuado o teste F.

Conforme mostra a Figura 35, o coeficiente de determinação encontrado para a regressão linear múltipla realizada foi de $r^2 = 0,871$, o que significa que 87,1% da variação da variável dependente ($D_L/u^*.H$) está sendo explicada pela equação deduzida a partir da regressão (equação 36), o que sugere que esta equação é adequada.

Em relação ao teste F, ao nível de significância $\alpha = 0,1\%$, o valor de “F” tabelado ($F = 11,56$), para $F(3,11)$ graus de liberdade, mostrou-se inferior quando comparado ao valor calculado ($F = 32,53$), rejeitando assim a hipótese de nulidade dos parâmetros, indicando que a regressão pode ser aceita com 99,9 % de confiança.

Portanto, a equação 36 é útil para a realização de previsões do coeficiente de dispersão longitudinal dos cursos d’água utilizados no presente estudo, e também para outros cursos d’água com características geométricas e hidráulicas semelhantes.

Na Figura 36 encontra-se um gráfico com os valores medidos de D_L pelo método do *routing procedure* (eixo x) e os valores estimados de D_L pela equação 36 (eixo y). Visualiza-se que os valores encontram-se razoavelmente bem distribuídos no entorno dos valores correspondentes à relação $D_{L \text{ estimado}} / D_{L \text{ medido}} = 1$ (que significa total concordância entre os valores estimados e medidos). O valor dos resíduos médios quadráticos (RMQ), equação 31, referentes aos valores estimados e medidos é de 1,54, e a razão de discrepância (R_d), equação 30, apresenta acurácia no valor de 86,67 %. Portanto, tais análises – gráfica e estatística – mostram que a equação 36, gerada neste trabalho, estima razoavelmente bem os valores de D_L para os cursos d’água estudados.

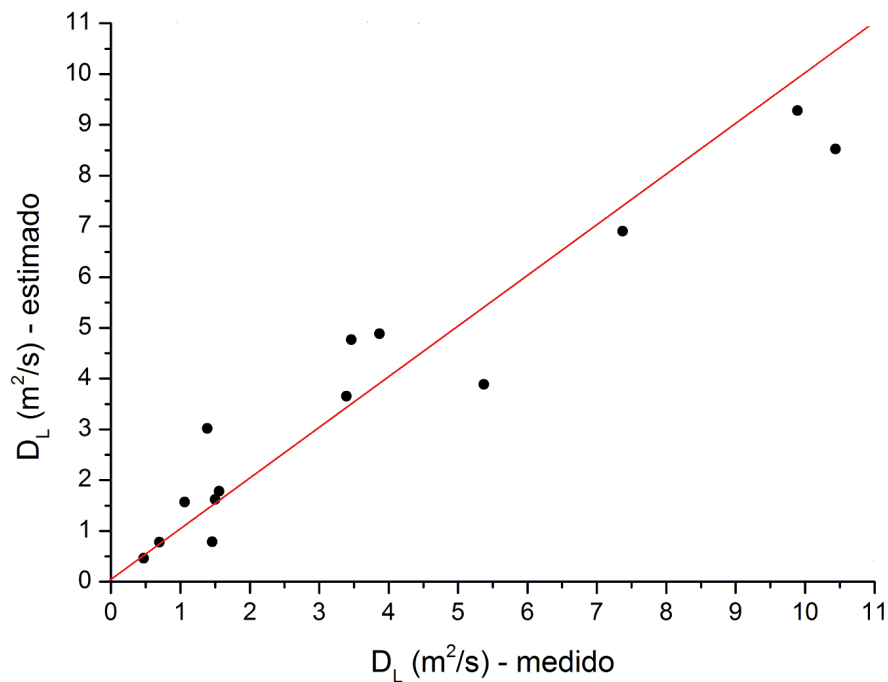


Figura 36: Valores medidos de D_L pelo método do *routing procedure* (eixo x) e os valores estimados de D_L pela equação 36 (eixo y).

5.6. Validação da equação produzida

A fim de se verificar a aplicabilidade do modelo de regressão (equação 36), este foi aplicado a dados provenientes de outros estudos sobre a quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal, a saber, Devens et. al (2006), Barbosa (1997) e Ribeiro et al. (2010), resumidos no tópico 3.6. Respectivamente, as equações dos 3 conjuntos de autores referem-se a baixíssimas vazões (0,00521 a 0,01134 m³/s), baixas vazões (0,68 a 4,3 m³/s) e médias vazões (16,2 a 42,6 m³/s).

Primeiramente a equação 36 foi utilizada para estimar D_L a partir do conjunto de dados presentes em Devens et. al (2006). Os valores estimados de D_L pela equação 36, bem como as características dos cursos d'água do citado trabalho encontram-se na Tabela 6. A partir da análise dos valores de RMQ (equação 31) e da acurácia da razão de discrepância, R_d (equação 30), percebe-se que a equação 36 é incapaz de estimar devidamente os valores de D_L para tais condições, pois valor de RMQ é de 103,09 e a acurácia da razão de discrepância é de 0%.

Posteriormente a equação 36 foi utilizada para estimar D_L a partir do conjunto de dados presentes em Barbosa (1997). Os valores estimados de D_L pela equação 36, bem como as características dos cursos d'água do citado trabalho encontram-se na Tabela 7. A partir da análise dos valores de RMQ (equação 31) e da acurácia da razão de discrepância, R_d (equação 30), percebe-se que a equação 36 é capaz de estimar bem os valores de D_L para tais condições, pois o valor de RMQ é de 1,83 e a acurácia da razão de discrepância é de 71,72 %.

Por fim, a equação 36 foi utilizada para estimar D_L a partir do conjunto de dados presentes em Ribeiro et al. (2010). Os valores estimados de D_L pela equação 36, bem como as características dos cursos d'água do citado trabalho encontram-se na Tabela 7. A partir da análise dos valores de RMQ (equação 31) e da acurácia da razão de discrepância, R_d (equação 30), percebe-se que a equação 36 é capaz de estimar razoavelmente bem os valores de D_L para tais condições, pois o valor de RMQ é de 8,91, considerado alto, mas a acurácia da razão de discrepância é de 80%, o que mostra que somente um dos valores, referente ao teste 1, está fora da faixa compreendida entre -0,3 e 0,3, sendo este o valor responsável pela elevação do valor de RMQ.

Portanto, a equação 36 foi devidamente validada a partir de sua comparação com os conjuntos de dados provenientes de estudos dos autores Barbosa (1997) e Ribeiro et al. (2010).

Tabela 6: Características dos córregos estudados por Devens et. al (2006) e comparação entre D_L medido e D_L estimado pela equação 36.

Teste nº	Curso d'água	Data	Injeção/traçador	L_x (m)	Q (m ³ /s)	B (m)	U (m/s)	H (m)	S_0 (m/m)	u^* (m/s)	D_L medido	D_L estimado Eq. 36
1	Córrego da Capela	01/09/2000	Instantânea/NaCl	20,8	0,00706	0,75	0,317	0,03	0,00772	0,047665	0,242	108,34
2	Córrego da Capela	01/09/2000	Instantânea/NaCl	22,1	0,00706	0,75	0,321	0,029	0,00772	0,046864	0,243	114,61
3	Córrego da Capela	12/10/2000	Instantânea/NaCl	17,7	0,00521	0,72	0,264	0,028	0,00772	0,046049	0,27	89,58
4	Córrego da Capela	12/10/2000	contínua/NaCl	19,2	0,00521	0,72	0,272	0,027	0,00772	0,045219	0,24	97,67
5	Córrego da Capela	12/10/2000	contínua/NaCl	13,6	0,00521	0,72	0,236	0,031	0,00772	0,048453	0,246	67,19
6	Córrego da Capela	12/10/2000	contínua/NaCl	12,5	0,00521	0,72	0,227	0,032	0,00772	0,049229	0,387	61,05
7	Córrego da Capela	17/02/2001	instantânea/NaCl	42	0,01317	2,2	0,317	0,019	0,00552	0,032076	1,07	125,85
8	Córrego da Capela	17/02/2001	instantânea/NaCl	41,8	0,01317	2,2	0,316	0,019	0,00552	0,032076	1,29	125,22
9	Córrego da Capela	17/02/2001	instantânea/NaCl	41,3	0,01317	2,2	0,312	0,019	0,00552	0,032076	1,119	122,71
10	Córrego da Capela	17/02/2001	instantânea/NaCl	48,8	0,01317	2,2	0,34	0,018	0,00552	0,031221	0,986	149,09
11	Córrego da Capela	17/02/2001	instantânea/NaCl	47,5	0,01317	2,2	0,331	0,018	0,00552	0,031221	1,068	142,86
12	Córrego do Fundão	07/04/2001	instantânea/NaCl	4,5	0,01134	1,4	0,094	0,086	0,00745	0,07928	0,185	3,49
13	Córrego do Fundão	07/04/2001	instantânea/NaCl	3,3	0,01134	1,4	0,083	0,098	0,00745	0,08463	0,143	2,49
											RMQ	103,09
Acurácia R_d (valores entre -0,3 e 0,3) – em porcentagem (%) do total												0

Tabela 7: Características dos córregos estudados por Barbosa (1997) e comparação entre D_L medido e D_L estimado pela equação 36.

Teste nº	Curso d'água	Data	Injeção/traçador	Lx (m)	Q (m ³ /s)	B (m)	U (m/s)	H (m)	S ₀ (m/m)	u* (m/s)	D _L medido	D _L estimado Eq. 36
1	Cór. Laranja Azeda	09/11/1993	contínua/rodamina	9,8	0,68	4	0,281	0,61	0,00265	0,126	1,3	3,83
2	Cór. Laranja Azeda	26/04/1994	contínua/rodamina	9,6	0,7	4	0,282	0,62	0,00265	0,127	2,42	3,78
3	Cór. Laranja Azeda	21/06/1994	instantânea/rodamina	11,6	0,52	4	0,255	0,51	0,00265	0,115	1,1	3,97
4	Cór. Laranja Azeda	06/03/1995	instantânea/rodamina	9,5	1,2	4,5	0,329	0,81	0,00265	0,145	2,01	3,36
5	Ribeirão do feijão	22/10/1993	contínua/rodamina	116,1	2,64	10	0,509	0,52	0,00387	0,141	5,05	4,19
6	Ribeirão do feijão	16/05/1994	instantânea/rodamina	111,9	2,8	10	0,519	0,54	0,00387	0,143	4,22	4,15
7	Ribeirão do feijão	11/04/1995	instantânea/rodamina	118,1	4,3	11	0,598	0,65	0,00387	0,157	6,09	4,00
											RMQ	1,83
Acurácia R_d (valores entre -0,3 e 0,3) – em porcentagem (%) do total												71,42

Tabela 8: Características dos córregos estudados por Ribeiro et. al (2010) e comparação entre D_L medido e D_L estimado pela equação 36.

Teste nº	Curso d'água	Data	Injeção/traçador	Q (m ³ /s)	B (m)	U (m/s)	H (m)	S ₀ (m/m)	u* (m/s)	D _L medido	DL estimado Eq. 36
1	Paraibuna/JF Jus.	21/10/1995	Uranina	42,6	26	0,92	1,79	0,001	0,09	35	16,04
2	Paraibuna/JF Jus.	23/01/1996	Amidorodamina	19,6	25,5	0,66	1,17	0,001	0,08	10	12,25
3	Paraibuna/JF Jus.	21/05/1996	Amidorodamina	16,2	21	0,57	1,36	0,001	0,08	8,5	11,09
4	Paraibuna/JF Jus.	07/10/2005	Uranina	23,2	23	0,77	1,31	0,001	0,08	12	16,82
5	Paraibuna/JF Jus.	01/12/2005	Amidorodamina	33,03	28	0,83	1,43	0,001	0,08	15	16,70
										RMQ	8,91
Acurácia R_d (valores entre -0,3 e 0,3) – em porcentagem (%) do total											80

5.7. Comparação da equação produzida com outras equações da literatura

A fim de se comparar o desempenho da equação 36 com as diversas equações mostradas na Tabela 1, estimaram-se os valores de D_L para o conjunto de valores de características geométricas e hidráulicas referentes aos testes realizados para esse estudo.

Na Tabela 9 podem ser visualizados os valores de D_L medidos para cada teste, assim como os valores estimados por cada uma das equações em pauta. Para uma comparação estatística, foi utilizado o resíduo médio quadrado (RMQ), equação 31, e a razão de discrepância (R_d), equação 30.

Analisando-se primeiramente os valores de RMQ, percebe-se que a equação de menor RMQ é a equação 36, com o valor de 1,54. Ou seja, essa é a equação que melhor estima os valores de D_L do conjunto de dados dentre as analisadas. Logo em seguida, a próxima equação com o próximo menor valor de RMQ é a deduzida por Deng et. al (2001), seguida por Devens et. al (2010), McQuivey e Keefer (1974), Ribeiro et. al (2010), Fischer (1975), Kashefipour e Falconer (2002), Devens et. al (2006) e, por fim, Seo e Cheong (1998). Ou seja, quando maior o valor de RMQ, menos a equação é capaz de fazer uma boa estimativa do conjunto de dados em questão.

Analisando-se os valores de acurácia da razão de discrepância (R_d), os quais englobam a porcentagem de valores de R_d entre -0,3 e 0,3, novamente a equação 36 demonstra que gera uma melhor estimativa de D_L para esse conjunto de dados, tendo 86,67 % de acurácia. O próximo melhor valor de acurácia provem da equação de Devens et. al (2010), com 53,33 % de acurácia, seguida por Deng et. al (2001) e McQuivey e Keefer (1974), ambas com 46,67 %, Seo e Cheong (1998), com 33,33 %, Ribeiro et. al (2010) e Kashefipour e Falconer (2002), ambas com 26,66 % e, por fim, Devens et. al (2006) e Fischer (1975), com 0%.

A análise a partir dos dois métodos estatísticos mostram diferenças em relação à ordem de quais equações são mais ou menos assertivas, o que mostra que deve se tomar cuidado na utilização de tais métodos para a análise de resultados. Porém, essas diferenças são pequenas, mostrando no geral que Deng et. al (2001) e Devens et. al (2010) são as duas equações mais assertivas para a estimativa de D_L , após a equação 36, gerada pelo presente estudo.

Tabela 9: Coeficientes de dispersão longitudinal medidos e calculados por equações empíricas de outros autores.

Teste nº	D_L (medido)	Eq. 36 – este trabalho	Devens et al. (2010) – Eq. 21	Ribeiro et al. (2010) – Eq. 20	Devens et.al (2006) – Eq. 19	Kashefipour e Falconer (2002) – Eq. 18	Deng et. al (2001) – Eq. 16	Seo e Cheong (1998) – Eq. 15	Fischer (1975) – Eq.14	McQuivey e Keefer (1974) – Eq. 13
2	3,39	3,65	0,91	0,31	0,01	0,56	0,98	3,37	0,18	0,78
4	0,70	0,78	0,65	0,22	0,01	0,94	0,27	1,61	0,05	0,58
5	1,46	0,78	0,80	0,69	0,01	1,83	0,33	2,81	0,05	1,25
6	1,06	1,57	1,00	1,14	0,00	1,79	0,61	4,60	0,09	1,81
7	5,37	3,89	1,56	2,62	0,00	1,79	1,89	10,40	0,28	3,20
8	1,56	1,78	1,19	4,84	0,00	4,26	0,66	8,96	0,08	4,98
9	1,50	1,62	1,14	4,44	0,00	4,26	0,59	8,23	0,07	4,69
12	0,47	0,46	0,15	0,01	0,14	0,19	0,03	0,15	0,01	0,05
13	9,89	9,28	2,10	1,21	0,01	0,64	5,56	11,85	1,23	1,56
14	1,39	3,02	1,84	1,34	0,01	1,13	2,63	8,42	0,50	1,57
15	3,46	4,77	2,29	2,03	0,00	1,13	4,55	12,70	0,89	2,09
16	8,77	3,98	2,10	1,72	0,01	1,13	3,66	10,79	0,70	1,86
17	7,37	6,90	2,74	2,86	0,00	1,13	7,04	17,69	1,41	2,64
18	10,44	8,52	3,04	3,46	0,00	1,13	9,00	21,37	1,84	3,01
19	3,87	4,89	2,32	2,08	0,00	1,13	4,68	12,98	0,91	2,12
RMQ		1,54	3,71	3,97	5,26	4,61	2,19	6,28	4,54	3,95
Acurácia R_d (valores entre -0,3 e 0,3) – em porcentagem (%) do total		86,67	53,33	26,66	0	26,66	46,67	33,33	0	46,67

5.8. Compilação das equações estudadas

A grande quantidade e diversidade de equações empíricas e semi-empíricas de previsão do coeficiente de dispersão longitudinal existentes refletem a grande diversidade das características hidrodinâmicas e geométricas de cursos d'água naturais.

A partir da observação de vários estudos feitos para a determinação do D_L , percebeu-se que, de um modo geral, a tendência dos trabalhos sobre o assunto aqui tratado (Kashefipour e Falconer (2002), Seo e Cheong (1998), Deng et. al (2001)), entre outros, é a de comparar o desempenho das diferentes equações empíricas e semi-empíricas com valores de D_L medidos para faixas de vazões e características hidráulicas e geométricas diferentes e/ou semelhantes das que geraram tais equações.

Sendo assim, a tendência geral observada é a de que os valores calculados por uma equação gerada a partir de determinada faixa de vazões e características hidráulicas e geométricas têm boa concordância com os valores de D_L medidos para essa determinada faixa e, no geral, não têm boa concordância com os valores de D_L medidos para faixas diferentes.

A partir da análise da comparação entre a equação 36 com outras equações presentes na literatura, feita no tópico 5.7, foi reforçada a percepção dessa tendência anunciada acima.

A ocorrência dessas concordâncias e discordâncias é de certa forma intuitiva, pois a maioria das equações empíricas e semi-empíricas são geradas a partir de regressão múltipla dos valores de D_L medidos em campo. O que se observa, então, é uma profusão de estudos que acabam por concluir que determinada equação é mais assertiva do que outra, o que pode vir a não ser correto se tal equação for comparada com valores de D_L medidos em outras situações.

Observou-se, então, a existência de uma grande quantidade de estudos feitos sobre o assunto, sem existir, no entanto, uma compilação, o que é de grande importância. Sendo assim, foi feita tal compilação das principais equações presentes na literatura no que tange a aplicação destas para as faixas de vazões e características hidráulicas e geométricas a partir das quais foram deduzidas.

A Tabela 10 foi gerada para facilitar a visualização de tal compilação, que tem o intuito principal de guiar a escolha de qual equação é mais adequada para determinado conjunto de características de um curso d'água, principalmente para o caso em que não se dispõe de medições *in loco* de D_L . No entanto, faz-se a ressalva de que somente esses valores não são absolutamente determinantes na escolha de qual equação deve ser usada para

determinado caso, já que, como pode ser observado, há sobreposição de alguns valores. O fato das suposições assumidas para a dedução de cada equação também pesa nos valores de D_L estimados.

Porém, apesar de não serem absolutamente determinantes, são um bom guia.

Tabela 10: Valores de características hidráulicas e geométricas a partir das quais as equações empíricas em questão foram deduzidas.

	Eq. 36 – este trabalho	Devens et al. (2010) - Eq. 21	Ribeiro et al. (2010) - Eq. 20	Devens et.al (2006) - Eq. 19	Kashefipour e Falconer (2002) - Eq. 18	Deng et. al (2001) - Eq. 16	Seo e Cheong (1998) - Eq. 15
Q (m³/s)	0,037 a 2,84	0,00521 a 11,25	16,20 a 98	0,00521 a 0,0131	-	-	-
U (m/s)	0,05 a 0,94	0,083 a 0,598	0,5 a 0,83	0,083 a 0,34	0,14 a 1,55	0,13 a 1,74	0,13 a 1,74
B (m)	1,90 a 4,50	0,72 a 20	21 a 81	0,72 a 2,2	11,9 a 537,4	11,89 a 537,38	11,89 a 537,38
H (m)	0,16 a 1,55	0,019 a 1,37	1,17 a 2,42	0,018 a 0,098	0,26 a 4,75	0,22 a 19,94	0,22 a 19,94
S₀ (m)	0,00812 a 0,00956	0,0005 a 0,00772	0,001 a 0,002	0,0055 a 0,00772	-	0,00007 a 0,0272	0,00007 a 0,0272

6. CONCLUSÕES

De acordo com todo o conteúdo que foi explanado, percebe-se que os estudos para a determinação do coeficiente de dispersão longitudinal vêm de longa data sendo efetuados, sem ainda existir um consenso sobre o assunto. Ou seja, a possibilidade da existência de uma única equação empírica ou semi-empírica capaz de estimar tal coeficiente para diversas condições hidráulicas e geométricas de toda a variedade de cursos d'água existente no mundo torna-se cada vez mais distante.

Supõe-se que grande parte desta dificuldade advém da elevada simplificação das características hidrodinâmicas dos corpos de água, que na realidade são mais irregulares do que se presume. Outra consideração a se fazer é a de que nem todos os fatores intervenientes são considerados adequadamente nas equações, resultando em modelos simplificados que podem não corresponder aos processos de transporte de massa.

Sendo assim, do presente estudo foi originada uma equação semi-empírica de predição do coeficiente de dispersão longitudinal (D_L) a partir de análise dimensional e análise de regressão de dados experimentais efetuados em dois córregos na região de Uberaba - MG. A equação mostrou-se assertiva para estimar o D_L dos córregos utilizados no estudo, no caso, Rio Jaú e Ribeirão Lageado. Essa equação poderá gerar boas estimativas também para cursos d'água com características semelhantes àquelas dos cursos d'água utilizados para sua dedução.

O traçador utilizado nas medições de campo foi o cloreto de sódio, que havia sido utilizado para ensaios em cursos d'água naturais somente por Devens et al. (2006). Sendo assim, a efetuação desse estudo utilizando-se desse traçador veio para embasar a eficácia de sua utilização, mostrando que, de fato, ele é um bom traçador para ser utilizado em ensaios para cursos d'água de baixa vazão, pois é barato, de fácil mensuração, e apesar de não ser conservativo, esse fator é superado a partir da técnica de correção da perda do traçador apresentada por Devens et al. (2006).

A nova tendência de utilização de técnicas de inteligência artificial para a determinação de D_L se mostra promissora, pois as estimativas feitas pelos autores que utilizaram essas técnicas são bastante assertivas. Porém, os métodos exatos pelos quais as estimativas são feitas ainda não são de conhecimento geral. Uma recomendação seria a de continuação da utilização dessa nova tendência, porém ocorrendo a criação de programas de interface amigável a partir dos algoritmos utilizados.

Conclui-se, por fim, que a clássica determinação de D_L pelos métodos diretos e pelas equações empíricas e semi-empíricas, apesar de virem de longa data, ainda são bastante atraentes, guardadas as devidas ressalvas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAEK, K. O.; SEO, I. W.; JEONG, J. J. **Evaluation of Dispersion Coefficients in Meandering Channels from Transient Tracer Tests.** Journal of hydraulic engineering, n° 10, 2006, p 1021–1032.

BAEK, K. O.; SEO I.W.; **Routing procedures for observed dispersion coefficients in two-dimensional river mixing.** Advances in Water Resources, n. 33, p. 1551-1559, 2010.

BARBOSA JR., A. R.; SINVA, G.Q. da; GIORGETTI, M. F. **Medida da vazão em cursos d'água naturais com o emprego de traçador fluorescente.** Revista Escola de Minas, Ouro preto, v. 52, p. 209-214, 1999.

BARBOSA JR, A. R. **Uso de traçadores na determinação de parâmetros de qualidade em escoamentos naturais de água.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

BARBOSA JR, A. R., SILVA, G. Q., NEVES, B. V. B., DEVENS, J. A. **Métodos diretos de determinação do coeficiente de dispersão longitudinal em cursos d'água naturais, Parte 1 – fundamentos teóricos.** Revista Escola de Minas – REM, Ouro Preto, 58(1) jan.-mar., 2005a, 27-32 pp.

BARBOSA JR, A. R., SILVA, G. Q., NEVES, B. V. B., DEVENS, J. A. **Métodos diretos de determinação do coeficiente de dispersão longitudinal em cursos d'água naturais, Parte 2 – aplicação e comparação dos métodos.** Revista Escola de Minas – REM, Ouro Preto, 58(2) abr.-jun., 2005b, 139-145 pp.

ÇENGEL, Y. A.; CIMBALA, J. M. **Mecânica dos Fluidos: Fundamentos e Aplicações.** São Paulo: McGraw-Hill, 2007.

CHAPRA, S. C. **Surface water quality modeling.** McGraw-Hill, 1997.

CHAU, K. **A review on integration of artificial intelligence into water quality modeling.** Marine Pollution Bulletin. v. 52, p. 726-733, 2006.

DENG, Z. Q., Singh, V. P., and Bengtsson, L. **Longitudinal dispersion coefficient in straight rivers.** *J. Hydraul. Eng.*, 127(11), 919–927, 2001.

DEVENS, J. A.; BARBOSA JR., A. R.; SILVA, G. Q. **Modelo de Quantificação do Coeficiente de Dispersão Longitudinal de Pequenos Cursos de Água Naturais**. Revista de Eng. Sanitária e Ambiental – ABES, Vol. 11, nº 3, 2006, 269-276 pp.

DEVENS, J. A.; BARBOSA JR., A. R.; SILVA, G. Q.; GIORGETTI, M. F. **Modelos empíricos e semi-empíricos para a obtenção do coeficiente de dispersão longitudinal de pequenos cursos d'água**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH, Vol. 15, nº 1, 2010, 75-88 pp.

DEVENS, J. A. **Quantificação do coeficiente de dispersão longitudinal em pequenos cursos d'água naturais com uso de traçador ambientalmente neutro**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto, 2006.

ELDER, J. W. **The dispersion predictions in natural streams**. Journal of the Sanitary Engineering Division. n. 5, p. 544-560, 1959.

FOX; MCDONALD. **Introdução à mecânica dos fluidos**. 2006.

FISCHER, H.B.; LIST, E.J.; KOH, R.C.; IMBERGER J.; BROOKS, N.H. **Mixing in inland and coastal waters**. Academic Press, New York, 1979, 483 p.

FISCHER, H. B. **Dispersion predictions in natural streams**. Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE, v. 94(5), p. 927-943, 1968.

FISCHER, H. B. **The mechanics of dispersion in natural streams**. Journal of the Hydraulics Division, Am. Soc. Civ. Eng., v. 96, n. 6, p. 187–216, 1967.

KASHEFIPOUR, S. M.; FALCONER, R.A. **Longitudinal dispersion in natural channels**. Water Reseach. V. 36, p. 1596-1608, 2002.

NORDIN, C. F.; TROUTMAN, B. M. **Longitudinal Dispersion in Rivers: The Persistence of Skewness in Observed Data**. Water resources research, v. 16, n. 1, p. 123-128, 1980.

PREFEITURA DE UBERABA. **Plano de Manejo da APA Rio Uberaba**. Disponível em: http://www.uberaba.mg.gov.br/portal/acervo/meio_ambiente/arquivos/agenda_branca/plano_manejo.pdf

PREFEITURA DE UBERABA. **Relatório Ambiental - Projeto Água Viva**. Disponível em: <http://www.uberaba.mg.gov.br/portal/principal>.

Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005, disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res05/res35705.pdf>

RIAHI-MADVAR, H., AYYOUBZADEH, S. A., KHADANGI, E., EBADZADEH, M. M. **An expert system for predicting longitudinal dispersion coefficient in natural streams by using ANFIS.** *Expert Systems with Applications* v. 36, p. 8589–8596, 2009.

RIBEIRO, C. B. M.; SILVA, D. D.; SOARES, J. H. P.; GUEDES, H. A. S. **Desenvolvimento e validação de equação para determinação do coeficiente de dispersão longitudinal em rios de médio porte.** *Eng. Sanit. Ambient.* [online]. 2010, vol.15,n.4, 393-400 pp.

RIBEIRO, C. B. M. **Sistema de alerta ambiental fundamentado em estudo teórico experimental de transporte e dispersão de poluentes solúveis em cursos d'água.** Tese (Doutorado). Universidade Federal de Viçosa; 2007.

SEO, W.; CHEONG, T. S. **Predicting longitudinal dispersion coefficient in natural streams.** *Journal of Hydraulic Engineering*, January, 1998, 25-32 p.

SILVA, L. L.; DONNICI, C. L.; AYALA, J. D.; FREITAS, C. H.; MOREIRA, R. M.; PINTO, A. M. F. **Traçadores: o uso de agentes químicos para estudos hidrológicos, ambientais, petroquímicos e biológicos.** *Quim. Nova*, Vol. 32, Nº. 6, 2009, 1576-1585 pp.

TAYFUR, G. e SINGH, V. P. **Predicting longitudinal dispersion coefficient in natural streams by artificial neural network.** *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 131, p. 991-1000, 2005.

TAYLOR, G. I. **The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe.** *Proceedings of the Royal Society, Londres, serie A223*, p. 446-468, 1954.

TOPRAK, Z. F.; CIGIZOGLU, H. K. **Predicting longitudinal dispersion coefficient in natural streams by artificial intelligence methods.** *Hydrological Processes*. V. 22, p. 4106–4129, 2008.

VON SPERLING, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água de rios.** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; UFMG, 2007.

**APÊNDICE A – CURVAS DE CONCENTRAÇÃO *VERSUS*
TEMPO NORMALIZADAS**

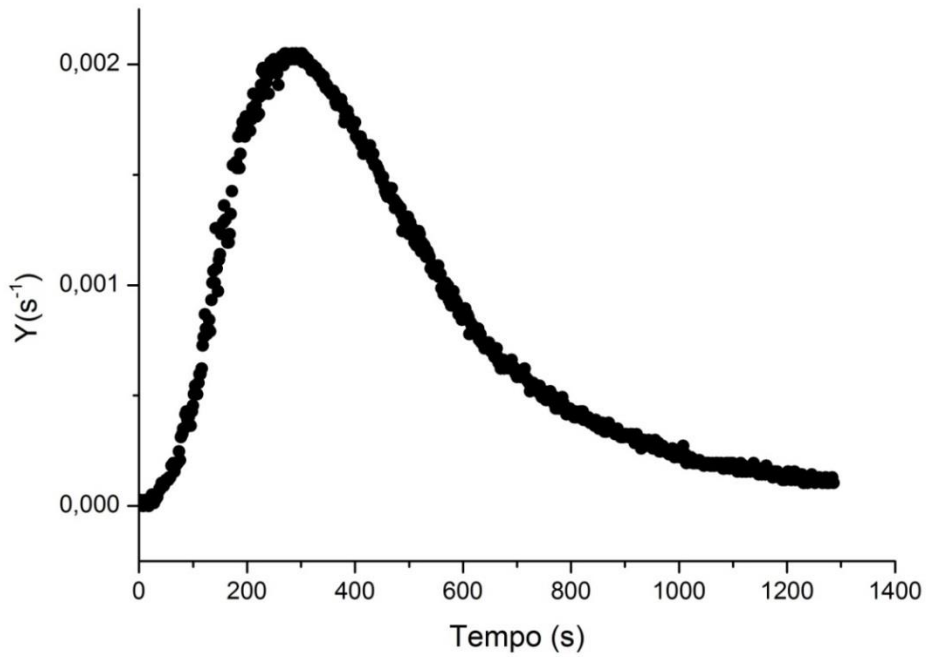


Figura 37: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 1, em 18/08/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.

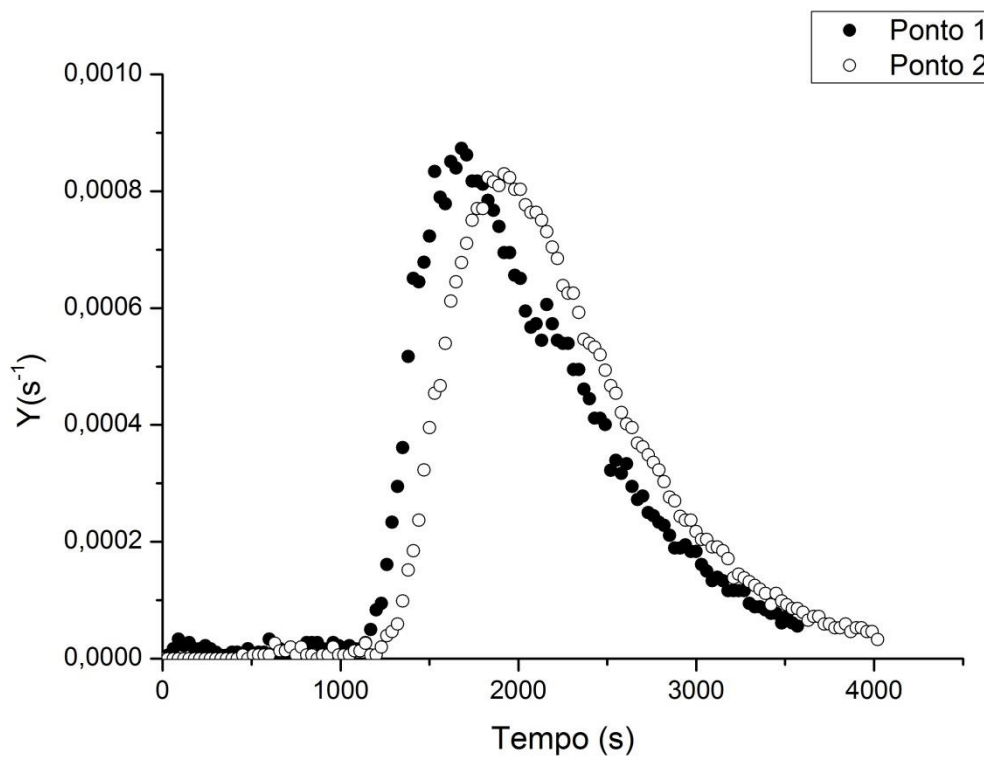


Figura 38: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 2, em 27/10/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

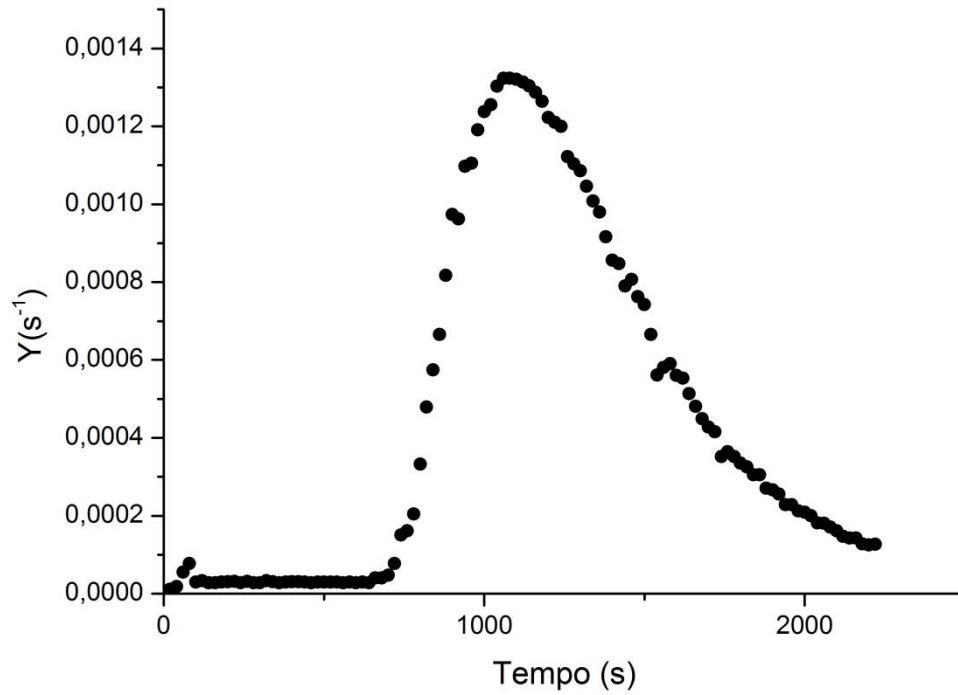


Figura 39: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 3, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1,5 kg.

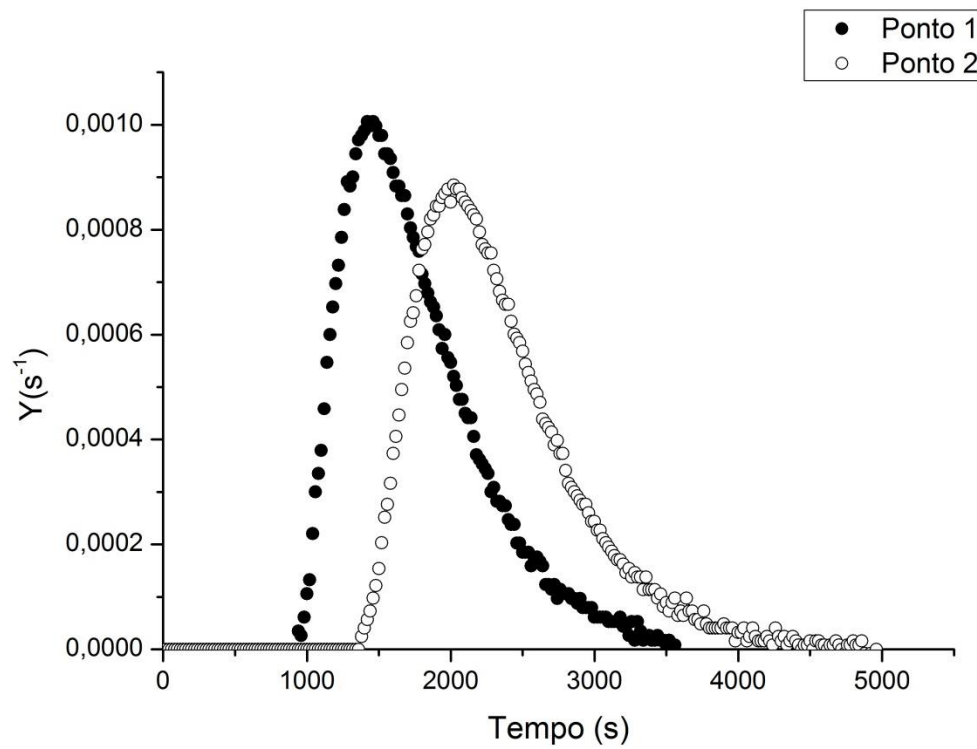


Figura 40: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 4, em 24/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

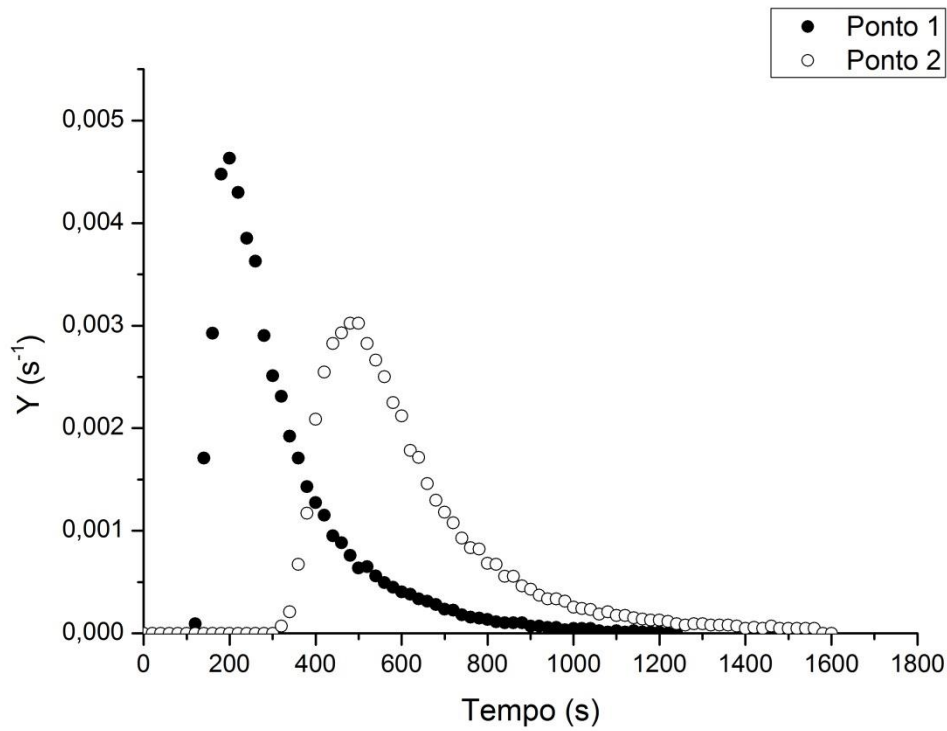


Figura 41: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 6, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

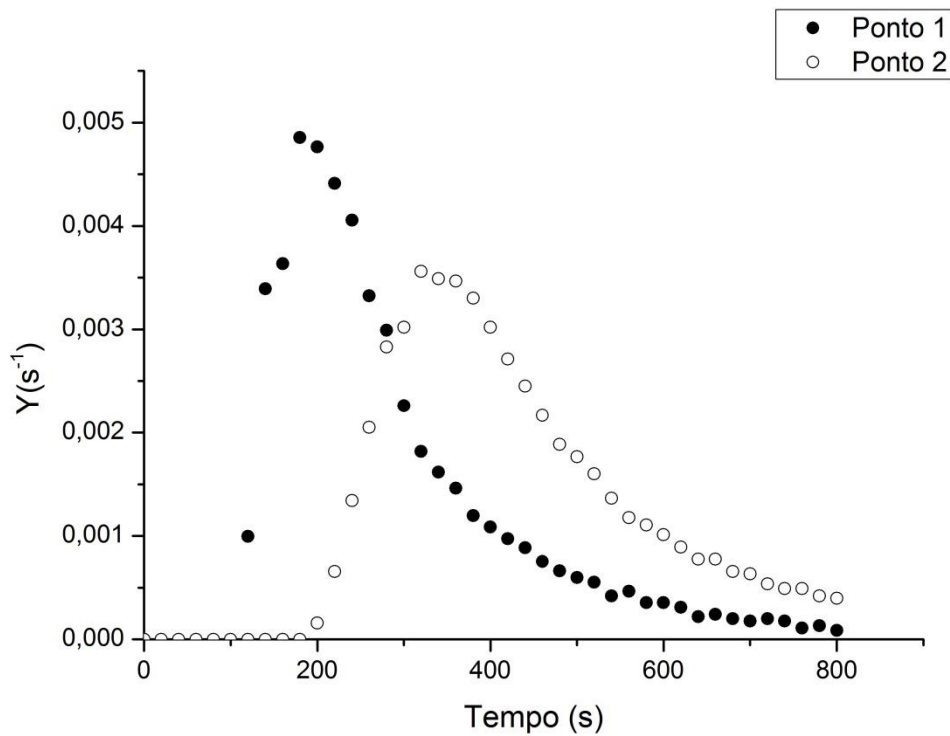


Figura 42: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 7, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

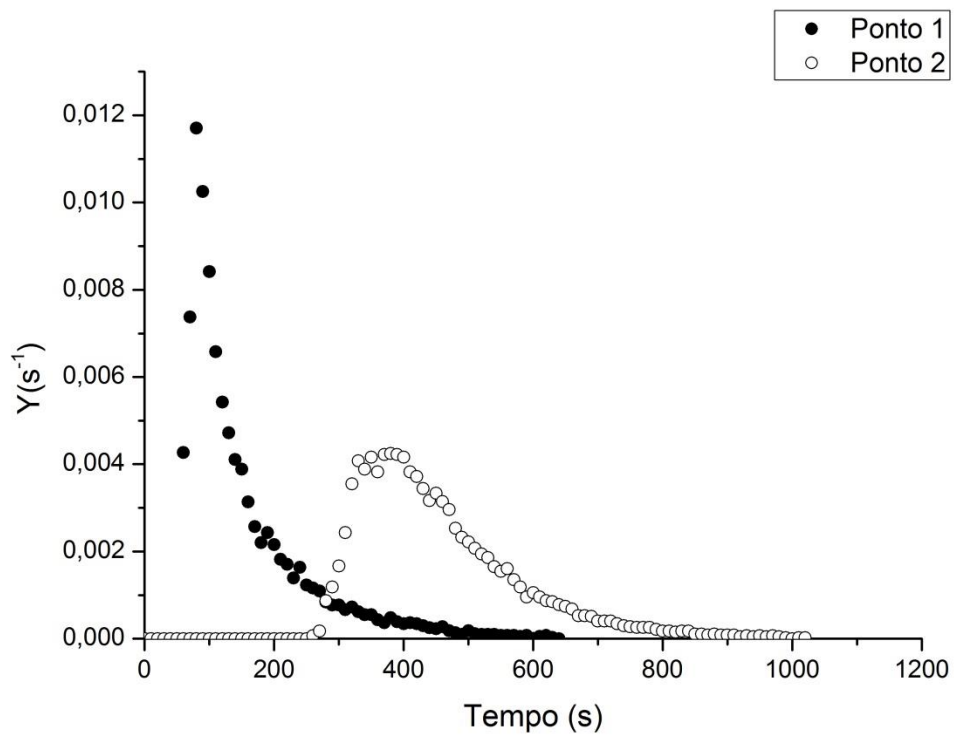


Figura 43: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 8, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 5 kg.

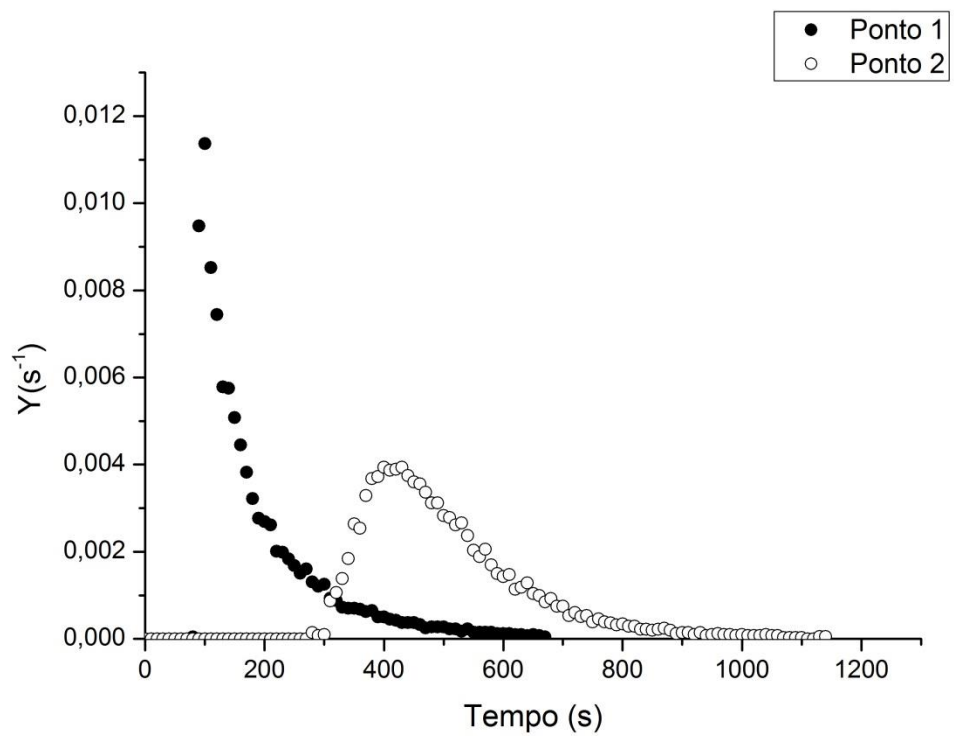


Figura 44: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú, teste 9, em 03/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

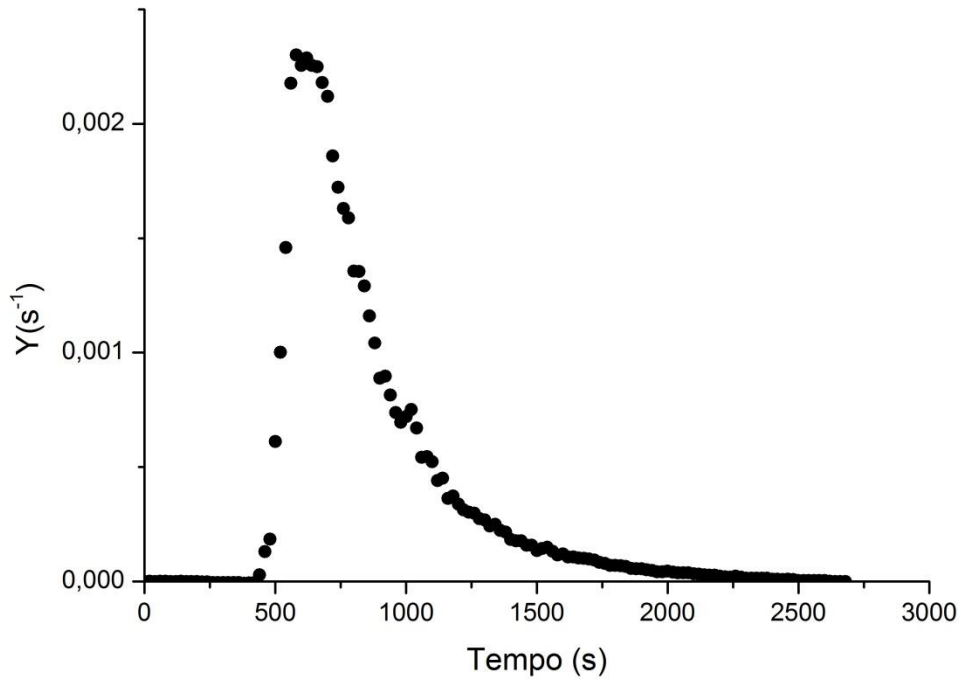


Figura 45: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 10, em 20/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.

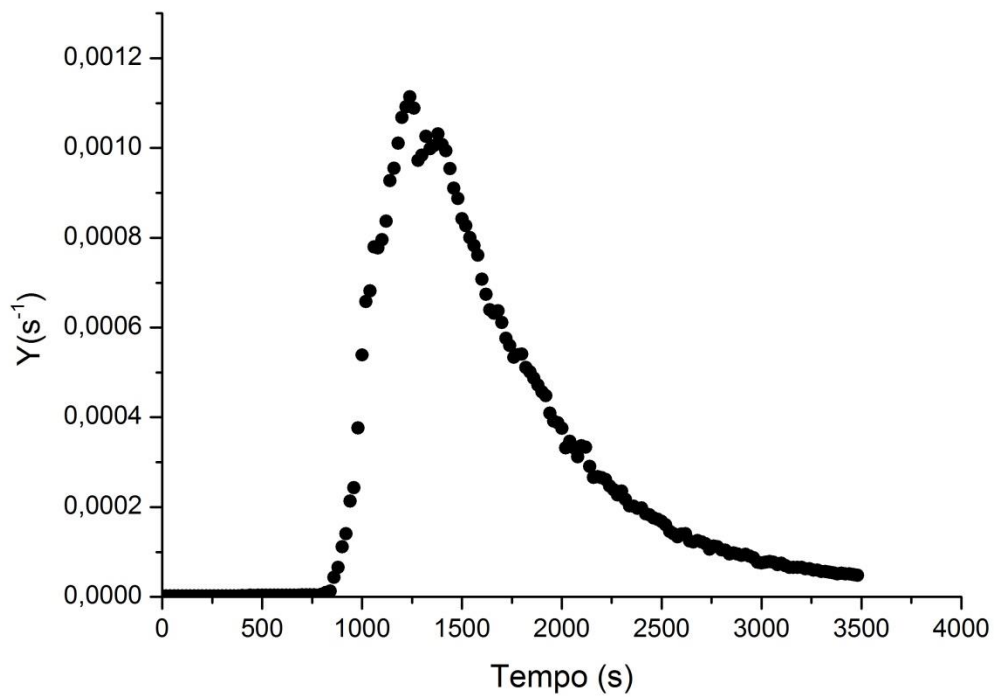


Figura 46: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 11, em 21/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 1 kg.

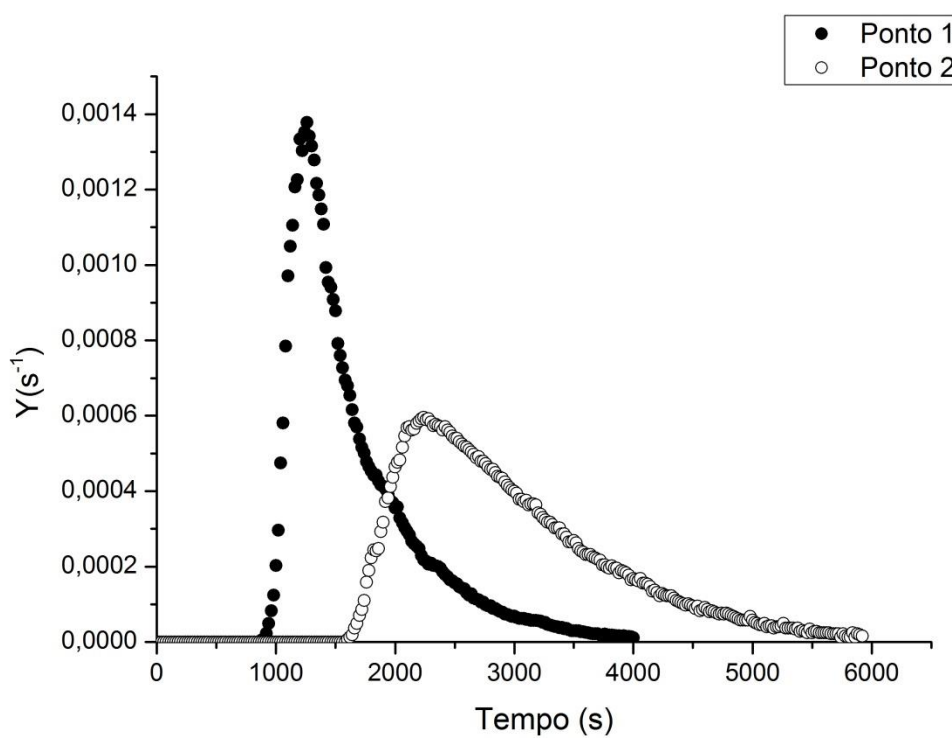


Figura 47: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 12, em 22/11/2012 – injeção com massa de NaCl de 0,5 kg.

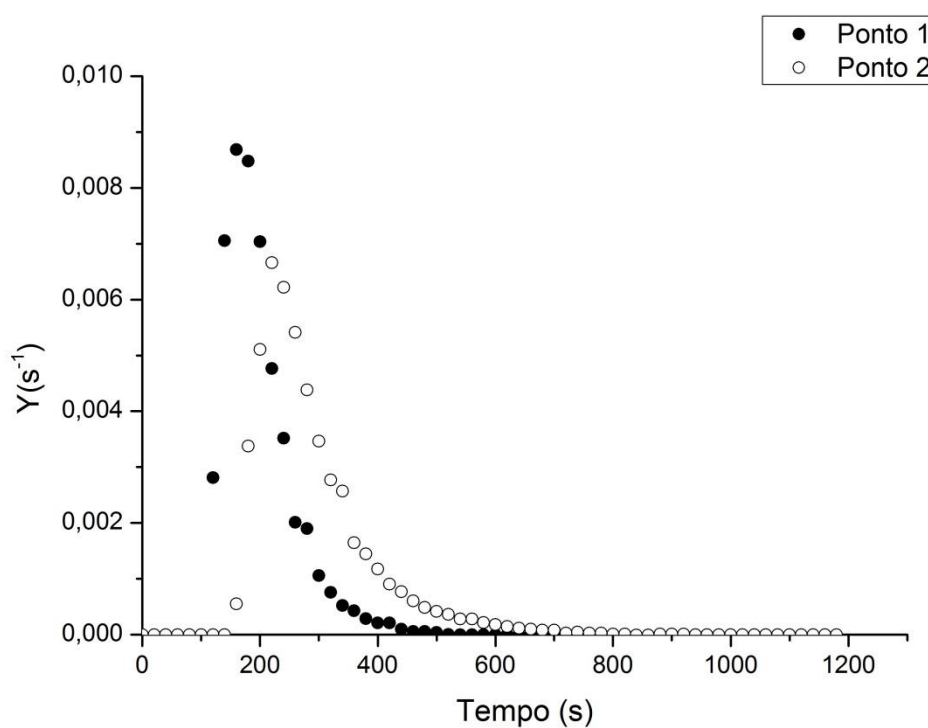


Figura 48: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 13, em 09/01/2013 – injeção com massa de NaCl de 3 kg.

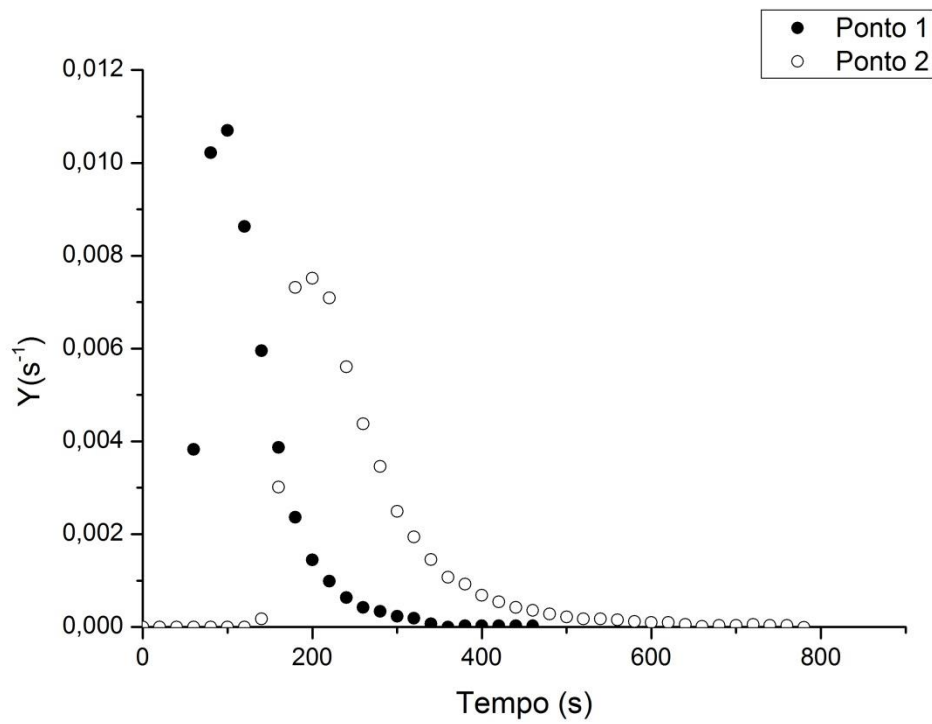


Figura 49: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 14, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

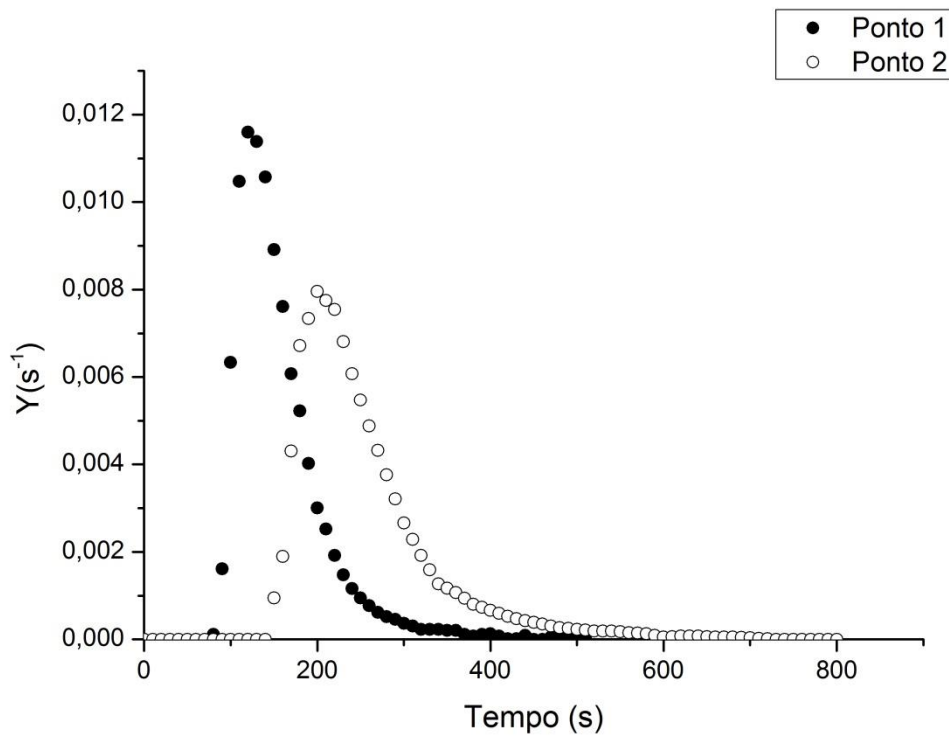


Figura 50: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 15, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2 kg.

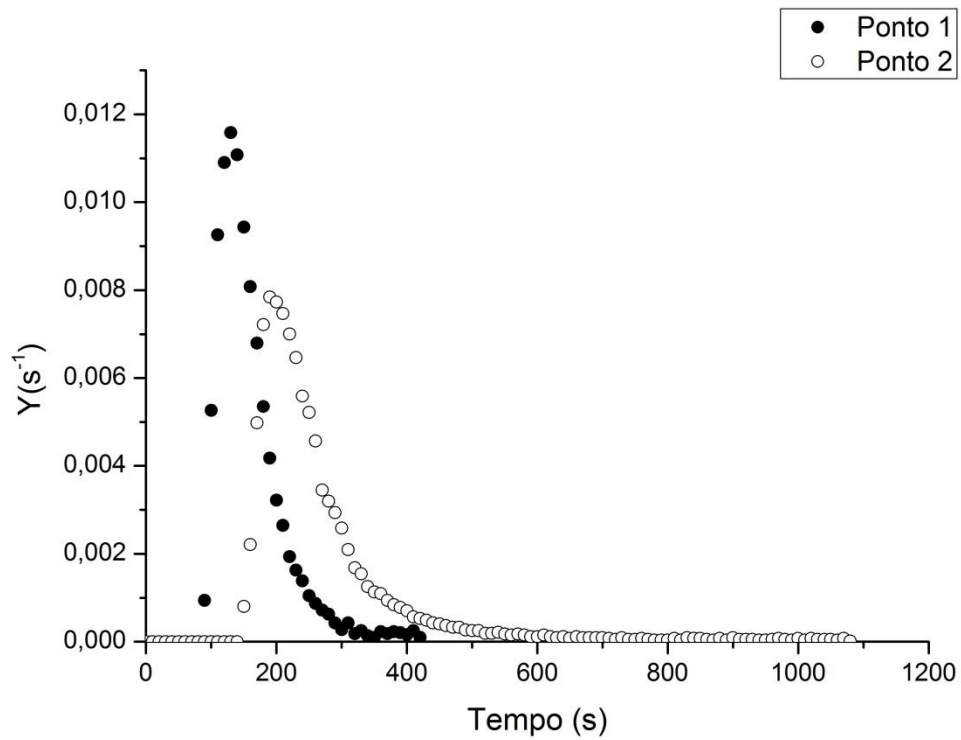


Figura 51: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 16, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

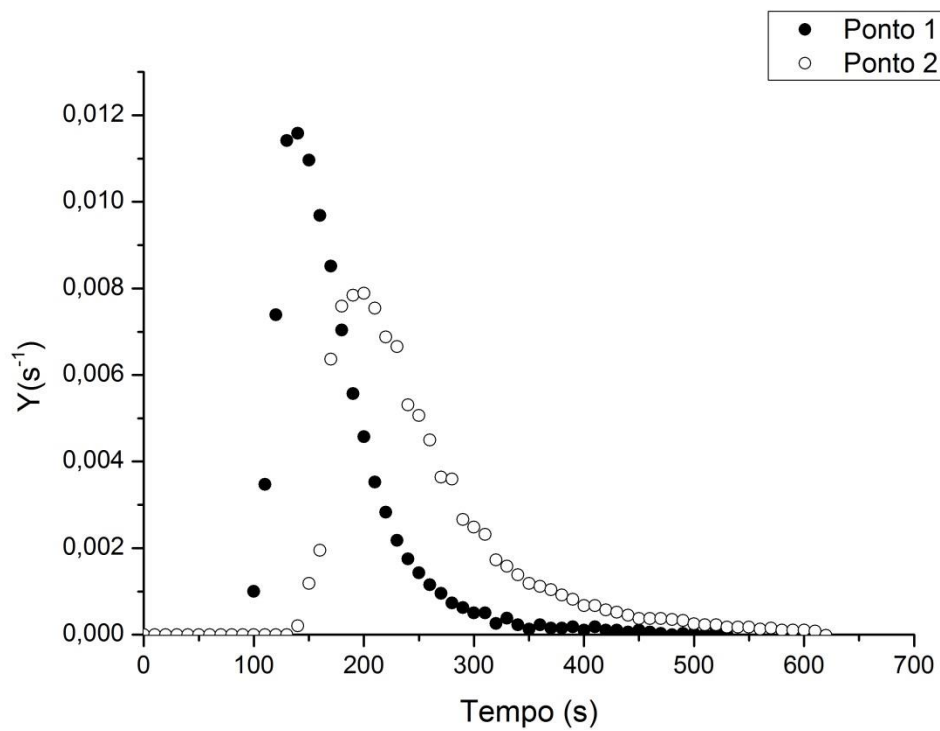


Figura 52: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 17, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.

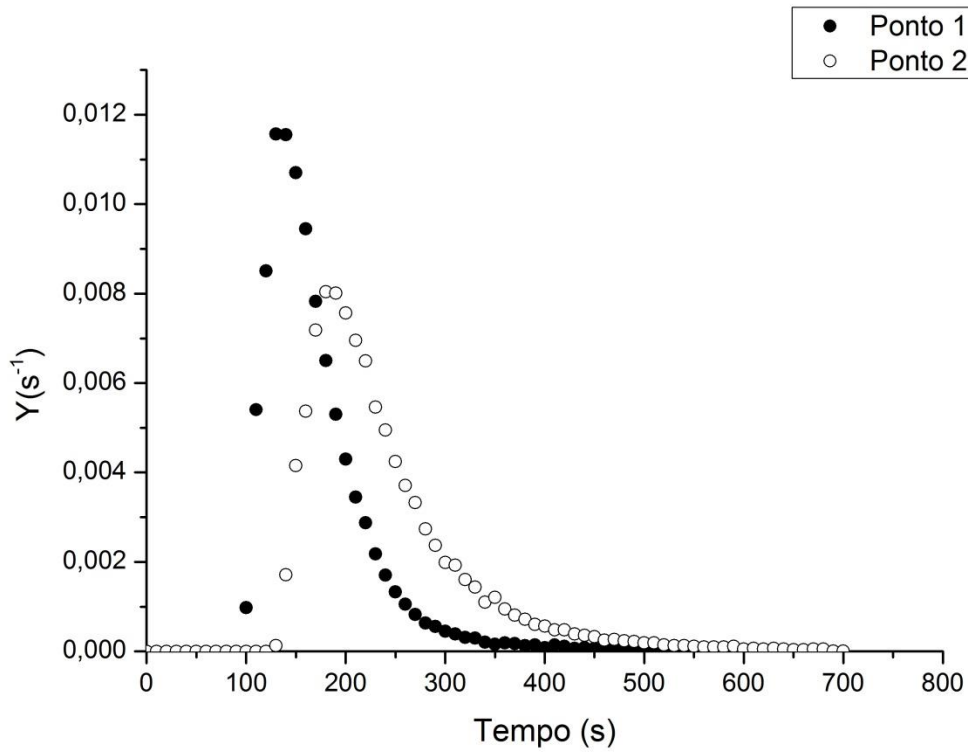


Figura 53: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 18, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 4 kg.

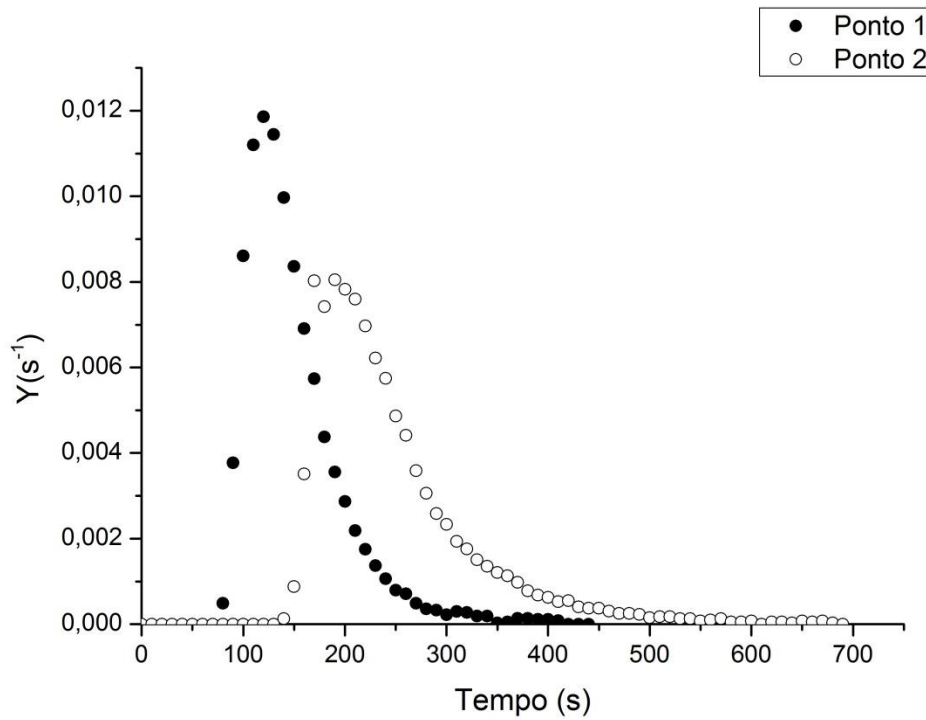


Figura 54: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado, teste 19, em 02/02/2013 – injeção com massa de NaCl de 2,5 kg.

**APÊNDICE B – GRÁFICOS DE ERRO MÉDIO QUADRADO
(EMQ) EM FUNÇÃO DOS VALORES PESQUISADOS DE D_L**

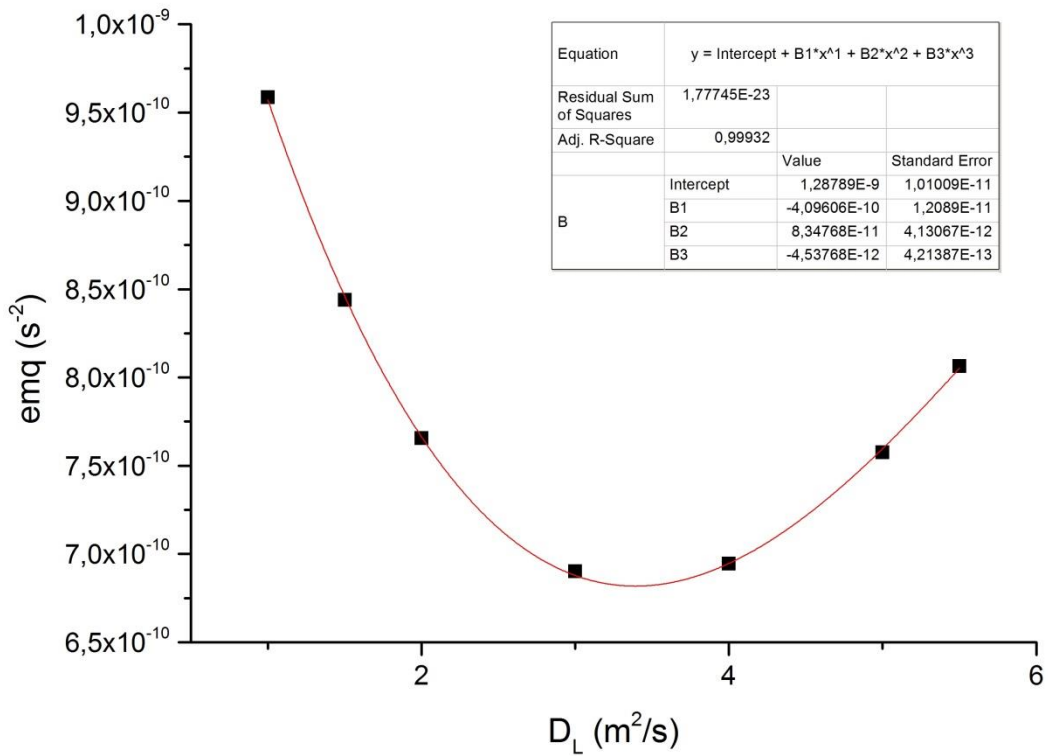


Figura 55: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 2).

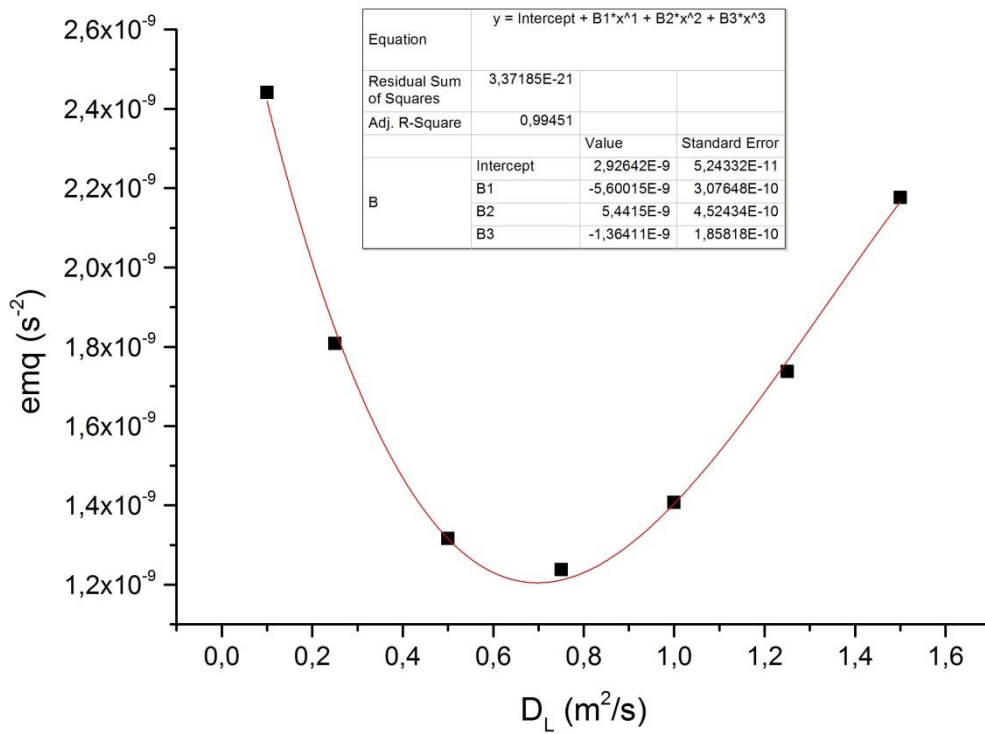


Figura 56: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 4).

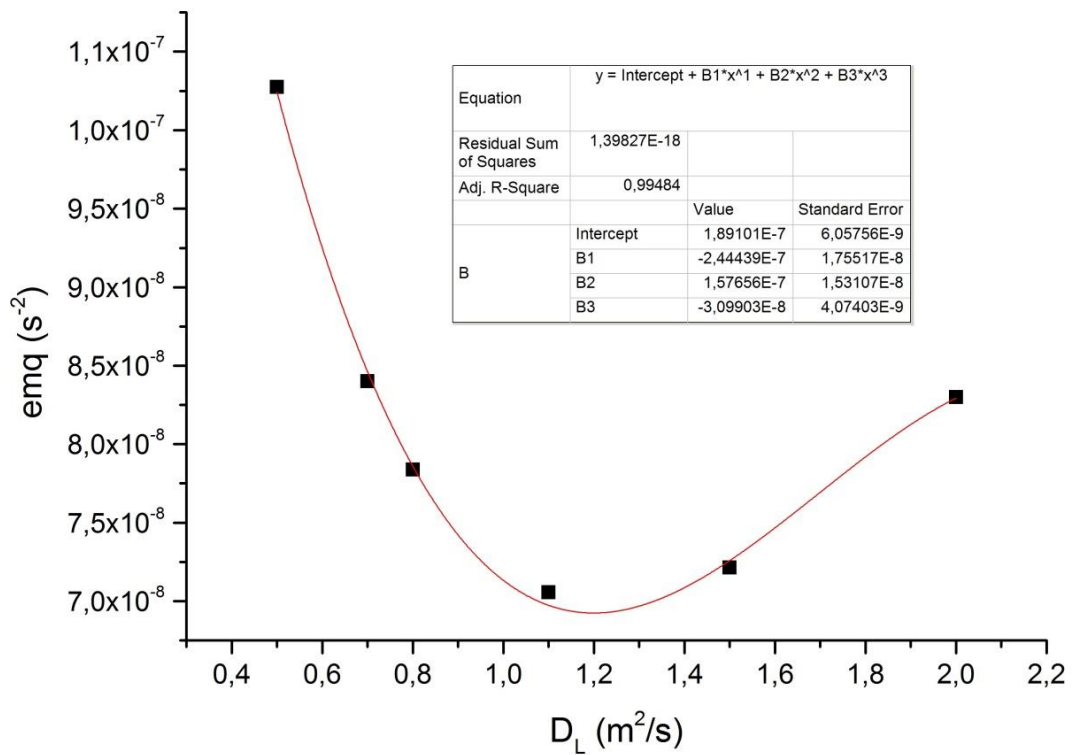


Figura 57: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 6).

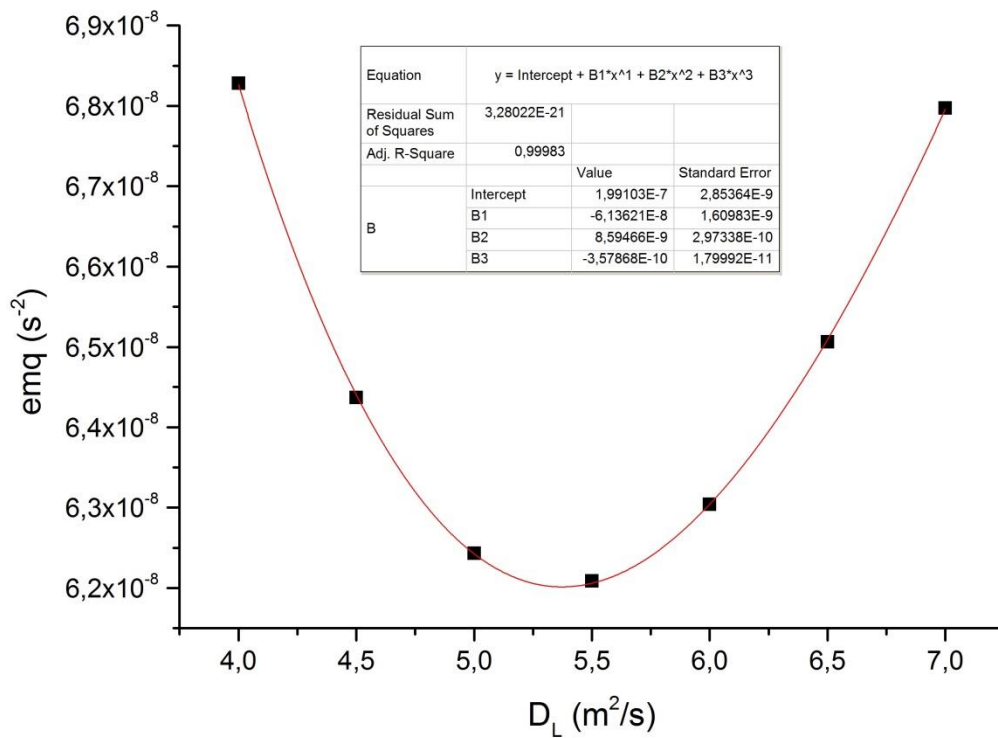


Figura 58: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 7).

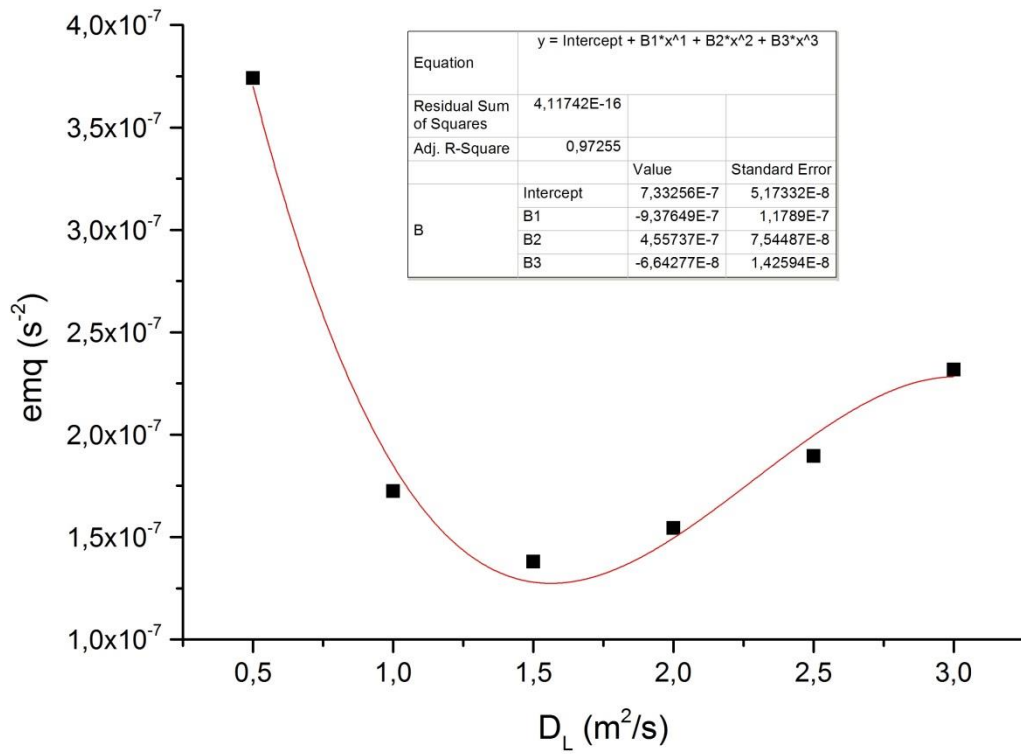


Figura 59: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 8).

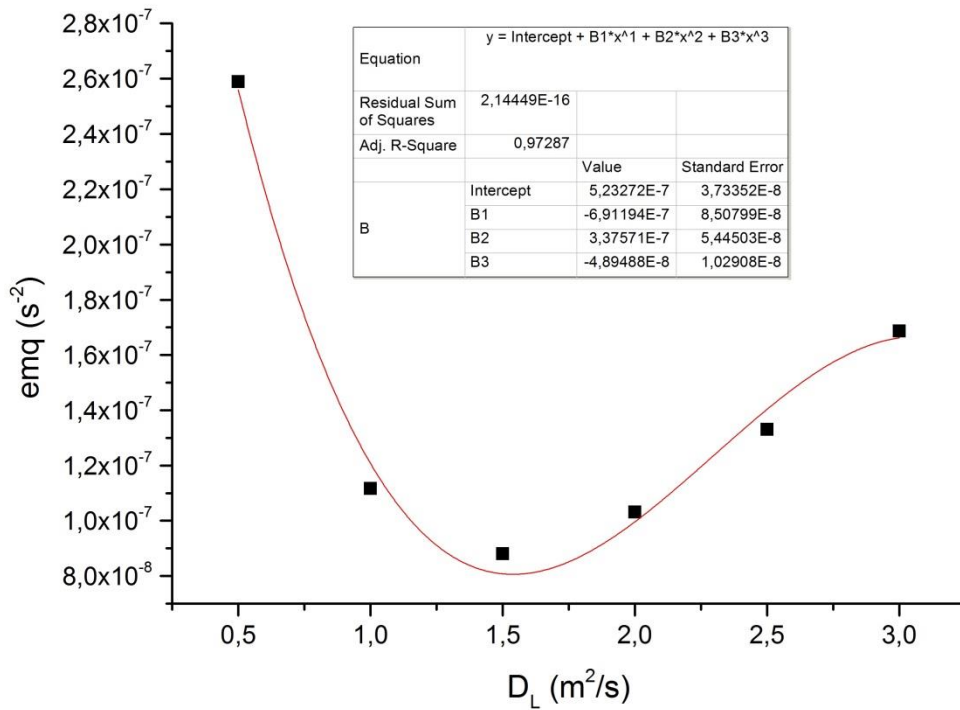


Figura 60: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 9).

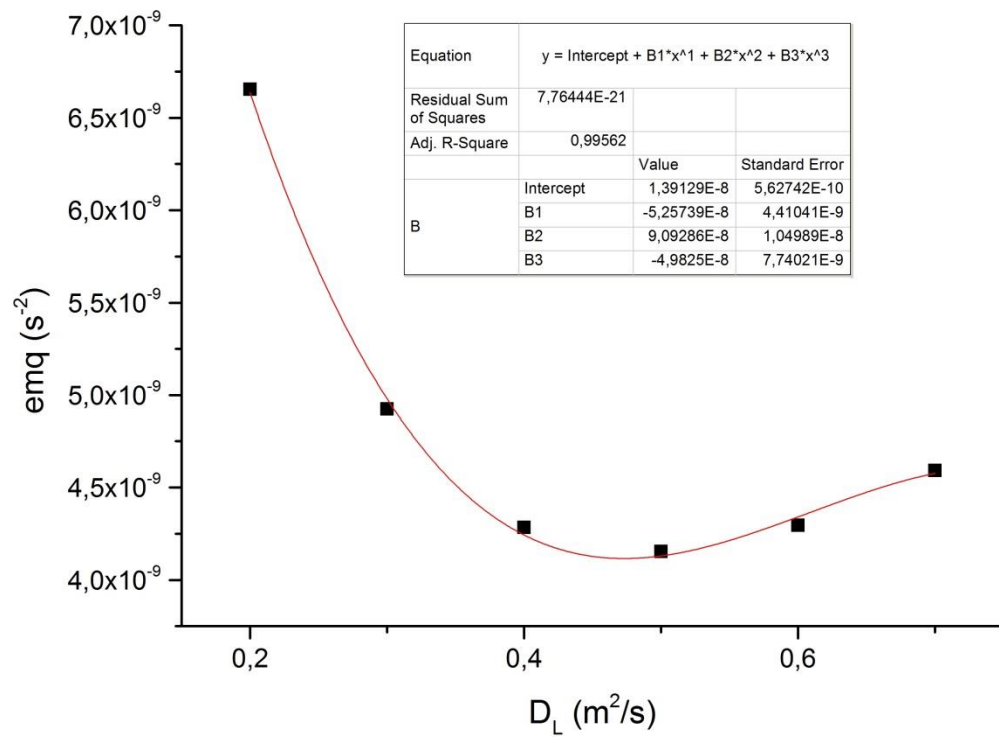


Figura 61: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 12).

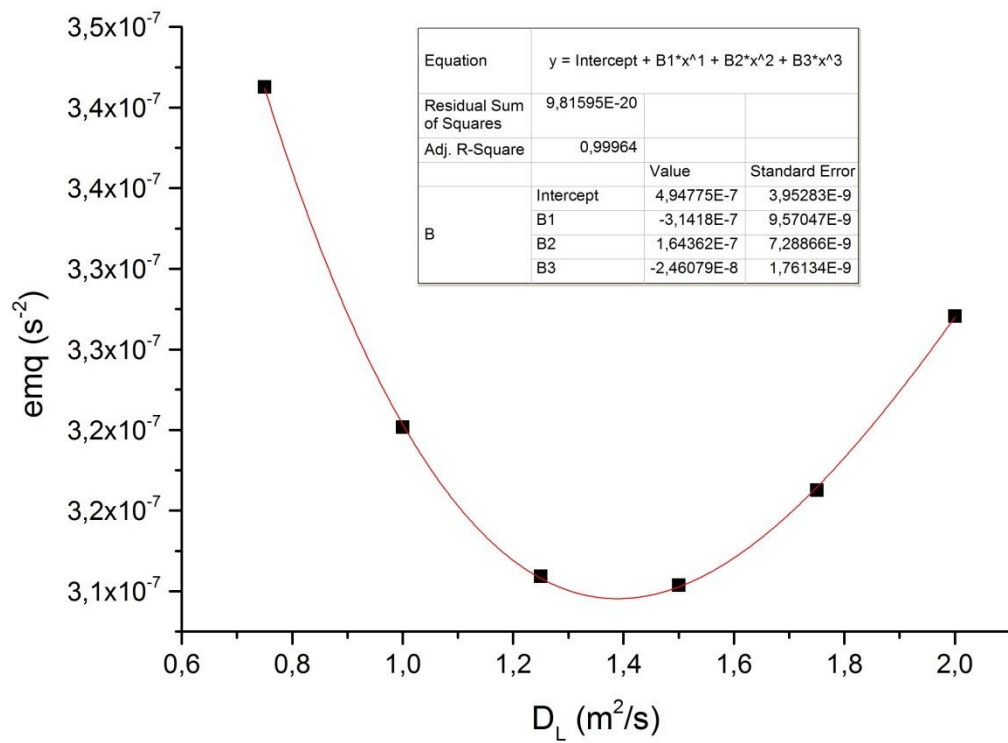


Figura 62: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 14).

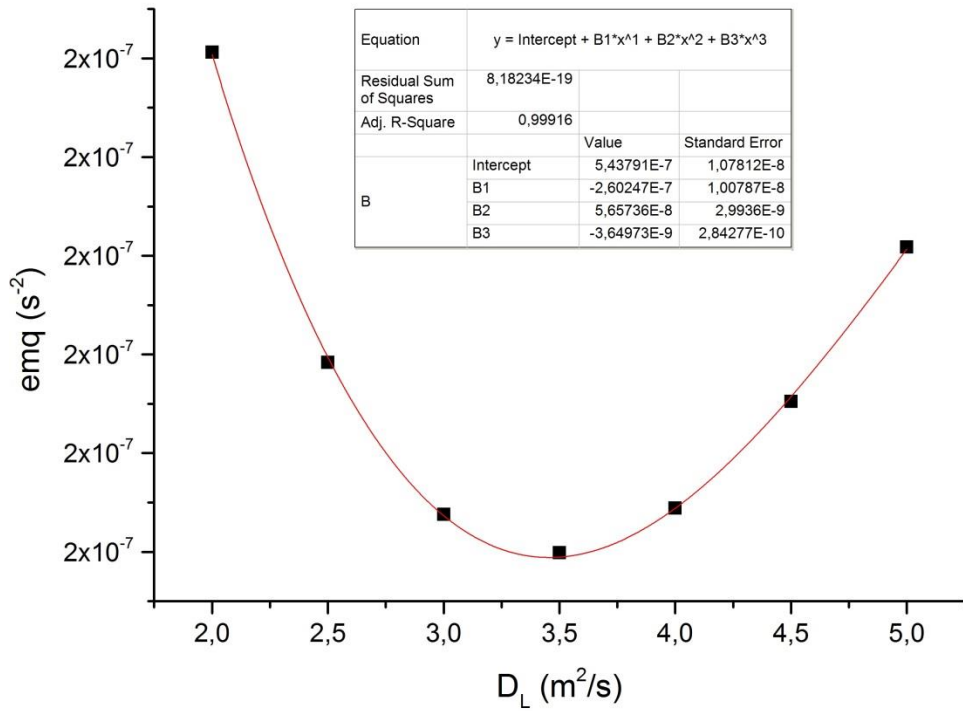


Figura 63: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 15).

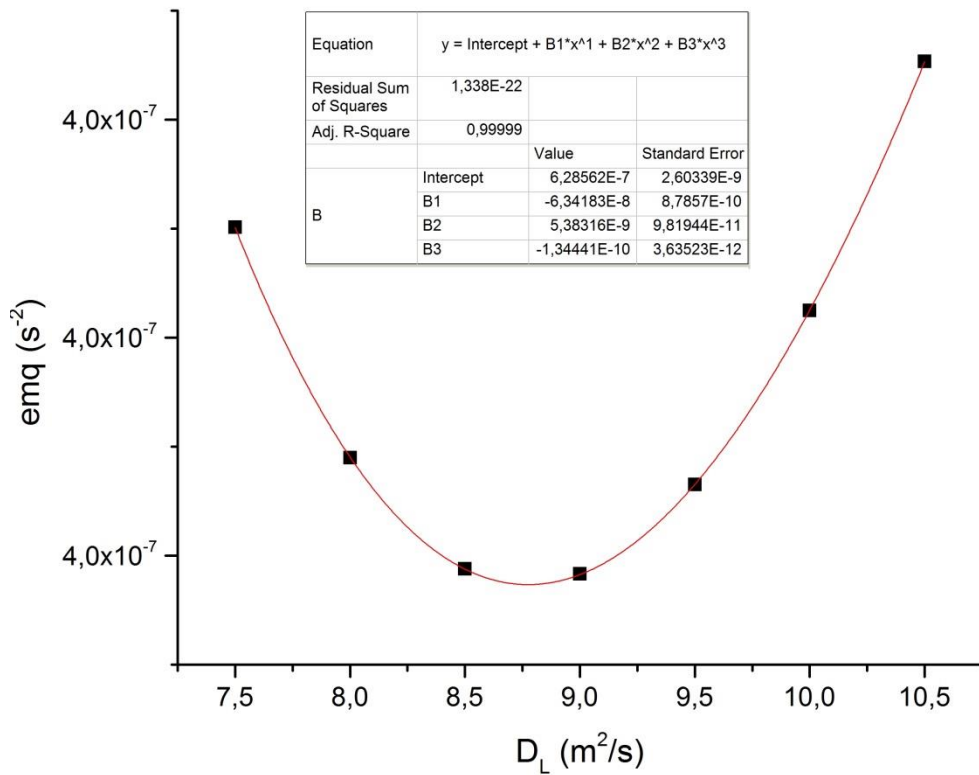


Figura 64: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 16).

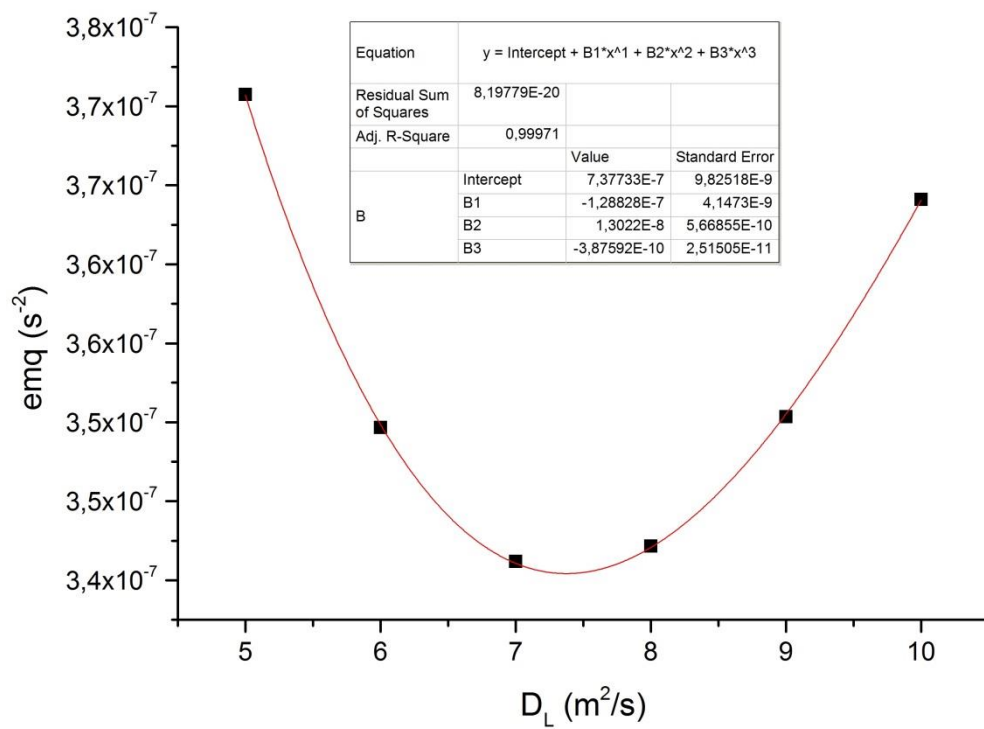


Figura 65: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 17).

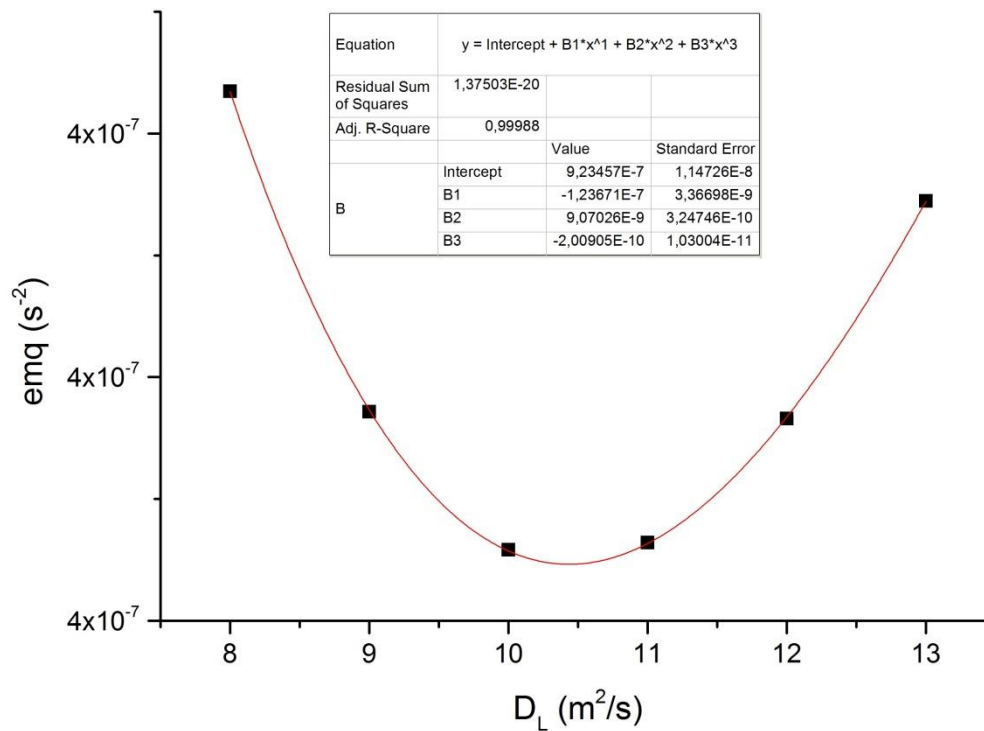


Figura 66: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 18).

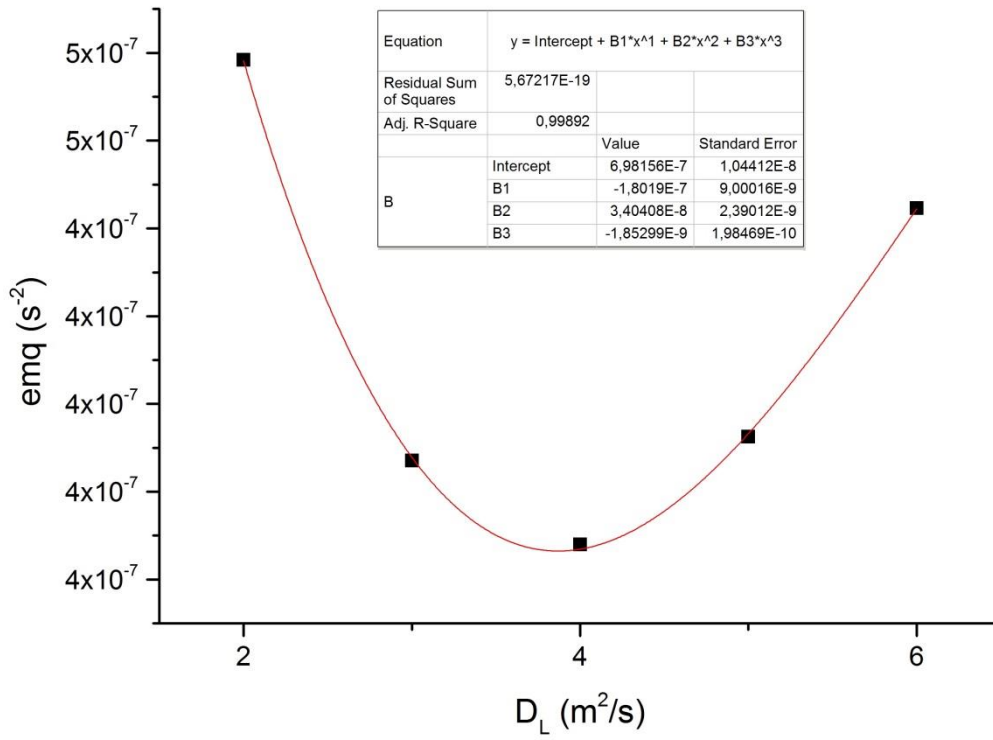


Figura 67: Erro médio quadrado em função dos valores pesquisados de D_L (teste 19).

**APÊNDICE C – GRÁFICOS DAS CURVAS DE RESPOSTA
NORMALIZADAS E DOS AJUSTES GERADO PELO *ROUTING*
PROCEDURE PARA A SEÇÃO DE JUSANTE**

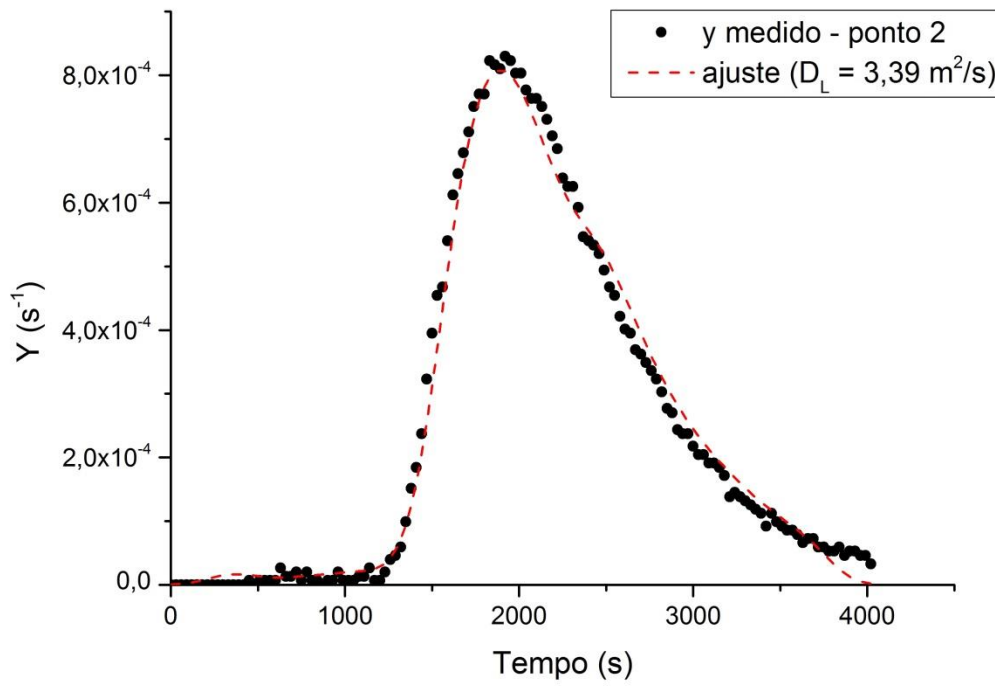


Figura 68: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 2) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

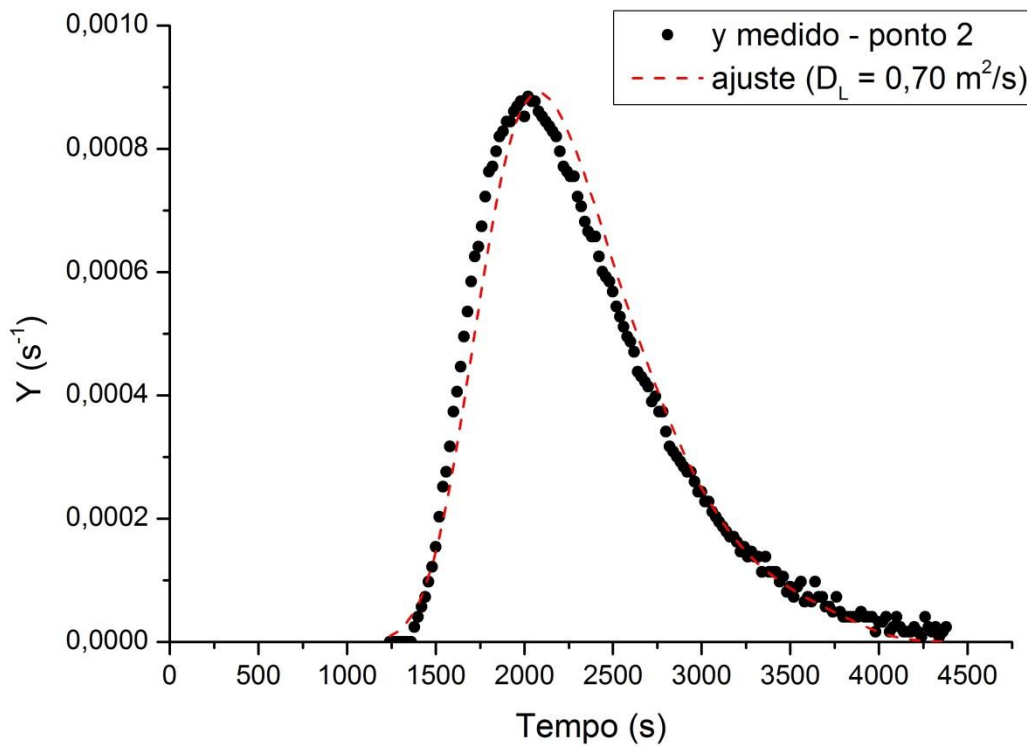


Figura 69: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 4) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

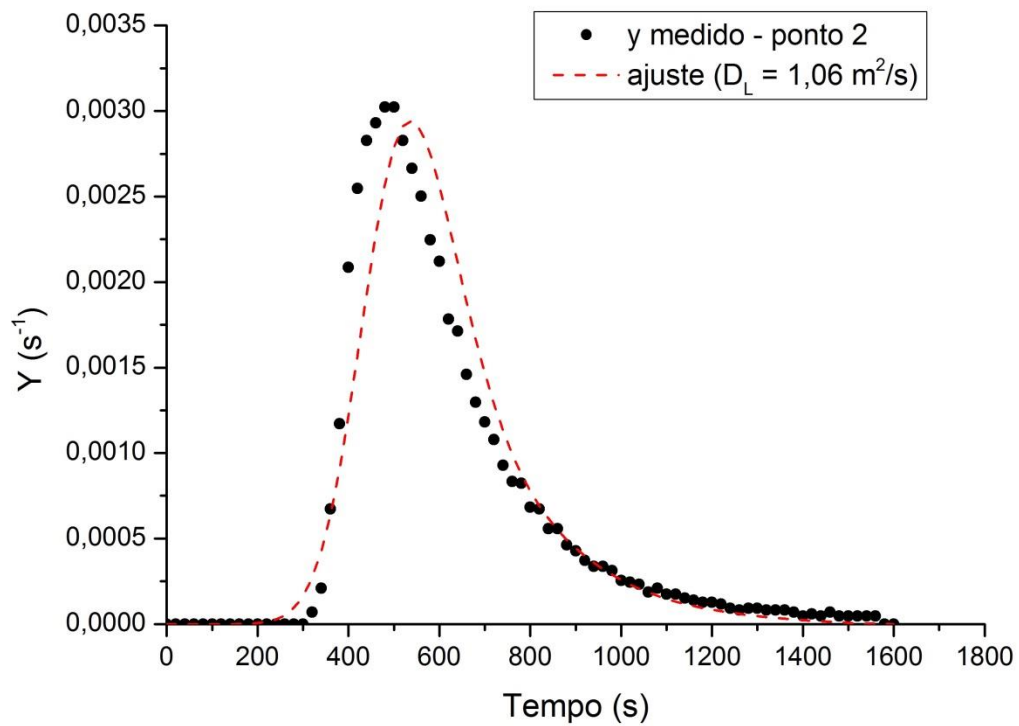


Figura 70: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 6) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

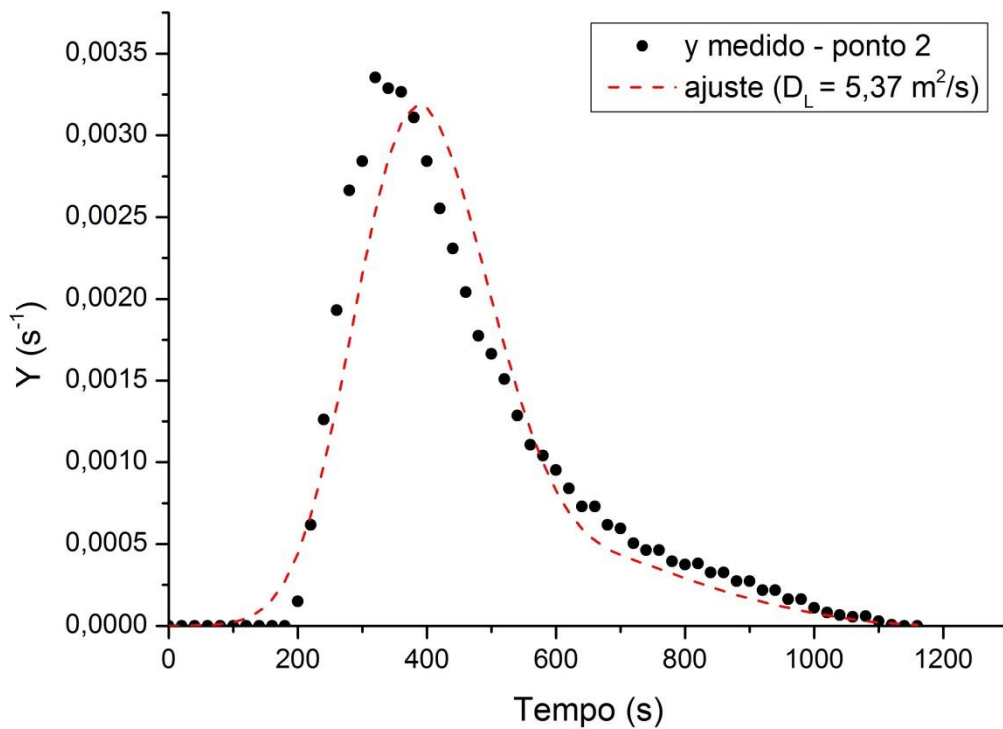


Figura 71: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 7) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

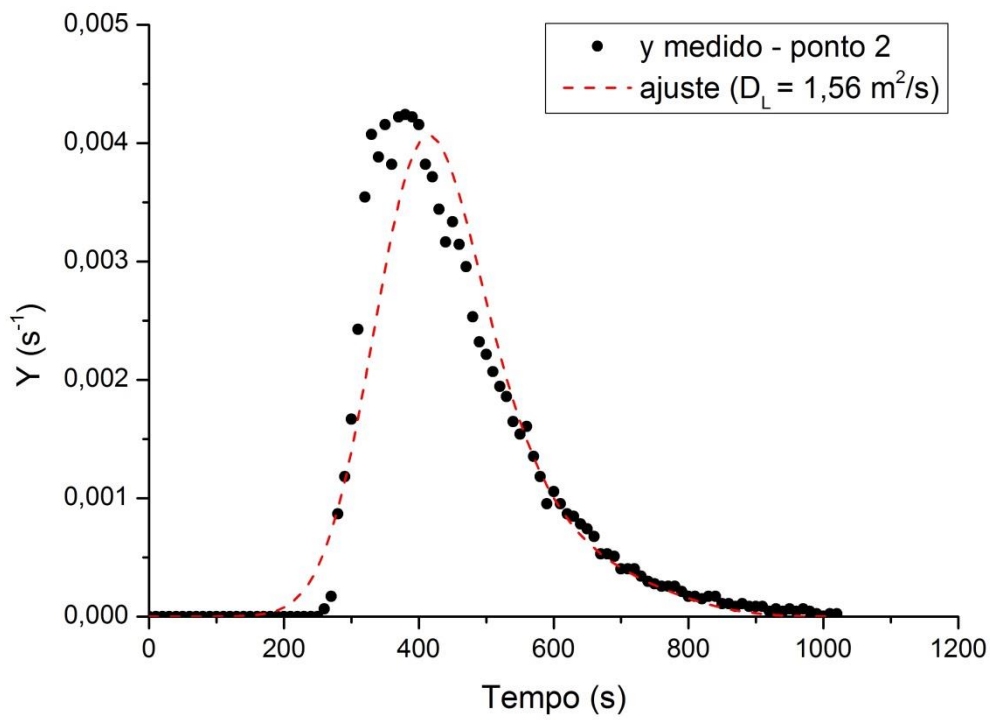


Figura 72: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 8) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

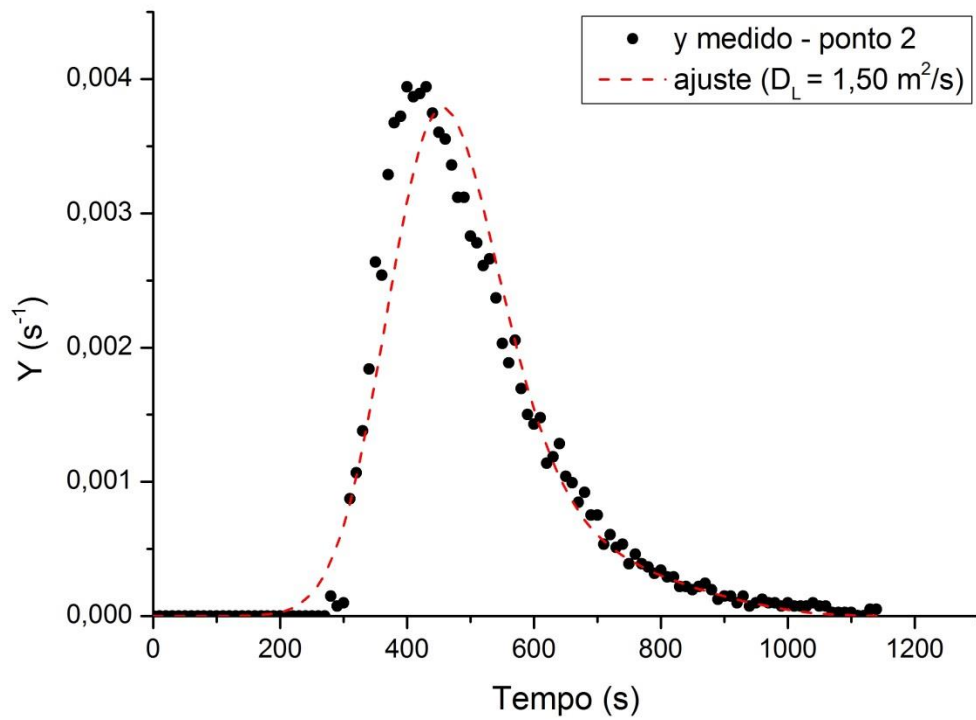


Figura 73: Curva de resposta normalizada do Rio Jaú (teste 9) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

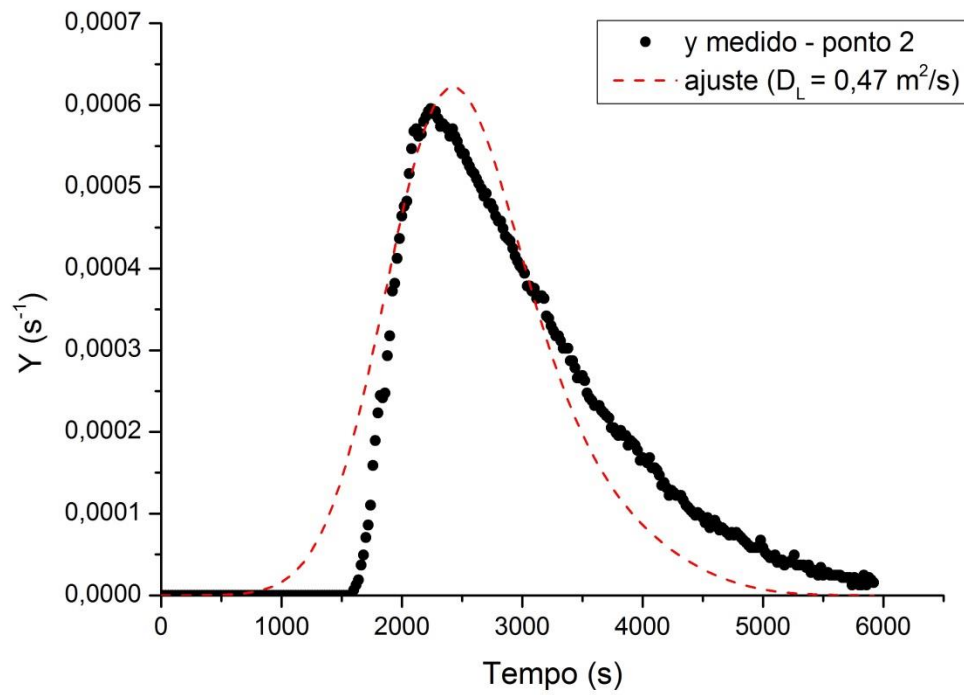


Figura 74: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 12) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

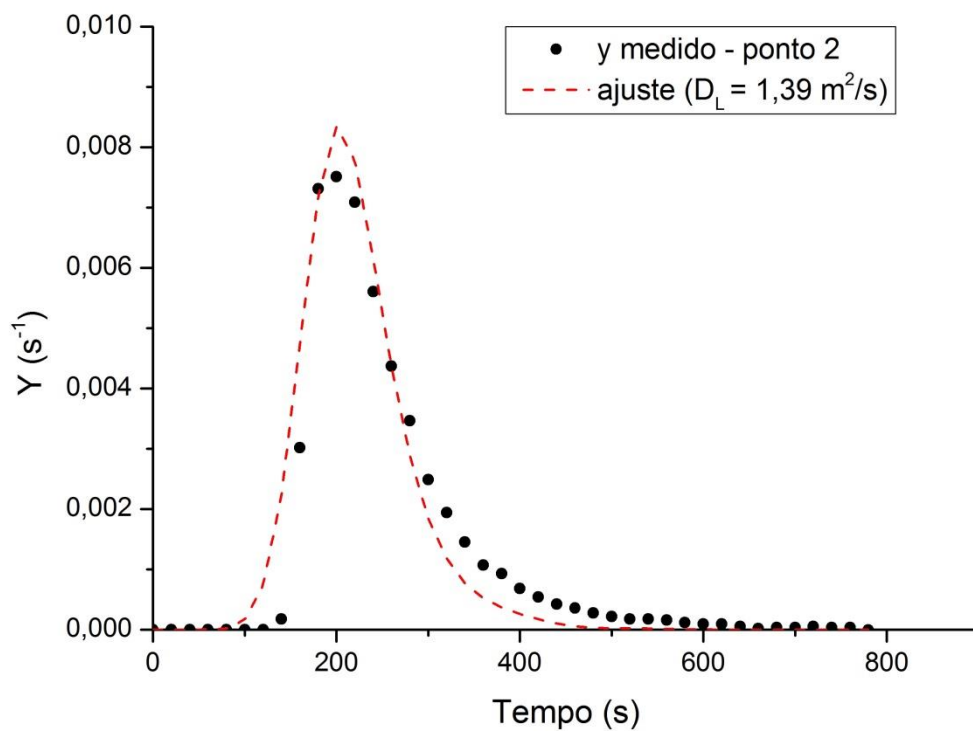


Figura 75: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 14) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

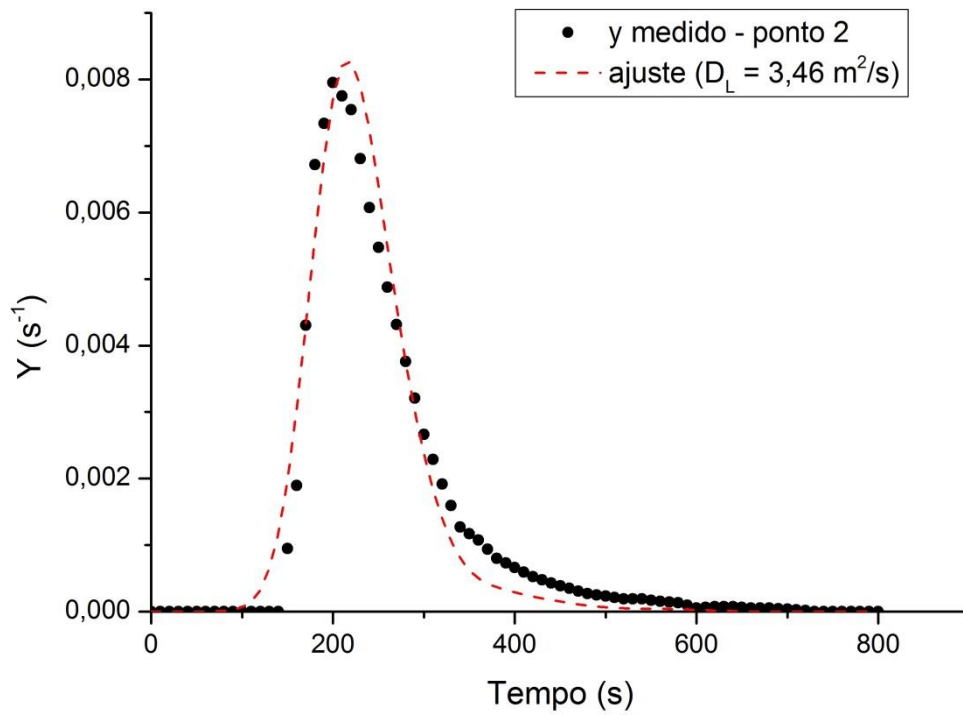


Figura 76: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 15) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

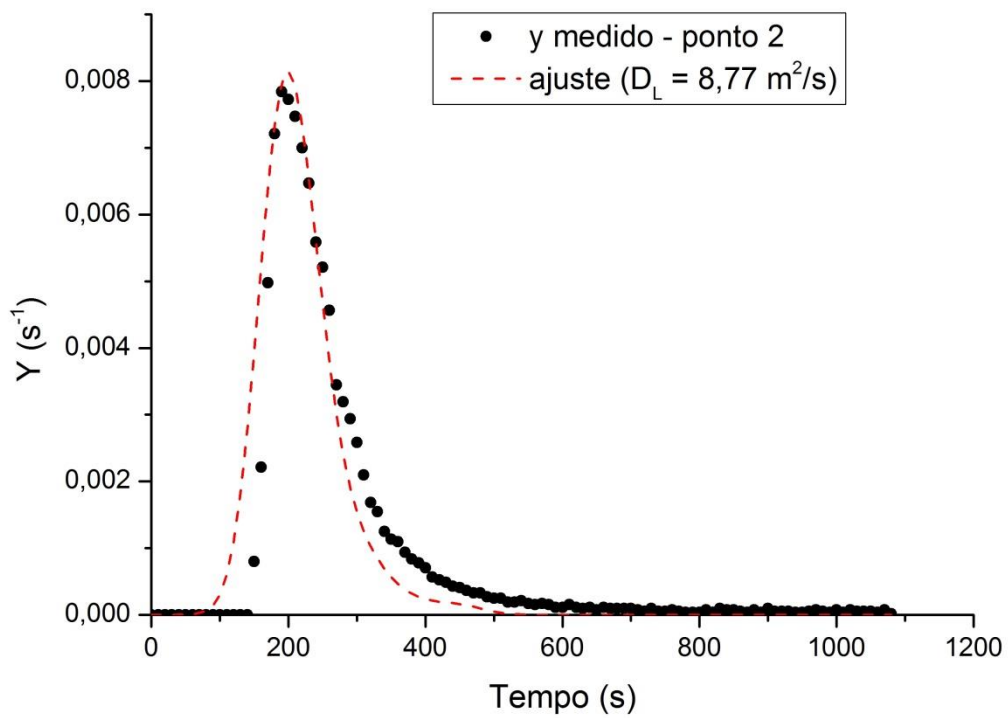


Figura 77: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 16) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

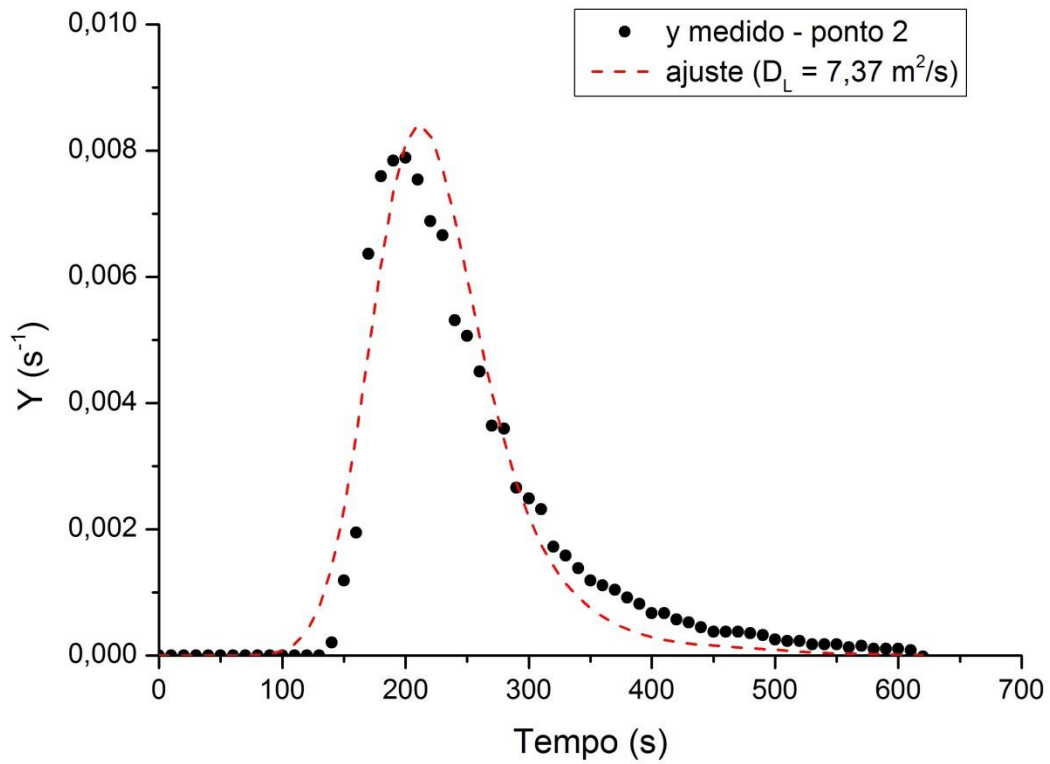


Figura 78: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 17) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

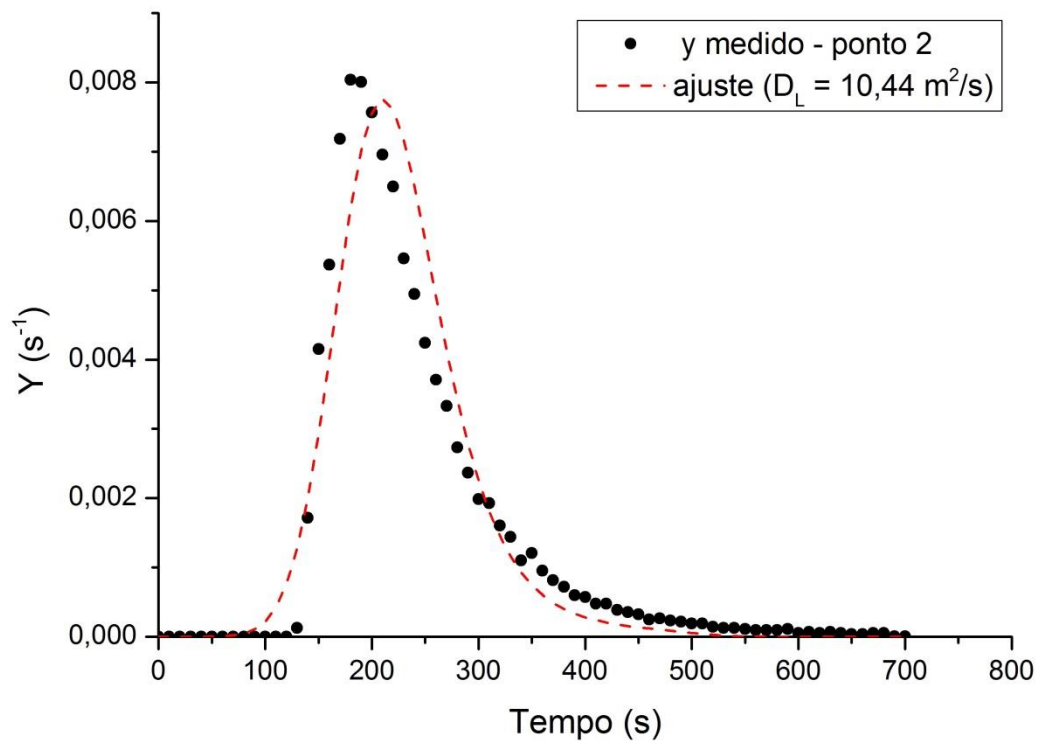


Figura 79: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 18) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

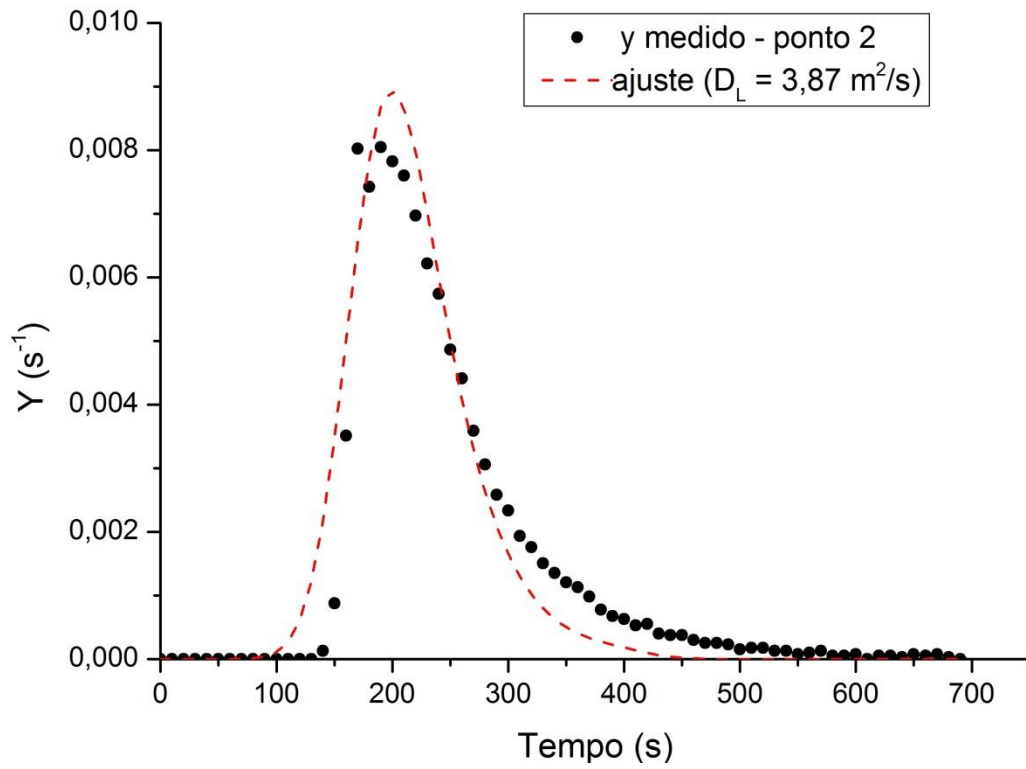


Figura 80: Curva de resposta normalizada do Ribeirão Lageado (teste 19) e ajuste gerado pelo *routing procedure* para a seção de jusante.

**APÊNDICE D – GRÁFICOS DE C_p *VERSUS* $1 / \sqrt{xp}$),
REFERENTES AO CÁLCULO DE D_L PELO MÉTODO DA
CONCENTRAÇÃO DE PICO**

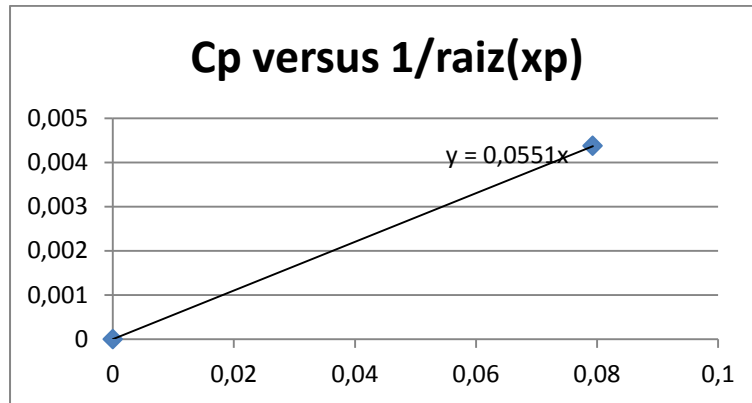


Figura 81: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,0551, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 4, em 24/11/2012.

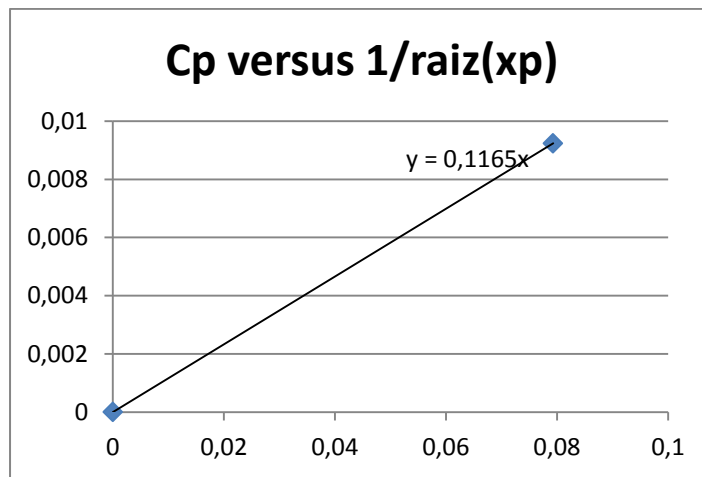


Figura 82: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1165, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 5, em 09/01/2013.

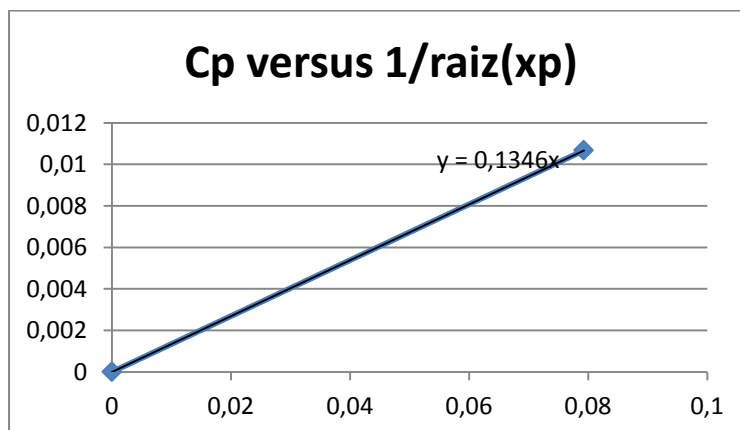


Figura 83: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1346, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 6, em 02/02/2013.

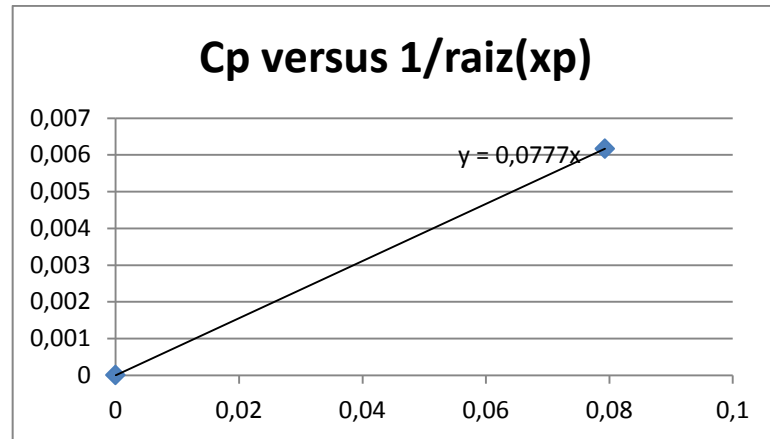


Figura 84: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,0777, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 7, em 02/02/2013.

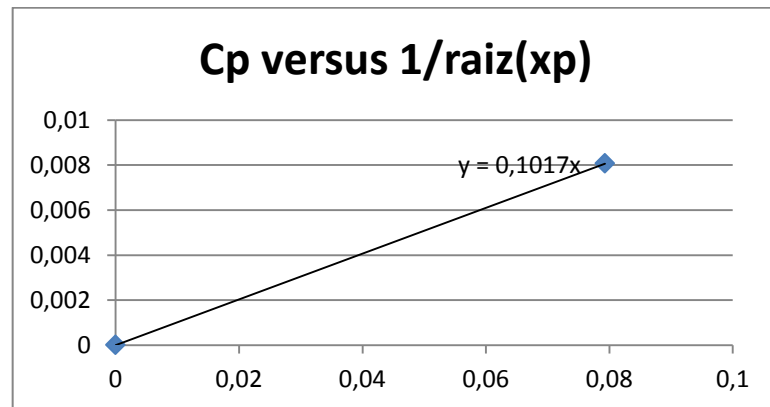


Figura 85: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1017, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 8, em 03/02/2013.

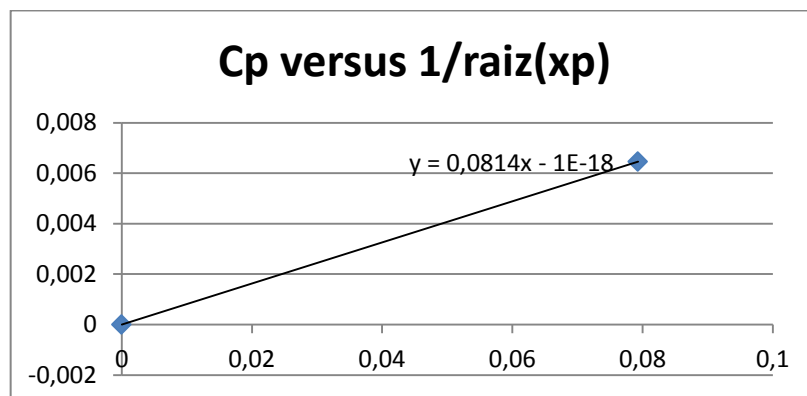


Figura 86: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,0814, referente à medição de jusante do Rio Jaú, teste 9, em 03/02/2013.

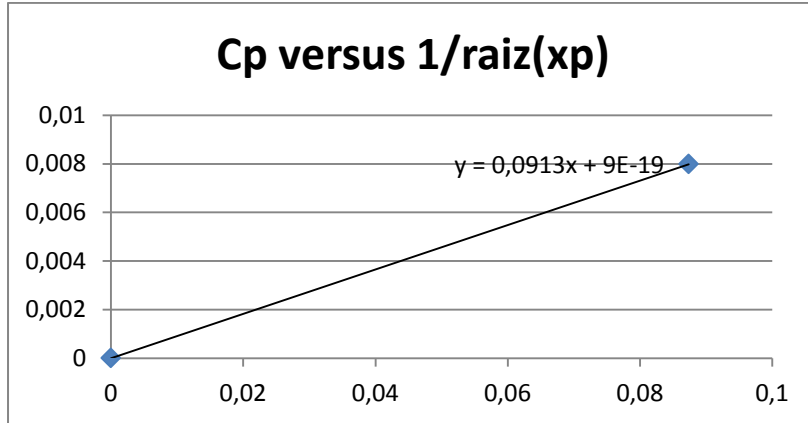


Figura 87: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,0913, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 12, em 22/02/2013.

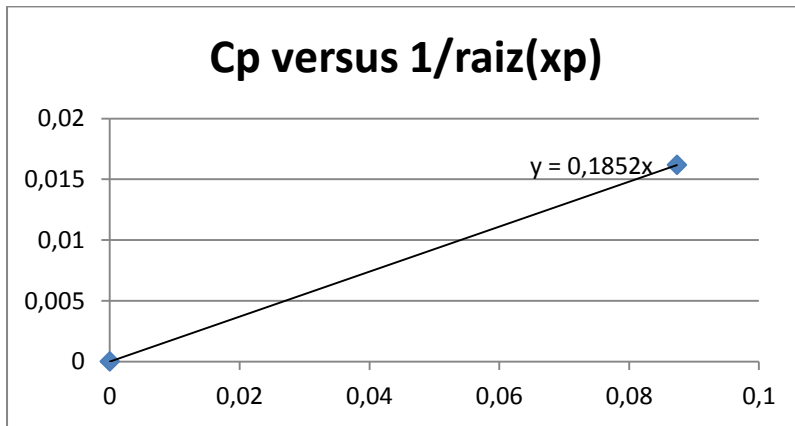


Figura 88: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1852, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 13, em 09/01/2013.

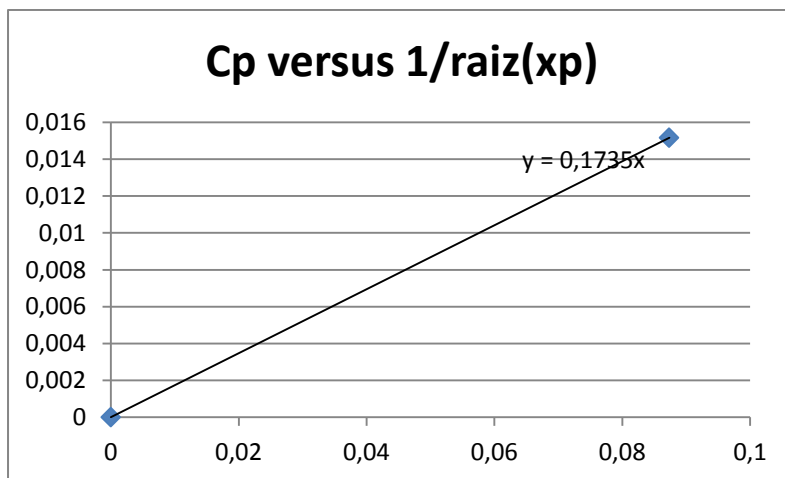


Figura 89: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1735, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 14, em 02/02/2013.

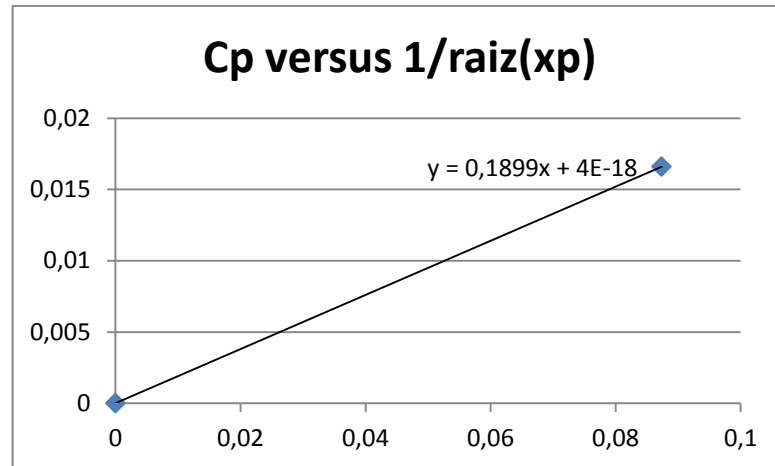


Figura 90: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1899, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 15, em 02/02/2013.

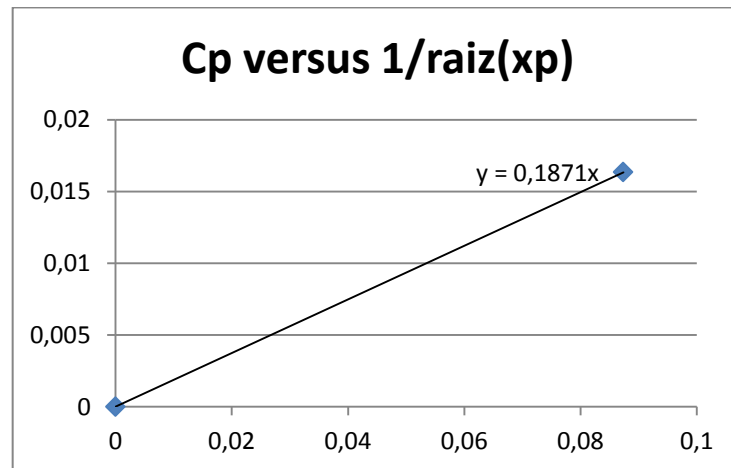


Figura 91: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1871, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 16, em 02/02/2013.

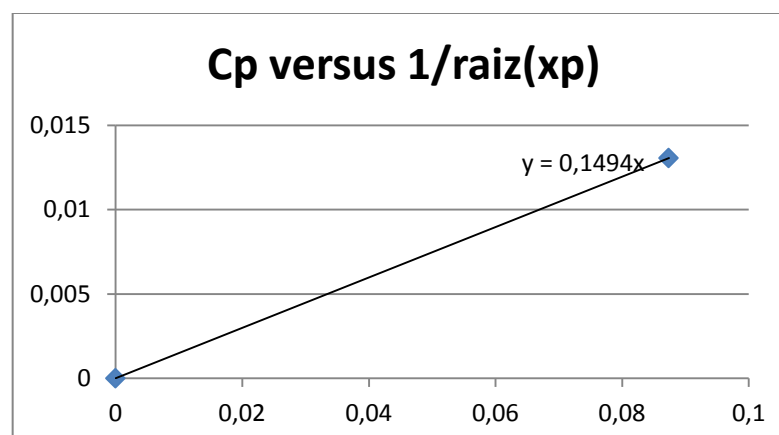


Figura 92: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1494, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 17, em 02/02/2013.

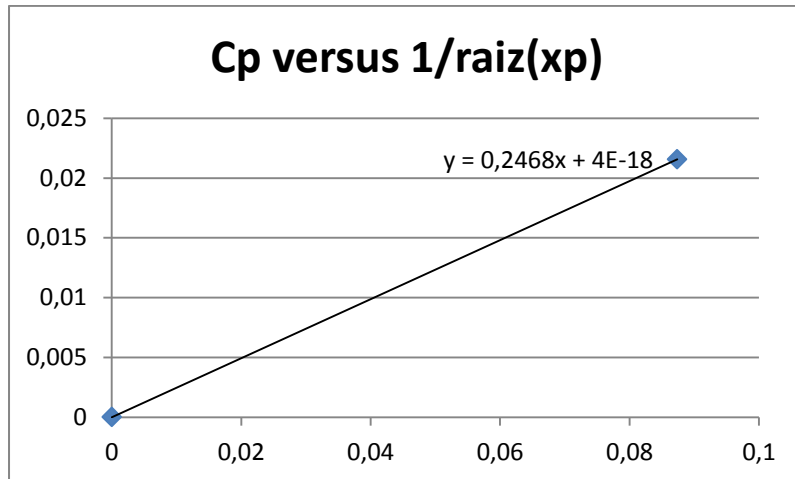


Figura 93: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,2468, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 18, em 02/02/2013.

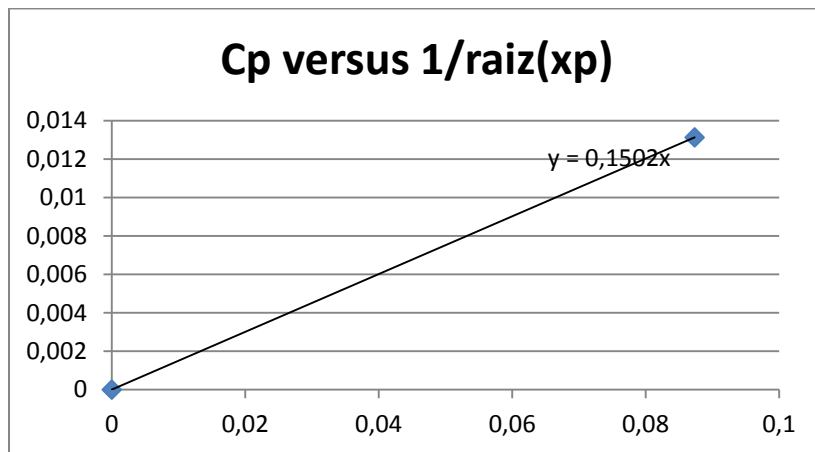


Figura 94: Gráfico de C_p versus $1/\sqrt{xp}$ com coeficiente angular de 0,1502, referente à medição de jusante do Ribeirão Lageado, teste 19, em 02/02/2013.