

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO

Modelagem hidrológica e hidrodinâmica integrada de bacias e sistemas lagunares com influência do vento

Vitória Ache Rocha Lopes

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

Orientador: Prof. Dr. Fernando Mainardi Fan

Co-orientador: Prof. Dr. Walter Collischonn

Banca examinadora:

Prof. Dr. Fernando Dornelles	IPH/UFRGS
Prof. Dr. Rodrigo Cauduro Dias de Paiva	IPH/UFRGS
Prof. Dr. Gilberto Loguercio Collares	UFPEL
Prof. Dr. Paulo Rógenes Monteiro Pontes	UNISINOS

Porto Alegre RS, Brasil

Julho de 2017

CIP - Catalogação na Publicação

Lopes, Vitória Ache Rocha

Modelagem hidrológica e hidrodinâmica integrada de
bacias e sistemas lagunares com influência do vento
/ Vitória Ache Rocha Lopes. -- 2017.

200 f.

Orientador: Fernando Mainardi Fan.

Coorientador: Walter Collischon.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas
Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos
Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS,
2017.

1. Modelos hidrológicos. 2. Modelos hidrodinâmicos.
I. Fan, Fernando Mainardi, orient. II. Collischon,
Walter, coorient. III. Título.

Agradecimentos

Gostaria de aqui registrar as pessoas que foram fundamentais para a realização desse trabalho. Meus sinceros agradecimentos:

- Ao meu orientador, Prof. Fernando M. Fan, pesquisador brilhante e professor extremamente dedicado, com quem tive a sorte de conviver e de aprender. Poucas pessoas são capazes de se dedicar inteiramente ao que fazem e de motivar os outros naturalmente como o Fernando. Agradeço enormemente por sua amizade e por sua orientação e dedicação, que tornaram esse trabalho possível;
- Ao meu co-orientador, prof. Walter Collischonn, ilustre professor e pesquisador, por seus ensinamentos, seu entusiasmo e ideias que foram fundamentais para a realização desse trabalho;
- Aos professores que lecionaram as disciplinas do mestrado e transmitiram importantes conhecimentos, especialmente ao professor Juan Martin Bravo e ao professor Guilherme Marques;
- Aos integrantes da banca do plano da dissertação e da dissertação, Prof. Paulo Pontes, Prof. Rodrigo Paiva, Prof. Joel Goldenfum, Prof. Fernando Dornelles e Prof. Gilberto Collares, por sua presença e pelas contribuições importantes para a melhora do trabalho;
- Aos meus pais, Mario e Eliane, pelo apoio e amor incondicionais, a quem eu devo tudo o que já conquistei, e, portanto, a quem eu dedico este trabalho;
- A meu namorado, Bernardo, por seu companheirismo, sua paciência e por todas as coisas maravilhosas que trouxe para a minha vida;
- Ao CNPq e à UFRGS, que tornaram possível a realização desse trabalho por fornecerem todas as condições necessárias, incluindo a bolsa de estudos;
- A todos os funcionários, professores e colegas do Instituto de Pesquisas Hidráulicas por tornarem esse instituto um local de excelência acadêmica e inovação;
- A todos os pesquisadores integrantes do HGE, pela amizade e pela disponibilidade a ajudar, especialmente Vinícius Siqueira, Pedro Jardim, Mino Sorribas e Ayan Fleischmann;
- À empresa Bain & Company, pela consistência entre suas ações e suas promessas, atributo raro, atrasando minha adesão e permitindo a realização desse estudo, assim como a Mirson Engelmann e Rogério Messias por incentivarem à participação nas aulas em horário de trabalho;

Gostaria por fim de ressaltar minha gratidão de poder continuar me aprimorando, aprendendo coisas novas e de poder conviver com essas pessoas brilhantes e maravilhosas.

Resumo

A modelagem hidrológica-hidrodinâmica de bacias, rios e grandes corpos d'água, como lagos e lagunas, é usualmente realizada por meio do acoplamento externo entre modelos hidrológicos-hidráulicos e modelos hidrodinâmicos de duas ou três dimensões. Dessa forma, simulam-se com o modelo hidrológico-hidráulico as vazões nos rios afluentes e utiliza-se essa informação como entrada no modelo hidrodinâmico dos grandes corpos d'água. Essa abordagem permite considerações sobre a hidrodinâmica desses sistemas de forma detalhada. No entanto, quando o interesse é a simulação de níveis e áreas alagadas, por exemplo, para previsões de vazões ou realizações de estudos de mudanças climáticas, a mesma pode ser custosa e de difícil operacionalização. Dessa forma, o presente estudo foi desenvolvido para investigar uma abordagem alternativa, a simulação de bacias, rios e lagos e/ou lagunas com um só modelo hidrológico-hidráulico, o modelo MGB-IPH Inercial, avaliando a inclusão da influência do vento no algoritmo inercial de propagação de vazões na simulação, já que esse fator pode exercer influência importante em grandes corpos d'água. A área de estudo selecionada para testar essa abordagem consistiu na bacia hidrográfica da Laguna dos Patos, localizada no Brasil e no Uruguai. Os resultados mostraram que foi possível utilizar a abordagem integrada proposta no presente estudo na simulação dos níveis d'água na Laguna dos Patos, RS. Resultados das métricas de desempenho dos níveis foram comparados com a literatura, verificando similaridade com resultados obtidos por meio da abordagem tradicional. Analisou-se a influência da inclusão do efeito do vento no método inercial e propôs-se um ábaco para estimar o efeito máximo que o vento exerce sobre escoamentos de características específicas. Verificou-se que a inclusão da influência do vento melhorou a representação do sistema modelado, portanto, encorajando a utilização da versão modificada proposta nesse estudo na simulação de outros locais influenciados por esse fator. Testes realizados permitiram a obtenção de novos conhecimentos da técnica de modelagem utilizada, sinalizando melhorias com a utilização de conjuntos de dados de vento com maior disponibilidade temporal e espacial e com a utilização de dados de níveis d'água como condição de contorno de jusante. Estudos futuros viabilizados a partir deste trabalho englobam a utilização do modelo proposto em análises de mudanças climáticas e de uso do solo, reanálise de cheias históricas, como a cheia de 1941, e estabelecimento de sistemas de previsão dos níveis no Guaíba e na Laguna dos Patos.

Abstract

Hydrological-hydrodynamic modelling of basins, rivers and large water bodies such as lakes and lagoons is usually performed by the external coupling of hydrological-hydraulic models and 2D or 3D hydrodynamic models. Therefore, the river discharges into the lake are calculated by the hydrologic-hydraulic model and then used as an input in the hydrodynamic model. This approach allows for detailed simulation of lake or lagoon hydrodynamics and circulation. However, when the objective is to simulate water levels and flooded areas, this approach may become too costly, making it difficult to establish operational systems such as flood forecasting. Therefore, in the present study, an integrated approach is proposed by the use of one integrated hydrologic-hydraulic model, the MGB-IPH Inertial model, to simulate such complex systems including wind shear influence in the inertial flood routing algorithm. The study area was the Patos Lagoon basin, located in both Brazil and Uruguay. Results showed that it was possible to use the proposed approach to simulate flooded areas and water levels in the Patos Lagoon and Lake Guaíba. Results of performance indicators were compared to results available in the literature obtained by the use of 2D hydrodynamic models and similarity among them was verified. The influence of the wind shear inclusion on the inertial routing method was analyzed; an abacus and an equation were proposed to estimate the maximum influence wind shear can exert in a system under specific conditions. Improvement of model results were verified with the inclusion of wind effect in the flow routing algorithm, encouraging the use of the modified model in the simulation of other locations susceptible to wind influence. Tests performed allowed for the acknowledgment of factors that influence the modelling approach proposed. More spatially and temporally detailed wind data helped to improve results, such as the use of water level data as downstream boundary condition to include tide effects in the system. Future studies of the proposed model of the Patos Lagoon basin include climate change and land change effects on water levels, historical flood simulations, such as the famous flood of 1941, and the establishment of flood forecasting systems to predict lagoon water levels.

SUMÁRIO

1	<i>Introdução</i>	1
2	<i>Objetivos</i>	5
3	<i>Revisão bibliográfica</i>	5
3.1	Conceitos de modelagem hidrológica e hidrodinâmica de grande escala	6
3.1.1	Modelo hidrológico MGB-IPH com propagação inercial de vazões.....	13
3.2	Simulação hidrodinâmica de lagos, lagunas e estuários	20
3.3	Simulação hidrológica e hidrodinâmica conjunta de bacias, rios e grandes corpos d'água	24
3.4	Efeito do vento na simulação hidrodinâmica	27
4	<i>Estudo de caso – Bacia hidrográfica da Laguna dos Patos</i>	29
4.1	Importância econômica, social e ambiental da Laguna dos Patos	31
4.2	Sobre a hidrodinâmica da Laguna dos Patos	34
5	<i>Metodologia</i>	36
5.1	Fase 1: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial sem a influência do vento	38
5.1.1	Banco de dados	39
5.1.2	Discretização da bacia e definição da rede de drenagem	43
5.1.3	Larguras e profundidades dos trechos de rio das minibacias.....	46
5.1.4	Minibacias com contribuição lateral	47
5.1.5	Calibração e validação	48
5.1.6	Análise de sensibilidade à largura das conexões laterais	50
5.2	Fase 2: Avaliação do efeito do vento em escoamentos hipotéticos e teste de sua introdução no método inercial	51
5.2.1	Teste 1: Introdução do vento no método inercial e teste do esquema numérico	52
5.2.2	Teste 2: Variação máxima da profundidade devido à ação contínua do vento	56
5.3	Fase 3: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial com a influência do vento	58
5.3.1	Dados de direção e intensidade do vento	59
5.3.2	Detalhes de aplicação	62

5.4	Fase 4: Testes com o modelo MGB-IPH Inercial com influência do vento	63
5.4.1	Teste 1: Sensibilidade do modelo ao coeficiente de atrito do vento	63
5.4.2	Teste 2: Comparação dos dados de vento diários com dados horários	64
5.4.3	Teste 3: Introdução da influência das marés.....	68
5.4.4	Teste 4: Análise de um cenário hipotético de vento “extremo”	70
6	Resultados e discussão	73
6.1	Fase 1: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial sem a influência do vento	73
6.1.1	Resultados de calibração	73
6.1.2	Resultados de validação	82
6.1.3	Níveis d’água no Guaíba e na Laguna dos Patos – Período de Calibração	90
6.1.4	Áreas alagadas.....	96
6.1.5	Níveis d’água no Guaíba e na Laguna dos Patos – Período de Validação.....	98
6.1.6	Análise de sensibilidade à largura das conexões laterais	103
6.1.7	Considerações sobre os resultados da Fase 1	106
6.2	Fase 2: Avaliação do efeito do vento em escoamentos hipotéticos e teste de sua introdução no método inercial	106
6.2.1	Teste 1: Introdução do vento no método inercial e teste do esquema numérico	107
6.2.2	Teste 2: Variação máxima da profundidade devido à ação contínua do vento	118
6.2.3	Considerações sobre os resultados da Fase 2	122
6.3	Fase 3: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial com a influência do vento	124
6.3.1	Resultados no período de calibração	125
6.3.2	Resultados no período de validação.....	130
6.3.3	Considerações sobre os resultados da Fase 3	131
6.4	Fase 4: Testes com o modelo MGB-IPH Inercial com influência do vento	132
6.4.1	Teste 1: Sensibilidade do modelo ao coeficiente de atrito do vento	132
6.4.2	Teste 2: Comparação dos dados de vento diários com dados horários	140
6.4.3	Teste 3: Introdução da influência das marés.....	148
6.4.4	Teste 4: Análise de um cenário hipotético de vento “extremo”	153
6.4.5	Considerações sobre os resultados da Fase 4	158
7	Considerações finais.....	160
8	Recomendações e oportunidades	161
9	Referências bibliográficas	163

Lista de Figuras

<i>Figura 1 - Esquema do funcionamento conceitual do modelo MGB-IPH (Adaptado de Paiva, 2009).</i>	15
<i>Figura 2 – (a) Discretização das minibacias e das variáveis vazão (Q), nível do fundo do rio (z) e profundidade (h) e (b) discretização da bacia em minibacias (1.) sem contribuição lateral e (2.) com contribuição lateral, adaptada de Pontes et al. (2017).</i>	19
<i>Figura 3- Localização da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos e de seus principais afluentes.</i>	30
<i>Figura 4 - Esquema da dinâmica da Laguna em resposta aos ventos de sudoeste e nordeste adaptada de Möller et al. (2001).</i>	35
<i>Figura 5 - Diagrama das fases do estudo, separadas por ferramentas utilizadas.</i>	37
<i>Figura 6 - Modelo digital de elevação e batimetria da bacia da Laguna dos Patos (com alteamento de 20 m).</i>	40
<i>Figura 7 - Unidades de Resposta Hidrológica.</i>	41
<i>Figura 8 – (a) Estações pluviométricas e (b) fluviométricas.</i>	42
<i>Figura 9 – Postos fluviométricos com dados de nível.</i>	43
<i>Figura 10 – Discretização da bacia da Laguna dos Patos em minibacias e subbacias.</i>	45
<i>Figura 11 – Detalhamento da discretização na área da Laguna.</i>	46
<i>Figura 12 - Minibacias com contribuição lateral inseridas em áreas definidas como de planície.</i>	48
<i>Figura 13 - Perfis de velocidade do vento incidente no rio hipotético, sendo o perfil 1 referente à simulação 1 e o perfil 2 referente à simulação 2.</i>	55
<i>Figura 14 – Esquema da definição do azimute da direção do escoamento.</i>	59
<i>Figura 15 - Localização dos postos meteorológicos mais próximos à laguna.</i>	60
<i>Figura 16 – Número de medições diárias disponíveis em cada um dos postos, RG (Rio Grande), PEL (Pelotas) e POA (Porto Alegre) no período entre 1970 e 2010.</i>	61
<i>Figura 17 – Características dos dados de vento em cada estação.</i>	62
<i>Figura 18 – Localização das estações automáticas de medição.</i>	64
<i>Figura 19 – Disponibilidade de dados por posto por dia (Nº de medições diárias).</i>	65
<i>Figura 20 – Características dos dados horários em Rio Grande, Porto Alegre e Mostardas</i>	66
<i>Figura 21– Características dos dados de vento horários em Canguçu, Camaquã e Tramandaí.</i>	66
<i>Figura 22 – Comparação das características dos dados de vento sub-diários e horários em Rio Grande.</i>	67
<i>Figura 23 - Comparação das características dos dados de vento sub-diários e horários em Porto Alegre.</i>	68
<i>Figura 24 - Comparação dos desvios da média entre a maré prevista e a observada.</i>	69
<i>Figura 25 – Período definido para a realização do teste 4 e níveis observados na estação da Ilha da Pintada.</i>	71
<i>Figura 26 – Características do vento observado entre 3 e 8 de novembro de 1997.</i>	72
<i>Figura 27 – Valores do coeficiente Nash-Sutcliffe das vazões.</i>	75

<i>Figura 28 – Valores do coeficiente Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões.</i>	77
<i>Figura 29 – Valores do erro relativo de volume.</i>	79
<i>Figura 30 – Hidrogramas simulado e observado no rio Camaquã no posto de código 87905000 – Passo do Mendonça.</i>	80
<i>Figura 31 – Hidrogramas simulado e observado no Rio Jacuí no posto de código 85900000 – Rio Pardo.</i>	81
<i>Figura 32 - Hidrogramas simulado e observado no Rio Taquari no posto 86720000 - Encantado.</i>	82
<i>Figura 33 – Coeficientes de Nash-Sutcliffe (NS) para o período de validação.</i>	84
<i>Figura 34 – Coeficientes de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões para o período de validação.</i>	85
<i>Figura 35 – Erro de volume para o período de validação.</i>	87
<i>Figura 36 – Hidrogramas simulado e observado no Rio Camaquã no posto de código 87905000 – Passo do Mendonça.</i>	88
<i>Figura 37 - Hidrogramas simulado e observado no Rio Jacuí no posto de código 85900000 – Rio Pardo.</i>	89
<i>Figura 38 - Hidrogramas simulado e observado no Rio Taquari no posto 86720000 – Encantado.</i>	90
<i>Figura 39 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto na Ilha da Pintada.</i>	92
<i>Figura 40 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Cristal em Porto Alegre.</i>	92
<i>Figura 41 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Ipanema em Porto Alegre.</i>	93
<i>Figura 42 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto referente à Ponta dos Coatis.</i>	93
<i>Figura 43 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto referente à Arambaré.</i>	94
<i>Figura 44 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em São Lourenço.</i>	94
<i>Figura 45 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em Laranjal.</i>	94
<i>Figura 46 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto de Rio Grande Regatas.</i>	95
<i>Figura 47 – Comparação área alagada simulada (em vermelho na imagem à esquerda) x imagem de satélite (imagem à direita) para o dia 3 de fevereiro de 2007 na Laguna dos Patos e Lago Guaíba.</i>	96
<i>Figura 48 – Comparação área alagada simulada (em vermelho na imagem à esquerda) x imagem de satélite (imagem à direita) para o dia 1º de outubro de 2007 no Lago Guaíba e afluentes e Laguna dos Patos.</i>	97
<i>Figura 49 – Comparação área alagada simulada (em vermelho na imagem à esquerda) x imagem de satélite (imagem à direita) para o dia 1º de outubro de 2007 no Lago Guaíba e afluentes.</i>	97
<i>Figura 50 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto na Ilha da Pintada no período de validação.</i>	99
<i>Figura 51 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Cristal em Porto Alegre no período de validação.</i>	99
<i>Figura 52 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Ipanema em Porto Alegre no período de validação.</i>	100
<i>Figura 53 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto Ponta dos Coatis no período de validação.</i>	100

<i>Figura 54 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em Arambaré no período de validação.</i>	101
<i>Figura 55 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em São Lourenço no período de validação.</i>	101
<i>Figura 56 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em Laranjal no período de validação.</i>	102
<i>Figura 57 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto Rio Grande Regatas no período de validação.</i>	102
<i>Figura 58 – Anomalias dos níveis simulados para diferentes larguras de conexões laterais no posto na Ilha da Pintada.</i>	105
<i>Figura 59 - Anomalias dos níveis simulados para diferentes larguras de conexões laterais no posto em Arambaré.</i>	105
<i>Figura 60 – Hidrogramas da simulação 1 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	108
<i>Figura 61 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 1 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	108
<i>Figura 62 – Gráfico da profundidade x distância da simulação 1 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do tempo de simulação.</i>	109
<i>Figura 63 – Hidrogramas da simulação 2 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	111
<i>Figura 64 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 2 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	111
<i>Figura 65 – Gráfico da profundidade x distância da simulação 2 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do tempo de simulação.</i>	112
<i>Figura 66 – Hidrogramas da simulação 3 para cada declividade (para U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	113
<i>Figura 67 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 3 para cada declividade (U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	114
<i>Figura 68 – Hidrogramas da simulação 4 para cada largura simulada (para U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	115
<i>Figura 69 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 4 para cada largura (U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	115
<i>Figura 70 – Hidrogramas da simulação 5 para diferentes valores de C_D (para U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	117
<i>Figura 71 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 5 para valores diferentes de C_D (U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.</i>	117

<i>Figura 72 – Ábaco que relaciona a variação na profundidade do escoamento com a velocidade do vento (U), vazão por unidade de largura (q) para diferentes valores de declividade (S) considerando o número de Manning igual a 0,03 e C_D igual a 1×10^{-6}.</i>	120
<i>Figura 73 – Ábaco que relaciona a variação na profundidade do escoamento com a velocidade do vento (U), vazão por unidade de largura (q) para diferentes valores de declividade (S) considerando o número de Manning igual a 0,06 e C_D igual a 1×10^{-6}.</i>	120
<i>Figura 74 – Variação da profundidade com a declividade (S), para diferentes valores de vazão por unidade de largura (q) e de velocidade do vento (U), com C_D igual a 1×10^{-6} e número de Manning igual a 0,03.</i>	122
<i>Figura 75 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto na Ilha da Pintada no período de calibração.</i>	126
<i>Figura 76 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto no bairro Cristal em Porto Alegre no período de calibração.</i>	126
<i>Figura 77 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no bairro Ipanema em Porto Alegre no período de calibração.</i>	127
<i>Figura 78 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto Ponta dos Coatis no período de calibração.</i>	127
<i>Figura 79 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto em Arambaré no período de calibração.</i>	128
<i>Figura 80 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto em São Lourenço no período de calibração.</i>	128
<i>Figura 81 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto em Laranjal no período de calibração.</i>	129
<i>Figura 82 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto em Rio Grande Regatas no período de calibração.</i>	129
<i>Figura 83 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto São Jerônimo no período de calibração.</i>	131
<i>Figura 84 – Anomalias dos níveis observados e simulados com diferentes valores de C_D, 40×10^{-6}, 20×10^{-6}, 10×10^{-6} e 4×10^{-6}, no posto na Ilha da Pintada.</i>	136
<i>Figura 85 – Anomalias dos níveis observados e simulados com diferentes valores de C_D, 40×10^{-6}, 20×10^{-6}, 10×10^{-6} e 4×10^{-6}, no posto em Arambaré.</i>	137
<i>Figura 86 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto na Ilha da Pintada.</i>	138
<i>Figura 87 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto em Arambaré.</i>	139
<i>Figura 88 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto em São Lourenço.</i>	139

<i>Figura 89 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto em Laranjal.</i>	140
<i>Figura 90 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 4×10^{-6} no posto na Ilha da Pintada.</i>	144
<i>Figura 91 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 10×10^{-6} no posto na Ilha da Pintada.</i>	144
<i>Figura 92 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 4×10^{-6} no posto em Arambaré.</i>	145
<i>Figura 93 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 10×10^{-6} no posto em Arambaré.</i>	145
<i>Figura 94 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 4×10^{-6} no posto em São Lourenço.</i>	146
<i>Figura 95 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 10×10^{-6} no posto em São Lourenço.</i>	146
<i>Figura 96 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 4×10^{-6} no posto em Laranjal.</i>	147
<i>Figura 97 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com C_D 10×10^{-6} no posto em Laranjal.</i>	147
<i>Figura 98 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto na Ilha da Pintada.</i>	149
<i>Figura 99 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto em Arambaré.</i>	150
<i>Figura 100 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto em São Lourenço.</i>	150
<i>Figura 101 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto em Laranjal.</i>	151
<i>Figura 102 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto na Ilha da Pintada.</i>	151
<i>Figura 103 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto em Arambaré.</i>	152
<i>Figura 104 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto em São Lourenço.</i>	152
<i>Figura 105 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6}, no posto em Laranjal.</i>	153
<i>Figura 106 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto na Ilha da Pintada</i>	154
<i>Figura 107 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Cristal</i>	154

<i>Figura 108 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Ipanema</i>	<i>155</i>
<i>Figura 109 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto na Ponta dos Coatis.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 110 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em Arambaré.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 111 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em São Lourenço</i>	<i>156</i>
<i>Figura 112 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Laranjal.....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 113 – Cotagramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Rio Grande Regatas.....</i>	<i>156</i>

Lista de Tabelas

<i>Tabela 1 – Características do sistema.</i>	54
<i>Tabela 2 – Postos fluviométricos e métricas de desempenho na calibração.</i>	74
<i>Tabela 3 – Postos e métricas correspondentes no período de validação.</i>	83
<i>Tabela 4 – métricas de desempenho da comparação entre as anomalias dos níveis simulados e observados nos corpos d’água para o período de calibração.</i>	91
<i>Tabela 5 - métricas de desempenho da comparação entre as anomalias dos níveis simulados e observados nos corpos d’água para o período de calibração.</i>	98
<i>Tabela 6 – Nash-Sutcliffe para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.</i>	103
<i>Tabela 7 – NSm para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.</i>	103
<i>Tabela 8 – RMSE para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.</i>	104
<i>Tabela 9 – R para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.</i>	104
<i>Tabela 10 – Comparação das métricas de desempenho das anomalias dos níveis sem e com a influência do vento no período de calibração.</i>	125
<i>Tabela 11– Comparação das métricas de desempenho das anomalias dos níveis sem e com a influência do vento para o período de validação.</i>	130
<i>Tabela 12 – Coeficiente de Nash-Sutcliffe das anomalias dos níveis para diferentes valores de C_D. Melhores resultados destacados em verde.</i>	133
<i>Tabela 13 – Coeficiente de Nash-Sutcliffe das anomalias dos níveis sobre as médias móveis de 31 dias (NSm) para diferentes valores de C_D. Melhores resultados destacados em verde.</i>	133
<i>Tabela 14 – Raiz da média dos erros quadráticos (RMSE) das anomalias dos níveis para diferentes valores de C_D. Melhores resultados destacados em verde.</i>	134
<i>Tabela 15– Coeficiente de correlação (R) das anomalias dos níveis para diferentes valores de C_D. Melhores resultados destacados em verde.</i>	134
<i>Tabela 16 – Métricas com relação às situações sem vento e com vento considerando o C_D ótimo de 10×10^{-6}.</i>	137
<i>Tabela 17 – Nash-Sutcliffe das anomalias dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6}.</i>	141
<i>Tabela 18 – Nash Sutcliffe das anomalias sobre as médias móveis dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6}.</i>	141
<i>Tabela 19 – RMSE das anomalias dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6}.</i>	142

Tabela 20 – Coeficiente de correlação (R) das anomalias dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} 142

Tabela 21 – Métricas de desempenho das anomalias dos níveis das simulações sem e com a introdução das marés considerando o efeito do vento e um C_D de 10×10^{-6} 148

Tabela 22 – Métricas de desempenho das anomalias dos níveis da comparação entre a simulação sem a introdução do vento de da maré e a simulação em que esses fatores foram incluídos, considerando C_D de 10×10^{-6} 149

1 Introdução

Modelos hidrológicos de grande escala são ferramentas úteis em diversas aplicações, incluindo análises do efeito de mudanças climáticas (Eum *et al.*, 2017; Sorribas *et al.*, 2016; Xu *et al.*, 2005) e de uso do solo (Kundu *et al.*, 2017; Matheussen *et al.*, 2000) nos recursos hídricos, análises de riscos de inundação (Komi *et al.*, 2017; Dottori *et al.*, 2016; Falter *et al.*, 2016), a elaboração de sistemas de previsão de vazões (Kauffeldt *et al.*, 2016; Fan *et al.*, 2015a ;Thielen *et al.*, 2009) e estudos de qualidade da água (Fan *et al.*, 2015b). A modelagem hidrológica de grande escala vem sendo aprimorada nas últimas décadas em função da maior capacidade computacional desenvolvida e do aumento na disponibilidade e nas fontes de dados de sensoriamento remoto (Schmugge *et al.*, 2002).

A maioria dos modelos hidrológicos de grande escala são modelos conceituais, já que abordagens base física usualmente requerem grande quantidade de dados e, assim, tem sua aplicabilidade reduzida para bacias menores onde esses dados estão disponíveis (Ma *et al.*, 2016; Todini, 2007). Entre os processos que são simplificados nesses modelos de grande escala, os algoritmos de propagação de vazão utilizados podem ser uma importante fonte de erros na simulação de sistemas que apresentem comportamento hidrodinâmico complexo, como planícies de inundação e banhados. A maioria dos modelos de grande escala utiliza métodos simples de propagação de vazão (Saleh *et al.*, 2013; Hodges, 2013) como, por exemplo, o método de Muskingum-Cunge (Collischon *et al.*, 2007), Muskingum (Neitsch *et al.*, 2002; Hattermann *et al.*, 2005) e métodos baseados em reservatórios lineares (Lindström *et al.*, 2010). Esses métodos, apesar de serem mais robustos e apresentarem menor custo computacional, são limitados por não simularem efeitos de remanso ou o amortecimento das cheias nas planícies de inundação. Para superar essas limitações, alguns autores têm acoplado externamente modelos hidrodinâmicos a modelos hidrológicos de grande escala para simular sistemas hidrodinâmicos mais complexos (Lian *et al.*, 2007; Paz *et al.*, 2010; Falter *et al.*, 2016; Yamazaki *et al.*, 2011, 2013; Inoue *et al.*, 2008; Biancamaria *et al.*, 2009). Outros autores buscaram uma abordagem mais integrada, melhorando o próprio algoritmo de propagação de vazão utilizado pelo modelo hidrológico (ou

hidrológico-hidrodrúlico) de grande escala (Paiva *et al.*, 2011, 2013a, Pontes *et al.*, 2017).

Em algumas aplicações existe o interesse de simular grandes bacias, rios e grandes corpos d'água como lagos e lagoas, com o objetivo de, por exemplo, prever os níveis de água a curto prazo, estudar a circulação ou analisar efeitos de mudanças climáticas sobre áreas alagadas. Quando sistemas como esses são simulados, a abordagem padrão é acoplar externamente um modelo hidrológico-hidráulico de grande escala, que simula a bacia e os rios, a um modelo hidrodinâmico de duas ou três dimensões, que simula os grandes corpos d'água. Isso é realizado de forma que a saída do modelo hidrológico-hidráulico é utilizada como entrada no modelo hidrodinâmico 2D ou 3D (Dargahi e Setegn, 2011; Li *et al.*, 2014). Modelos hidrodinâmicos 2D ou 3D permitem simular em detalhe a circulação dentro do corpo d'água e muitas vezes apresentam módulos específicos que podem ser acoplados aos mesmos para simulação da variabilidade espacial e temporal, por exemplo, dos parâmetros ecológicos e de qualidade da água (Fragoso *et al.*, 2009; DHI, 2011; Deltares, 2014).

A simulação hidrodinâmica detalhada da abordagem descrita anteriormente permite uma grande quantidade de análises relacionadas à investigação de padrões de circulação e ecológicos. Porém, a mesma apresenta algumas dificuldades quando o interesse é o estudo e a previsão de níveis d'água e áreas alagadas em grandes sistemas hídricos: (1) preparar os modelos e acoplar dados de entrada, a preparação de modelos hidrológicos de grande escala e modelos hidrodinâmicos 2D ou 3D requer tempo e esforço consideráveis; (2) o tempo de processamento de modelos hidrodinâmicos 2D e, especialmente, 3D é consideravelmente elevado (Wicks *et al.*, 2004; Lin *et al.*, 2006; Hodges, 2013) (3) Efeitos de remanso na conexão entre o lago e seus tributários são dificilmente representados, já que o acoplamento externo funciona apenas em uma direção e o modelo hidrodinâmico não influencia, portanto, o modelo hidrológico-hidráulico (Li *et al.*, 2014); (4) sistemas de previsão em tempo real são mais dificilmente operacionalizados com essa configuração, já que (i) as rotinas de assimilação de dados devem ser preparadas para os dois modelos e, também, serem compatíveis em todos os passos de tempo (Liu *et al.*, 2012) e (ii) o

tempo de simulação mais longo desses modelos hidrodinâmicos, como comentado anteriormente, dificulta a previsão em tempo hábil.

Dadas estas dificuldades, quando o objetivo não é avaliar a circulação dentro do lago, laguna ou estuário de forma detalhada, mas sim estimar áreas inundadas e níveis d'água, estabelecer sistemas de previsão de cheias, ou até desenvolver modelos globais ou continentais, o acoplamento entre modelos hidrológicos e hidrodinâmicos 2D ou 3D se torna custoso.

Portanto, considerando o interesse de superar as desvantagens citadas e os avanços recentes na modelagem hidrológica-hidrodinâmica, o primeiro objetivo do presente estudo é testar a possibilidade de usar apenas a estrutura de um modelo hidrológico-hidráulico existente para simular bacias, rios e grandes corpos d'água de forma integrada. Para fazer isso foi escolhida a versão mais atual do modelo hidrológico de grandes bacias MGB-IPH com propagação inercial de vazões proposta por Pontes *et al.* (2017). Além de utilizar o método inercial de propagação de vazões (Bates *et al.*, 2010), que é capaz de simular efeitos de remanso e planícies de inundação, esse modelo também permite, em áreas planas, a conexão lateral entre unidades de discretização adjacentes que não estão conectadas por um trecho de rio. Isso possivelmente favorece a simulação de lagos e lagunas, devido à possibilidade de conectar todas as unidades de discretização dentro dos mesmos.

Nesta linha, dentre os principais fatores que influenciam na hidrodinâmica de lagos e lagunas, como as características das entradas e saídas de água e as trocas de calor que ocorrem na camada de água, a influência do vento geralmente produz um efeito expressivo nos níveis observados e é considerado um fator chave no sistema (Ji, 2008). De fato, em função da importância do vento na simulação de grandes corpos d'água, modelos 2D e 3D utilizados com a finalidade de simular lagos, lagunas e estuários incluem o efeito do vento, como o modelo *Princeton Ocean Model*, POM (Blumberg e Mellor, 1987), o modelo IPH-ECO (Fragoso Jr. *et al.*, 2009) e o modelo Delft3D (Deltares, 2014).

Além da importância para a simulação de lagos e lagunas, a consideração da influência do vento tem sido discutida na literatura como vantajosa na simulação de

planícies de inundação e banhados localizados próximos à costa ou em locais onde a velocidade do vento é alta. Por exemplo, Mashriqui *et al.* (2014) concluiu que apenas a utilização do modelo HEC-RAS sem a inclusão do efeito do vento não seria suficiente para simular níveis d'água no Rio Potomac nos Estados Unidos, um rio largo localizado próximo à costa. Ademais, os autores indicaram que a inclusão do efeito do vento no modelo HEC-RAS (USACE, 2010) melhoraria pelo menos 14 sistemas de previsão de vazões estabelecidos ou a serem estabelecidos em rios costeiros nos Estados Unidos. Apesar disso, esse efeito ainda não é considerado em métodos de propagação de vazão utilizados em modelos hidrológicos-hidráulicos ou em modelos hidrodinâmicos mais comumente focados na aplicação em planícies de inundação, como o já citado HEC-RAS e o LISFLOOD-FP (Bates *et al.*, 2010).

Portanto, considerando (i) os possíveis ganhos com a introdução da influência do vento nos métodos de propagação de modelos hidrológicos-hidráulicos na simulação de sistemas costeiros ou outros sistemas suscetíveis a esse efeito; e (ii) a limitação que a não consideração do efeito do vento oferece na simulação de grandes corpos d'água, no presente estudo é proposta e avaliada uma nova versão do modelo MGB-IPH Inercial com a inclusão do efeito do vento no algoritmo de propagação de vazões.

A bacia hidrográfica da Laguna dos Patos, localizada no estado do Rio Grande do Sul, Brasil, e no Uruguai, foi utilizada como estudo de caso. Essa área de estudo foi selecionada por diversos motivos. A Laguna dos Patos foi considerada por Kjerfve (1986) como a maior laguna estrangulada do mundo. Dentre os fatores que influenciam a sua circulação, a influência do vento e das vazões afluentes foram reportados como os mais influentes (Möller *et al.*, 2001). A bacia engloba importantes centros econômicos e administrativos do estado do Rio Grande do Sul e áreas de conservação ambiental. Ademais, muitas questões socioambientais envolvem os recursos hídricos da bacia, como as constantes cheias, que motivam e motivaram diversas medidas estruturais ao longo da história, questões relacionadas à qualidade da água, que afetam a vida de milhares de pessoas que utilizam os seus recursos hídricos, e questões relacionadas à navegação e a recursos pesqueiros. Todos estes fatores motivaram a realização da pesquisa nesta área.

2 Objetivos

O objetivo do presente trabalho foi estudar a modelagem integrada de grandes bacias e sistemas lagunares, incluindo a verificação da influência do vento, visando à representação dos níveis d'água nos corpos lagunares.

Os objetivos específicos do presente estudo podem ser resumidos em quatro perguntas:

1. É possível simular uma bacia hidrográfica, inclusive seus lagos, lagunas e estuários, para a estimativa de níveis d'água e áreas alagadas utilizando somente a estrutura padrão de um modelo hidrológico-hidráulico de grande escala?
2. É possível introduzir a influência do vento no algoritmo do método inercial de propagação de vazões e obter uma solução estável?
3. A inclusão do vento no modelo hidrológico-hidráulico de grande escala usado para simular sistemas lagunares traz benefícios para a representação dos níveis d'água simulados?
4. A inclusão de informações detalhadas de maré e de ventos horários resulta em benefícios para a representação de níveis nas configurações testadas neste trabalho?

3 Revisão bibliográfica

No presente capítulo são revisados conceitos e trabalhos científicos relevantes para a presente pesquisa. Primeiramente é feita uma breve revisão sobre modelagem hidrológica de grande escala por meio da apresentação de conceitos, modelos hidrológicos e métodos empregados. Além disso, são exemplificadas abordagens de simulação de sistemas complexos, incluindo a simulação de planícies de inundação e banhados, de forma desacoplada ou integrada. O modelo MGB-IPH Inercial, utilizado no presente estudo, é descrito ao final desta primeira sessão de revisão.

Posteriormente, o comportamento de grandes sistemas lagunares, incluindo lagos, estuários e lagunas, é relatado e discutido. Modelos hidrodinâmicos frequentemente utilizados na simulação desses sistemas são citados, assim como aplicações.

Em seguida, a abordagem mais comumente utilizada na simulação de bacias, rios e grandes sistemas lagunares, interesse deste trabalho, é descrita por meio da

exemplificação de estudos que a utilizaram, assim como a descrição de suas vantagens e desvantagens.

Por fim, a importância da influência do vento é discutida assim como é apresentado o equacionamento utilizado para a sua representação em modelos hidrodinâmicos.

3.1 Conceitos de modelagem hidrológica e hidrodinâmica de grande escala

Modelos hidrológicos buscam representar os processos hidrológicos de uma bacia hidrográfica realizando uma transformação chuva-vazão, ou seja, esses modelos buscam simular a descarga fluvial proveniente da chuva considerando a sua interação com os diversos aspectos do ciclo hidrológico em uma bacia hidrográfica. Tais modelos podem ser extremamente simples, como o método racional proposto por Mulvaney em 1851 (Urbonas & Roesner, 1993) utilizado para projetos de drenagem urbana, considerando as características da bacia de forma homogênea; como podem ser complexos, considerando as características da bacia de forma distribuída contemplando sua variabilidade espacial e simulando os processos hidrológicos de forma relativamente completa, incluindo a evapotranspiração, infiltração, interceptação, propagação de fluxo de água no solo, subsolo e superfície (Beven, 2012).

De forma a facilitar a compreensão sobre as características de modelos hidrológicos algumas classificações são pertinentes. Modelos podem ser de base física, conceituais ou empíricos. Modelos de base física usam as principais equações que representam os processos físicos, utilizando parâmetros com valores que se aproximam da física do sistema (Tucci, 2005). Modelos empíricos, por sua vez, ajustam os valores calculados aos dados observados sem necessariamente considerar os processos físicos, utilizando parâmetros com pouca ou nenhuma base física. Já modelos conceituais representam uma opção intermediária, em que as leis físicas são consideradas, no entanto, de forma simplificada (Khakbaz *et al.*, 2012). A abordagem empírica pode ser aplicada quando não se tem conhecimento do funcionamento dos processos físicos relacionados à variável a ser modelada, por exemplo. No caso de modelos hidrológicos, as abordagens conceitual e de base física são mais

aconselháveis quando é desejada uma extrapolação fisicamente mais coerente de resultados. Apesar de sua maior representatividade física, muitas vezes a utilização de modelos de base física fica limitada em função da escassez de medições e em função de sua maior complexidade, e frequentemente demandam grande conhecimento e experiência em modelagem além de maiores tempos de processamento (Todini, 2007). Devido a essas razões, modelos conceituais são amplamente aplicados em sistemas de grande escala, já que a simplificação de processos normalmente não impede a representação dos sistemas simulados, ao mesmo tempo em que a aplicação é mais simples que um modelo de base física (Todini, 2007).

Modelos também podem ser classificados conforme a variabilidade espacial dos processos hidrológicos como: distribuídos, semi-distribuídos, (ambos que levam em consideração a variabilidade espacial), ou concentrados, que consideram a bacia hidrográfica homogênea em toda a sua extensão (Khakbaz *et al.*, 2012). Modelos distribuídos, em sua maioria, consideram a discretização da bacia hidrográfica em pequenas unidades (e. g. células quadradas) de forma que cada unidade apresenta características específicas relacionadas com o tipo de solo, vegetação, e outros atributos que influenciam seu comportamento hidrológico. Modelos semi-distribuídos, ao invés de apresentar discretização em pequenas unidades, são normalmente discretizados em pequenas sub-bacias que por sua vez funcionam como um conjunto de vários pequenos modelos concentrados (Petrucci e Bonhomme, 2014). Escolher entre modelos (semi-)distribuídos e concentrados está intimamente relacionado com a escala em que se trabalha. Ao simular bacias de grande escala, modelos concentrados não são aconselháveis, pois possuem limitações para representar a variabilidade espacial e, portanto, os processos hidrológicos que ocorrem na bacia. Enquanto que ao se trabalhar em pequena escala modelos concentrados podem ser suficientes.

Após a simulação dos processos hidrológicos que ocorrem na bacia e, conseqüentemente, da vazão que entra no curso do rio, modelos hidrológicos também podem incluir módulos hidráulicos de forma a propagar a vazão pelo mesmo. Esses módulos podem ser mais simples ou complexos dependendo dos dados disponíveis, do nível necessário de exatidão ou, inclusive, do tipo de sistema a ser modelado. Por exemplo, ao simular em região montanhosa, com vales encaixados, um módulo

hidráulico simplificado pode ser preferido, principalmente por conferir uma maior robustez e velocidade computacional ao modelo, apresentando resultados tão bons quanto modelos com módulos de propagação de vazão mais complexos (Lian *et al.*, 2007). Já em locais com sistemas hidráulicos mais complexos, com vastas áreas de planície, ilhas e banhados módulos hidráulicos simplificados provavelmente não serão capazes de promover uma representação adequada do sistema (Fan *et al.*, 2014a).

Os métodos hidráulicos podem ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Uma vez que a dimensão predominante dos rios é a longitudinal, são normalmente empregados métodos unidimensionais (1D), já que os mesmos permitem descrever grande parte dos sistemas a serem modelados (Chow *et al.*, 1988). As equações de escoamento não permanente unidimensional são conhecidas como equações de Saint-Venant (Ponce, 1990; Chanson, 2004; Tucci, 2005) e são vastamente aplicadas na representação de corpos hídricos. Como exemplo, as equações de Saint-Venant são base do modelo hidrodinâmico HEC-RAS, *the U.S. Army Corps of Engineers' Hydrologic Engineering Center's River Analysis System* (USACE, 2010), que é amplamente utilizado para estudos hidráulicos de cursos de água (Leon e Goodell, 2016; Cestari Junior *et al.*, 2015; Ribeiro Neto *et al.*, 2015; Monte *et al.* 2016; Paz *et al.*, 2010; Siqueira *et al.*, 2016a). As equações de Saint-Venant são compostas pela equação da continuidade (Equação 1) e dinâmica (Equação 2).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot A \cdot S_0 - g \cdot A \cdot S_f \quad (2)$$

em que Q é a vazão (m^3/s); A é a área da seção transversal ao escoamento (m^2); x é a distância no sentido longitudinal (m); t é o tempo (s); h é a profundidade do rio (m), S_0 é a declividade do fundo do rio (adimensional); S_f representa a perda de energia por atrito na calha do rio (adimensional) e g é a aceleração da gravidade (m/s^2).

Apesar das equações de Sant-Venant permitirem uma representação mais física de sistemas hidrodinâmicos, quando utilizamos um método de propagação como parte de um modelo hidrológico, que, além de efetuar a propagação da vazão nos rios, simula grande parte dos processos do ciclo hidrológico, muitas vezes são utilizadas

abordagens mais simplificadas do que as equações de Saint-Venant completas, retirando alguns dos termos com menor importância relativa. Isso permite uma maior eficiência computacional ao modelo. Exemplos de métodos simplificados de propagação de vazão incluem: (i) métodos baseados na utilização de reservatórios lineares (Ngo-Duc *et al.*, 2007; Verzano *et al.* 2012; Lindström *et al.*, 2010), sendo que em cada reservatório a vazão de saída do sistema varia linearmente com o volume armazenado. Esse método simples, introduzido por Zoch (1934) é base de muitos modelos conceituais utilizados no processo de transformação chuva-vazão (Chow *et al.*, 1988). Uma forma muito popular de utilizar reservatórios lineares é o método de Nash (Nash, 1957), que representa uma cascata de “n” reservatórios lineares; (ii) métodos de onda cinemática, em que os três primeiros termos da equação 2 são desprezados (Liu e Todini, 2002), (iii) os modelos de Muskingum (McCarthy, 1938; Neitsch *et al.*, 2002; Hattermann *et al.*, 2005) e Muskingum-Cunge (Cunge, 1969), que utilizam a difusão numérica, ou seja, o “erro” numérico para simular a difusão natural que ocorre no escoamento dos rios. Os métodos citados, devido a sua simplicidade, não são capazes de representar efeitos de remanso ou o efeito do armazenamento em planícies de inundação na propagação de vazões.

Conforme comentado por Saleh *et al.* (2013) e Hodges (2013) é comum a aplicação de modelos hidrológicos com módulos simples de propagação de vazão para simulações de grande escala. Exemplos desses modelos incluem: o modelo SWAT, *Soil and Water assessment Tool* (Neitsch *et al.*, 2002), um modelo hidrológico semi-distribuído com módulo de propagação de vazões que pode ser feito pelo método de Muskingum ou baseado em coeficientes variáveis de armazenamento (Williams, 1969); o modelo HSPF, *Hydrological Simulation Program – FORTRAN* (Bicknell *et al.*, 2001), modelo conceitual semi-distribuído que efetua a propagação de vazões por meio de uma tabela hidráulica simplificada (ou FTABLE) de profundidade, área, volume e vazão de saída do trecho de rio; a versão original do modelo MGB-IPH, Modelo de Grandes Bacias – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, (Collischonn e Tucci, 2001), modelo conceitual, semi-distribuído que utiliza o método de Muskingum-Cunge Linear para propagação de vazões; o modelo mHM (mesoscale Hydrologic Model, Samaniego *et al.*, 2010) modelo distribuído (apresenta também uma versão concentrada) que utiliza

o método Muskingum de propagação de vazões; a versão original do LISFLOOD (De Roo *et al.*, 2000) modelo distribuído desenvolvido para grandes bacias europeias com propagação de vazões baseada no método de onda cinemática. Apesar da versão mais recente desse modelo permitir a simulação de propagação de vazões com o algoritmo não inercial, em muitas das aplicações de grande escala o método da onda cinemática é utilizado (e.g. Van Der Kniff *et al.*, 2010; Thielen *et al.*, 2009; Dankers *et al.*, 2007).

Existem outros métodos simplificados, porém mais complexos que os métodos citados anteriormente, que também podem ser utilizados como módulos de propagação de vazões em modelos hidrológicos: o método não inercial ou de difusão, em que os dois primeiros termos da equação 2 são desprezados (Ponce, 1990; Yen and Tsai, 2001; Chanson, 2004) e o método inercial local, ou simplesmente “inercial” (Bates *et al.*, 2010) em que apenas o segundo termo da equação 2 é desprezado. Esses dois métodos são menos utilizados em modelos hidrológicos na simulação de sistemas de grande escala.

A afirmação anterior pode ser corroborada por Kaufeldt *et al.* (2016), que revisaram 24 modelos hidrológicos de grande escala, dos quais 14 são modelos hidrológicos-hidráulicos, ou seja, modelos hidrológicos que apresentam um módulo de propagação e vazões. Dentre esses 14 modelos, apenas o LISFLOOD (Van der kniff *et al.*, 2010) oferece a opção de utilização do método não inercial, os outros 13 modelos utilizam algoritmos mais simplificados. Um modelo que não foi revisado pelos autores e que representa um dos poucos exemplos de modelos que utilizam esses algoritmos de propagação é a versão mais recente modelo MGB-IPH (Pontes *et al.*, 2017) que utiliza o método inercial.

A utilização mais comum desses dois métodos (difusão e inercial) é em modelos puramente hidrodinâmicos que muitas vezes são utilizados de forma externa com modelos hidrológicos ou hidrológicos-hidráulicos para a simulação desses sistemas de forma desacoplada, como o LISFLOOD-FP que utiliza o método inercial na simulação 2D de planícies de inundação (Bates *et al.*, 2010) e o modelo CamaFlood, que apresenta uma versão com o método não inercial (Yamazaki *et al.*, 2009) e uma versão mais recente utilizando o método inercial (Yamazaki *et al.*, 2013). Outro exemplo é o

modelo HyMAP (Getirana *et al.*, 2012) desenvolvido para aplicações globais, que utiliza o método de difusão.

Como já citado, na simulação de bacias que contém sistemas com hidrodinâmica complexa, como banhados e planícies de inundação, é muito comum o acoplamento externo (Morita e Yen, 2002), ou simulação desacoplada, entre modelos hidrológicos-hidráulicos e modelos hidrodinâmicos. Nesse caso as saídas de um modelo servem como entrada para o outro e os dois são rodados sequencialmente. Bravo *et al.* (2012) e Paz *et al.* (2014) acoplaram externamente o modelo MGB-IPH ao modelo HEC-RAS para simular a região do pantanal brasileiro e as complexas interações de seus rios, que incluem trocas de água entre bacias não diretamente conectadas. Lian *et al.* (2007), para simular a bacia hidrográfica do Rio Illinois nos Estados Unidos, acoplaram o modelo hidrológico HSPF ao modelo hidrodinâmico unidimensional UNET (USACE, 1997) usando as saídas do modelo hidrológico, como entradas no modelo hidrodinâmico. Inoue *et al.* (2008) usaram as descargas simuladas por um modelo hidrológico baseado no hidrograma unitário como entrada para um modelo hidrodinâmico bidimensional (Inoue *et al.*, 2001) ao simular os banhados costeiros da Baía de Barataria nos Estados Unidos, conseguiu reproduzir com sucesso uma porção significativa das variações de nível d'água durante um evento de cheia. Outros estudos que utilizam esse tipo de abordagem foram desenvolvidos por Falter *et al.* (2016), Yamazaki *et al.* (2011, 2013) e Biancamaria *et al.* (2009).

Além da abordagem desacoplada, abordagens integradas de modelos hidrológicos-hidráulicos na simulação de sistemas hidrodinâmicos complexos também podem ser encontradas na literatura. No caso do presente trabalho considerou-se integrada a abordagem que utiliza um único modelo, a mesma topologia na modelagem e os mesmos dados de entrada, e que possibilita a utilização de módulos de propagação para todo o sistema. Paiva *et al.* (2011) propuseram uma versão modificada do modelo MGB-IPH, utilizando um método misto de propagação de vazões e um método simples de armazenamento na planície de inundação na simulação da bacia do Rio Purus, um dos principais afluentes do Rio Amazonas. Nesse modelo, o método de Musingum Cunge é utilizado na propagação de vazões em rios de cabeceira, enquanto para trechos de menor declividade nos rios principais os

autores utilizaram as equações completas de Saint-Venant. Com esse estudo os autores concluíram que é possível utilizar um modelo hidrodinâmico completo na simulação de sistemas de grande escala, mesmo com dados limitados da geometria de rios e morfologia de planícies de inundação. Ainda, Paiva *et al.* (2013a) utilizaram o mesmo modelo para modelar a bacia completa do rio Amazonas. É importante destacar que nesse estudo o método hidrodinâmico foi aplicado para cerca de 30% da bacia, por razões de custo computacional.

Recentemente, e de interesse especial para o presente estudo, Pontes *et al.* (2017) apresentaram uma versão modificada do modelo MGB-IPH, na qual substituíram o método de Muskingum-Cunge pelo método Inercial de propagação e vazões. Os autores testaram o modelo por meio da simulação da bacia do Rio Araguaia, onde, em uma grande área de planície de inundação, está localizada a Ilha do Bananal, considerada a maior ilha fluvial do mundo. O coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe obtido no primeiro posto a jusante da ilha foi 0,95, muito superior ao valor de 0,55, obtido com a versão antiga, de propagação simplificada, do modelo. Esse modelo permite a simulação de grandes bacias com trechos extensivos de planícies de inundação de forma integrada sem a necessidade de acoplamento externo com modelos hidrodinâmicos. Além de simular efeitos de remanso e de armazenamento em planícies de inundação, o modelo proposto pelos autores permite a conexão lateral entre as unidades de discretização do modelo adjacentes, sem a necessidade que as mesmas estejam interligadas por um trecho de rio. Essa característica propiciou aos autores a se referirem ao modelo como pseudo-bidimensional.

Também recentemente e de interesse para a presente pesquisa, Fleischmann *et al.* (2017) propôs uma nova versão modificada do modelo MGB-IPH com propagação de vazões inercial e aplicou esse modelo na bacia do Rio Niger, no oeste africano. O diferencial do modelo proposto pelos autores é que o módulo hidrodinâmico se comunica com modelo hidrológico através da infiltração de água no solo nas várzeas de inundação nas planícies, simuladas e contabilizadas no modelo hidrológico.

Além destes estudos de abordagem integrada aplicados em grandes bacias da América do Sul, um estudo com simulação de bacias e sistemas de hidrodinâmica

complexa foi realizado para uma área de banhado nos Estados Unidos em uma bacia de menor escala por meio da utilização do modelo hidrológico MIKE-SHE (Refsgaard e Storm, 1995), baseado no modelo SHE (Abbot *et al.* 1986), modificado por Thompson *et al.* (2004). Os autores verificaram a necessidade de modificar o método de propagação de vazões do modelo, originalmente baseado no método de onda difusiva, para permitir a simulação de regiões mais complexas como banhados. Dessa forma, desenvolveram um acoplamento permanente entre o modelo MIKE-SHE e o modelo hidráulico MIKE 11, que utiliza as equações de Saint Venant completas em uma dimensão. Apesar desse modelo permitir a modelagem de sistemas complexos, ele requer uma grande quantidade de dados e assim frequentemente tem aplicabilidade limitada para bacias de menor escala com maior disponibilidade de medições, além de requerer grande experiência para efetuar sua calibração (Ma *et al.* 2016; Todini, 2007). Ainda, de acordo com Thompson *et al.* (2004), a utilização do MIKE 11 na propagação de vazões aumenta a necessidade de dados.

O modelo MGB-IPH com propagação inercial de vazões utilizado por Pontes *et al.* (2017) foi escolhido na simulação integrada de bacias, rios e grandes corpos d'água proposta no presente estudo. No item seguinte o modelo é brevemente descrito.

3.1.1 Modelo hidrológico MGB-IPH com propagação inercial de vazões

O Modelo de Grandes Bacias (MGB) desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) é um modelo que vem sendo desenvolvido desde 2001. O modelo MGB-IPH foi desenvolvido com base nos modelos LARSIM (Bremicker, 1998) e VIC (Liang *et al.*, 1994; Nijssen *et al.*, 1997) e tem se mostrado muito útil em diversas aplicações incluindo no desenvolvimento de sistemas de previsão (Siqueira *et al.*, 2016a; Fan *et al.*, 2015a; Schwanenberg *et al.*, 2015; Lisboa *et al.*, 2015; Fan *et al.*, 2014b; Sorribas, *et al.*, 2012; Silva *et al.*, 2007; Tucci *et al.*, 2003).

O MGB-IPH é um modelo baseado em processos e utiliza relações tanto físicas como conceituais. O mesmo tem seu funcionamento esquematizado na Figura 1. No processo de transformação chuva-vazão do modelo são contabilizados os processos do ciclo hidrológico, incluindo o balanço de água no solo (considerando uma camada de solo), precipitação (PC), interceptação, evapotranspiração (ET e EI), infiltração,

escoamentos superficial, subsuperficial e subterrâneo e armazenamento de água no solo (W). A evapotranspiração do solo e vegetação (ET) e da lâmina interceptada (EI) é calculada por meio da equação de Penman-Monteith (Wigmosta *et al.*, 1994). Após os processos hidrológicos verticais, o deslocamento da água pela bacia ocorre por meio de 3 reservatórios conceituais, um superficial (Q_{sup}), um sub-superficial (Q_{sub}) e outro subterrâneo (Q_{bas}), representando o escoamento acima do solo (D_{sup}), na camada superior de solo (D_{int}) e no aquífero subterrâneo (D_{bas}), respectivamente. Em algumas situações também pode ser considerado o fluxo ascendente do aquífero ao solo (D_{cap}). Informações mais detalhadas sobre o funcionamento do modelo foram descritas por Collischonn e Tucci (2001) e Collischonn *et al.* (2007).

Os dados de entrada do modelo consistem em séries hidrológicas temporais de precipitação, de vazões observadas, de variáveis climáticas, e de dados espaciais como as características topográficas, de tipo de solo, de cobertura do solo e de hidrografia da bacia. As últimas quatro características são provenientes do pré-processamento de mapas de tipo de solo, uso do solo, vegetação e modelos digitais de elevação (MDE). Por meio do processamento e reclassificação dos mapas de solo e vegetação definem-se blocos, ou classes de resposta hidrológica, com comportamento hidrológico específico considerando a variabilidade das características físicas da bacia.

Os parâmetros do modelo são definidos em função das classes de resposta hidrológica e atrelados a sub-bacias definidas pelo usuário, ou seja, os parâmetros são definidos por classe e podem ser diferentes para cada sub-bacia. Para permitir a modelagem numérica, as características físicas da bacia, assim como as séries de precipitação e clima, são discretizadas, não em células quadradas como utilizado por Collischonn & Tucci (2001), mas em minibacias definidas a partir do MDE (Fan e Collischonn, 2014). Isto é, cada sub-bacia contém diversas minibacias, sendo que as sub-bacias são definidas unicamente para permitir a variabilidade espacial dos parâmetros relacionados a classes de resposta hidrológica, sendo que sua definição é opcional; já as minibacias são as unidades de discretização do modelo. Por meio da combinação das classes de resposta hidrológica e minibacias tem-se unidades de resposta hidrológica (URH), sendo que os processos hidrológicos verticais são realizados para cada URH dentro de uma minibacia (conforme pode ser visto na Figura

1). Cada minibacia, portanto, funciona como um pequeno modelo concentrado, e por isso o modelo pode ser classificado como um modelo semi-distribuído.

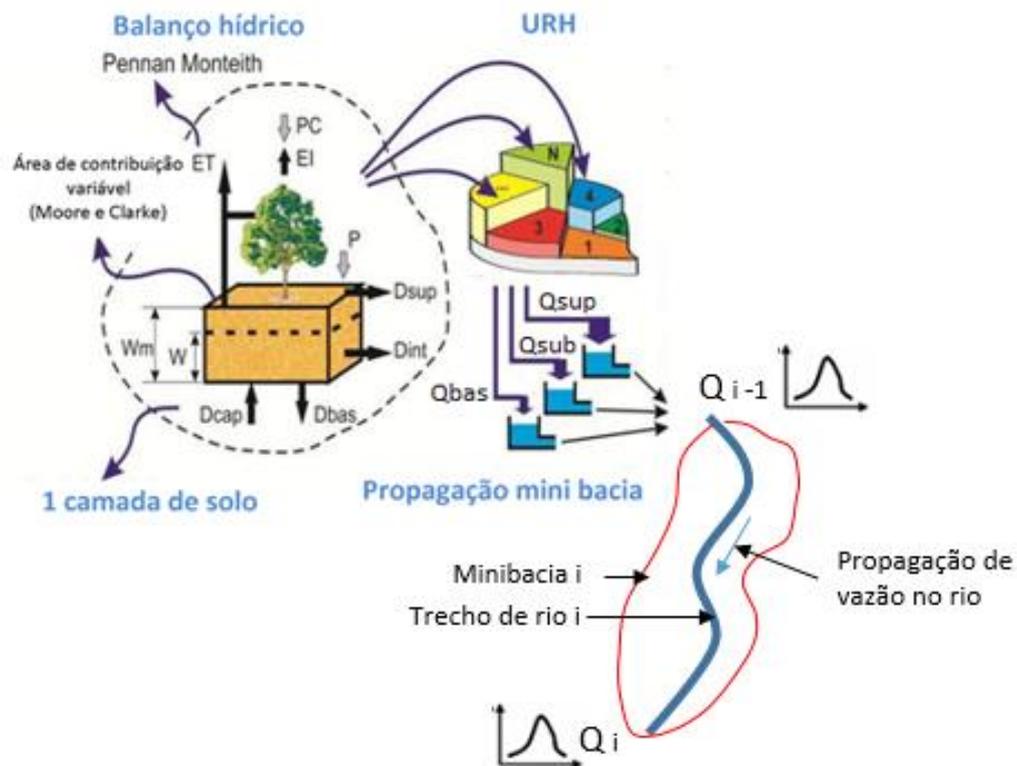


Figura 1 - Esquema do funcionamento conceitual do modelo MGB-IPH (Adaptado de Paiva, 2009) onde W_m é um parâmetro que indica o armazenamento máximo de água na camada de solo, P é a precipitação que atinge o solo, EI é a evapotranspiração da lâmina interceptada.

O método de propagação de vazão em rios utilizado pelo modelo MGB-IPH originalmente é o método de Muskingum-Cunge Linear (Collischonn e Dornelles, 2013). O método de Muskingum-Cunge combina a equação da continuidade com uma versão simplificada da equação dinâmica de Saint-Venant relacionando o armazenamento às vazões de entrada e saída de um trecho de rio, usando uma ponderação entre a entrada e a saída. Esse método de propagação de vazão é relativamente simples e não permite a simulação de efeitos de remanso e do armazenamento em planícies de inundação, operações fundamentais na simulação de sistemas hidrodinâmicos complexos como planícies de inundação, banhados e grandes corpos d'água. Portanto, o modelo MGB-IPH com esse algoritmo de propagação de vazões em rios não seria adequado para simular o comportamento da Laguna dos Patos.

O método de propagação de vazão utilizado no presente estudo é um método mais complexo, conhecido como método inercial local ou inercial (Bates *et al.*, 2010). Cabe aqui fazer uma breve comparação entre o método inercial e o não inercial, o qual é mais comumente utilizado como método hidrodinâmico em modelos hidrológicos. Apesar de, tanto o modelo não inercial, quanto o inercial, serem capazes de representar planícies de inundação e efeitos de remanso, o último vem apresentando resultados muito similares à solução dinâmica (Montero *et al.*, 2013; Fan *et al.*, 2014a). Pela consideração de um termo a mais das equações de Saint-Venant, o método inercial também pode ser considerado uma representação mais completa do sistema físico.

A versão do modelo MGB-IPH utilizada, que pode ser chamada de MGB-IPH Inercial, foi apresentada por Pontes *et al.* (2017, 2015), que adaptaram o esquema numérico proposto por Bates *et al.* (2010). O método inercial de propagação se baseia em uma versão mais completa das equações de Saint-Venant em que apenas o segundo termo da Equação 2, que representa a inércia advectiva, é desprezado. Combinando o termo de pressão (terceiro termo da equação 2) com o termo da força da gravidade (quarto termo da Equação 2), a equação dinâmica pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (3)$$

na qual y é o nível ou a cota da superfície da água em relação a um referencial único (Tucci, 2005).

Uma vez que as equações, 1 e 3, que compõem o modelo inercial, não possuem solução analítica, adotou-se a formulação numérica proposta por Bates *et al.* (2010), em que o rio é dividido em subtrechos. As variáveis y (cota do nível d'água), h (profundidade) e z (cota de fundo) são definidas no centro de cada subtrecho e a vazão Q é definida nos contornos de cada subtrecho. O equacionamento a seguir representa o esquema utilizado por Pontes *et al.* (2017) no modelo MGH-IPH.

Discretizando a Equação 1 com um esquema numérico progressivo no tempo e centrado no espaço, utilizando aproximações das derivadas por diferenças finitas, obtêm-se:

$$\frac{V_i^{t+\Delta t} - V_i^t}{\Delta t} = \sum Q_{in}^{t+\Delta t} - \sum Q_{out}^{t+\Delta t} - \sum Q_{viz}^{t+\Delta t} - Evq_i \quad (4)$$

na qual V se refere ao volume e $\sum Q_{in}^{t+\Delta t}$ e $\sum Q_{out}^{t+\Delta t}$ se referem à vazão de entrada e saída do trecho de rio na minibacia i , respectivamente. $\sum Q_{viz}^{t+\Delta t}$ e Evq_i representam a vazão entre minibacias adjacentes e a evaporação na planície de inundação, respectivamente. O índice t é referente ao momento no tempo e o índice i à posição no espaço ou à minibacia. Essas variáveis são ilustradas na Figura 2(a).

A Equação 3 também é discretizada, utilizando novamente o esquema de diferenças finitas progressivo no tempo e centrado no espaço e substituindo S_f pela equação de Manning correspondente (considerando a seção do rio retangular). A discretização está representada na Figura 2 (a), onde é possível verificar que as vazões estão representadas de forma deslocada no espaço (em $1/2i$) em relação à profundidade (h) e à cota de fundo (z). A Equação 3 resulta na Equação 5:

$$\frac{Q_i^{t+\Delta t} - Q_i^t}{\Delta t} + g \cdot B \cdot hflow_i \cdot \frac{y_{i+1}^t - y_i^t}{\Delta x} + g \frac{Q_i^{t+\Delta t} \cdot |Q_i^t| \cdot n^2}{B \cdot (hflow_i)^{7/3}} = 0 \quad (5)$$

na qual Δx é o comprimento dos trechos, Δt representa o intervalo de tempo, B é a largura do rio, g é a aceleração da gravidade e n é o coeficiente de Manning. O termo $hflow_i$ refere-se à profundidade na seção transversal localizada entre o trecho de rio da minibacia i e o trecho da minibacia $i+1$, e é estimado pela Equação 6 conforme proposto por Bates et al. (2010):

$$hflow_i = \max[y_i^t; y_{i+1}^t] - \max[z_i; z_{i+1}] \quad (6)$$

na qual y_i^t é a cota do nível da água no subtrecho i pertencente à minibacia i ; y_{i+1}^t é a cota do nível da água no trecho pertencente a minibacia $i+1$; z_i é a cota do fundo do rio no trecho i ; e z_{i+1} é a cota do fundo do rio no trecho $i+1$.

Uma vez que todos os termos da Equação 5 com índice t são conhecidos, apenas uma variável dessa equação é desconhecida, a vazão no trecho i e no tempo $t+\Delta t$, $Q_i^{t+\Delta t}$. A Equação 5, portanto, pode ser modificada, de forma a explicitar esse termo resultando na Equação 7:

$$Q_i^{t+\Delta t} = \frac{((Q_i^t) - g.B.\Delta t.(hflow_i.Sflow_i))}{\left(1 + \frac{g.\Delta t.(Q_i^t).n^2}{B.(hflow_i)^{7/3}}\right)} \quad (7)$$

na qual $Sflow_i$ é a declividade da linha d'água, representada pela Equação 8:

$$Sflow_i = \frac{(y_{i+1}^t - y_i^t)}{\Delta x} \quad (8)$$

Uma vez que são conhecidos, a partir de uma condição inicial de uma vazão de referência, todos os valores iniciais de nível d'água em todos os trechos, utiliza-se a Equação 6 para encontrar o valor de $hflow_i$. Em seguida aplica-se a Equação 7 para encontrar os valores de vazão no intervalo de tempo $t+\Delta t$ em cada seção. Com base nesses valores utiliza-se a Equação 4 para encontrar os volumes, e sabendo o comprimento do trecho e a largura da sessão, calculam-se as profundidades, e com as cotas de fundo, os níveis d'água em todos os trechos no tempo $t+\Delta t$. No entanto, quando ocorre o extravasamento da calha do rio, e, portanto, a largura do trecho passa a ser desconhecida, é possível encontrar o nível d'água por meio da interpolação em uma tabela cota-volume da minibacia, obtida através da integração numérica da curva hipsométrica, que relaciona cota e área alagada, por meio do método dos trapézios. Essa curva normalmente é obtida através de operações com o Modelo Digital de Elevação. Cabe ressaltar que deve ser adicionado o valor da profundidade da calha do rio às cotas obtidas dessa forma, já que o MDE não contempla a elevação da calha do rio e sim do nível d'água. Com os dados das cotas de fundo e os níveis d'água calculados é possível calcular as profundidades em todos os trechos. Repete-se esse processo (Equações 6, 7, 4) em todos os intervalos de tempo.

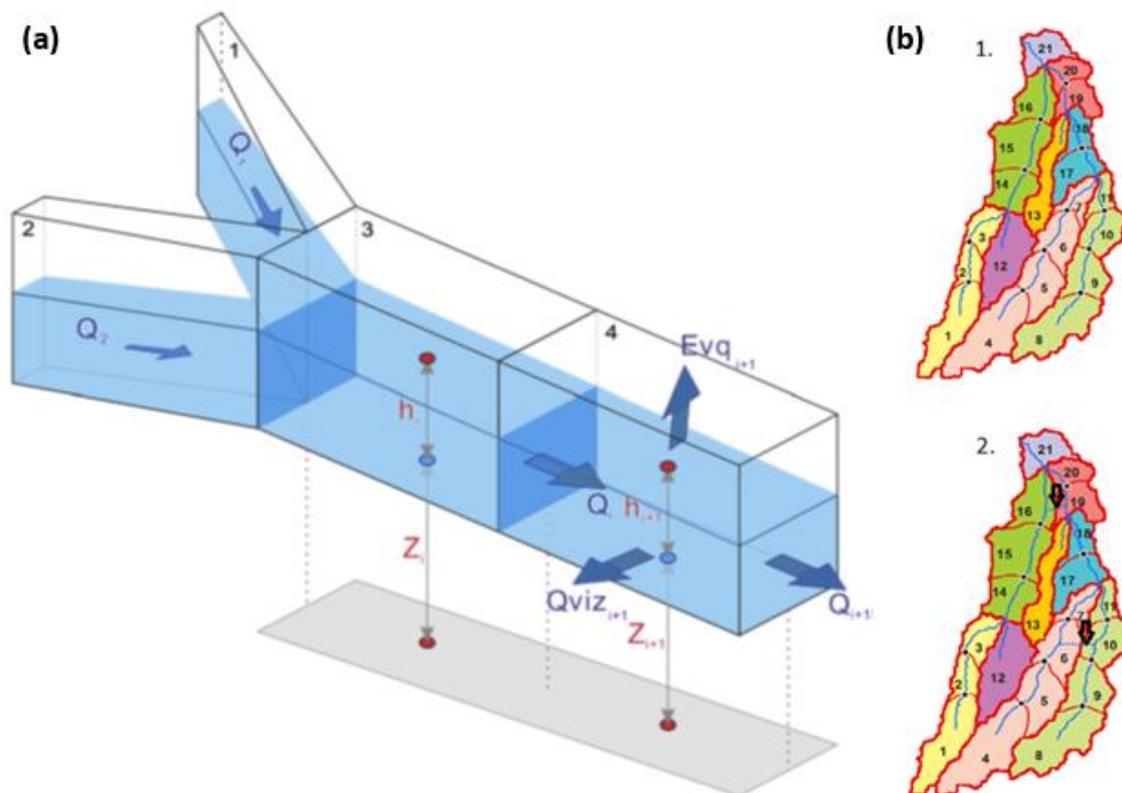


Figura 2 – (a) Discretização das minibacias e das variáveis vazão (Q), nível do fundo do rio (z) e profundidade (h) e (b) discretização da bacia em minibacias (1.) sem contribuição lateral e (2.) com contribuição lateral, adaptada de Pontes et al. (2017).

De forma a evitar instabilidade numérica no modelo inercial, já que o mesmo utiliza um esquema numérico explícito, a condição de Courant-Friedrichs-Levy (CFL) deve ser respeitada. A mesma é representada na Equação 9.

$$(\sqrt{gh}) \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (9)$$

na qual h continua sendo a profundidade (m); Δx , o comprimento do subtrecho de rio (m); Δt , o passo de tempo de cálculo (s) e g, a aceleração da gravidade ($m \cdot s^{-2}$). Portanto, para evitar instabilidade numérica a Equação 10 deve ser satisfeita.

$$\Delta t = \alpha \frac{\Delta x}{\sqrt{gh}} \quad (\alpha \leq 1) \quad (10)$$

onde α é um coeficiente adimensional menor ou igual a 1 para evitar instabilidade numérica.

O modelo inercial utilizado inclui contribuição lateral de vazão entre minibacias (Pontes et al., 2015, 2017), ou seja, a partir da definição de áreas (minibacias) sujeitas

a inundação, as minibacias podem trocar água lateralmente umas com as outras sem necessariamente estarem ligadas por um trecho de rio. Isso ocorre no modelo por meio da criação de uma drenagem entre as bacias interconectadas como representado na Figura 2 (b)(2.) para as minibacias 16, 19, 6 e 10. Em função desta particularidade, denominou-se o modelo como pseudo-bidimensional, ou Pseudo-2D, já que é capaz de simular a transferência de água em mais de uma dimensão em áreas planas, permitindo a abordagem aqui estudada. Adicionalmente, quando o nível d'água supera a altura da calha do rio e ocorre o extravasamento, a água invade a planície de inundação, o que viabiliza a inclusão do efeito dessas planícies nos hidrogramas simulados.

O modelo MGB-IPH Inercial consiste em uma alternativa viável para representar a bacia da Laguna dos Patos de forma integrada, já que computa níveis d'água, permite a troca lateral entre minibacias, simula o armazenamento em planícies de inundação, além de computar efeitos de jusante. Mais detalhes sobre aplicações do modelo inercial podem ser encontrados em Pontes *et al.* (2017, 2015) e em Fan *et al.* (2014a).

3.2 Simulação hidrodinâmica de lagos, lagunas e estuários

Todos os conceitos e pesquisas apresentados até o momento estavam relacionados com a simulação de bacias hidrográficas e a propagação de vazão nos rios e planícies, referenciando principalmente trabalhos relacionados com a presente pesquisa, além da revisão do modelo utilizado no presente trabalho. A seguir, são discutidos conceitos e estudos relacionados à simulação de lagos, lagunas e estuários.

Ao analisar o comportamento hidrodinâmico de grandes corpos d'água se faz necessário fazer algumas distinções. De acordo com Ji (2008) lagos se distinguem de rios e estuários em função das seguintes características: (1) velocidade da água relativamente baixa; (2) vazões de entrada e saída relativamente baixas (alto tempo de residência); (3) desenvolvimento de estratificação vertical; (4) atuam como depósitos de sedimentos, toxinas e nutrientes. Lagos estão sempre intimamente conectados com a bacia hidrográfica na qual estão inseridos, dessa forma, as características da mesma como uso do solo, clima, morfologia diretamente e/ou indiretamente influenciam a hidrodinâmica e qualidade da água.

Vários fatores controlam o comportamento hidrodinâmico de lagos. Além da morfologia (largura, profundidade, volume, área do espelho d'água) e do perfil de estratificação, fatores externos são essenciais nos processos hidrodinâmicos. Esses fatores incluem:

1. As vazões de entrada e saída, sendo que as vazões de entrada incluem o escoamento superficial na bacia que atinge o lago diretamente, descargas fluviométricas, descargas subterrâneas, precipitação sobre a área do lago e fontes pontuais como descargas de estações de tratamento de esgoto. As vazões de saída incluem a descarga exutório do lago, evapotranspiração e infiltração reabastecendo aquíferos.
2. As trocas de calor e forçantes térmicas, que influenciam na estratificação de lagos;
3. A influência do vento. Essa influência é considerada por Ji (2008) como um fator chave na circulação e uma fonte expressiva de energia para a mistura vertical e ressuspensão de sedimentos.

Os estuários se diferem de rios e lagos principalmente em função da sua conexão com o mar. Isso propicia um efeito expressivo das marés nos níveis d'água observados no estuário, assim como efeitos da salinidade nos processos hidrodinâmicos e de qualidade da água (Ji, 2008). Além disso, na conexão do estuário com o mar podem se formar duas correntes com sentidos contrários, uma corrente de superfície que flui em direção ao mar e uma corrente de fundo que flui em direção a terra (Ji, 2008). A formação ou não dessas correntes e de estratificação no estuário, assim como a propagação de seus efeitos para montante, depende da magnitude da vazão de entrada no estuário, das condições de vento, da morfologia do estuário e das marés. Esses fatores também são sinalizados por Hartmann e Schettini (1991) que verificaram as condições para a estratificação e a entrada da cunha salina no exutório da Laguna dos Patos.

Ji (2008) também comenta que assim como em lagos, o vento pode influenciar a circulação dos estuários especialmente se os mesmos abrangerem grandes áreas. As lagunas são tipos de estuários especialmente influenciados por esse fator, sendo que esse fator geralmente é mais importante na hidrodinâmica desses corpos d'água do que a influência das marés.

Existem vários modelos hidrodinâmicos que podem ser aplicados na simulação de grandes corpos d'água. Um exemplo é o modelo IPH-ECO (Fragoso Jr. *et al.*, 2009), modelo hidrodinâmico e ecológico tridimensional (também apresenta uma versão

bidimensional) detalhado que utiliza a equação de Navier-Stokes, de transporte de calor e módulos ecológicos e de qualidade da água. Esse modelo permite a consideração da estratificação térmica e química, do efeito do vento entre outros diversos processos atuantes no sistema a ser modelado. Ele foi utilizado por Fragoso Jr. *et al.* (2011) para simular aspectos ecológicos e de qualidade da água na lagoa Mangueira (RS), como a concentração de algas e nutrientes, para diferentes cenários de mudança de uso do solo e climáticas.

Outro exemplo de modelo hidrodinâmico tridimensional é o POM, *Princeton Ocean Model*, (Blumberg e Mellor, 1987). Esse modelo foi desenvolvido principalmente para simular sistemas costeiros e, dentre os vários processos simulados pelo mesmo, permite trocas térmicas, efeito do vento e de maré, assim como variações de densidade e de salinidade. O mesmo foi utilizado por Castelão & Möller (2003) para estudar a dinâmica da Laguna dos Patos (RS) tridimensionalmente ao utilizar condições de vento e vazões afluentes idealizadas.

O modelo MIKE (DHI, 2011, MIKE21 para versão 2D e MIKE3 para a versão 3D) também foi desenvolvido para aplicação em sistemas costeiros, mas pode ser aplicado em outros sistemas. Assim como o POM, esse modelo é baseado na aproximação de Reynolds da equação de Navier-Stokes e é capaz de reproduzir diversos processos considerando variáveis como vento, maré, temperatura e salinidade. Ainda, muitos módulos estão disponíveis para serem acoplados, como módulos ecológicos, de derramamento de petróleo e de transporte de sedimentos.

Mais um exemplo de modelo hidrodinâmico capaz de simular sistemas de grande complexidade é o modelo tridimensional (ou bidimensional) Delft3D (Deltares, 2014). O mesmo resolve as equações de águas rasas e também permite o acoplamento com muitos módulos. Por exemplo, Boudet *et al.* (In Press) utilizaram esse modelo para simular o transporte de sedimentos da desembocadura do delta Rhone na França, para isso foi necessário utilizar o módulo de ondas oceânicas, o Delft3D-Wave Module.

O modelo IPH-A (Borche, 1996) é um modelo hidrodinâmico bidimensional que resolve as equações da continuidade e dinâmica integradas no eixo vertical, considerando a perda de carga junto ao fundo, a ação do vento na superfície a força de

Coriolis e a difusão turbulenta. Esse modelo foi utilizado em muitos estudos de modelagem de corpos d'água rasos no Rio Grande do Sul como na Lagoa Itapeva (Lopardo, 2002), no Lago Guaíba (Paz *et al.*, 2005), no banhado do Taim (Paz *et al.*, 2003) e na Laguna dos Patos (Cavalcante e Mendes, 2014).

Definir o melhor modelo para simular lagunas ou lagos depende fundamentalmente da aplicação desejada e das características do corpo d'água em questão. Em muitos estudos do comportamento de grandes corpos d'água busca-se, por exemplo, averiguar a influência da circulação na qualidade da água e nas características ecológicas do lago (Wang *et al.*, 2017; Bocaniov *et al.*, 2016; Zhang *et al.*, 2013). Nesses casos é necessário ter uma representação hidrodinâmica realista e utilizar um modelo que permita o acoplamento com módulos ecológicos e de qualidade da água. Ainda, em lagos muito profundos, a estratificação pode exercer um papel importante nos processos hidrodinâmicos e um modelo hidrodinâmico tridimensional pode ser preferível a um bidimensional quando se busca representar a circulação detalhadamente. Já em lagos rasos modelos bidimensionais podem ser suficientes para essa aplicação. Por exemplo, Schoen *et al.*, (2014) usou o modelo MIKE (DHI, 2011) com método hidrodinâmico 2D e 3D para simular a influência do vento na circulação de um lago raso e não verificou mudanças significativas entre as duas formas de propagação.

Em qualquer caso, para a simulação de lagos, lagunas e estuários, são necessários os dados de condição de contorno de entrada (ou saída) de volumes de água no corpo hídrico ao longo do tempo. Esses dados podem ser provenientes de estações de medição de nível e vazão ou ainda gerados por meio da utilização de modelos hidrológicos ou hidrológicos-hidráulicos. Em muitos casos, dados observados não estão disponíveis, ou estão disponíveis em um local distante do corpo d'água. Então são usados modelos hidrológicos para a geração desta informação. Ainda, a utilização dos modelos hidrológicos é importante quando se busca avaliar o efeito de mudanças de uso do solo e de mudanças climáticas sobre o corpo d'água. Este tema de simulação conjunta de bacias, rios, lagos, lagunas e estuários é tema da próxima sessão.

3.3 Simulação hidrológica e hidrodinâmica conjunta de bacias, rios e grandes corpos d'água

Nesse item se discute a simulação conjunta de bacias, rios e grandes sistemas lagunares, primeiramente citando estudos encontrados na literatura de autores que utilizaram modelos hidrológicos-hidráulicos acoplados a modelos hidrodinâmicos para simular sistemas semelhantes. Posteriormente, vantagens e desvantagens relacionadas a esse tipo de abordagem são discutidas.

Quando se deseja simular bacias, rios e grandes corpos d'água, a abordagem que geralmente é utilizada é o acoplamento externo entre um modelo hidrológico-hidráulico e um modelo hidrodinâmico 2D ou 3D. Por exemplo, Dargahi e Setegn (2011) acoplaram o modelo SWAT ao modelo hidrodinâmico tridimensional GEMSS, *Generalized Environmental Modeling System for Surface Waters* (ERM, 2006) para simular o Lago Tana na Etiópia. A bacia do Lago Tana compreende cerca de 15 mil km², incluindo a área do lago. Os autores validaram com sucesso a combinação de modelos para o ano de 2006 usando dados observados.

Li *et al.* (2014) usaram um modelo hidrológico distribuído de base física baseado no código WATLAC (Zhang & Werner 2009; Zhang & Li, 2009) e um modelo hidrodinâmico 2D baseado no modelo MIKE 21, desenvolvido pelo *Danish Hydraulic Institute* (DHI, 2007), para simular a bacia hidrográfica de grande escala do Lago Poyang, localizado na porção média da bacia do Rio Yangtze na China, que compreende uma área de 162 mil km². Os resultados desse estudo mostraram que o modelo simulou adequadamente a hidrodinâmica do lago no que diz respeito aos fluxos dentro do lago e mudanças sazonais na área alagada pelo mesmo.

Fragoso Jr. *et al.* (2011) usou uma versão do modelo IPH-ECO para os efeitos de diferentes cenários de uso do solo e mudanças climáticas nas características ecológicas, de circulação e qualidade da água na lagoa Mangueira no Rio Grande do Sul, Brasil. Como entrada no modelo hidrodinâmico os autores utilizaram as saídas do modelo hidrológico e de qualidade da água IPH-2 (Tucci, 2005) aplicado em 16 bacias contribuintes à lagoa, que totalizam cerca de 417 km². Munar *et al.* (2017, submetido) adotaram uma abordagem similar a de Fragoso Jr. *et al.* (2011), mas para um sistema

de grande escala, em que os autores aplicaram o modelo MGB-IPH para a geração de dados de entrada de vazão para o modelo IPH-ECO, e depois validaram a aplicação com dados observados *in situ* e dados de altimetria por satélite.

As vantagens desta abordagem desacoplada entre o modelo de bacia e rios e o modelo de lago estão relacionadas à representação física da hidrodinâmica e circulação dentro dos corpos d'água lagunares, além da possibilidade de estimar detalhadamente a variação temporal e espacial de parâmetros ecológicos e de qualidade da água nos mesmos. Existem, no entanto, alguns ônus relacionados ao acoplamento externo de modelos hidrológicos-hidráulicos a modelos hidrodinâmicos, que podem ser resumidos por:

- Efeitos de remanso nas conexões entre o modelo hidrológico-hidráulico e o modelo hidrodinâmico não são representados: uma vez que as vazões ou níveis simulados nos rios pelo modelo hidrológico-hidráulico são dados de entrada no modelo hidrodinâmico de lagos ou lagoas, os efeitos de remanso entre os rios e lagos ou lagoas não podem ser representados já que os modelos rodam sequencialmente e não há troca de informação entre eles. Steinebach *et al.* (2004) comentam esse problema ao descrever diferentes formas de acoplamento. Esse problema também foi reportado por Li *et al.* (2014), que apesar de ter expandido a área a ser modelada pelo modelo MIKE 21 para atingir parte dos afluentes do Lago Poyang (China), além da própria área do lago, os autores verificaram que os efeitos de remanso poderiam ser transportados ainda mais a montante e assim eles precisariam modificar o esquema do modelo a ser representado mais ainda.
- A área da bacia hidrográfica que contribui ao lago diretamente usualmente não é completamente computada, ficando uma parte do seu escoamento superficial sem ser computado. Li *et al.* (2014), ao simular a vazão de saída do lago Poyang, verificaram que a inclusão da área que drenava diretamente para o lago, denominada pelos autores de “*plain area*”, mesmo sem medições que viabilizassem sua calibração, melhorou de forma significativa o resultado do modelo quando comparado a

modelagem sem sua consideração. Os coeficientes de Nash-Sutcliffe das vazões de saída do sistema aumentaram mais de 20% neste caso.

- A assimilação de dados para previsão de vazão a curto prazo precisa de elevado grau de complexidade: Todini (2007) cita que uma das mais importantes aplicações de modelos hidráulicos são os sistemas e previsão de cheias. Considerando que esses sistemas devem constantemente atualizar suas variáveis de estado e contar com rotinas de assimilação de dados (Liu *et al.*, 2012; Paiva *et al.*, 2013b), sua aplicação para modelos acoplados se torna difícil, já que essas rotinas devem ser preparadas para ambos os modelos, além de serem compatíveis entre si em todos os passos de tempo. Dessa forma, é difícil estabelecer esses sistemas para modelos externamente acoplados, considerando a grande variabilidade de dados de entrada, a diferente discretização espacial e a diferença de estrutura de programação dos modelos. Sem contar o desafio de compatibilizar a assimilação nas condições de contorno na conexão entre os dois modelos.
- O tempo de simulação é superior quando modelos hidrodinâmicos mais detalhados (2D ou 3D) são utilizados (Wicks *et al.*, 2004; Lin *et al.*, 2006; Hodges, 2013). O modelo desenvolvido por Dargahi e Setegn (2011) para simular bacia do Lago Tana apresentou tempos de processamento de entre 24 e 72 horas. Se a aplicação do modelo for, por exemplo, para a previsão de níveis de cheia, tempos de processamento elevados tornam-se limitantes.

Uma desvantagem mais óbvia, porém não menos importante, é o tempo e esforço necessários para preparar e aplicar esta abordagem desacoplada, já que dois modelos deverão ser preparados.

Em suma, quando o objetivo não é simular a circulação de lagos, lagunas e estuários de forma detalhada, mas sim a representação de níveis e áreas alagadas que permitirão, por exemplo, o estabelecimento de sistemas de previsão operacionais de áreas alagadas, a análise de mudanças climáticas e de uso do solo na variabilidade de níveis de água, a quantificação de mudanças em volumes de água armazenados em

grandes massas de água existentes na bacia, entre outras, a abordagem tradicional de desenvolvimento e aplicação de dois modelos se torna custosa.

Aumentando a escala espacial, atualmente em modelos hidrológicos e hidrodinâmicos globais e continentais não são utilizadas rotinas de simulação hidrodinâmica de lagos. Nesses modelos usualmente são empregados métodos em que os lagos ou reservatórios são considerados pontos onde é realizado o balanço d'água entre as entradas, saídas e armazenamento (Zajac *et al.*, 2017). Existe uma tendência de avanço desses modelos, verificada pela utilização de métodos de propagação de vazões mais complexos como o método inercial (Yamazaki *et al.*, 2013). Dessa forma, considerando a influência que grandes corpos d'água podem exercer no escoamento (Zajac *et al.*, 2017), não apenas a jusante, mas a montante por meio de efeitos de remanso (Li *et al.*, 2014), como ocorre, por exemplo, na interação do Rio Jacuí com o Guaíba, o modelo proposto no presente trabalho pode representar uma alternativa mais elaborada para a simulação desses sistemas.

Enfim, um modelo hidrológico-hidráulico integrado para simular bacias, rios e grandes corpos d'água poderia diminuir as onerações nas situações citadas anteriormente e facilitar a realização dos trabalhos. Adicionalmente, poderia funcionar como um substituto potencial para os métodos simplificados de representação de grandes corpos d'água normalmente utilizados em modelos continentais e globais, como um modelo MGB-IPH para toda a América do Sul ou para todo o globo.

3.4 Efeito do vento na simulação hidrodinâmica

Até o momento, a presente revisão tratou do assunto de simulação de planícies, lagos, lagoas e estuários, porém sem destacar a importância da variável vento. Nesta sessão a importância desta variável é discutida em detalhe, já que ela é uma componente essencial na presente pesquisa.

Em corpos d'água cuja hidrodinâmica usualmente requer modelos hidráulicos em duas ou três dimensões, como lagos e lagoas, a influência do vento, como citado no item 3.2, pode ser uma variável importante a ser considerada. Em função disso grande parte dos modelos bidimensionais e, principalmente, tridimensionais, incluem a influência do mesmo. Exemplos desses modelos incluem os modelos bidimensionais

MIKE 21 (DHI, 2007) e IPH-A (Borche, 1996) e os modelos tridimensionais Delft3D (Deltares, 2014), IPH-ECO (Fragoso Jr. *et al.*, 2009) e o POM (Blumberg e Mellor, 1987). No próprio sistema da Laguna dos Patos, a importância desse fator foi analisada e reportada diversas vezes (Möller *et al.*, 2001; Möller *et al.*, 1996; Castelão & Möller, 2003; Fernandes *et al.*, 2002; Cavalcante e Mendes, 2014). Considerando que o vento é um fator que influencia expressivamente a variação dos níveis d'água na Laguna (Möller, 2001), a consideração dessa variável é importante no estabelecimento de sistemas de previsão para a mesma.

Alguns modelos unidimensionais ou ainda bidimensionais voltados para a aplicação em planícies de inundação amplamente utilizados não incluem a consideração da influência dessa variável, a exemplo dos modelos HEC-RAS (USACE, 2010) e LISFLOOD-FP (Bates *et al.*, 2010). No entanto, planícies de inundação localizadas perto da costa também podem sofrer influência importante do vento em função da maior intensidade do mesmo nessas regiões. Assim, modelos hidrodinâmicos que utilizam o método inercial ou as próprias equações de Saint-Venant podem não ser adequados para representar o comportamento desses sistemas.

Um exemplo é destacado por Mashriqui *et al.* (2014) ao proporem um sistema de previsão de vazões no Rio Potomac, nos Estados Unidos. Os autores concluíram que, por se tratar de um rio largo em uma região costeira, apenas o modelo HEC-RAS sem a inclusão do efeito do vento não seria suficiente para fazer a simulação adequada dos níveis, e, ainda, que o acréscimo de um módulo de vento ao modelo HEC-RAS seria útil para melhorar os sistemas de previsão em 14 rios costeiros dos Estados Unidos implementados ou a serem implementados.

Inoue *et al.* (2008), por exemplo, simularam os banhados costeiros da bacia de Barataria utilizando um modelo hidrodinâmico bidimensional considerando a influência do vento, que possui considerável magnitude nessa região costeira. Outros exemplos de locais suscetíveis à ação de ventos incluem grandes reservatórios como Itaipu (Abrantes *et al.*, 2013), estuários como o do Rio Tubarão (D'Aquino *et al.*, 2011) e do Rio da Prata (Escobar *et al.*, 2004). Dessa forma verifica-se que a introdução do

vento na equação do modelo inercial não se aplica apenas à presente área de estudo, mas tem grande potencial para auxiliar na simulação de outros sistemas.

A inclusão da influência do vento pode ser feita por meio do acréscimo de um termo que representa a força de atrito causada pelo mesmo à equação dinâmica das equações de Saint-Venant. A Equação 11 representa a tensão causada pelo vento (Abbott e Price, 1994):

$$\tau = d_{ar} \cdot C_d \cdot |U| \cdot U \quad (11)$$

em que τ é a tensão causada pelo vento no escoamento, U é valor da componente do vetor da velocidade do vento na direção do escoamento, d_{ar} é a densidade do ar (massa específica do ar dividida pela massa específica da água), C_d é o coeficiente adimensional de arraste do vento ou coeficiente de resistência ar-água. Cabe ressaltar que a velocidade do vento U multiplica o módulo da mesma para que o sentido dessa velocidade seja preservado (contra ou a favor do escoamento).

Abbott e Price (1994) citaram o valor de 0,0026 para o coeficiente de arraste do vento proposto por Dronkers (1964) como um valor comumente utilizado. Ainda, o coeficiente de arraste do vento frequentemente é combinado com a densidade do ar para compor o coeficiente de atrito do vento. Valores comuns desse coeficiente estão entre $1,0 \times 10^{-6}$ e $4,0 \times 10^{-6}$ (Paz *et al.*, 2005), sendo que os autores utilizaram o valor de $2,5 \times 10^{-6}$ para simular o Lago Guaíba. O mesmo valor foi utilizado por Cavalcante e Mendes (2014) para calibrar e validar um modelo hidrodinâmico da Laguna dos Patos. Ademais, ainda é possível definir expressões que definam esse coeficiente em função da velocidade do vento (Weiyan, 1992; Henderson e Mullarney, 2013).

4 Estudo de caso – Bacia hidrográfica da Laguna dos Patos

A bacia hidrográfica da Laguna dos Patos possui cerca de 182 mil km² e localiza-se em sua maior parte no estado do Rio Grande do Sul, Brasil, enquanto o restante localiza-se no Uruguai. A localização da bacia está representada na Figura 3, assim como seus principais afluentes e a capital do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

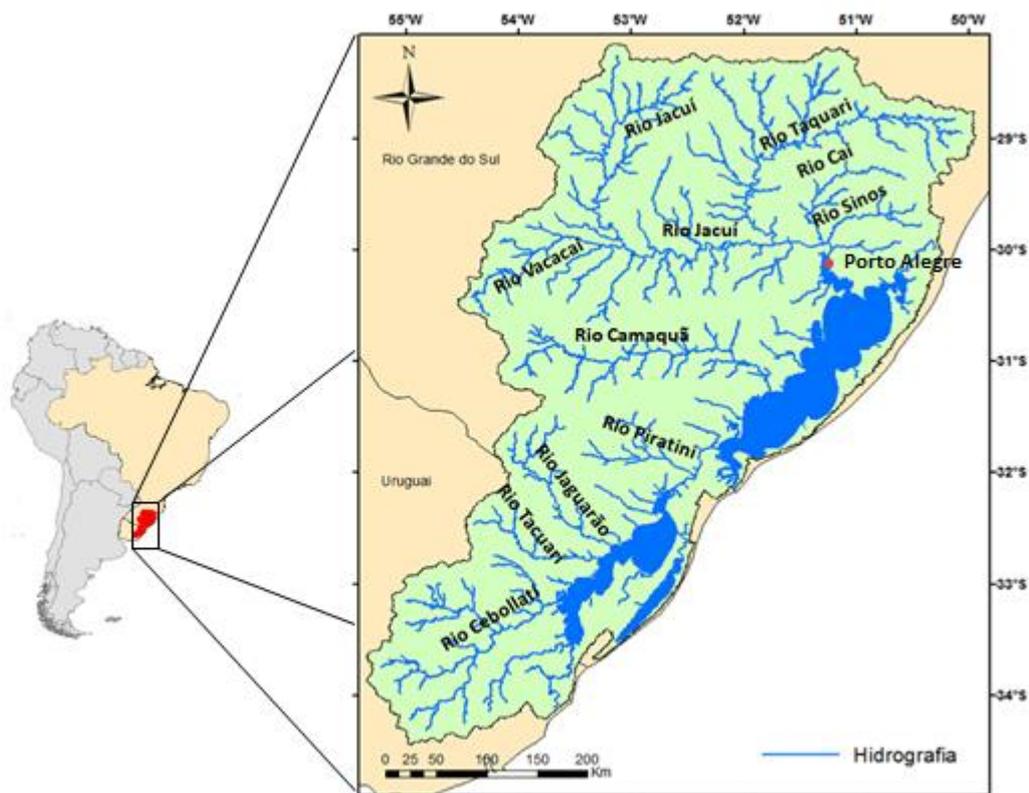


Figura 3- Localização da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos e de seus principais afluentes.

O Rio Jacuí apresenta cerca de 81 mil km² de área de drenagem e é um dos principais afluentes à Laguna dos Patos e ao sistema do Guaíba. O Jacuí está entre os rios que apresentam maior número de aproveitamentos hidrelétricos no estado do RS, especialmente em sua parte alta (Collischon e Tucci, 1997). A parte alta de seu curso apresenta maiores declividades, enquanto mais a jusante o mesmo se situa em uma região mais plana, onde o processo de armazenamento na planície de inundação é mais relevante. No seu curso recebe contribuições de afluentes importantes como o Rio dos Sinos (3700 km²), o Rio Caí (5000 km²) e especialmente o Rio Taquari (26,5 mil km²). Esse último se caracteriza por apresentar altas declividades e solos argilosos rasos de baixa permeabilidade (Collischon e Tucci, 2001) o que o torna sua bacia de resposta rápida a eventos de chuva (Siqueira *et al.*, 2016c). De acordo com Paz *et al.* (2006), a média anual da descarga do sistema Jacuí-Taquari é cerca de 1253 m³/s. Outro afluente importante à laguna é o Rio Camaquã, que apresenta cerca de 17 mil km² de área de drenagem e uma vazão média de aproximadamente 307 m³/s (Paz *et al.*, 2006). Por fim, a laguna dos Patos ainda recebe água do complexo lagunar da

Lagoa Mirim, por meio do canal de São Gonçalo, com uma vazão média anual de aproximadamente 700 m³/s (Paz et al., 2006). Esse complexo inclui principalmente os rios Piratini, Jaguarão, Cebollati e Tacuari e sua área (58 mil km²) compreende regiões uruguaias (cerca de 56%) e brasileiras (53%) (Samboní, 2016). Cabe ressaltar que a bacia hidrográfica da Lagoa Mirim apresenta muitas áreas de planície e banhados próximos a lagoa.

A Laguna dos Patos foi considerada por Kjerfve (1986), ao fazer um estudo comparativo de lagoas costeiras, a maior laguna estrangulada do mundo (laguna com saída controlada por um canal). Ela tem cerca de 250 km de extensão na direção NNE-SSW, com largura média de 40 km e profundidade média de 5m. Esse valor de profundidade permite a classificação da laguna como rasa (Chapra, 1997), o que permite a aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D (Ji, 2008). A morfologia da laguna é marcada por numerosas piscinas limitadas por rasos bancos de areia e a mesma se conecta com o mar por um canal estreito de 1-2 km de largura e 20 km de comprimento, motivo de sua classificação como laguna estrangulada. Assim como a maioria das lagoas estranguladas, os efeitos das marés têm importância reduzida na circulação já que as mesmas são atenuadas pelo canal longo e estreito, sendo a circulação principalmente controlada pelo vento e vazões. A influência da maré, portanto, é mais importante apenas na parte estuarina da laguna (Fernandes *et al.*, 2004).

4.1 Importância econômica, social e ambiental da Laguna dos Patos

A bacia da Laguna dos Patos tem grande importância econômica, ambiental e social para o estado do Rio Grande do Sul. A bacia contém 9 das 10 cidades do RS com maior PIB em 2012 (FEE, 2014) somando cerca de 118 milhões de reais. Além disso, na cidade de Rio Grande está localizado o Porto Internacional de Rio Grande, o qual detém importância expressiva para o comércio brasileiro. Nesse contexto, a Laguna dos Patos, com seu curso navegável de cerca de 258 km, desempenha um papel econômico fundamental como principal meio de transporte de mercadorias interligando o porto de Rio Grande a cidades como Pelotas e a Capital Porto Alegre (Barenho, 2005). Além do papel que possui na logística do comércio do RS, a bacia

ainda contém importantes zonas industriais como o polo petroquímico de Triunfo e é ocupada por extensas áreas agrícolas.

Com relação a sua importância ambiental, muitas unidades de conservação como a Estação Ecológica do Taim e o Parque Nacional da Lagoa do Peixe, consideradas Reservas da Biosfera pela UNESCO, fazem parte da sua área. Os complexos lagunares da região, interligados por canais e banhados, constituem vasta riqueza de fauna e flora. O próprio estuário da Laguna dos Patos é uma área de grande riqueza ambiental, sendo aspectos de sua fauna e flora retratados em diversos estudos (Asmus, 1985; Capitoli *et al.*, 1977, 1978; Abreu *et al.*, 1995; Costa *et al.*, 1997; Garcia *et al.*, 2001, 2004). Tagliani *et al.* (2003) sugerem a realização da gestão integrada da zona costeira no estuário da Laguna dos Patos em função de sua importância e da degradação ambiental que ocorre na região e que afeta, por exemplo, cerca de 50 mil pessoas envolvidas na atividade de pesca artesanal, uma vez que o número de peixes no estuário tem diminuído causando uma séria crise social. De fato, uma questão sócio-ambiental importante na bacia da Laguna dos Patos é a existência de locais de pesca artesanal em seu estuário, Schafer e Reis (2008) estimaram a existência de 124 áreas de pesca artesanal na região. Assim, um exemplo do efeito socioambiental do regime hidrológico da Laguna dos Patos é a pesca artesanal de camarão rosa. A ocorrência desse animal está diretamente relacionada à salinização das águas do estuário e, portanto, ao regime de vazões e de ventos, que controlam esse fenômeno (Hartmann e Schettini, 1991). Cerca de 3 mil pescadores tem o camarão como sua principal fonte de renda e são afetados pela sua ocorrência (ZH, 2017a). Outra questão socioambiental importante na bacia está relacionada à proliferação de algas, principalmente a montante, no Lago Guaíba. A sua proliferação pode se tornar expressiva principalmente no verão em períodos de baixas vazões, influenciando no tratamento de água e causando desconforto para a população, já que a água tratada distribuída tem seu gosto alterado (ZH, 2011). Problemas como esse também atingem outras regiões da Laguna (ZH, 2017b), reduzindo as condições de balneabilidade, possivelmente ocasionando reações adversas nas pessoas que entrarem em contato com a água.

Um tema muito recorrente relacionado à importância social na bacia é a questão da gestão de cheias. No mês de outubro de 2015, por exemplo, ocorreram eventos de precipitação extremos causando cheias no RS. No dia 10 de outubro de 2015 cerca de 20,2 mil pessoas haviam sido atingidas pelas cheias no estado, entre os locais mais atingidos, estão os vales do Caí, Rio Pardo e Taquari, contidos na bacia da Laguna dos Patos (RBS, 2015a). Dois dias depois esse número subiu para 25 mil pessoas, totalizando 7675 pessoas que tiveram que deixar suas casas (RBS, 2015b). Em reportagem do jornal Zero Hora do dia 21 de outubro de 2015 (ZH, 2015), foi destacado que mais de 1000 pessoas estavam desalojadas apenas em Rio Grande e Pelotas. Ainda, a cidade de Porto Alegre foi assolada no passado por enchentes devastadoras a exemplo da enchente de 1941, que deixou cerca de um quarto da população desabrigada causando um prejuízo estimado, na época, de 30 milhões de dólares (ZH, 2009). Eventos como esse motivaram a construção de um sistema de proteção contra cheias que inclui um dique de contenção, ou popularmente conhecido como Muro da Mauá, de 2,7 mil metros de extensão e 3 m de altura acima da superfície do solo, 68 quilômetros de diques, 14 comportas e 19 casas de bombas (<http://www2.portoalegre.rs.gov.br>). Considerando a preocupação frequente com eventos de cheias, portanto, o estabelecimento de sistemas de previsão na região teria grande utilidade.

Com relação aos estudos hidrológicos realizados na bacia hidrográfica da laguna dos patos, que de alguma forma abordaram a questão ambiental, verifica-se que não existe um estudo que a contemple em seu todo. Existem vários estudos sobre sub-bacias inseridas em sua área, como a do Rio Taquari-Antas (Larentis *et al.*, 2008), do Rio Caí (Pedrollo e Pedrollo, 2013), do Rio dos Sinos (Pereira *et al.*, 2012), do Rio Alto Jacuí (Marangon-Lima *et al.* 2014), do Rio Camaquã (Lanna & Pedrollo, 2003) e da Lagoa Mirim (Oliveira *et al.*, 2015). Inclusive foram realizados alguns estudos pertinentes sobre a hidrodinâmica da Laguna dos Patos, mas que, no entanto, utilizam como vazões afluentes à laguna estimativas simplificadas baseadas em medições de estações fluviométricas dos principais afluentes (Möller, *et al.*, 1996; Möller, *et al.*, 2001; Marques & Möller, 2008; Barros *et al.*, 2014) ou de estações linimétricas (lago

Guaíba) e fluviométricas (rio Camaquã) (Cavalcante e Mendes, 2014), desconsiderando parte considerável da bacia hidrográfica que contribui à Laguna.

4.2 Sobre a hidrodinâmica da Laguna dos Patos

Alguns estudos hidrodinâmicos da Laguna foram realizados para detectar as influências dominantes em sua circulação. A partir de análise de séries de vento, vazão e nível e da aplicação de um modelo numérico tridimensional para simular a hidrodinâmica da Laguna, Möller *et al.* (2001) constataram que, durante a maior parte do tempo, quando as vazões afluentes são relativamente baixas, a circulação é principalmente modulada pelo vento, enquanto que nos meses finais do inverno a vazão acaba sendo o principal fator na circulação em função da alta descarga nesse período. Ademais, em uma escala de tempo mais longa (sazonal), a influência das vazões é demarcada pelo estabelecimento de um nível d'água médio, que é modulado, em escalas de tempo menores, pelo vento. Esse estudo também verificou que a componente longitudinal do vento (paralela à linha da costa) é o principal fator que influencia na dinâmica da laguna em escalas de tempo de passagem de sistemas frontais, entre 3 e 16 dias.

A dinâmica da laguna em função dos ventos predominantes, nordeste e sudoeste está representada na Figura 4, adaptada de Möller *et al.* (2001). Para as direções predominantes de vento nordeste e sudoeste, a região correspondente à Ponta da Feitoria age como um “ponto de inflexão” onde os gradientes de pressão condicionados pelo vento mudam de sinal. Quando o vento tem direção sudoeste, o nível d'água apresenta uma depressão na Ponta da Feitoria e os níveis aumentam no norte da laguna e na região estuarina, dificultando o fluxo de água do norte na laguna para o sul e da laguna para o oceano. Quando o vento tem direção nordeste o contrário ocorre, facilitando o fluxo da laguna em direção ao oceano. A linha pontilhada na figura representa a dinâmica, caso a laguna fosse considerada um sistema fechado, em que o ponto de inflexão não existiria.

Moller *et al.* (1996) indicaram a existência de um ponto nodal próximo a Arambaré em que as variações dos níveis decorrentes da ação dos ventos longitudinais ao eixo da laguna mudam de sinal. Isso também resulta em influência menos

demarcada dos ventos nesse local em relação às extremidades da laguna, como foi visível nos resultados de Cavalcante e Mendes (2014).

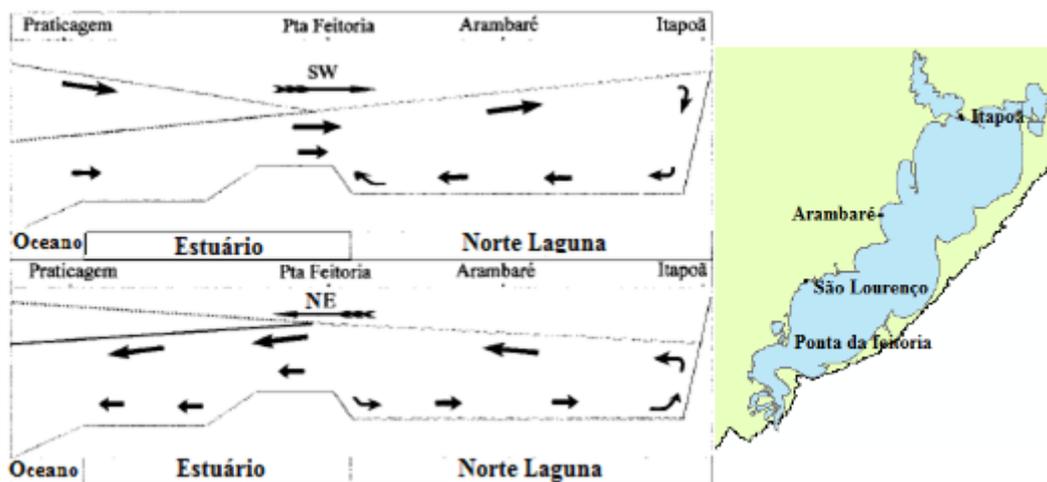


Figura 4 - Esquema da dinâmica da Laguna em resposta aos ventos de sudoeste e nordeste adaptada de Möller et al. (2001).

Marques e Möller (2008) fizeram análise de séries temporais de descarga fluvial nos 3 principais rios da bacia (Taquari, Jacuí e Camaquã), de níveis e Índice de Oscilação Sul e determinaram que, em escala de anos, a descarga fluvial explica 80% da variabilidade dos níveis de água na região lagunar (a montante do estuário), e cerca de 50% na região estuarina. No entanto, nesse estudo não é considerada a contribuição integrada da bacia da Laguna dos Patos; por exemplo, a contribuição da vazão proveniente do Canal de São Gonçalo não foi considerada.

Barros *et al.* (2014) utilizaram o modelo hidrodinâmico tridimensional TELEMAC3D (Hervouet e Van Haren, 1994) para estudar a influência da descarga fluviométrica na hidrodinâmica da Laguna dos Patos. Esse estudo também concluiu que a parte lagunar da Laguna dos Patos tem seus níveis influenciados mais expressivamente pela vazão que a parte estuarina; no entanto, também não foi contemplada a contribuição da bacia contribuinte completa. Os resultados desse estudo sugerem ainda que a intensidade das vazões afluentes à laguna controla diretamente o fluxo de água em direção ao oceano e ao estuário.

Cavalcante e Mendes (2014) utilizaram o modelo bidimensional IPH-A para realizar a simulação hidrodinâmica da Laguna dos Patos utilizando dados de níveis

d'água na entrada do Lago Guaíba e dados de vazão no Rio Camaquã na estação Passo do Mendonça. Os autores fizeram diversas análises de sensibilidade dos parâmetros do modelo, incluindo do coeficiente de atrito do vento, e concluíram que a variação desse coeficiente causa alterações mais expressivas nos extremos (do eixo longitudinal) da Laguna, o que condiz com os detalhes apresentados acima sobre o comportamento de seus níveis com a influência do vento. Ainda, os autores calibraram e validaram o modelo proposto comparando cotagramas calculados e observados para diversos pontos da Laguna dos Patos, obtendo bons resultados e valores melhores dos coeficientes de eficiência na porção mais ao norte da laguna. No entanto, como foi utilizado um cotagrama observado como dado de entrada, que contém intrinsecamente informações não só de vazão, mas da influência do vento no escoamento, a obtenção de resultados positivos é favorecida pelo uso de observações.

5 Metodologia

O estudo desenvolvido nesta pesquisa foi dividido em 4 fases principais, mostradas no diagrama da Figura 5.

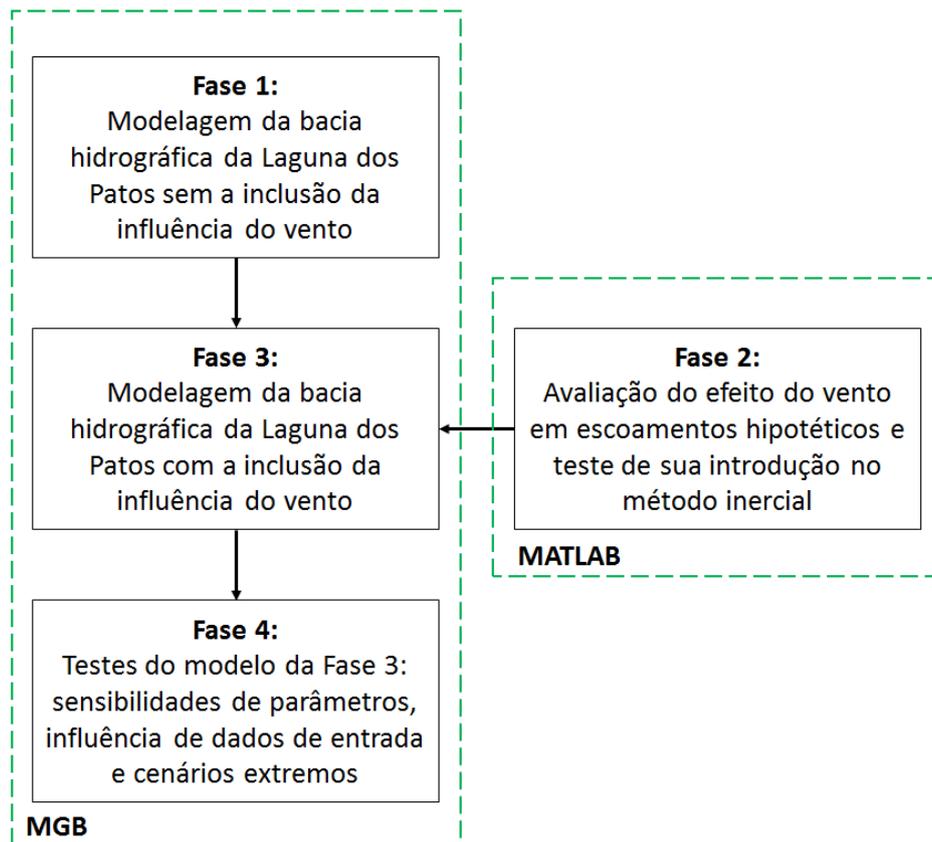


Figura 5 - Diagrama das fases do estudo, separadas por ferramentas utilizadas.

A Fase 1 representou a modelagem hidrológica da bacia da Laguna dos Patos utilizando o modelo MGB-IPH Inercial (Pontes *et al.*, 2015, 2017). A Fase 2 correspondeu aos testes da introdução da influência do vento no método inercial e da avaliação da influência dessa variável em um trecho de rio fictício, além da proposição de um ábaco para estimar o efeito máximo do vento em escoamentos em função de suas características. A Fase 3 correspondeu a aplicação do modelo da Fase 1, mas com a formulação da equação de propagação de vazões modificada para introduzir a influência do vento conforme avaliado na Fase 2. Por fim, a Fase 4 representou uma etapa de testes do modelo da Fase 3, incluindo a comparação de diferentes fontes de dados de direção e velocidade do vento, a verificação da influência da inclusão das marés no resultado; a análise de sensibilidade dos resultados a diferentes valores de parâmetros e a avaliação de um cenário extremo de vento prolongado e constante. As quatro fases da pesquisa e os métodos empregados em cada uma delas estão descritos com mais detalhe a seguir.

5.1 Fase 1: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial sem a influência do vento

Esta fase inicial foi realizada para averiguar se era possível representar um sistema complexo como a Laguna dos Patos utilizando o modelo MGB-IPH Inercial e foi baseada em estudos preliminares realizados por Lopes (2015) e Lopes *et al.* (2015). A Fase 1 desse estudo se baseou no aperfeiçoamento do modelo apresentado por Lopes (2015) principalmente por meio de uma melhor estimativa de relações geomorfológicas na área da Laguna dos Patos. A seguir são descritos os passos necessários para a aplicação e melhoria do modelo, assim como apresentadas as fontes dos dados utilizados na elaboração do mesmo.

Para efetuar a aplicação do modelo MGB-IPH Inercial foi necessário primeiramente construir o banco de dados utilizado pelo modelo, o qual consiste principalmente em mapas, como modelos digitais de elevação (MDE), de uso do solo e de tipo de solo e arquivos de séries de precipitação, climáticas e de vazão. O MDE é utilizado para gerar a rede de drenagem, definir a área da bacia, verificar áreas de planície para permitir contribuição lateral e discretizar a bacia em minibacias, enquanto que os mapas de tipo e uso do solo (e possivelmente vegetação) são combinados e reclassificados para gerar as unidades de resposta hidrológica. As informações provenientes desses mapas, após coletadas, são processadas para que possam ser utilizadas pelo modelo. Além de mapas, são utilizados arquivos de precipitação e clima, que são preparados e discretizados por minibacia. Os dados descritos acima são os dados de entrada, que em conjunto com as larguras e profundidades dos trechos de rio estimadas por relações geomorfológicas, fazem possível o funcionamento do modelo.

Após o processamento dos dados de entrada, foi efetuada a calibração manual dos parâmetros do modelo com base em dados de vazão observada, observando métricas de desempenho, mais especificamente: o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe, o coeficiente de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões e o erro relativo de volume. Além da comparação com os dados de vazão, foi efetuada a comparação com dados de níveis d'água, não para auxiliar na calibração, mas para efetuar a verificação da aplicabilidade do modelo para simular níveis na laguna.

5.1.1 Banco de dados

5.1.1.1 Mapas: Modelo digital de elevação, batimetria e URHs

Os dados de relevo foram obtidos por meio do Modelo Digital de Elevação (MDE) do SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*) (Farr *et al.*, 2007) com resolução espacial de 90 m e resolução vertical de 1 m. Apesar das limitações do SRTM relacionadas a erros em certos locais devido à presença de vegetação densa ou declividade demasiadamente elevada, os mesmos são apropriados aos objetivos da modelagem proposta no presente estudo em função da escala.

A batimetria dos corpos d'água inseridos na bacia da Laguna dos Patos foi interpolada e inserida no MDE com base na carta de hidrografia e navegação da Marinha do Brasil realizada por meio de levantamentos feitos entre 1961 e 1966 e de forma a facilitar o processo de discretização feito posteriormente. Como o valor de altimetria que representava a área das lagoas no MDE era zero (onde existia), a batimetria foi somada ao MDE com valores negativos.

O MDE com a batimetria está representado na Figura 6, onde a altitude não se refere ao nível do mar para evitar valores negativos que dificultariam o processamento do MDE posteriormente pelos programas de geoprocessamento usados (Siqueira *et al.*, 2016b). Para isso foi somado o valor de 20 metros a todos os pixels da imagem.

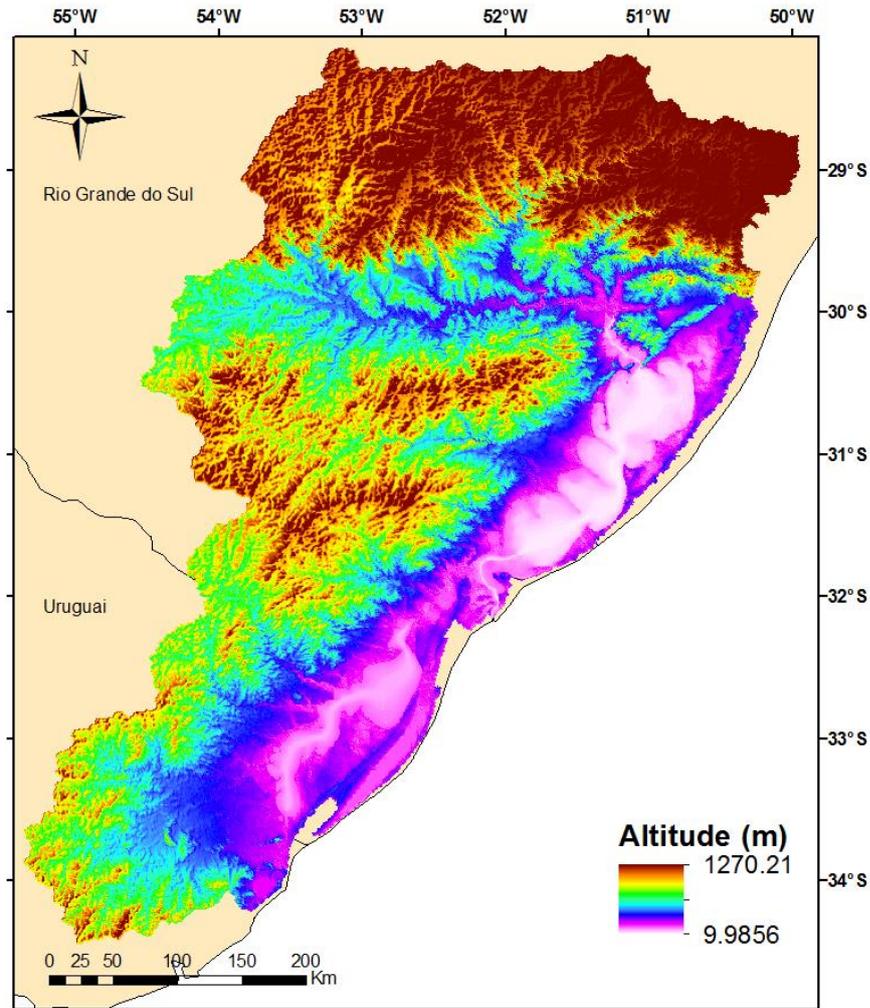


Figura 6 - Modelo digital de elevação e batimetria da bacia da Laguna dos Patos (com alçamento de 20 m).

As Unidades de Resposta Hidrológica representam as regiões que teoricamente apresentam o mesmo comportamento hidrológico e, dessa forma, influenciam diretamente os processos hidrológicos simulados pelo modelo.

No presente trabalho foi diretamente utilizado um mapa de URHs desenvolvido por Fan *et al.* (2015c), utilizado também por Lisboa *et al.* (2015). Este mapa foi elaborado com base em mapas de tipos de solo da FAO (FAO, 2003), do projeto RADAM BRASIL, e outros produtos mais detalhados de alguns estados brasileiros; e mapas de tipos de vegetação oriundos da iniciativa GlobCover (Arino *et al.*, 2009). Esses mapas foram reclassificados e combinados gerando as Unidades de Resposta Hidrológica, as quais estão representadas para a bacia da Laguna dos Patos na Figura 7.

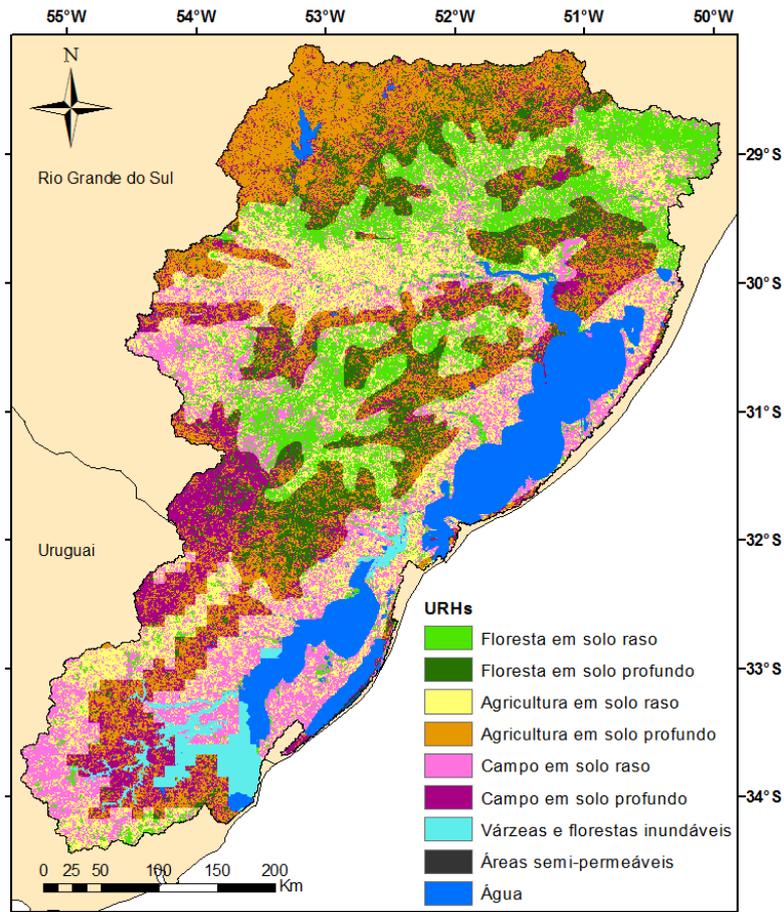


Figura 7 - Unidades de Resposta Hidrológica.

5.1.1.2 Dados hidrológicos e climatológicos

Grande parte dos dados diários de estações pluviométricas utilizados na simulação assim como dos dados de postos fluviométricos foram obtidos do sistema *Hidroweb* (<http://hidroweb.ana.gov.br>) mantido pela Agência Nacional de Águas, ANA. Foram utilizados 656 postos pluviométricos e 66 postos fluviométricos. Também foram obtidos dados de estações na região do Uruguai, 13 estações fluviométricas e 30 pluviométricas, totalizando 686 estações pluviométricas representadas na Figura 8(a) e 79 fluviométricas representadas na Figura 8(b).

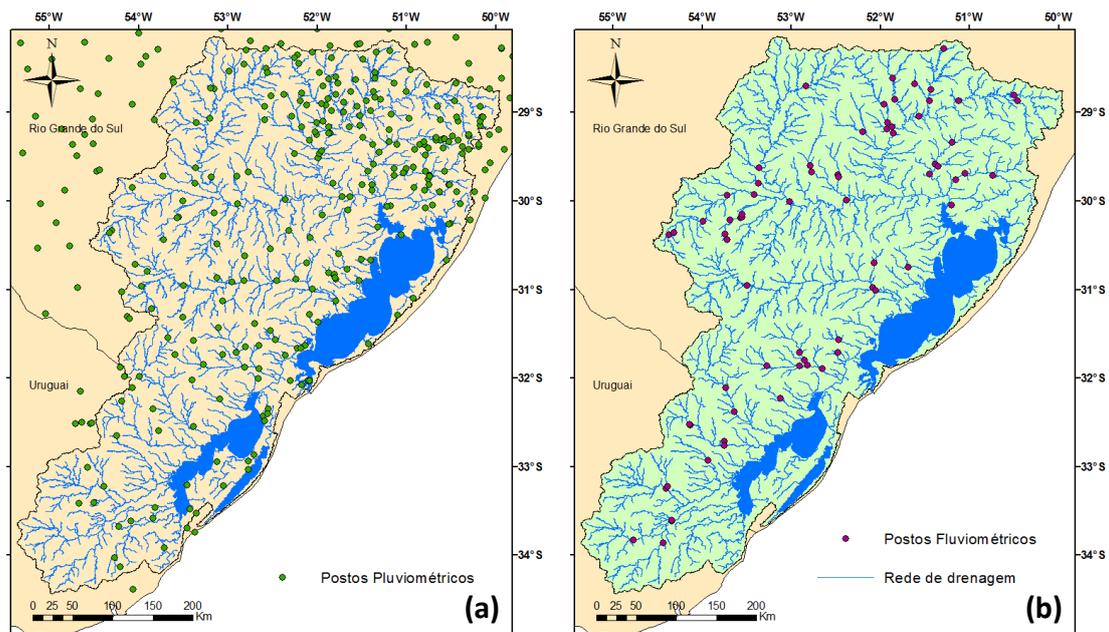


Figura 8 – (a) Estações pluviométricas e (b) fluviométricas.

Os dados climatológicos de temperatura do ar, umidade relativa do ar, velocidade do vento, pressão atmosférica e insolação foram obtidos do próprio banco de dados do MGB-IPH (Fan e Collischonn, 2014), que possui dados de normais climatológicas de 1960-1990 calculadas pelo INMET (Instituto Nacional de Meteorologia) para todo o Brasil. Estes dados são utilizados no cálculo da evapotranspiração nas unidades de resposta hidrológica de cada minibacia.

Também foram utilizados dados de níveis de água em 8 estações linimétricas com dados de nível também obtidos do sistema *Hidroweb* mantido pela ANA. A localização e o nome dos postos com dados de níveis estão representados na Figura 9. A disponibilidade de dados observados nessas estações no período de calibração é sempre maior que 91%, enquanto para o período de validação dados observados existem em apenas 26% a 31% do período. O posto 87020000 de São Jerônimo localizado no Rio Jacuí ($29^{\circ}57'16''S$, $51^{\circ}41'27''O$) também foi utilizado, mas apenas no período de validação da Fase 3, para verificar o desempenho do modelo nessa região.

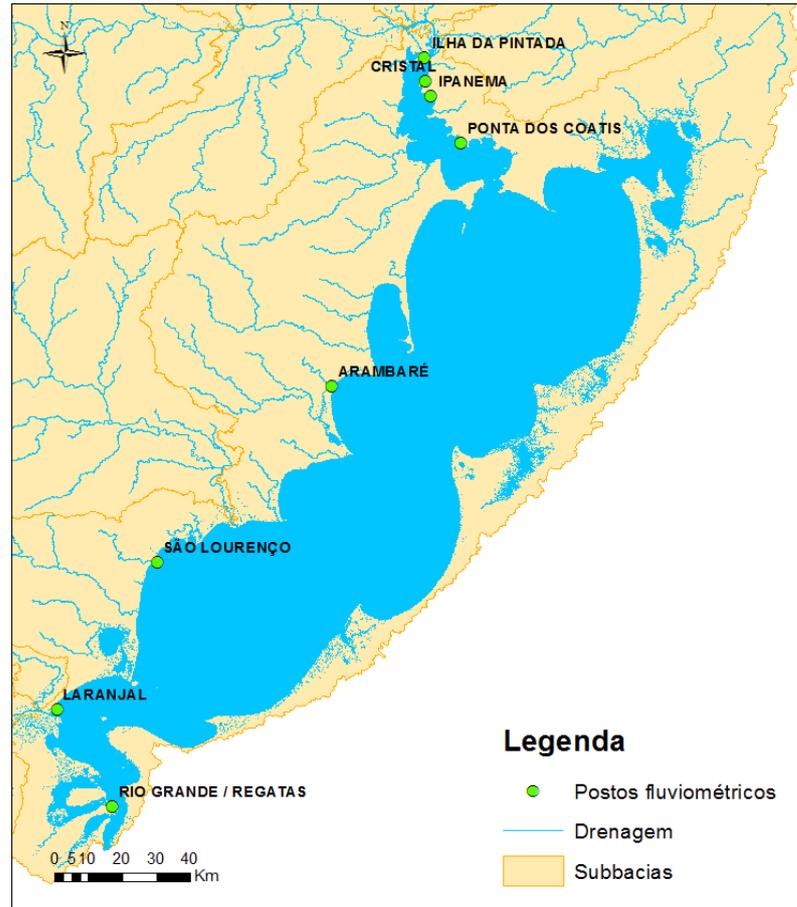


Figura 9 – Postos fluviométricos com dados de nível.

5.1.2 Discretização da bacia e definição da rede de drenagem

Aplicar metodologias de discretização que definam comprimentos diferentes de trechos de rios para as minibacias não é uma abordagem ideal para o funcionamento do método inercial, já que o passo de tempo do método é estabelecido em função do comprimento dos trechos (Equação 10). Caso isso ocorra, o modelo optará pelo menor trecho de rio no cálculo do passo de tempo de simulação seguindo um critério de estabilidade de Courant, diminuindo o passo de tempo resultante e, portanto, aumentando o tempo de simulação desnecessariamente.

Para contornar esse problema, no presente trabalho foi aplicado um algoritmo de segmentação da drenagem disponível no pacote IPH Hydro Tools (Siqueira *et al.*, 2016b). Esse algoritmo consiste em, a partir do exutório da bacia, percorrer a drenagem de jusante à montante segmentando-a em comprimentos de rio fixos, que no presente trabalho utilizou-se 10 km. Esse comprimento de trecho foi definido com

base em ensaios preliminares de sensibilidade do modelo inercial a valores de comprimento de trecho (Fan *et al.*, 2014a). Ao encontrar uma confluência no caminho, o algoritmo reconhece o afluente com maior área de drenagem (por meio do mapa de direções acumuladas de fluxo) e segue pelo mesmo. Após percorrer o maior afluente e segmenta-lo, o algoritmo volta ao primeiro ponto de confluência, repetindo o processo, agora para o menor afluente em área de drenagem. É feito esse processo até toda a drenagem ser percorrida e segmentada. É importante ressaltar que, quando cabeceira é atingida, se o trecho referente à mesma não apresenta o mesmo comprimento dos demais, ela é prolongada para que tenha o mesmo comprimento dos outros segmentos. Esse processo acaba definindo um limiar variável para definição da rede de drenagem para poder efetuar a segmentação em trechos de igual comprimento.

O processo de discretização da bacia resultou em 2627 minibacias. Também foi realizada a discretização da bacia em sub-bacias, macro áreas de drenagem que abrangem uma grande quantidade de minibacias. As 31 sub-bacias foram definidas conforme as características hidrogeológicas da região de interesse com o objetivo de promover parâmetros fisicamente representativos. Ratifica-se aqui que a finalidade das sub-bacias é auxiliar na calibração permitindo a atribuição de parâmetros distintos para URH's conforme o comportamento hidrológico de diferentes regiões na bacia. A Figura 10 representa o mapa resultante da discretização.

A Figura 11 representa um zoom da Figura 10 na área da laguna com algumas modificações na representação para facilitar a visualização. Cabe ressaltar que a discretização foi feita da mesma forma em toda a área da bacia, por meio do processo descrito anteriormente. Para viabilizar esse processamento simples, a drenagem principal fictícia dentro da laguna foi definida artificialmente durante a digitalização da batimetria. Isso foi realizado também para Lagoa Mirim, assim como a diminuição da cota dos pixels referentes ao Canal de São Gonçalo para permitir a conexão entre a Lagoa Mirim e a parte estuarina da Laguna dos Patos. Testar essa maneira simples de discretização dos corpos d'água é uma das contribuições do presente estudo, já que efetuar mudanças no processo de discretização para os corpos d'água dificultaria e

tornaria mais onerosa a aplicação integrada do modelo MGB-IPH inercial nesse sistema.

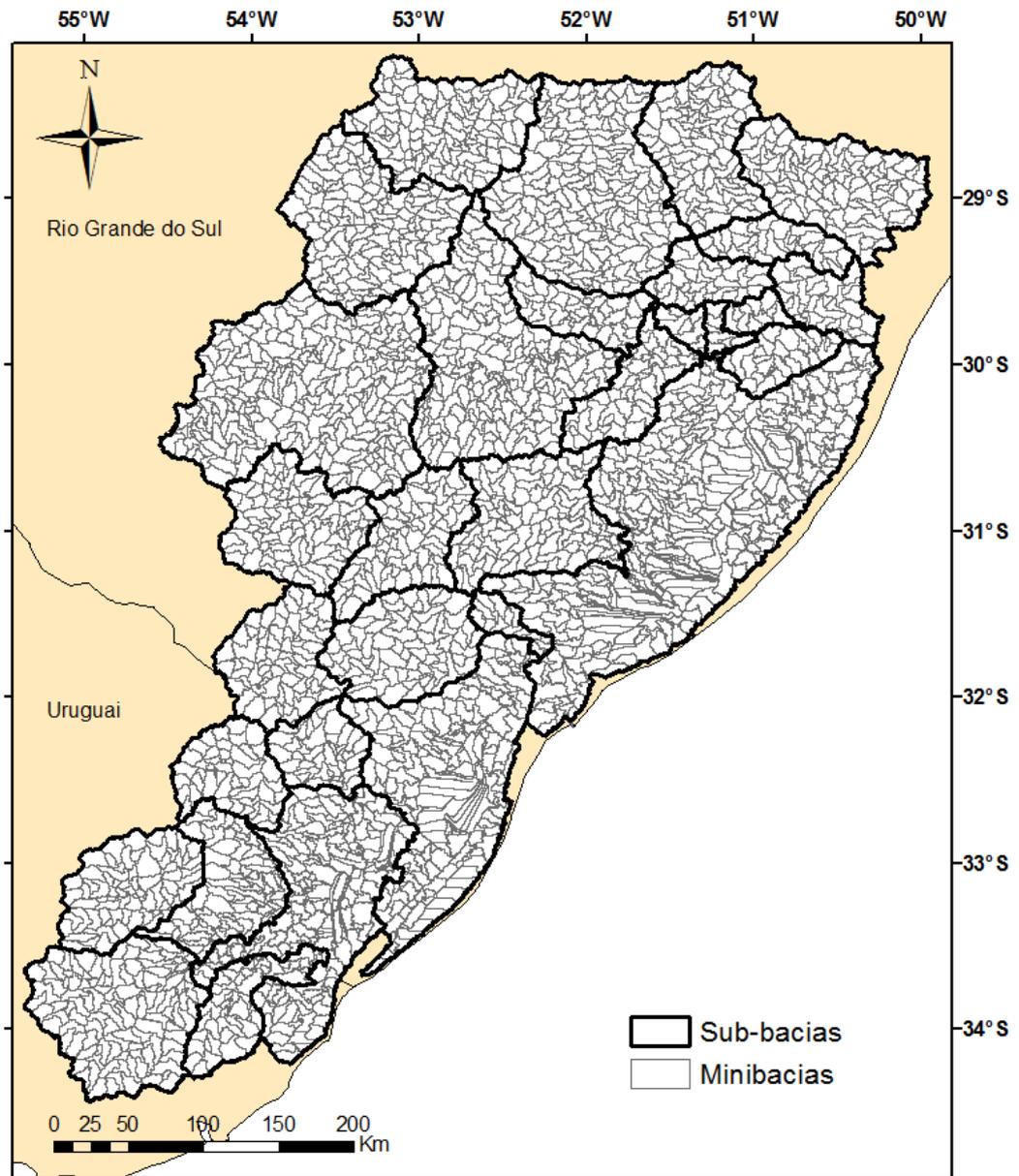


Figura 10 – Discretização da bacia da Laguna dos Patos em minibacias e subbacias.

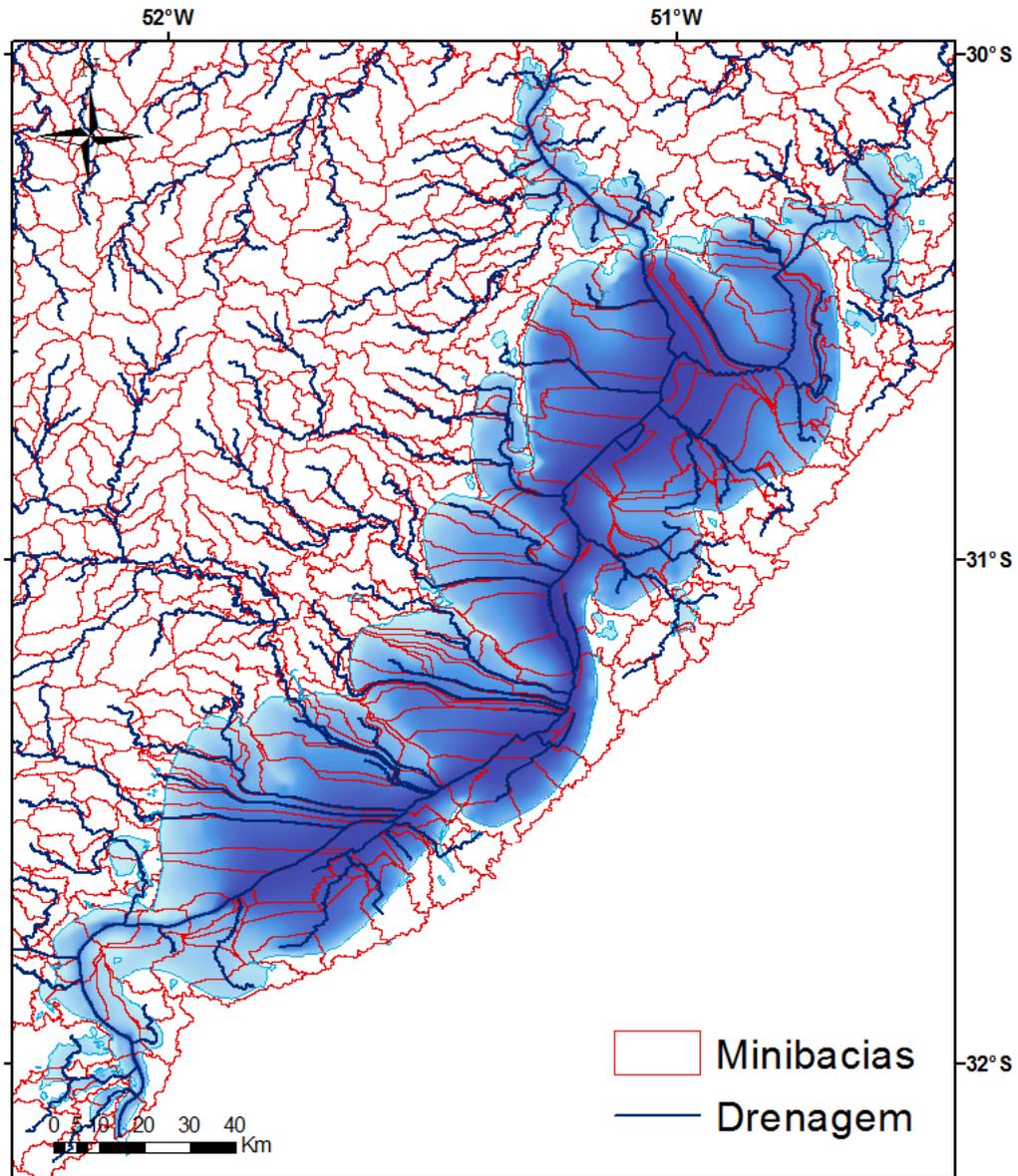


Figura 11 – Detalhamento da discretização na área da Laguna.

5.1.3 Larguras e profundidades dos trechos de rio das minibacias

Na versão proposta na presente fase do estudo, a principal modificação realizada em relação ao modelo proposto por Lopes (2015) foi a redefinição de larguras e profundidades na área da Laguna dos Patos e do Lago Guaíba, que antes foi realizada por meio de relações geomorfológicas (ver Lopes, 2015). Isso significa que no modelo anterior as larguras aumentavam progressivamente para jusante. Após a realização de testes, foram definidas profundidades variando de 2,9 m a 5,52 m de montante para jusante dentro da laguna e Lago Guaíba e larguras de 1,2 km em média

no Guaíba, 2,0 km em média na Laguna dos Patos com uma estrangulação nas minibacias da região estuarina atingindo 0,45 km na minibacia mais a jusante. Essas modificações foram realizadas de forma a adequar a conectividade hidráulica do sistema e a proporcionar uma definição de proporções mais realistas no mesmo.

Na Lagoa Mirim e no Canal de São Gonçalo, no contexto desse trabalho, não foram feitas alterações na definição de larguras e profundidades em relação ao proposto por Lopes (2015).

5.1.4 Minibacias com contribuição lateral

A contribuição lateral entre minibacias dentro do MGB-IPH Inercial, segundo Pontes *et al.* (2015), se dá por meio da introdução de canais fictícios conectando-as, chamados de canais efetivos. Primeiramente é necessário definir as minibacias que estão em área de planície e, portanto, interconectadas. Esse procedimento pode ser realizado primeiramente (1) calculando o desvio padrão médio do MDE internamente em cada minibacia e (2) verificando o menor valor de altitude inserido em cada minibacia. Com o mapa resultante do procedimento (1) é possível definir quais minibacias estão em área de planície, já que menores valores de desvio padrão são encontrados em áreas menos acidentadas. Um limiar de 10 metros de desvio padrão foi escolhido para definir as áreas de planície, ou seja, minibacias com desvio padrão dos níveis inferior a 10 metros foram consideradas como inseridas em planície (Pontes *et al.*, 2015). O mapa resultante de (2) foi utilizado para estimar a cota de fundo do canal que interliga duas minibacias adjacentes, pois a cota de fundo do canal foi estimada com base no valor mínimo de altitude da região de fronteira entre as minibacias.

A largura dos canais que interligam as minibacias de planície (parâmetro b) foi definida como 50 metros por meio de uma análise de sensibilidade descrita no item 5.1.6. O comprimento dos canais (L) foi calculado conforme a Equação 12. Esta equação representa uma conexão entre as duas minibacias com comprimento correspondente à soma do raio de dois círculos com áreas equivalentes ao das duas minibacias conectadas.

$$L = \sqrt{\frac{A_1}{\pi}} + \sqrt{\frac{A_2}{\pi}} \quad (12)$$

na qual L é o comprimento do canal (km) e as áreas A_1 e A_2 são as áreas das minibacias interconectadas pelo mesmo. A Figura 12 representa as minibacias consideradas como inseridas em áreas de planície de acordo com o procedimento descrito anteriormente.

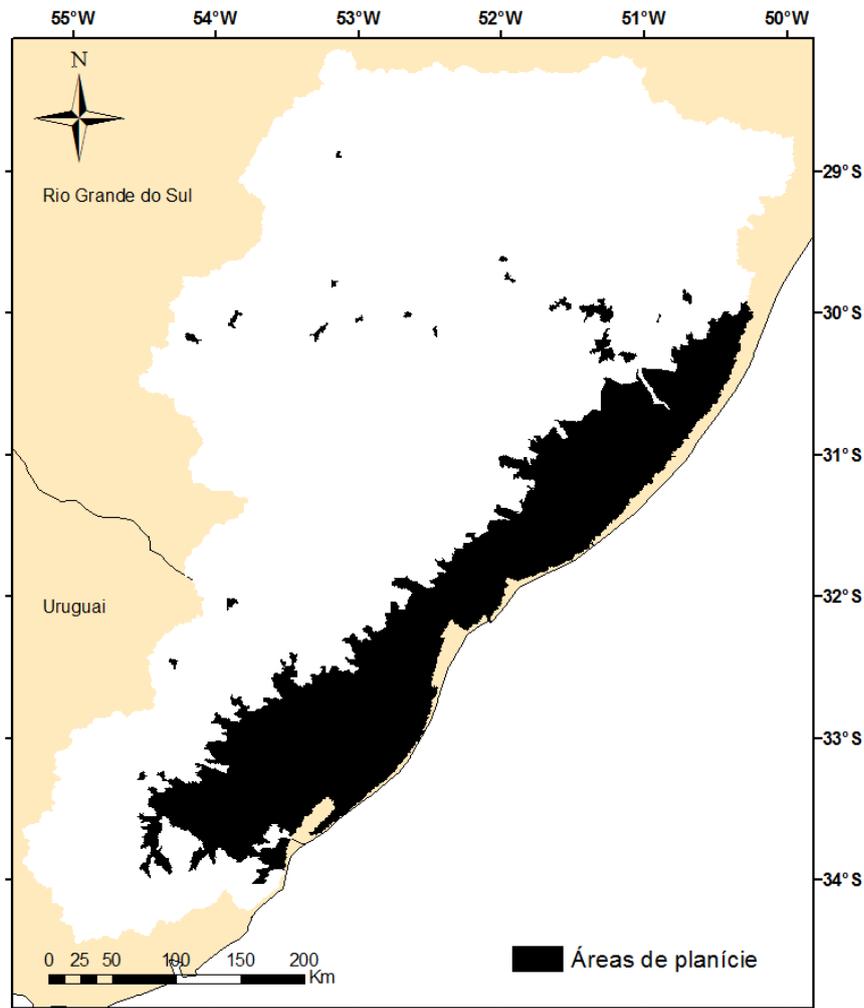


Figura 12 - Minibacias com contribuição lateral inseridas em áreas definidas como de planície.

5.1.5 Calibração e validação

A calibração do modelo foi efetuada usando dados do período de 1º de janeiro de 1990 a 31 de dezembro de 2010 totalizando 21 anos. Esse período foi selecionado

em função da disponibilidade de dados fluviométricos buscando contemplar um período mais próximo ao atual. Dos 79 postos fluviométricos disponíveis, 33 foram utilizados na calibração em função da disponibilidade e qualidade dos dados e de sua localização (se bem distribuídos e preferencialmente a jusante dos trechos de rio das sub-bacias). Ressalta-se que a calibração foi feita de forma manual por meio da comparação dos hidrogramas simulados e observados procurando atingir os valores ótimos das métricas: coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe (NS) (Nash e Sutcliffe, 1970), coeficiente de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões (NSlog) e erro relativo de volume. Os valores dos parâmetros de cada subbacia podem ser visualizados no Anexo D deste estudo.

O coeficiente Nash-Sutcliffe (NS), por considerar o quadrado das diferenças entre as vazões observada e simulada, mede a performance do modelo ao representar os picos de vazão e possui valor ideal e máximo igual a 1. O coeficiente Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões (NSlog), por considerar a diferença entre o logaritmo das vazões observada e simulada, mede a performance do modelo durante a estiagem e também possui valor ideal e máximo igual a 1. Conforme apresentado por Moriasi *et al.* (2007), valores de NS acima de 0,5 podem ser considerados satisfatórios, valores acima de 0,65 podem ser considerados bons e valores acima de 0,75 podem ser considerados muito bons. Considerou-se que valores de NSlog apresentam as mesmas correspondências.

O erro relativo de volume contabiliza se o modelo está representando o balanço hídrico corretamente, verificando se o mesmo produz o mesmo volume de vazão observada em todo o tempo. Valores ideais desse parâmetro são iguais a zero. Considerou-se que valores (valor absoluto) menores que 10% são os mais desejáveis, enquanto valores entre 10% e 25% podem ser considerados satisfatórios.

No período de calibração verificou-se, ainda, o desempenho do modelo ao simular áreas alagadas e compará-las, qualitativamente, a imagens de satélite obtidas no mesmo dia em períodos de estiagem e de cheia. As imagens de áreas alagadas foram geradas a partir dos níveis computados em cada minibacia em um determinado dia. Os valores de cota do MDE foram subtraídos dos valores dos níveis, sendo que pixels com valores resultantes maiores do que zero foram considerados inundados.

Cabe ressaltar que a comparação entre as imagens foi realizada de forma qualitativa para validar o esquema do modelo, verificando se o sistema está sendo espacialmente representado de forma satisfatória. O interesse no presente estudo é avaliação dos níveis na Laguna dos Patos e do Lago Guaíba, o que foi realizado de forma quantitativa.

Os níveis d'água simulados nos complexos lagunares foram avaliados por meio da comparação das anomalias em relação à média entre a série simulada e a observada, ou seja, a média dos valores de nível do período de cada série foi subtraída do valor dos níveis. Para averiguar o desempenho foram utilizados: o coeficiente de Nash-Sutcliffe, o coeficiente de correlação, R , e o RMSE (*Root Mean Square Error*, raiz quadrada da média aritmética do quadrado dos desvios). Também foi calculado o coeficiente de Nash-Sutcliffe das anomalias referentes a uma média móvel de 31 dias (NSm) para averiguar como o modelo representa oscilações dos níveis em escalas de tempo menores.

A validação do modelo foi efetuada no período de 1º de janeiro de 1970 a 31 de dezembro de 1989 totalizando 20 anos. Esse período foi selecionado em função da disponibilidade de dados pluviométricos. Dos 33 postos fluviométricos utilizados na calibração, 30 continham informações no período de validação. Verificou-se o desempenho dos hidrogramas simulados observando as mesmas métricas utilizadas na calibração, assim como o desempenho dos níveis da laguna e no Guaíba.

5.1.6 Análise de sensibilidade à largura das conexões laterais

O parâmetro b , que representa a largura dos trechos de rio fictícios entre minibacias conectadas lateralmente, teve sua influência analisada da seguinte forma: o modelo foi simulado com diferentes valores de b e os valores do coeficiente de Nash-Sutcliffe avaliados em todos os postos. Os valores do parâmetro avaliados foram: 1 m, 5 m, 10 m, 25 m, 50 m, 100 m, 500 m, 1000 m e 2000 m.

O objetivo desta análise foi ajustar o melhor valor do coeficiente a ser usado nas simulações, já que este é um parâmetro que surge com a abordagem adotada no MGB-IPH Inercial, cuja forma de obtenção mais adequada ainda não foi investigada.

5.2 Fase 2: Avaliação do efeito do vento em escoamentos hipotéticos e teste de sua introdução no método inercial

Essa fase do estudo foi dividida em dois testes. O primeiro foi desenvolvido com a finalidade de verificar se o método inercial de propagação de vazão com a introdução da influência do vento tem potencial de ser introduzido como módulo de propagação de vazões em rios no modelo MGB. Para isso, buscou-se avaliar o funcionamento do método inercial externamente ao modelo MGB-IPH com a introdução do vento por meio da simulação de um único trecho de rio. Na realização desse teste primeiramente foram deduzidas novas expressões matemáticas considerando a influência do vento no equacionamento do modelo inercial. Então foram realizadas simulações com a finalidade de verificar se o equacionamento não gera instabilidades no método e, mais ainda, verificar, sob condições hipotéticas, quais os efeitos do vento no escoamento do trecho de rio fictício.

O segundo teste teve como objetivos: (i) validar o equacionamento definido no teste anterior por meio do cálculo da nova profundidade de equilíbrio permanente e uniforme do sistema causado pela influência da introdução de vento de intensidade e direção constantes em um escoamento em regime permanente e uniforme; e da comparação dessa nova profundidade calculada com a profundidade estimada nas simulações realizadas no primeiro teste. (ii) Propor um ábaco que relacione o distúrbio máximo nos níveis causado pela introdução do vento no escoamento, a diferentes condições de declividade, número de Manning, vazões por unidade de largura e velocidades do vento. Esse teste auxiliou, portanto, na compreensão da influência dos diversos fatores do escoamento e do sistema no efeito causado pela introdução do vento. O mesmo foi proposto para auxiliar na verificação do distúrbio máximo que o vento pode causar em rios de características específicas, podendo auxiliar em aplicações de engenharia e na definição da importância de incluir esse fator na modelagem de rios.

5.2.1 Teste 1: Introdução do vento no método inercial e teste do esquema numérico

O modelo inercial já foi apresentado na revisão bibliográfica. Adiante é feita a dedução da equação dinâmica do método inercial (Equação 3) com a introdução do termo de vento. A equação resultante é representada pela Equação 13, na qual o ultimo termo representa a força de atrito provocada pelo vento conforme Abbot & Price (1994):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \frac{\partial h}{\partial x} - g \cdot A \cdot S_o + g \cdot A \cdot S_f - B \cdot C_D \cdot |U| \cdot U = 0 \quad (13)$$

na qual h é a profundidade do rio, S_o (m/m) é a declividade do fundo do rio; S_f representa a perda de energia por atrito com o fundo e as margens (m/m); g é aceleração da gravidade (m/s^2), A é a área da seção transversal (m^2), x é a distância no sentido longitudinal (m), Q é a vazão (m^3/s), U é a velocidade do vento na direção do escoamento (m/s), sendo que valores positivos de U tem sentido contrário ao escoamento e valores negativos a favor do mesmo. B é a largura do rio (m), C_D é o coeficiente adimensional de atrito do vento (aqui considerado como a combinação da densidade do ar e do coeficiente de arraste do vento). Efetuando o mesmo procedimento realizado no item 3.4, com a introdução do atrito do vento a equação 7 se torna:

$$Q_i^{t+\Delta t} = \frac{\left((Q_i^t) - g \cdot B \cdot \Delta t \cdot (hflow_i \cdot Sflow_i) + \Delta t \cdot B \cdot C_D \cdot |U| \cdot U \right)}{\left(1 + \frac{g \cdot \Delta t \cdot (|Q_i^t|) \cdot n^2}{B \cdot (hflow_i)^{7/3}} \right)} \quad (14)$$

A Equação 14 é aplicada da mesma forma que a Equação 7, conforme descrito no item 3.1.1.

As simulações do modelo inercial com o efeito do vento foram realizadas no software *Matlab* de forma a averiguar os efeitos do vento na vazão e nos níveis em um trecho de rio hipotético. O comprimento desse trecho é de 200 km com subtrechos de 10 km e tempo total de simulação de 500 horas. A condição inicial em todas as simulações foi definida considerando um hidrograma afluente constante de $5000 m^3/s$, sendo que as profundidades e níveis d'água em todos os trechos foram definidas conforme a altura normal calculada por Manning referente a essa vazão afluente de

5000 m³/s. A condição no final do trecho foi definida considerando a declividade da linha d'água como a declividade do trecho de rio. Por meio das simulações buscou-se avaliar o efeito de aspectos distintos do escoamento sendo que as mesmas podem ser divididas em 5 procedimentos distintos:

- Simulação 1: Análise da influência da velocidade do vento considerando um perfil prolongado de velocidade constante;
- Simulação 2: Análise da influência da velocidade do vento em pulsos de vento;
- Simulação 3: Análise da influência da declividade considerando o mesmo perfil de vento da simulação 1;
- Simulação 4: Análise da influência da largura do rio considerando o mesmo perfil de vento da simulação 1;
- Simulação 5: Análise da influência do coeficiente de atrito do vento considerando o mesmo perfil de vento da simulação 1.

As condições de declividades testadas, valores entre 5×10^{-4} m/km e 50 m/km, foram definidas de forma a abranger uma grande quantidade de situações. Ao definir o limite superior, buscou-se simular altas declividades para verificar, além da influência do vento nessas condições, a estabilidade do modelo. O limite inferior foi definido de forma a abranger regiões tão planas quanto a bacia estuarina da Laguna dos Patos com declividade de 8×10^{-3} m/km (Hartmann e Schettini, 1991). As condições testadas de largura do rio, entre 100 m e 10.000 m foram definidas com o mesmo intuito, para abranger sistemas diversos. Muitos rios possuem trechos na ordem de 100 metros de largura, limite inferior do intervalo, como o Rio Sinos e o Rio Caí. A largura de 10.000 m foi considerada o limite superior, pois o Guaíba, por exemplo, possui largura nessa ordem de grandeza. Ressalta-se ter sido um dos objetivos definir intervalos abrangentes para fins de sensibilidade do modelo. Diante do objetivo de possibilitar a aplicação desse modelo e outras bacias, consideramos importante avaliar condições incomuns.

5.2.1.1 Simulações 1 e 2 – Velocidade do vento

As simulações 1 e 2 diferem apenas com relação ao perfil de velocidade do vento, sendo que as outras características do sistema são as mesmas, conforme a Tabela 1:

Tabela 1 – Características do sistema.

Característica	Valor
Largura do rio (m)	1000
C_D	1×10^{-6}
Declividade (m/km)	5×10^{-3}
α (condição de Courant)	0,3
Velocidade do vento U (m/s)	5; 10; 15; -5; -10; -15

Foram realizadas para cada simulação 6 testes com velocidades do vento U distintas conforme a Tabela 1, 3 contra o sentido do escoamento (valor negativo) e 3 a favor (valor positivo). Os perfis de vento incidente para cada simulação estão representados na Figura 13. Nos dois perfis a velocidade do vento é zero até 30 horas. No perfil 1 a velocidade U é constante até o final da simulação. No perfil 2 a velocidade do vento U dura 30 horas e depois passa a ser zero novamente. Os valores de declividade e largura padrão foram definidos para verificar o comportamento de regiões planas e de largura semelhante a rios como o Rio Uruguai e o baixo Jacuí, que possuem larguras na ordem de 1000 m.

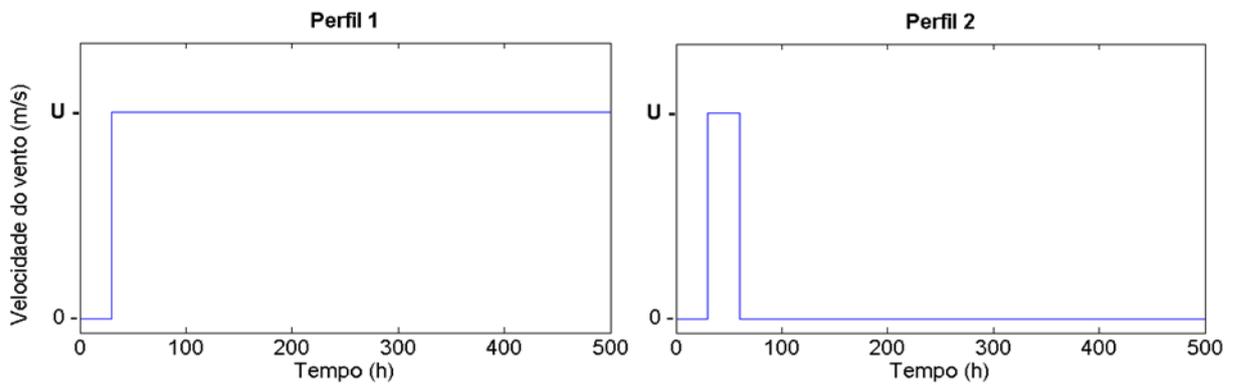


Figura 13 - Perfis de velocidade do vento incidente no rio hipotético, sendo o perfil 1 referente à simulação 1 e o perfil 2 referente à simulação 2.

O valor baixo de declividade e alto de largura foram utilizados justamente potencializar o efeito do vento, pois este é mais importante em corpos d'água de menor declividade e com maior largura, o que buscou-se verificar com as simulações 3 (declividade) e 4 (largura).

5.2.1.2 Simulação 3 - Declividade

Nessa simulação foram realizados 6 testes com declividades distintas, 5×10^{-4} m/km, 5×10^{-3} m/km, 5×10^{-2} m/km, 0,5 m/km, 5 m/km e 50 m/km, considerando o perfil 1 de velocidades do vento com U igual a - 10 m/s (contra o sentido do escoamento). A largura e o coeficiente de atrito do vento são os mesmos da simulação 1 e 2. Cabe ressaltar que o valor do coeficiente α (que define o intervalo de tempo para respeitar à condição de Courant) utilizado nessa simulação foi 0,01 para evitar a instabilidade com declividades muito altas.

5.2.1.3 Simulação 4 – Largura do rio

A simulação 4 foi realizada para verificar a influência do vento sobre o escoamento considerando diferentes valores de largura do trecho de rio: 100, 500, 1000, 2000, 5000 e 10000 metros. O mesmo perfil de velocidade do vento da simulação 3, assim como as mesmas características de declividade, α e coeficiente de atrito do vento das simulações 1 e 2, foram utilizados. Entretanto, diferentes valores de largura foram testados:

5.2.1.4 Simulação 5 – C_D

Na simulação 5 foi analisada a diferença da influência do vento considerando diferentes valores do coeficiente de atrito do vento: $0,5 \times 10^{-6}$, 1×10^{-6} , 2×10^{-6} , 4×10^{-6} , 8×10^{-6} e 10×10^{-6} . Essa simulação foi realizada também com o mesmo perfil de vento incidente das simulações 3 e 4. A largura e declividade do trecho de rio foram as mesmas das simulações 1 e 2, assim como o valor de α .

5.2.2 Teste 2: Variação máxima da profundidade devido à ação contínua do vento

Nesse teste, buscou-se validar o equacionamento apresentado no teste 1 dessa fase do estudo e propor um ábaco que relacione a variação nos níveis causada pela incidência de vento prolongado e constante a fatores do escoamento. Isso foi feito por meio da consideração de um novo estado de equilíbrio permanente e uniforme com incidência do vento com direção e velocidade constantes.

Partindo da Equação 13, na definição desse novo estado de equilíbrio, algumas premissas foram, portanto, consideradas:

- Apenas um trecho de rio é considerado, ou seja, não há variação dos aspectos inerentes a ele no tempo e no espaço, como largura, declividade e número de Manning.
- Não há variação da velocidade ou direção do vento;
- O vento age sobre um corpo d'água cujas condições de contorno são vazão constante, a montante, e declividade constante, a jusante. Já que, no novo equilíbrio, a vazão é constante no tempo, ou seja, o sistema está em regime permanente, o primeiro termo da Equação 13 tem valor nulo.
- Pode-se assumir que o desnível das profundidades no sentido longitudinal do corpo d'água é temporário, durando apenas enquanto o mesmo não atinge nova condição de equilíbrio uniforme, já que a água não está confinada no sistema. Isso permite que, no novo estado de equilíbrio, o segundo termo da Equação 13 possa ser desprezado, já que assume o valor de zero.

A equação resultante da consideração dessas premissas é a Equação 15, na qual os termos são os mesmos explicados no teste anterior:

$$-g.A.S_o + g.A.S_f - B.C_D.U.U = 0 \quad (15)$$

O termo S_f foi estimado por meio da utilização da equação de Manning, sendo que o raio hidráulico foi considerado igual à profundidade já que buscou-se

representar sistemas em que normalmente a largura é muito superior a mesma. Como nas condições novas de equilíbrio, não há alteração na vazão do sistema, o distúrbio causado pelo vento altera a profundidade do escoamento. A profundidade resultante da nova condição de equilíbrio com vento constante foi definida a partir da equação 15, e está representada na Equação 16:

$$h_w = \left(\frac{q \cdot |q| \cdot n^2}{h_w^{7/3}} - \frac{C_D \cdot U \cdot |U|}{g} \right) \cdot \frac{1}{S} \quad (16)$$

Onde h_w é a profundidade do sistema em regime permanente na nova condição de equilíbrio (m), S é a declividade do fundo do trecho de rio (m/m), q é a vazão por unidade de largura (m^2/s), C_D é o coeficiente adimensional de atrito do vento, n é o número de Manning, U é a velocidade do vento (m/s) e g é a aceleração da gravidade (m/s^2). Essa equação pode ser resolvida iterativamente.

Cabe ressaltar que o sistema considerado nesse teste é o mesmo do anterior, no entanto nesse teste apenas são analisadas as condições do novo equilíbrio causado pela influência do vento constante no escoamento. Considerando que a condição de equilíbrio pode demorar a ser atingida, os resultados apresentados são referentes ao distúrbio máximo na profundidade causada pelo vento.

Dois resultados são apresentados. Em ambos é analisada a variação da profundidade do escoamento, dh , em relação à profundidade normal em regime permanente h_o (calculada por meio da equação de Manning). Essa variação é calculada por meio da Equação 17, onde $\frac{dh}{h_o}$ está representado em porcentagem:

$$\frac{dh}{h_o} = \frac{h_w - h_o}{h_o} \times 100 \quad (17)$$

Em suma, considera-se que, partindo de uma condição de equilíbrio permanente e uniforme, a incidência prologada de vento constante causa o estabelecimento de um novo estado de equilíbrio permanente e uniforme. Nesse estado a vazão é a mesma do estado anterior, mas com profundidade diferente igual a h_w . Assim $\frac{dh}{h_o}$ representa a variação de profundidade do estado de equilíbrio permanente e uniforme com vento constante em relação ao estado de equilíbrio em que as condições são as mesmas, mas no qual o vento não é considerado.

O primeiro conjunto de resultados consiste em vários gráficos que podem servir como um ábaco para a definição de distúrbios máximos que a incidência de vento pode causar na profundidade do escoamento. Esses ábacos relacionam a variação da profundidade com a velocidade do vento para q variando entre 0,5 e 40 m²/s e para S variando entre 50 m/km e 0,05 m/km. Essas relações são apresentadas para dois valores do coeficiente de Manning de 0,03 e 0,06. O coeficiente C_D foi considerado 1×10^{-6} , definido para facilitar a visualização dos resultados nesse teste e para poder comparar com o teste anterior. O ábaco que relaciona a variação da profundidade do escoamento com o fator $C_D \cdot U \cdot |U|$ ao invés da velocidade do vento para diferentes valores de $q^2 \cdot n^2$ ao invés de q pode ser encontrado no Anexo A desse estudo. O segundo conjunto de resultados é apresentado para auxiliar na compreensão da influência da declividade, S , na variação da profundidade.

5.3 Fase 3: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial com a influência do vento

Essa fase representou a introdução da influência do vento no modelo MGB-IPH Inercial da Fase 1, utilizando uma formulação da equação dinâmica equivalente a da Fase 2 com algumas modificações para computar a decomposição do vetor da velocidade do vento na direção do escoamento. A equação dinâmica utilizada no modelo MGB-IPH Inercial da Fase 3 está representada na Equação 18:

$$Q_i^{t+\Delta t} = \frac{\left((Q_i^t) - g \cdot B \cdot \Delta t \cdot (hflow_i \cdot Sflow_i) + \Delta t \cdot B \cdot d_{ar} \cdot C_D \cdot U^2 \cdot (-\cos(Azv_i - Azm_i)) \right)}{\left(1 + \frac{g \cdot \Delta t \cdot (|Q_i^t|) \cdot n^2}{B \cdot (hflow_i)^{7/3}} \right)} \quad (18)$$

A principal modificação em relação à Equação 14 é a introdução do termo $(-\cos(Azv_i - Azm_i))$ que representa a decomposição do vetor da velocidade do vento na direção do escoamento, fator que assume um valor entre -1 e 1. Azv_i é o azimute da direção do vento na minibacia i , enquanto Azm_i é o azimute correspondente à linha imaginária que une os centroides das minibacias de montante (i) e jusante ($i+1$), que representa a direção do escoamento. A forma como é definido o Azm_i está representada na Figura 14 e é referida nesse estudo como método dos centróides. Cabe ressaltar que o azimute correspondente à direção do vento

representa por definição a direção de origem do vento, por esse motivo o cosseno foi multiplicado por uma unidade negativa.

No caso do escoamento entre minibacias conectadas lateralmente, a influência do vento é computada da mesma forma e o azimute da direção do escoamento entre as mesmas também é calculado considerando a posição dos centróides.

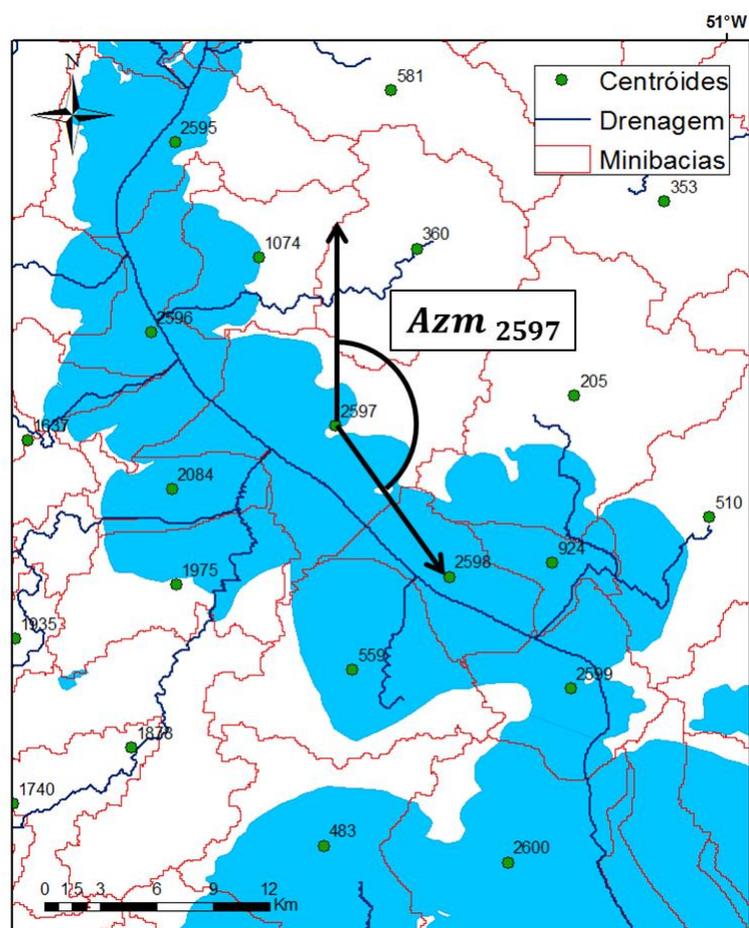


Figura 14 – Esquema da definição do azimute da direção do escoamento.

Essa nova formulação requereu a introdução de um novo conjunto de dados de entrada, as series de direção e velocidade do vento, cujas características são descritas a seguir.

5.3.1 Dados de direção e intensidade do vento

Na Figura 15 estão representados os postos meteorológicos com os dados de vento utilizados, obtidos por meio do portal BDMEP do INMET. Os dados de direção e velocidade do vento são compostos por 3 medições diárias nos horários 00:00, 12:00 e

18:00 UTC e estão disponíveis a partir de 1970 com algumas lacunas, principalmente entre 1990 e 1992 em Rio Grande e Pelotas e entre 1985 e 1988 em todos os postos, conforme é possível visualizar na Figura 16. Para o período de calibração, considerando ao menos uma medição por dia, a disponibilidade é de 91%, 65% e 96%, para Rio Grande, Pelotas e Porto Alegre, respectivamente. No período de validação a disponibilidade é menor, cerca de 66%, 32% e 80%, respectivamente para os mesmos postos. A Figura 16 representa o número de medições diárias disponíveis (Nº med) para cada dia do período de calibração e validação e para cada posto, POA (Porto Alegre), PEL (Pelotas) e RG (Rio Grande).

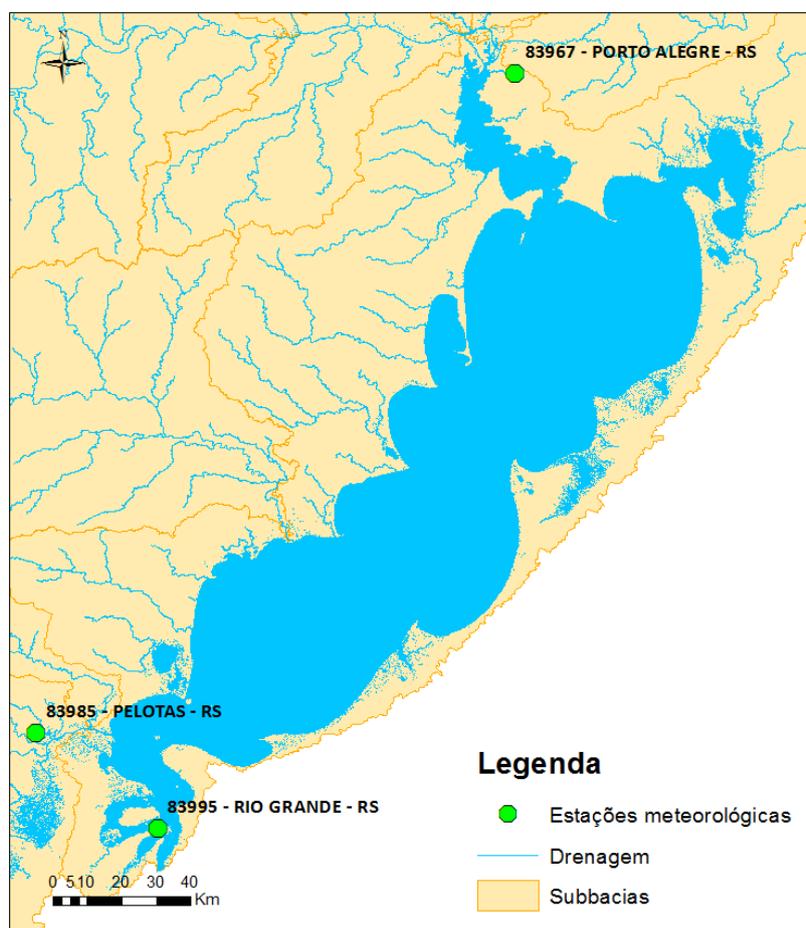


Figura 15 - Localização dos postos meteorológicos mais próximos à laguna.

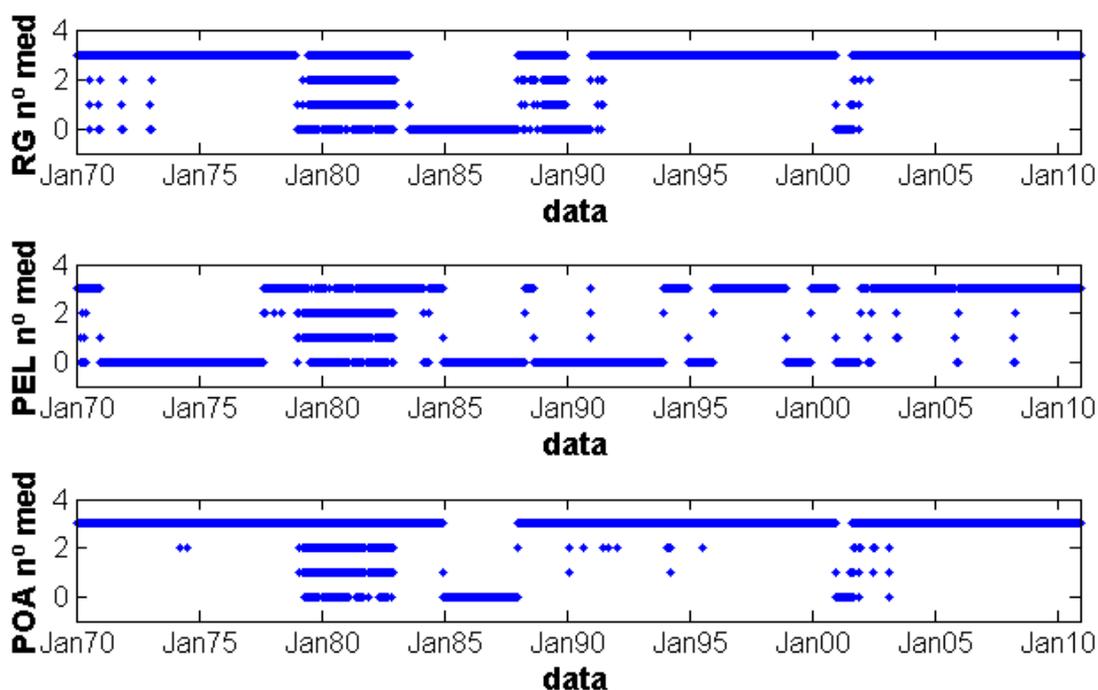


Figura 16 – Número de medições diárias disponíveis em cada um dos postos, RG (Rio Grande), PEL (Pelotas) e POA (Porto Alegre) no período entre 1970 e 2010.

A Figura 17 representa as características dos dados de vento em cada posto, incluindo a frequência relativa do número de medições em cada direção assim como a intensidade média em cada direção. Verifica-se que os dados de vento referentes a Pelotas e Rio Grande apresentam um comportamento muito semelhante e congruente com o que se espera na região, já que os ventos de sudoeste e nordeste são predominantes. Em Porto Alegre o vento predominante vem de norte, mas com baixa intensidade, enquanto ventos de leste e sudeste ocorrem com menor frequência, mas são mais intensos.

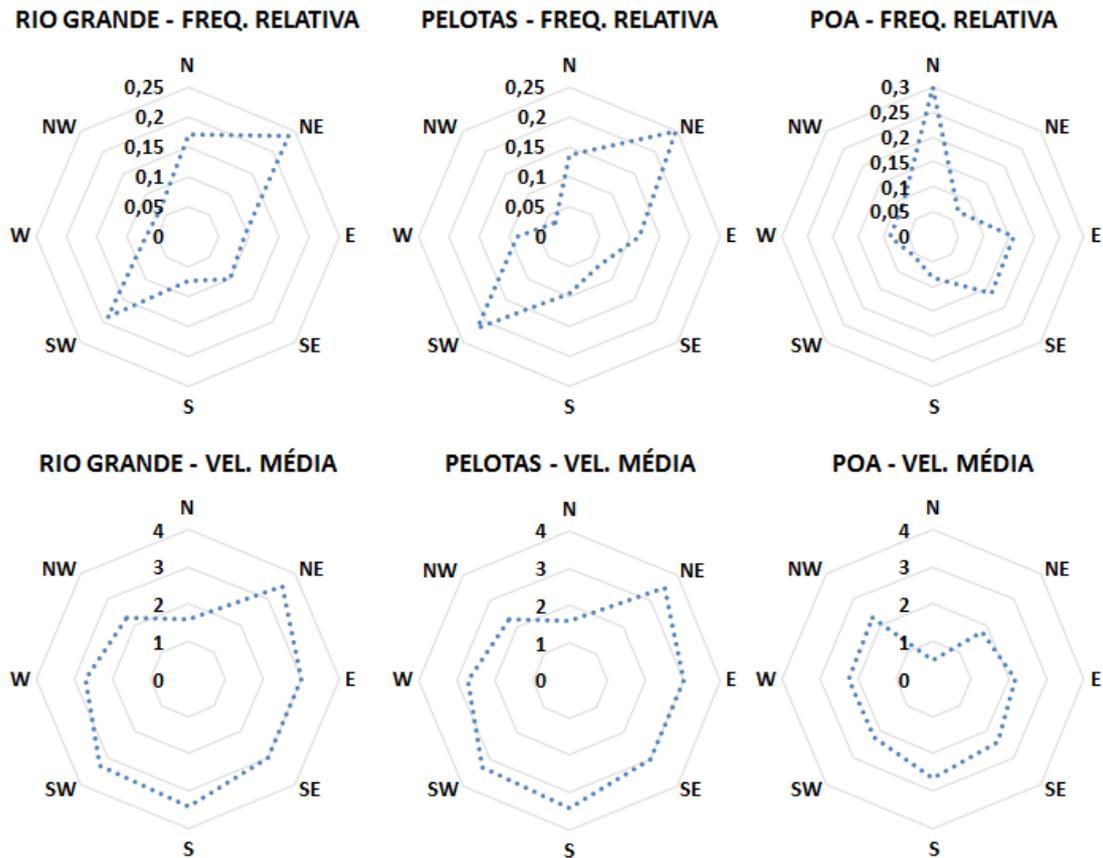


Figura 17 – Características dos dados de vento em cada estação.

5.3.2 Detalhes de aplicação

Foi realizado o processamento dos dados de vento procurando aproveitar todas as medições disponíveis. Caso o dado de vento não existisse para determinado posto em um determinado horário, primeiramente era verificado se nesse dia havia algum dado em outro horário, testando antes o horário mais próximo ao dado inexistente. Caso existisse, então, a lacuna era preenchida com essa informação. Os dados de vento processado foram, então, interpolados para cada minibacia por meio do método do vizinho mais próximo. Ainda, nos períodos em que não havia dados no posto mais próximo, uma abordagem semelhante à abordagem anterior foi utilizada: a lacuna era preenchida pelos dados referentes ao segundo posto mais próximo, caso existissem, e, se não existissem, os dados do posto mais distante eram utilizados. Nos períodos sem dados, o vento foi considerado com intensidade igual a zero. Uma vez que o módulo de propagação Inercial do modelo MGB-IPH é executado em passos de tempo sub-horários, foi possível utilizar as medições dos três horários disponíveis.

O coeficiente de atrito do vento (C_D) inicialmente utilizado foi 4×10^{-6} . Este valor está de acordo com valores utilizados na literatura conforme descrito no item 3.4. Cabe ressaltar que a influência do vento apenas foi considerada na sub-bacia na qual a Laguna dos Patos e Lago Guaíba estão inseridos, nas outras sub-bacias o valor de C_D foi considerado igual a zero.

Os resultados gerados na Fase 3 incluíram:

- Comparação dos níveis simulados com níveis observados da mesma forma como foi descrito no item 5.1.5, para o período de calibração, assim como a comparação desses resultados aos resultados equivalentes obtidos na Fase 1.
- Comparação dos níveis simulados com níveis observados da mesma forma como foi descrito no item 5.1.5, para o período de validação;

5.4 Fase 4: Testes com o modelo MGB-IPH Inercial com influência do vento

Para avaliar a sensibilidade e a aplicação do modelo desenvolvido na Fase 3, quatro testes foram realizados utilizando o modelo:

1. Análise de sensibilidade dos níveis simulados à mudança do coeficiente de atrito do vento (C_D);
2. Comparação do uso de dados de vento sub-diários (três vezes ao dia) utilizados na Fase 3 com dados de vento horário de estações automáticas ;
3. Verificação da influência da introdução de medições de maré como condição de contorno de jusante nos níveis simulados, principalmente na parte estuarina da Laguna dos Patos;
4. Teste da influência de condições extremas de vento em uma cheia selecionada da série de dados.

5.4.1 Teste 1: Sensibilidade do modelo ao coeficiente de atrito do vento

Nesse teste o modelo foi rodado com diferentes valores de C_D 2×10^{-6} , 4×10^{-6} , 8×10^{-6} , 1×10^{-5} , $1,5 \times 10^{-5}$, 2×10^{-5} , $2,5 \times 10^{-5}$, 3×10^{-5} e 4×10^{-5} no período de calibração. Verificou-se o efeito do coeficiente no comportamento e nas métricas dos níveis simulados. Definiu-se nesse teste um valor ótimo do coeficiente.

5.4.2 Teste 2: Comparação dos dados de vento diários com dados horários

Nesse teste do modelo proposto na Fase 3, os dados de vento sub-diários utilizados na Fase 3 foram comparados aos dados de vento horário por meio da simulação do modelo com cada conjunto de dados e posterior comparação dos níveis simulados. As estações automáticas e a disponibilidade de dados das mesmas podem ser visualizadas no site do INMET (<http://www.inmet.gov.br>). Os dados horários dessas estações foram obtidos por meio de requisição junto ao órgão. As estações com dados disponíveis utilizadas estão representadas na Figura 18 e sua disponibilidade temporal está representada na Figura 19.

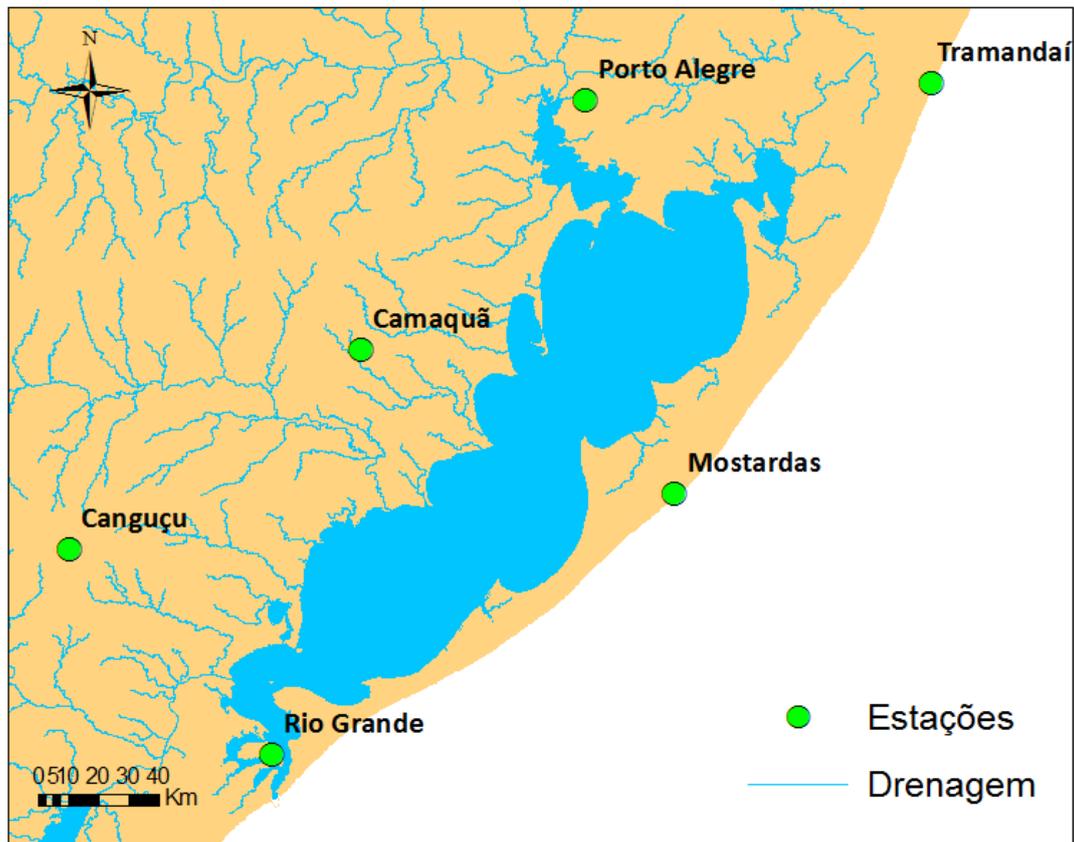


Figura 18 – Localização das estações automáticas de medição.

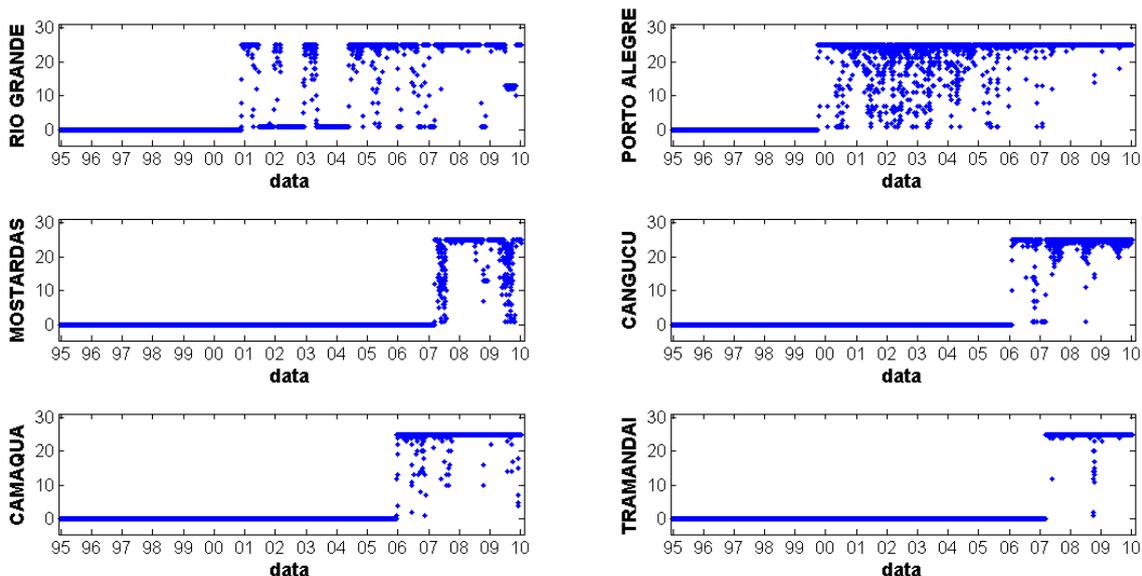


Figura 19 – Disponibilidade de dados por posto por dia (Nº de medições diárias).

Verifica-se que a disponibilidade de dados das estações automáticas é limitada em relação às estações com medições sub-diárias e apenas compreende medições em dias incluídos no período de calibração. Dessa forma não foi possível fazer comparações no período de validação. Enquanto a disponibilidade temporal dos dados é mais limitada, a disponibilidade espacial é maior e compreende 6 estações espalhadas ao redor da área da laguna.

A Figura 20 e a Figura 21 mostram as características dos dados de vento horários de cada estação, incluindo a frequência relativa do número de medições em cada direção e a intensidade média em cada direção. Por meio da análise dessas figuras, verifica-se a alta intensidade média do vento na estação de Mostardas, o que por si só pode contribuir em diferenças entre as simulações com dados horários e sub-diários.

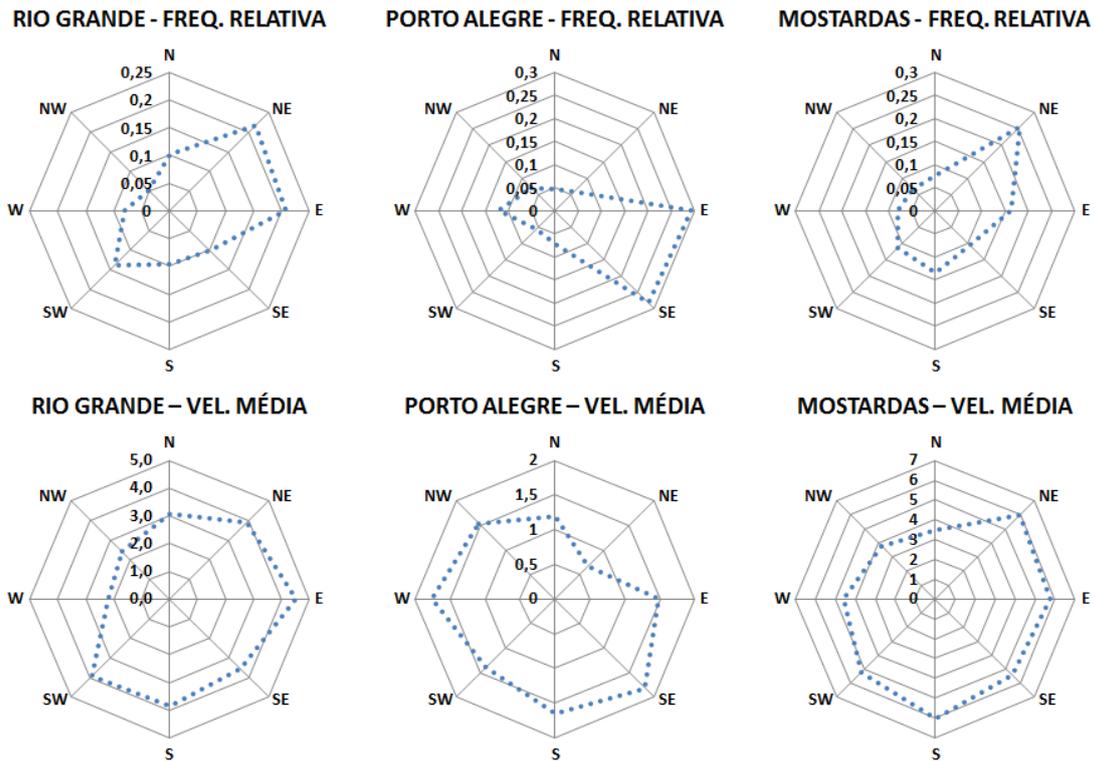


Figura 20 – Características dos dados horários em Rio Grande, Porto Alegre e Mostardas

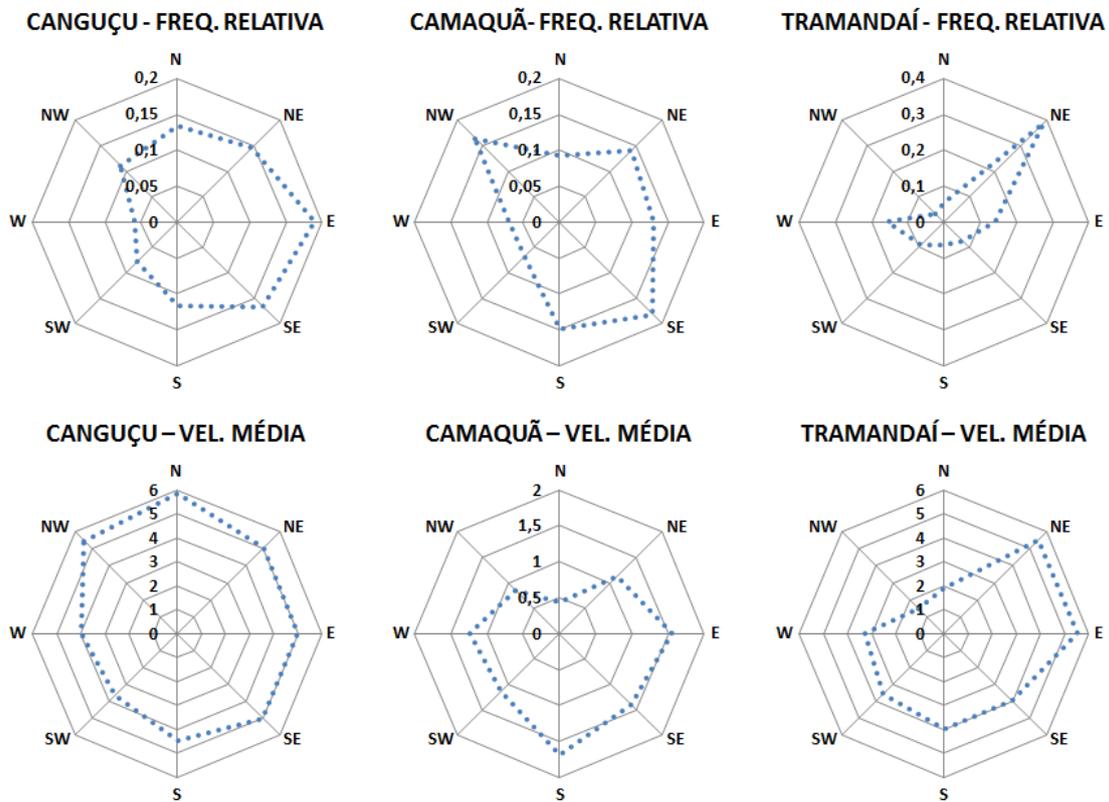
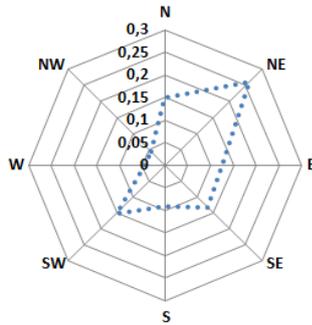


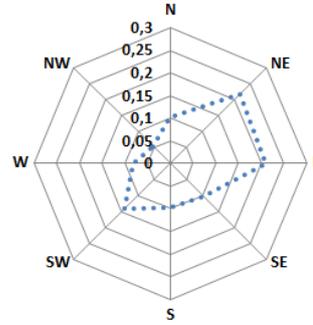
Figura 21 – Características dos dados de vento horários em Canguçu, Camaquã e Tramandaí.

A Figura 22 e a Figura 23 mostram a comparação direta dos dados compreendendo o mesmo período. Em Rio Grande as características dos dados são semelhantes, já em Porto Alegre os dados sub-diários apresentam em geral maior intensidade do vento e uma frequência relativa maior para vento norte.

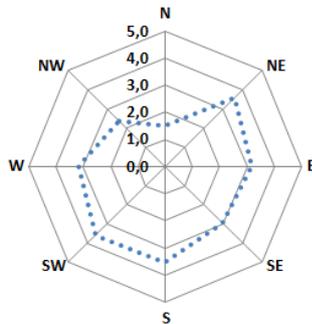
RIO GRANDE - FQ. REL. DADO SUB-DIÁRIO



RIO GRANDE - FQ. REL. DADO HORÁRIO



RIO GRANDE - VEL. MÉD. DADO SUB-DIÁRIO



RIO GRANDE - VEL. MÉD. DADO HORÁRIO

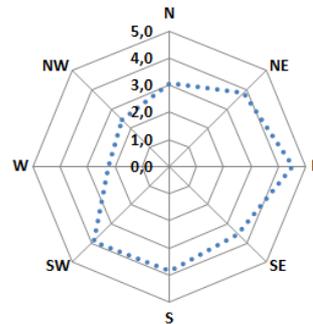
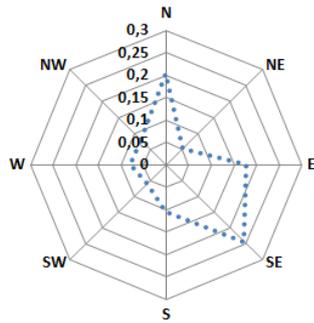
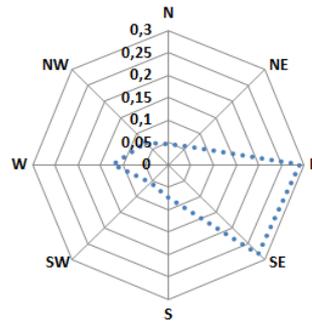


Figura 22 – Comparação das características dos dados de vento sub-diários e horários em Rio Grande.

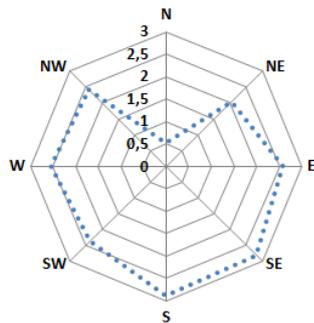
PORTO ALEGRE - FQ. REL. DADO SUB-DIÁRIO



PORTO ALEGRE - FQ. REL. DADO HORÁRIO



PORTO ALEGRE - VEL. MÉD. DADO SUB-DIÁRIO



PORTO ALEGRE - VEL. MÉD. DADO HORÁRIO

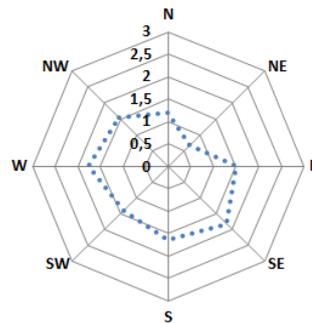


Figura 23 - Comparação das características dos dados de vento sub-diários e horários em Porto Alegre.

5.4.2.1 Detalhes de aplicação e resultados gerados

Os resultados gerados nesse teste são compostos da comparação entre as métricas de desempenho e cotogramas das anomalias dos níveis obtidos por meio da simulação do modelo com os dois conjuntos de dados de entrada de vento, sub-diário e horário, e para dois valores diferentes de C_D , o valor definido com base nos valores da literatura e o valor definido por meio do teste de sensibilidade descrito anteriormente.

5.4.3 Teste 3: Introdução da influência das marés

O teste 3 consistiu na verificação do desempenho do modelo ao se incluir dados diários de nível d'água observados no posto de Rio Grande Regatas como condição de jusante. Os dados do posto de Rio Grande Regatas foram escolhidos como condição de contorno de jusante em função de sua disponibilidade temporal, com dados em 95% dos dias do período de calibração. Outra opção de condição de contorno constitui em dados horários de maré observados provenientes do Banco Nacional de Dados Oceanográficos do Centro de Hidrografia da Marinha (CHM)

(<http://www.mar.mil.br>) para a estação 60380, Cais da Praticagem de Rio Grande. No entanto, esses dados, apesar de serem horários, apresentam disponibilidade temporal muito inferior, compreendendo apenas 34% do período de calibração. Verificou-se também a possibilidade de utilizar dados horários de previsão de maré astronômica também provenientes do CHM para o mesmo posto. No entanto, a partir da comparação entre os dados horários observados e de previsão provenientes do CHM, descartou-se essa possibilidade. A comparação entre os desvios sobre a média desses dois tipos de dados pode ser observada na Figura 24.

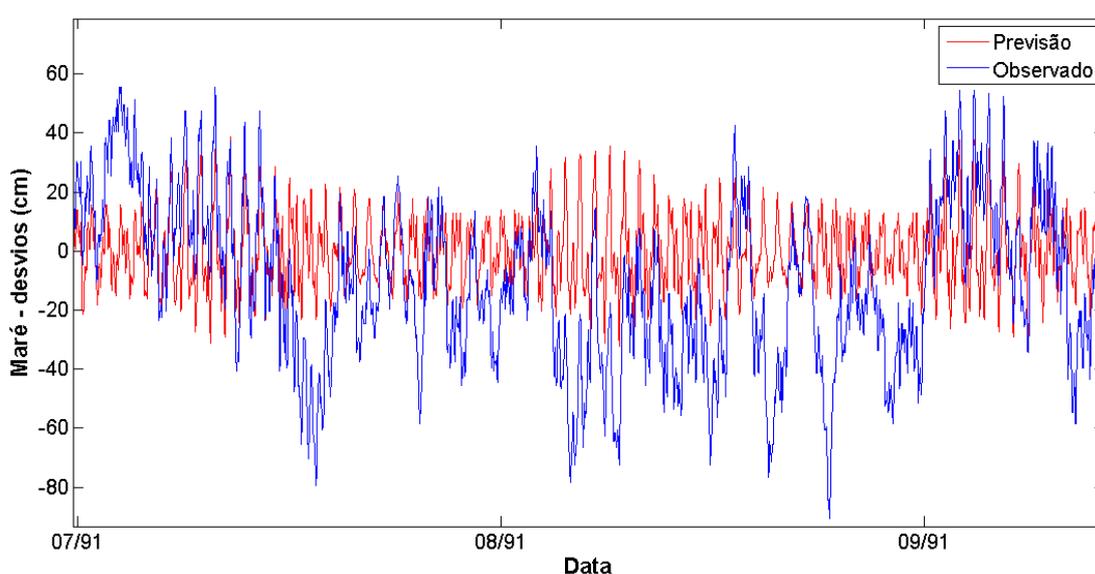


Figura 24 - Comparação dos desvios da média entre a maré prevista e a observada.

Verificou-se, a partir dessas figuras, pouca correlação (R na ordem de 0,2) entre os dados de previsão e os dados observados. Ainda, observa-se que a amplitude da maré é de cerca de 150 cm nos dados observados e de cerca de 50 cm nos dados de previsão. Essas observações são consistentes com a realidade já que nessa região a maré astronômica tem efeito reduzido nos níveis se comparada à maré meteorológica.

Cabe ressaltar que o posto localiza-se a aproximadamente 20 km da desembocadura da laguna, o que pode introduzir distorções. Cavalcante e Mendes (2014) testaram diferentes condições de contorno de jusante, incluindo a utilização dos níveis do posto de Rio Grande Regatas no exutório da bacia e no local onde são medidos sem representar o último trecho do estuário. Entre as condições testadas, os autores observaram melhores resultados com a utilização dos níveis do posto no

estuário, o que motivou a realização do mesmo procedimento no presente estudo. Ainda, nos dias com dados inexistentes de nível d'água em Rio Grande Regatas, as lacunas foram preenchidas com a média dos níveis do período. É importante ressaltar que como os níveis foram medidos a 20 km do exutório, além das marés, por meio da utilização dessa condição de contorno, introduz-se indiretamente informações adicionais de vento e de vazão nas simulações. Por convenção, a introdução dessa condição de contorno de jusante é referida no presente trabalho como introdução do efeito das marés no sistema.

5.4.3.1 Detalhes de aplicação e resultados gerados

Foram realizadas simulações sem e com a influência do vento considerando o valor de C_D definido no teste de sensibilidade. Tabelas com os valores das métricas foram apresentadas comparando simulações com a introdução do vento, considerando e não considerando a influência da maré, assim como o cenário sem a introdução do vento e das marés em comparação às simulações em que os dois fatores foram incluídos.

Cotagramas foram gerados para comparar tanto as simulações com a influência do vento, considerando e não considerando a influência da maré, assim como o contrário, simulações com a influência da maré, considerando e não considerando a influência do vento.

5.4.4 Teste 4: Análise de um cenário hipotético de vento “extremo”

Esse teste foi realizado com o objetivo de mostrar o potencial da ferramenta desenvolvida para simular o efeito da influência do vento nos níveis de água na cidade de Porto Alegre. Para isso, primeiramente foi definido um período de cheia no Guaíba, no qual o vento observado aparentemente não contribuiu para a elevação dos níveis. Esse período está representado na Figura 25, onde estão plotados os desvios da média dos níveis observados na estação da Ilha da Pintada. As linhas tracejadas indicam o período em que a direção e intensidade do vento foram alteradas para a realização do experimento. Assim, nos 6 dias entre 3 e 8 de novembro de 1997, os dados de vento observado, cujas características podem ser visualizadas na Figura 26, foram substituídos pela intensidade e direção constantes de 10 m/s e 230° (azimute). Cabe

ressaltar que por meio da interpolação temporal do vizinho mais próximo o vento modificado começa a agir às 19 horas do dia 2 de novembro e cessa também às 19 horas do dia 8 de novembro.

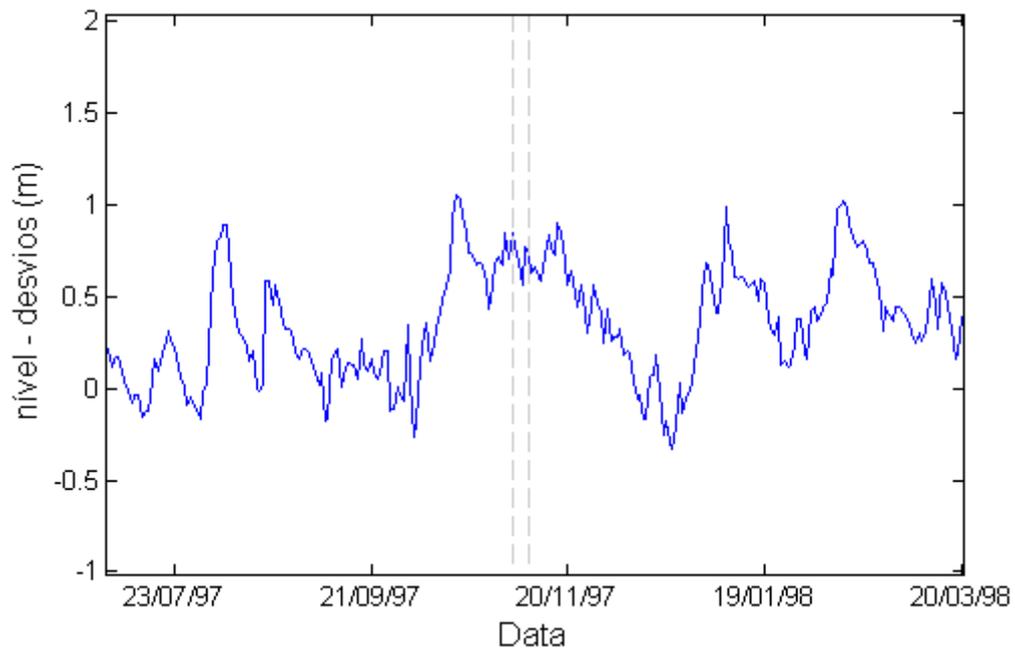


Figura 25 – Período definido para a realização do teste 4 e níveis observados na estação da Ilha da Pintada.

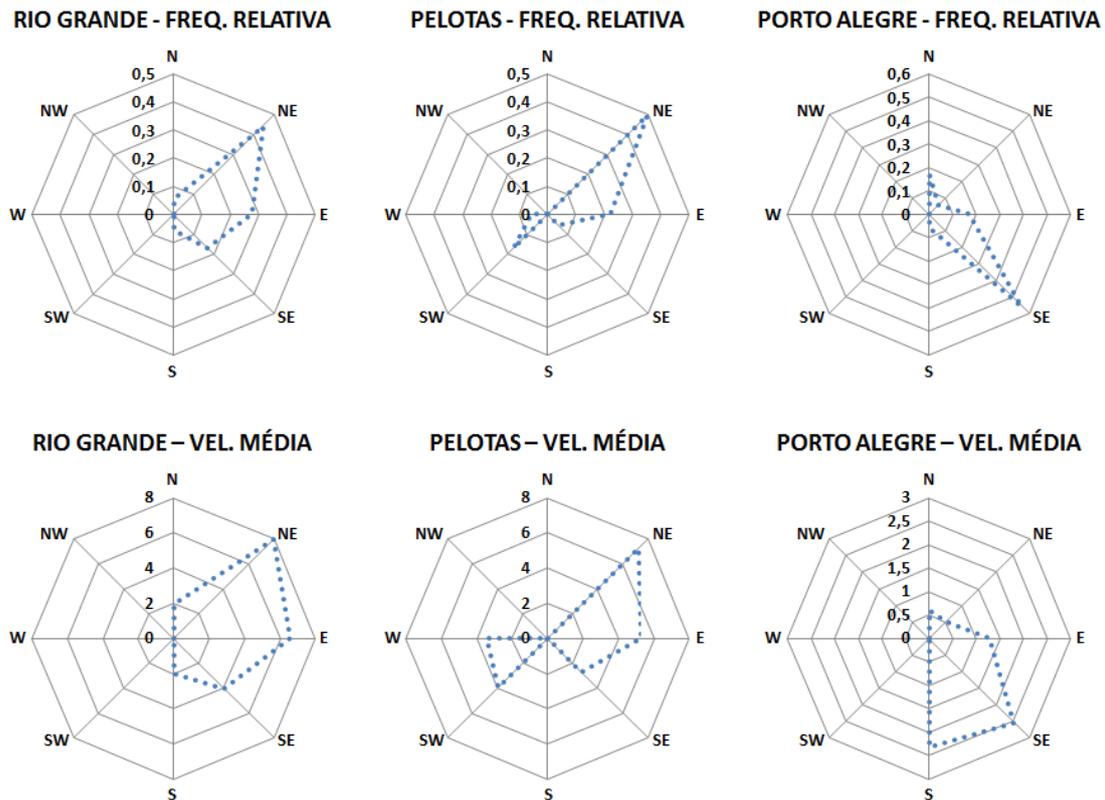


Figura 26 – Características do vento observado entre 3 e 8 de novembro de 1997.

Verifica-se na Figura 26, para os postos de Rio Grande e Pelotas, a preponderância de ventos de nordeste com intensidade média expressiva, o que favorece à diminuição dos níveis e ao aumento da vazão de saída do sistema. Em Porto Alegre o vento de sudeste favorece o aumento dos níveis, mas apresenta intensidade média significativamente inferior às observadas em Rio Grande e Pelotas na direção que favorece o escoamento para jusante.

5.4.4.1 Detalhes de aplicação e resultados gerados

Nesse teste os resultados gerados são compostos por cotagramas das anomalias dos níveis, comparando as simulações com vento observado às com o vento alterado. Considerando que a análise de sensibilidade foi feita anteriormente a esse teste, o coeficiente C_D utilizado no mesmo foi o melhor coeficiente definido nessa análise.

6 Resultados e discussão

6.1 Fase 1: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial sem a influência do vento

Esta seção apresenta os resultados da modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o modelo MGB-IPH Inercial, sem considerar a influência do vento. Primeiramente é apresentado o desempenho do modelo com relação às vazões simuladas por meio das métricas e de hidrogramas dos principais afluentes à Laguna, tanto para o período de calibração quanto para o período de validação. Na sequência são apresentados os resultados referentes aos níveis d'água na Laguna para o período de calibração e validação por meio de cotogramas e da análise das métricas de desempenho. No próximo item é averiguado qualitativamente o desempenho das áreas alagadas por meio de comparação com imagens de satélite. Por fim, é feita uma estimativa de vazão de saída do sistema completo, comparando com a literatura e são apresentados os resultados da análise de sensibilidade à largura das conexões laterais.

6.1.1 Resultados de calibração

Nos próximos itens estão descritos os resultados referentes às vazões simuladas para o período de calibração.

6.1.1.1 Métricas de desempenho

A Tabela 2 apresenta os postos fluviométricos utilizados na calibração, seu código e nome, o rio onde se localizam, sua área de drenagem e as métricas de desempenho. O resultado da calibração do modelo, para melhor visualização, também foi representado em mapas nos quais os postos fluviométricos utilizados na calibração estão coloridos conforme o valor das métricas de desempenho do modelo. A Figura 27 representa o mapa dos valores do coeficiente Nash-Sutcliffe.

Tabela 2 – Postos fluviométricos e métricas de desempenho na calibração.

ID	Código	Nome	Área (km ²)	Rio	NS	NSlog	ΔV(%)	
1	10	PUENTE RUTA 8 (VIEJA)	4676	RÍO OLIMAR GRANDE	0,464	0,456	-6,4	
2	14	PICADA DE CORBO	2899	RÍO CEBOLLATÍ	0,404	0,487	0,0	
3	15	PASO AVERÍAS	7865	RÍO CEBOLLATÍ	0,329	0,478	5,3	
4	96	PASO BORCHES	1425	RÍO TACUARÍ	0,499	0,520	1,6	
5	97	PASO DRAGÓN	3540	RÍO TACUARÍ	0,444	0,497	4,9	
6	85400000	DONA FRANCISCA	14000	RIO JACUÍ	0,110	-0,024	-5,3	
7	85480000	PASSO DO ROCHA	2970	RIO VACACAÍ	0,765	0,785	1,7	
8	85600000	PASSO DAS TUNAS	6780	RIO VACACAÍ	0,720	0,591	4,7	
9	85623000	S. SEPÉ – MONTANTE	690	RIO SÃO SEPÉ	0,723	0,820	-8,2	
10	85642000	PASSO SÃO LOURENÇO	27300	RIO JACUÍ	0,562	0,249	-3,6	
11	85900000	RIO PARDO	38700	RIO JACUÍ	0,836	0,817	-4,1	
12	86100000	PASSO DO GABRIEL	1820	RIO DAS ANTAS	0,525	0,643	-26,0	
13	86160000	PASSO TAINHAS	1120	RIO TAINHAS	0,711	0,764	-12,7	
14	86410000	P. BARRA DO GUAIAVEIRA	2820	RIO TURVO	0,811	0,869	0,2	
15	86440000	PASSO DO PRATA	3600	RIO PRATA	0,796	0,779	-6,0	
16	86470000	PONTE DO RIO DAS ANTAS	12500	RIO DAS ANTAS	0,849	0,858	1,8	
17	86480000	PASSO MIGLIAVACA	1330	RIO CARREIRO	0,698	0,774	11,5	
18	86500000	PASSO CARREIRO	1820	RIO CARREIRO	0,758	0,835	7,9	
19	86510000	MUÇUM	16000	RIO TAQUARI	0,839	0,852	9,6	
20	86560000	LINHA COLOMBO	2030	RIO GUAPORÉ	0,742	0,817	-9,4	
21	86580000	SANTA LÚCIA	2470	RIO GUAPORÉ	0,788	0,693	-11,0	
22	86720000	ENCANTADO	19100	RIO TAQUARI	0,760	0,877	-4,8	
23	87160000	NOVA PALMIRA	2030	RIO CAÍ	0,644	0,683	9,6	
24	87170000	BARCA DO CAÍ	3030	RIO CAÍ	0,609	0,707	-2,1	
25	87270000	PASSO MONTENEGRO	4360	RIO CAÍ	0,596	0,554	5,5	
26	87374000	TAQUARA – MONTANTE	1460	RIO DOS SINOS	0,689	0,730	-18,6	
27	87380000	CAMPO BOM	2900	RIO DOS SINOS	0,664	0,769	-16,4	
28	87382000	SÃO LEOPOLDO	3130	RIO DOS SINOS	0,472	0,679	-28,8	
29	87590000	PASSO DO CAÇÃO	4080	RIO CAMAQUÃ	0,401	0,645	-5,8	
30	87905000	PASSO DO MENDONÇA	15600	RIO CAMAQUÃ	0,686	0,759	-1,5	
31	88220000	PICADA DA AREIA	5420	RIO JAGUARÃO	0,545	0,458	16,0	
32	88575000	CERRO CHATO	1050	ARROIO BASÍLIO	0,649	0,714	2,4	
33	88641000	PEDRO OSÓRIO	4700	RIO PIRATINI	0,780	0,802	12,7	
NS = Coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe					Média	0,632	0,665	8,06*
NSlog = Coeficiente de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões					Valor máximo	0,849	0,877	28,81*
ΔV(%) = Erro de volume					Valor Mínimo	0,110	-0,024	0,02*
Estatística calculada com base nos valores absolutos					Desvio Padrão	0,168	0,193	6,8

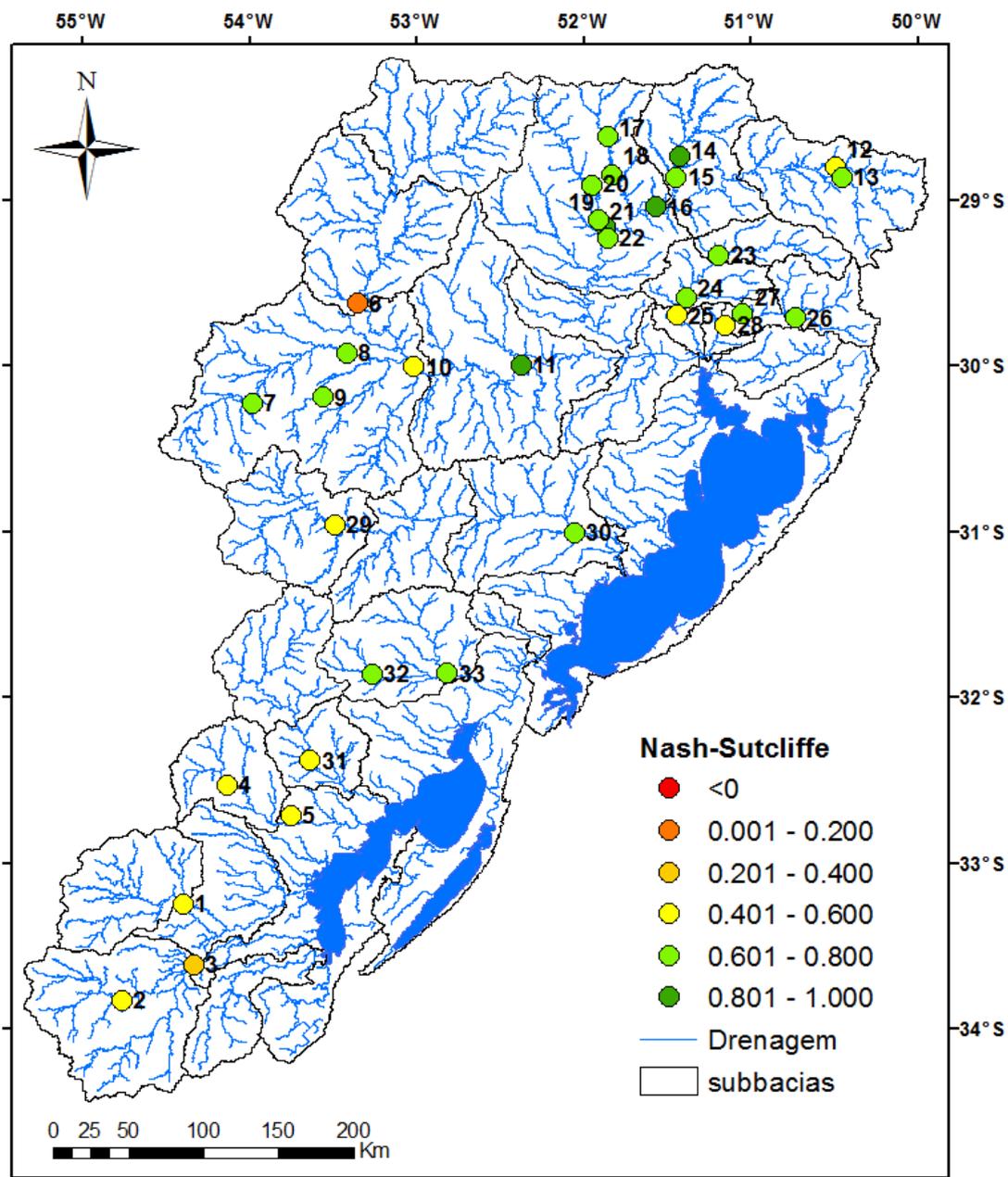


Figura 27 – Valores do coeficiente Nash-Sutcliffe das vazões.

Percebe-se um desempenho satisfatório do modelo em geral no período de calibração considerando que a maioria dos postos possui valores de NS superiores a 0,5, sendo que a média dos valores de NS em todos os postos é 0,63. Nota-se que nos postos mais a jusante dos rios Jacuí (8590000) e Taquari (86720000) o coeficiente chega a apresentar valores superiores a 0,75, considerados, portanto, com desempenho muito bom. O posto mais a jusante do Rio Camaquã apresentou desempenho considerado bom.

No entanto, na região sul da bacia, região do Uruguai, verifica-se um pior desempenho do modelo. Isso pode ser efeito da baixa quantidade de dados pluviométricos para essa região e às maiores incertezas inerentes a menor resolução do mapa de URH na região do Uruguai. Ainda cabe ressaltar que a região sul da bacia possui características distintas da região norte, que é demarcada por um perfil mais montanhoso e declivoso, enquanto a região sul apresenta áreas mais planas.

No Rio Taquari, o modelo apresentou resultados considerados muito bons durante praticamente toda a sua extensão com valores de Nash-Sutcliffe em muitos postos superiores a 0,75. Na Sub-bacia do Rio Jacuí, o posto localizado no alto Jacuí (8540000) apresentou o pior valor de NS da bacia, de 0,11. Isso ocorre em função da não consideração no modelo da existência de reservatórios a montante que modificam o regime de vazões do Alto Jacuí (Dulac *et al.*, 2010). No entanto, esse distúrbio é atenuado à medida que se percorre o Jacuí para jusante, não afetando substancialmente os resultados nos postos mais distantes, sendo que o último posto a jusante (8590000) apresentou um valor muito bom de NS de 0,84.

A Figura 28 apresenta o mapa com os valores do coeficiente de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões, que fornece uma medida de desempenho menos influenciada pelas altas vazões do que o coeficiente de Nash das vazões observadas mostrado anteriormente.

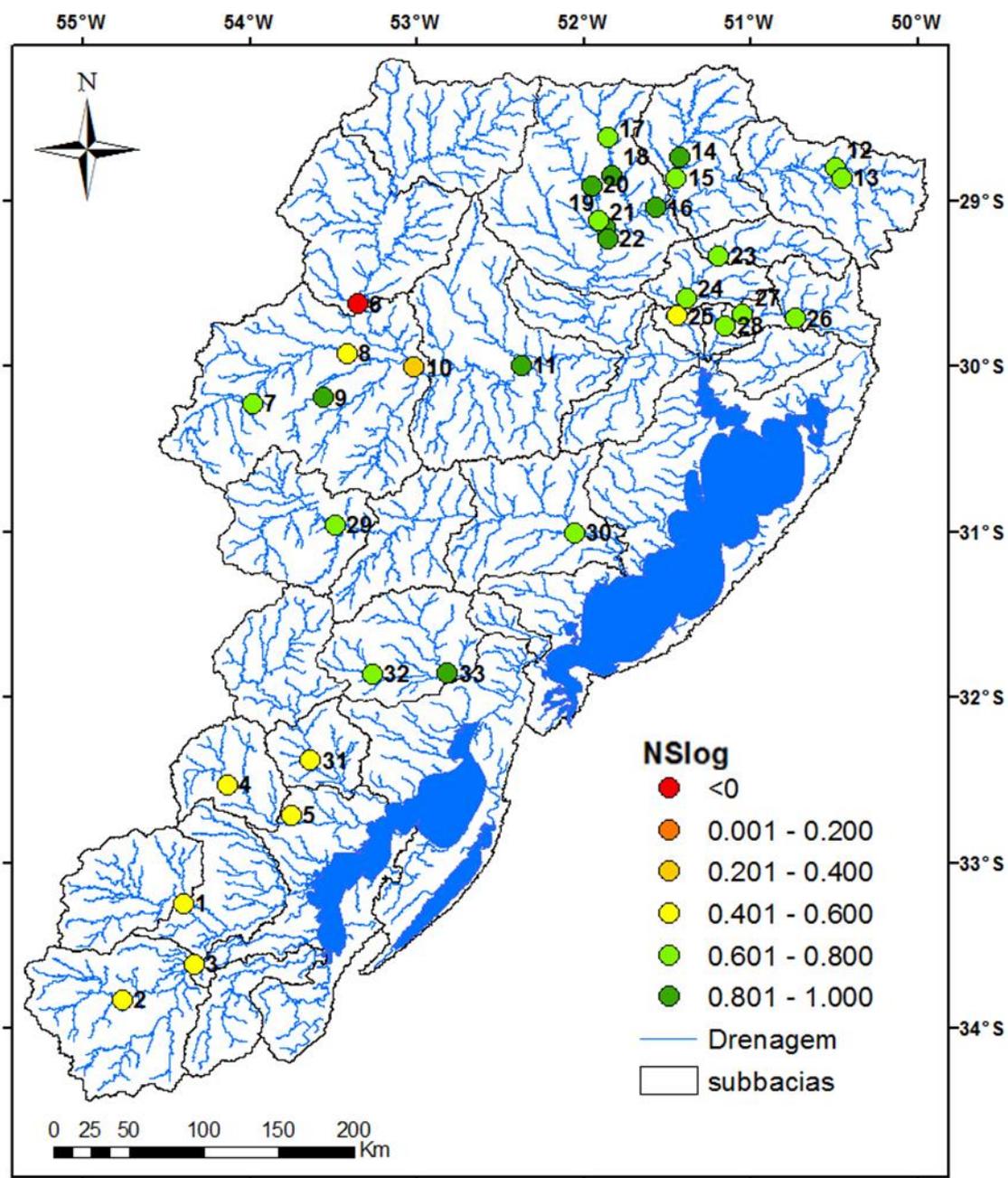


Figura 28 – Valores do coeficiente Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões.

Os valores do coeficiente NSlog estão distribuídos de forma semelhante aos de NS. A partir dos resultados de NSlog verifica-se que o modelo mostrou um desempenho considerado bom de forma geral já que na maioria dos postos os valores do coeficiente são superiores à 0,65, apresentando uma média geral de 0,67, melhor do que a referente a valores de NS. Desempenhos muito bons foram considerados à jusante do Rio Jacuí, Taquari e Piratini, com valores de NSlog superiores a 0,8. Destaca-se que o Rio Taquari apresentou valores próximos da unidade de NSlog em

praticamente toda a sua extensão. Novamente o desempenho à montante do Rio Jacuí foi o mais prejudicado, em função da não consideração do represamento no alto Jacuí. O Rio Camaquã apresentou desempenho considerado bom, com valores de NSlog acima de 0,65. A região sul da bacia novamente teve desempenho relativamente inferior, apresentando valores de NSlog entre 0,4 e 0,6.

A Figura 29 apresenta o mapa com os valores de erro relativo de volume. Novamente considerou-se que de modo geral o modelo apresentou bom desempenho. Os valores de erro de volume foram inferiores a 10% em 67% dos postos fluviométricos, apresentando uma média geral de 8,1%. Os maiores erros (entre 21% e 30%) ocorreram apenas em dois postos, na cabeceira do Rio Taquari e no Rio dos Sinos.

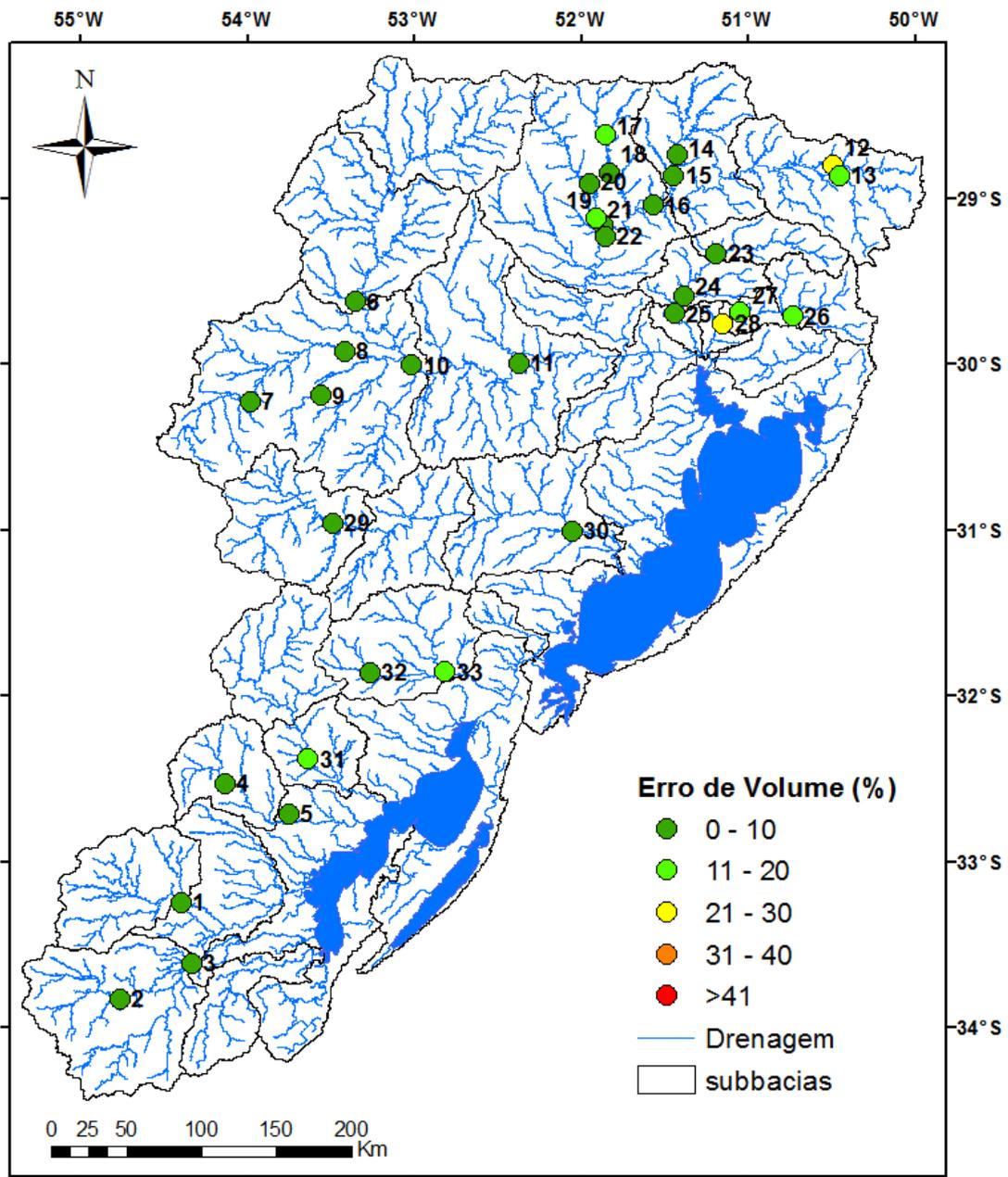


Figura 29 – Valores do erro relativo de volume.

A partir da observação das métricas de desempenho do modelo durante a calibração, acredita-se que foi obtido um bom desempenho na representação da bacia da Laguna dos Patos. Talvez este ainda possa ser melhorado futuramente, com o teste de mais informações de precipitação na região correspondente ao Uruguai, como dados de satélite.

6.1.1.2 Hidrogramas

Nessa seção serão apresentados os hidrogramas de vazões simuladas e observadas de alguns dos postos fluviométricos utilizados na calibração do modelo referentes aos principais afluentes do sistema: o Rio Jacuí, o Rio Taquari e o Rio Camaquã. Os valores observados estão em azul enquanto os valores simulados estão representados em vermelho.

6.1.1.2.1 Rio Camaquã

A Figura 30 apresenta os hidrogramas calculado e observado no Rio Camaquã no posto mais a jusante (87905000). O rio é um dos principais afluentes da bacia e deságua na região central da Laguna dos Patos. Verifica-se também nos hidrogramas, o desempenho considerado satisfatório do modelo no Rio Camaquã. Considerou-se que de modo geral o regime hidrológico é bem representado tanto para os picos de vazão quanto para a vazão de base.

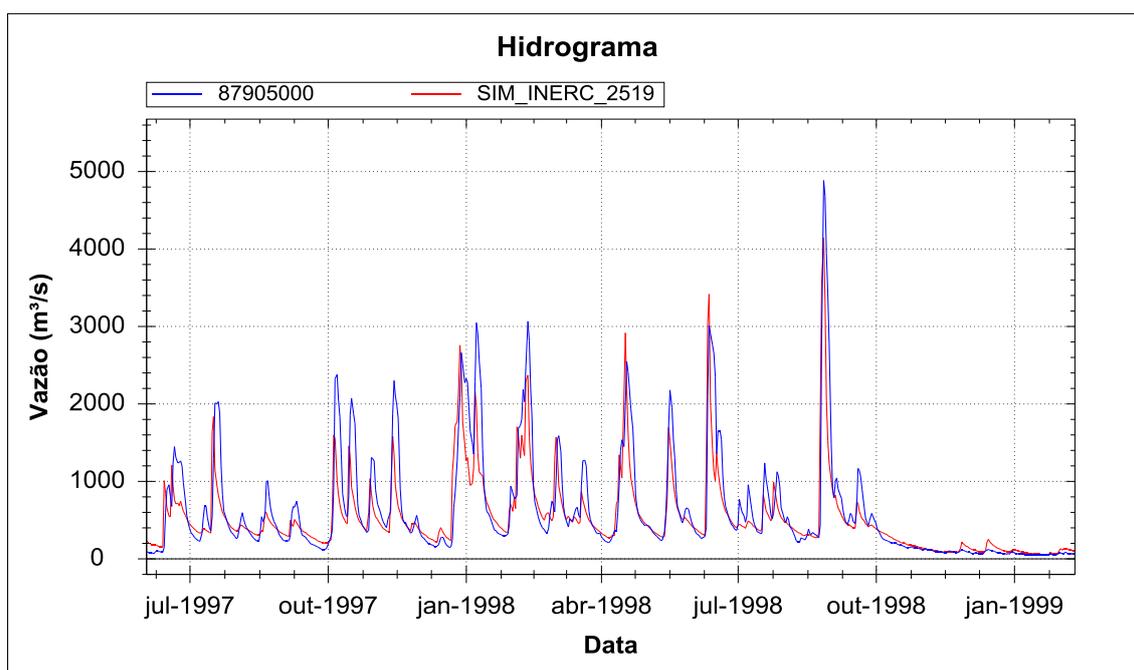


Figura 30 – Hidrogramas simulado e observado no rio Camaquã no posto de código 87905000 – Passo do Mendonça.

6.1.1.2.2 Rio Jacuí

Os hidrogramas do rio Jacuí apresentados na Figura 31 são referentes ao posto fluviométrico disponibilizado pela ANA localizado mais a jusante do rio. Verifica-se boa representação dos dados observados, demonstrando a capacidade do método inercial de simular o armazenamento em planícies, já que esse posto está localizado em uma área pouco declivosa. Lopes *et al.* (2015), ao simularem a mesma bacia com o modelo MGB-IPH utilizando o método Muskingum-Cunge obtiveram valores de NS de 0,7 nesse posto, 20% inferiores aos valores obtidos no presente estudo com a propagação inercial. Essa melhoria se deve à representação do armazenamento possibilitada por esse método de propagação (Lopes, 2015).

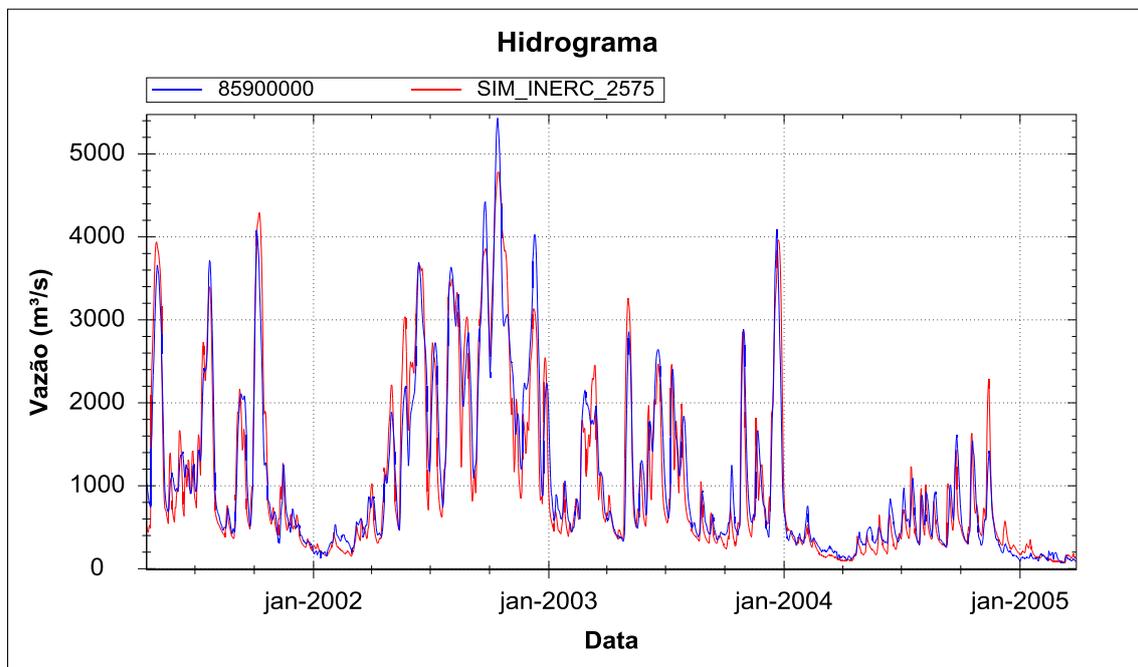


Figura 31 – Hidrogramas simulado e observado no Rio Jacuí no posto de código 85900000 – Rio Pardo.

6.1.1.2.3 Rio Taquari

O Rio Taquari é um dos principais afluentes da Laguna dos Patos, representando um comportamento hidrológico, em função das características físicas de sua bacia, muito diferente do baixo e médio Rio Jacuí. Enquanto o primeiro se encontra em uma região montanhosa o que, em conjunto com a ocorrência de solos rasos, torna a resposta de sua bacia muito rápida a eventos de chuva, o segundo, em sua porção baixa e média, compreende áreas mais planas, apresentando assim

hidrogramas mais suaves com picos mais arredondados (Lopes, 2015). Os hidrogramas representados na Figura 32 são referentes ao posto localizado na cidade de Encantado, sendo este o posto mais à jusante disponível na bacia do Rio Taquari com dados no período de calibração. Verifica-se visualmente nos hidrogramas o bom desempenho considerado pela análise das métricas detalhadas na seção anterior.

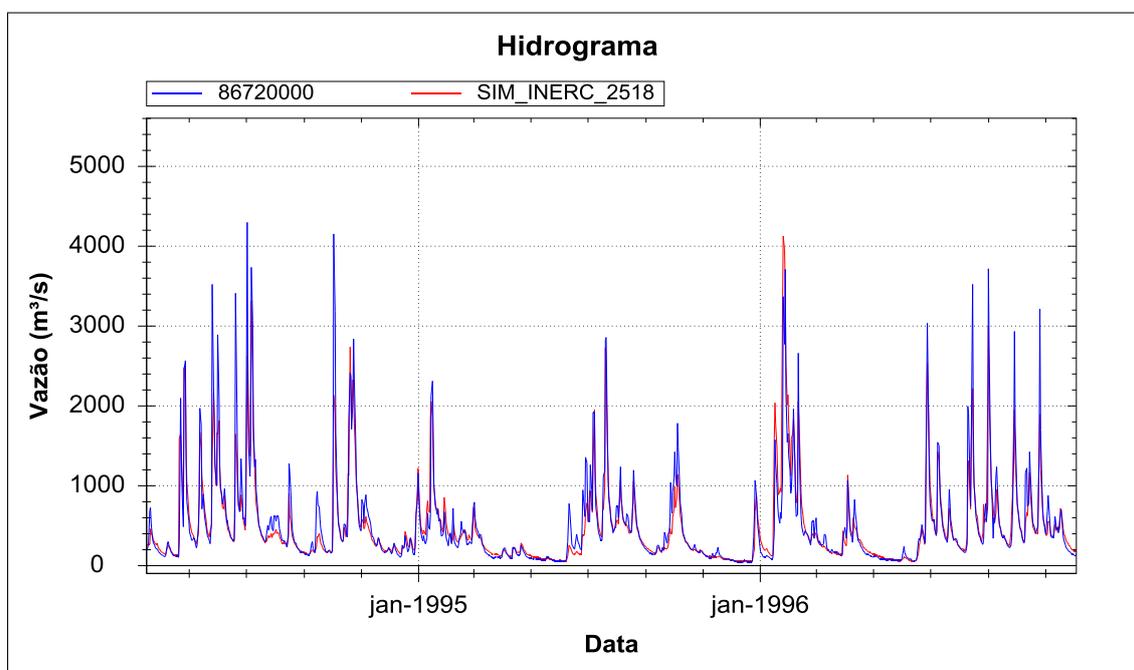


Figura 32 - Hidrogramas simulado e observado no Rio Taquari no posto 86720000 - Encantado.

Cabe ressaltar que, apesar da representação simplificada da Lagoa Mirim e do canal de São Gonçalo, a vazão média de 690 m³/s (1990-2010) afluente a laguna simulada no canal é comparável ao valor estimado por Oliveira *et al.* (2015) de 591 m³/s (2009-2011). Devido à simplificação na representação morfológica dessa parte sistema, não foram realizadas análises comparativas de valores de vazão máxima e mínima.

6.1.2 Resultados de validação

Nos próximos itens são descritos os resultados referentes às vazões simuladas para o período de validação.

6.1.2.1 Métricas de desempenho

A Tabela 3 apresenta as métricas de desempenho para todos os postos analisados no período de validação, assim como informações sobre os postos. Os mapas com as métricas de desempenho resultantes do processo de validação então representados nessa seção. A Figura 33 apresenta os coeficientes de eficiência de Nash-Sutcliffe relativos à comparação entre a simulação e os dados observados nos postos fluviométricos durante o período de validação.

Tabela 3 – Postos e métricas correspondentes no período de validação.

ID	Código	Nome	Área (km ²)	Rio	NS	NSlog	ΔV(%)
1	10	PUENTE RUTA 8 (VIEJA)	4676	RÍO OLIMAR GRANDE	0,534	0,539	-5,9
2	14	PICADA DE CORBO	2899	RÍO CEBOLLATÍ	0,387	0,431	6,2
3	15	PASO AVERÍAS	7865	RÍO CEBOLLATÍ	0,419	0,227	32,8
4	96	PASO BORCHES	1425	RÍO TACUARÍ	0,466	0,452	-5,1
5	97	PASO DRAGÓN	3540	RÍO TACUARÍ	0,441	0,498	-10,0
6	85400000	DONA FRANCISCA	14000	RIO JACUÍ	0,481	0,369	-3,0
7	85480000	PASSO DO ROCHA	2970	RIO VACACAÍ	0,627	0,655	-5,6
8	85600000	PASSO DAS TUNAS	6780	RIO VACACAÍ	0,733	0,665	3,6
9	85623000	S. SEPÉ – MONTANTE	690	RIO SÃO SEPÉ	0,706	0,836	-15,3
10	85642000	P. SÃO LOURENÇO	27300	RIO JACUÍ	0,606	0,598	4,2
11	85900000	RIO PARDO	38700	RIO JACUÍ	0,872	0,818	-4,0
12	86100000	PASSO DO GABRIEL	1820	RIO DAS ANTAS	0,519	0,710	8,6
13	86160000	PASSO TAINHAS	1120	RIO TAINHAS	0,731	0,722	0,9
14	86410000	P. BARRA DO GUAIAVEIRA	2820	RIO TURVO	0,796	0,873	-11,3
15	86440000	PASSO DO PRATA	3600	RIO PRATA	0,789	0,871	-14,9
16	86470000	PONTE DO RIO DAS ANTAS	12500	RIO DAS ANTAS	0,757	0,799	-0,9
17	86480000	PASSO MIGLIAVACA	1330	RIO CARREIRO	0,790	0,853	-3,9
18	86500000	PASSO CARREIRO	1820	RIO CARREIRO	0,765	0,852	-3,9
19	86510000	MUÇUM	16000	RIO TAQUARI	0,860	0,824	11,8
20	86560000	LINHA COLOMBO	2030	RIO GUAPORÉ	0,809	0,830	-9,5
21	86580000	SANTA LÚCIA	2470	RIO GUAPORÉ	0,807	0,872	-10,7
22	86720000	ENCANTADO	19100	RIO TAQUARI	0,847	0,898	-8,5
23	87160000	NOVA PALMIRA	2030	RIO CAÍ	0,693	0,548	26,8
24	87170000	BARCA DO CAÍ	3030	RIO CAÍ	0,631	0,683	0,0
25	87270000	PASSO MONTENEGRO	4360	RIO CAÍ	0,632	0,547	9,6
26	87380000	CAMPO BOM	2900	RIO DOS SINOS	0,559	0,794	-5,0
27	87382000	SÃO LEOPOLDO	3130	RIO DOS SINOS	0,532	0,735	-12,5
28	87590000	PASSO DO CAÇÃO	4080	RIO CAMAQUÃ	0,487	0,646	-5,3
29	87905000	PASSO DO MENDONÇA	15600	RIO CAMAQUÃ	0,660	0,690	6,4
30	88575000	CERRO CHATO	1050	ARROIO BASÍLIO	0,608	0,719	-15,4
				Média	0,651	0,685	8,72*
NS = Coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe				Valor máximo	0,872	0,898	32,78*
NSlog = Coeficiente de Nash-Sutcliffe do logarítmo das vazões				Valor Mínimo	0,387	0,227	0,04*
ΔV(%) = Erro de volume				Desvio Padrão	0,141	0,168	7,03*
*Estatística calculada com base nos valores absolutos							

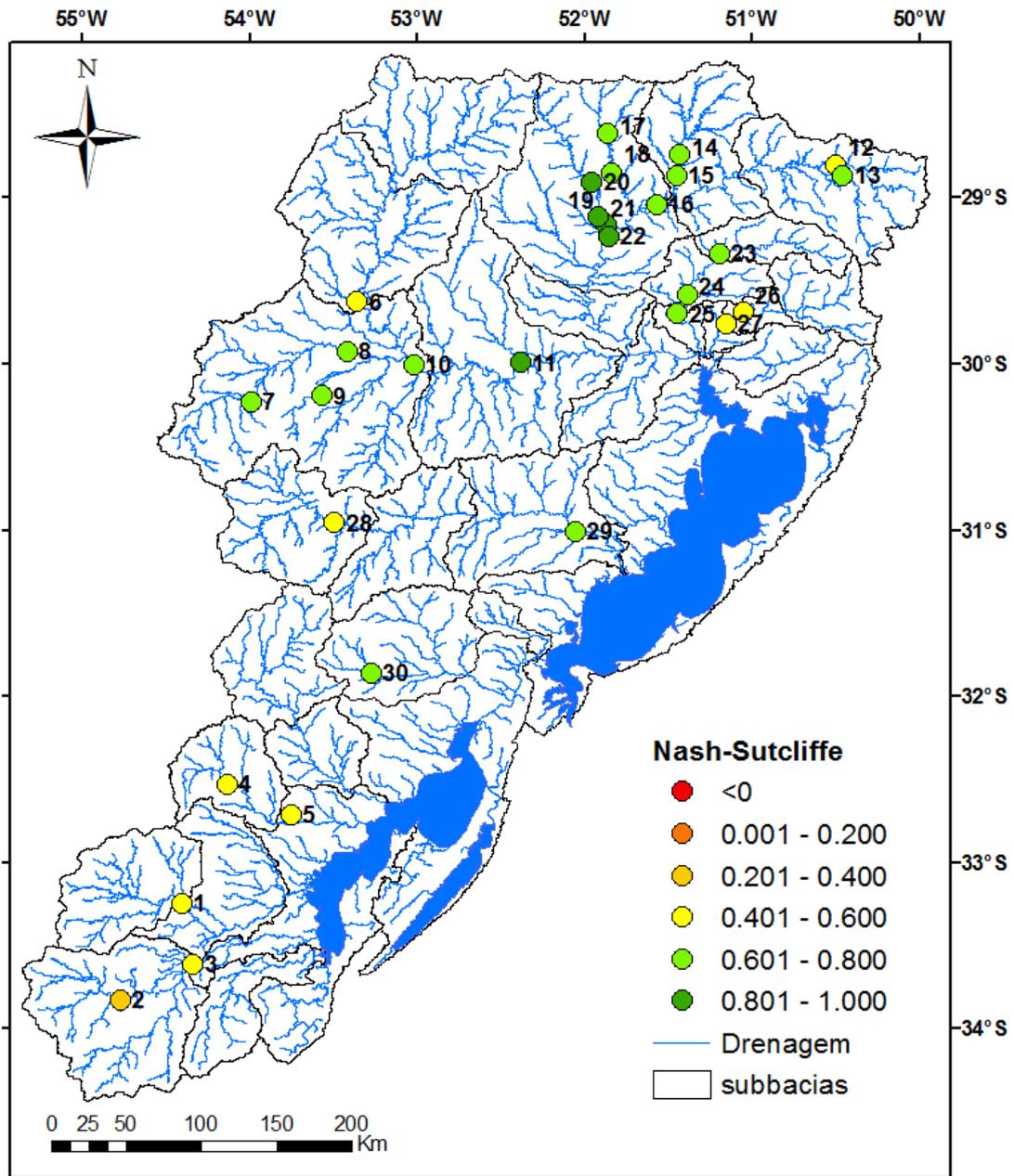


Figura 33 – Coeficientes de Nash-Sutcliffe (NS) para o período de validação.

Os coeficientes NS no período de validação resultaram em valores muito semelhantes aos da calibração, apresentando um desempenho geral considerado bom, uma vez que a média dos valores de NS em todos os postos resultou em 0,65. Houve ainda uma melhora nos valores referentes ao Alto Jacuí (de NS 0,11 para NS 0,48). A simulação nos postos mais a jusante dos rios Jacuí (85900000) e Taquari (86720000) mostraram resultados avaliados como muito bons, acima de 0,8. Sendo que o resultado do coeficiente no posto mais a jusante do Rio Camaquã (87905000) foi

considerado bom. O sul da bacia apresentou novamente desempenho menos satisfatório que as outras porções da bacia.

A Figura 34 apresenta os coeficientes de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões (NSlog) para o período de validação.

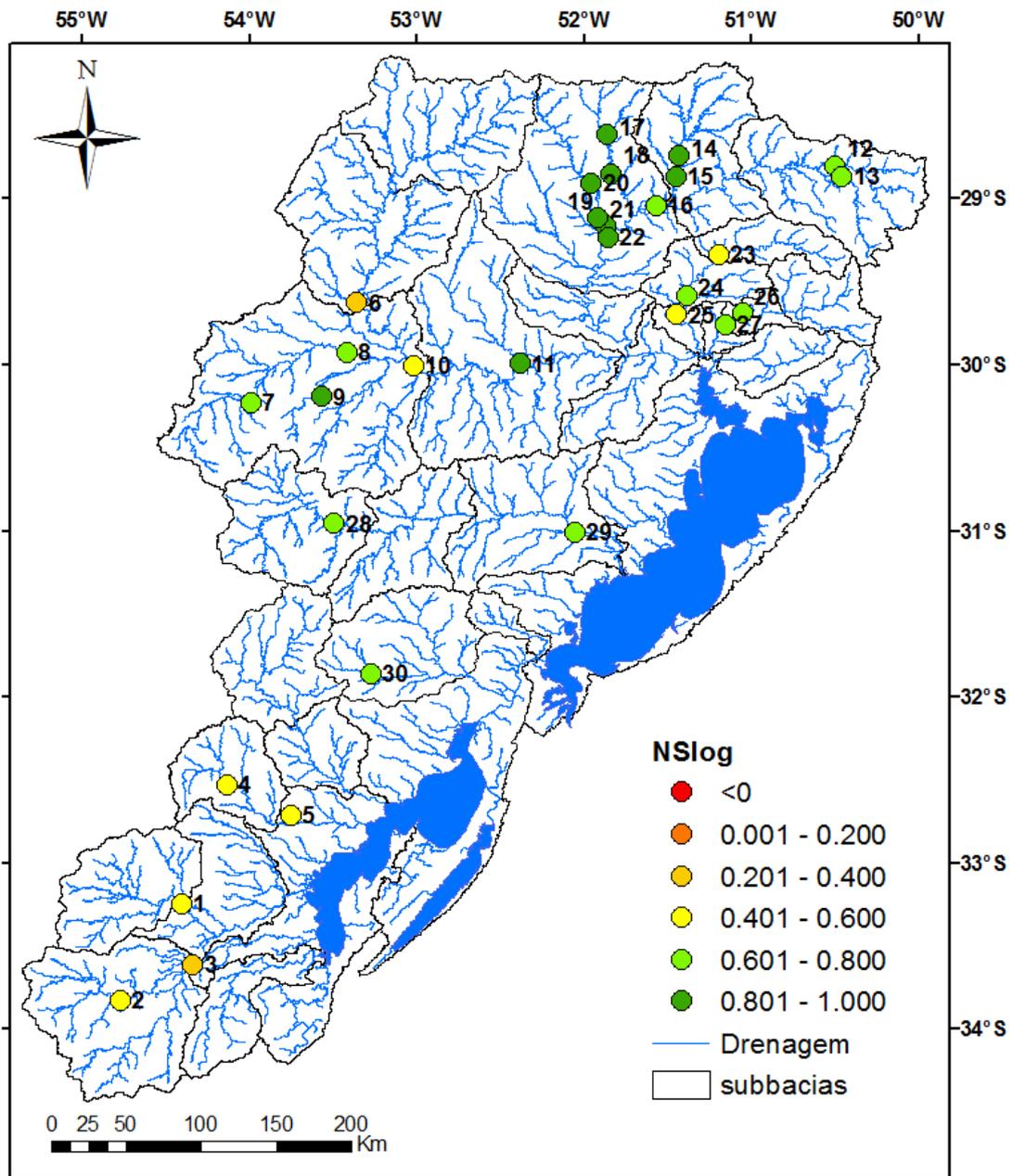


Figura 34 – Coeficientes de Nash-Sutcliffe do logaritmo das vazões para o período de validação.

Os resultados da validação referentes à métrica NSlog apresentaram valores semelhantes aos da calibração. Os valores calculados são superiores a 0,6 para a maioria dos postos fluviométricos analisados. Assim como o coeficiente NS, o NSlog apresentou melhora significativa na validação em relação à calibração para a região do Alto Jacuí. Novamente as simulações no Rio Taquari e Jacuí resultaram em valores altos dessa métrica na porção mais a jusante (acima de 0,8). A região do Uruguai continua com desempenho prejudicado, sendo que o posto no Rio Cebollati apresentou piora.

A Figura 35 apresenta os valores de erro relativo de volume (valor absoluto) para o período de validação.

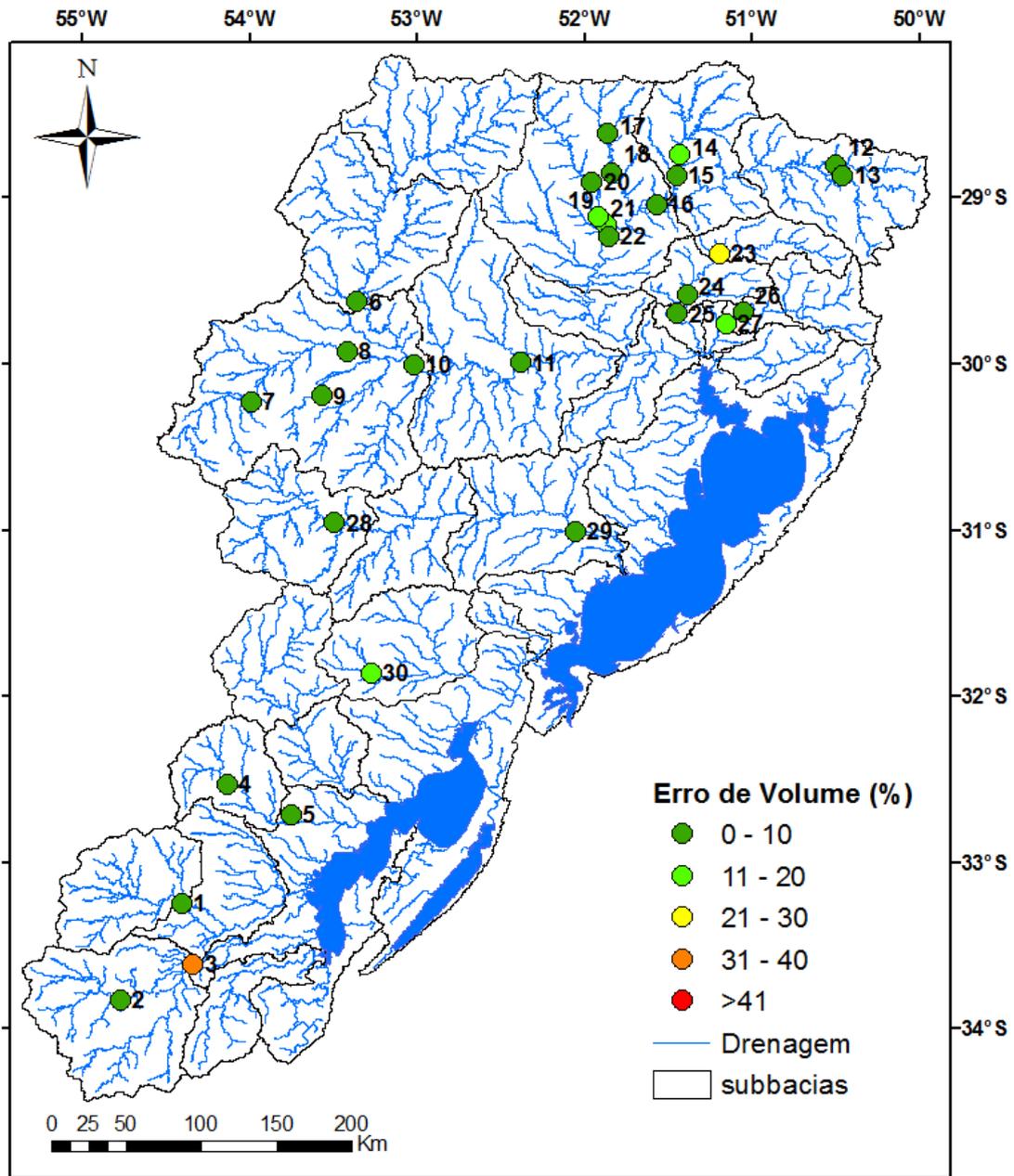


Figura 35 – Erro de volume para o período de validação.

Assim como na calibração, por meio da análise dos erros de volume obtidos do período de validação, considerou-se que o modelo desempenhou bem. Na maior parte dos pontos o erro de volume ficou abaixo de 10%. Aqui também houve uma piora para o rio Cebollati, onde o erro foi de 33%.

Considerou-se um bom desempenho do modelo de forma geral para o período de validação, apresentando métricas similares às obtidas durante a calibração.

Observou-se ainda uma melhor representação referente às métricas NS e NSlog, uma vez que a média dos valores das mesmas em todos os postos apresentou melhora no período de validação. Esse resultado sugere que o modelo foi calibrado de forma fisicamente coerente e, portanto, está apto para ser utilizado em qualquer período.

6.1.2.2 Hidrogramas

Os hidrogramas de validação serão apresentados no item a seguir para os mesmos postos apresentados para o período de calibração.

6.1.2.2.1 Rio Camaquã

A Figura 36 representa os hidrogramas referentes ao mesmo posto no Rio Camaquã apresentado no item do processo de calibração.

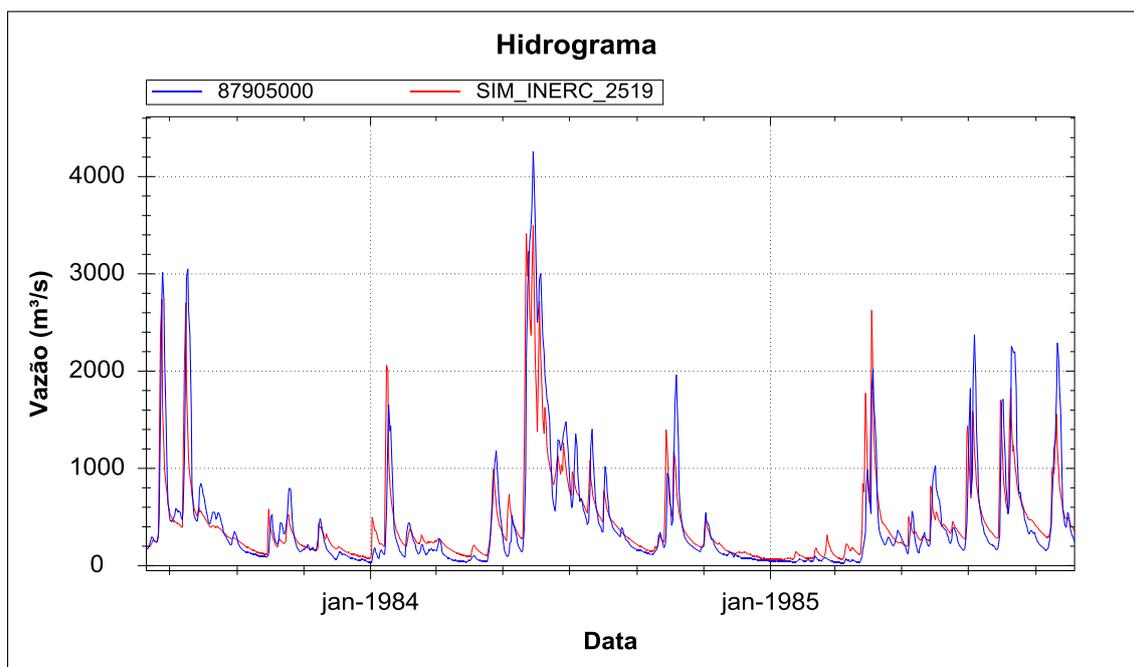


Figura 36 – Hidrogramas simulado e observado no Rio Camaquã no posto de código 87905000 – Passo do Mendonça.

Verifica-se um desempenho menos satisfatório em relação ao período da calibração nesse posto, o que é confirmado pelos valores de NS e NSlog representados na Tabela 2 e na Tabela 3.

6.1.2.2.2 Rio Jacuí

Na Figura 25 são apresentados os hidrogramas referentes ao posto mais à jusante do rio.

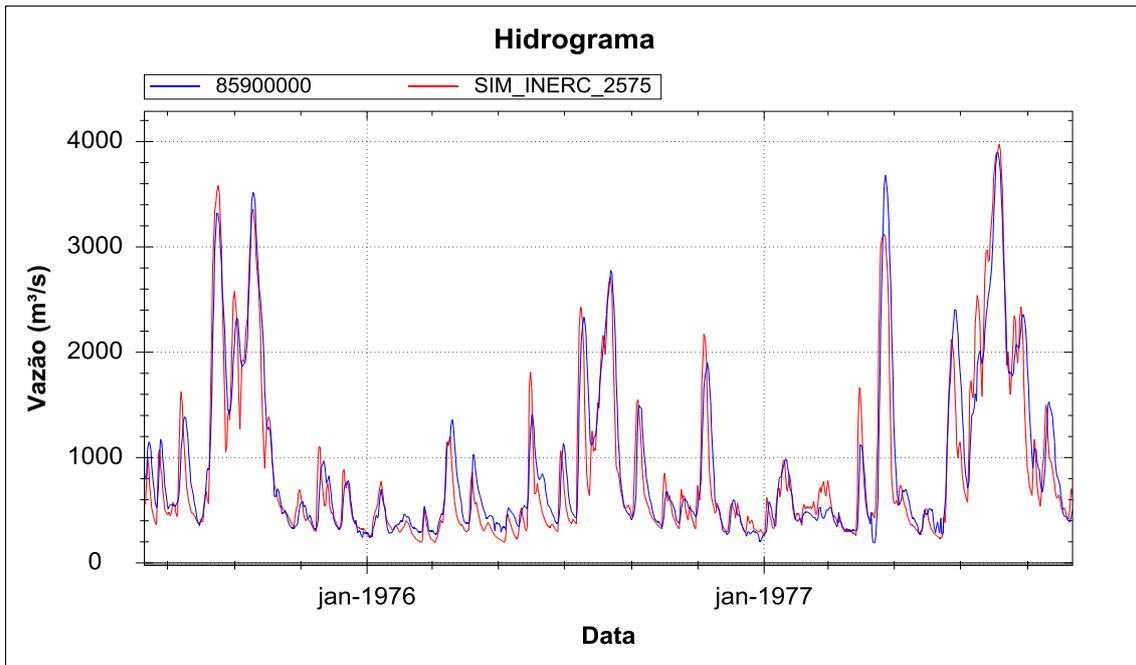


Figura 37 - Hidrogramas simulado e observado no Rio Jacuí no posto de código 85900000 – Rio Pardo.

Verifica-se uma melhora no desempenho do modelo no período e validação no posto mais a jusante do rio (85900000). Essa afirmativa pode ser justificada não só pela análise qualitativa dos hidrogramas, mas pelas métricas apresentadas na Tabela 2 e na Tabela 3.

6.1.2.2.3 Rio Taquari

Os hidrogramas simulado e observado no rio Taquari estão representados na Figura 38 em Encantado.

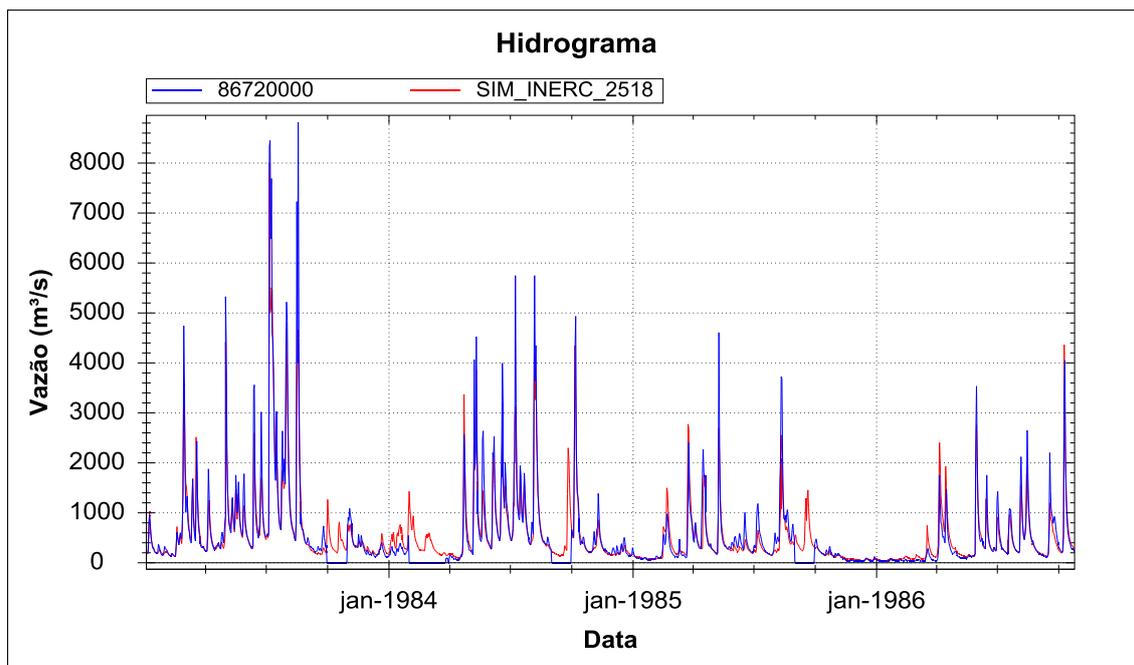


Figura 38 - Hidrogramas simulado e observado no Rio Taquari no posto 86720000 – Encantado.

Pode ser observada uma boa correspondência entre os dados observados de vazão e as vazões simuladas pelo modelo. O desempenho da simulação nesse posto apresentou uma melhora com relação às métricas no período de validação. Cabe ressaltar que existem falhas nos dados observados no posto Encantado no período de validação, visíveis na Figura 38.

6.1.3 Níveis d'água no Guaíba e na Laguna dos Patos – Período de Calibração

Nesse item são apresentados os resultados das métricas de desempenho e da comparação dos cotogramas observados e simulados referentes aos postos representados na Figura 9.

6.1.3.1 Métricas de desempenho no período de calibração

A Tabela 4 mostra as métricas de desempenho das anomalias dos níveis d'água simulados na Laguna dos Patos e no Lago Guaíba. Os valores de NS estão na ordem de 0,7 para os postos a montante de Rio Grande, o qual apresentou valores na ordem de 0,29. Valores de RMSE variam de 12,8 cm em Laranjal a 22,6 cm no posto Cristal, sendo que há uma tendência de diminuição do RMSE no sentido de montante para jusante considerando os 7 primeiros postos mais a montante. Considerando as amplitudes das anomalias e desconsiderando o posto de Rio Grande Regatas, os

valores de RMSE representam um erro na ordem de 10%. Os piores resultados em Rio Grande Regatas podem estar relacionados a não representação de efeitos de maré ou da operação comporta do canal de São Gonçalo no exutório da lagoa mirim, que não foi representado neste estudo por não fazer parte do escopo.

Estes resultados de anomalias de níveis de água foram considerados aceitáveis em todos os postos com exceção de Rio Grande. Os mesmos estão na mesma faixa que os resultados apresentados por Cavalcante e Mendes (2014) com o modelo IPH-A, embora as condições de contorno utilizadas pelos pesquisadores tenham sido dados observados de níveis e vazões. Os resultados de NS obtidos na presente aplicação estão na faixa de 0,66 a 0,73, considerando somente os mesmos postos utilizados por Cavalcante e Mendes (2014), que obteve valores na faixa de 0,58 a 0,89. Ressalta-se aqui que os desempenhos das métricas obtidas no presente estudo e das métricas obtidas pelo estudo de Cavalcante e Mendes (2014) foram considerados semelhantes, mesmo não sendo utilizada condição de contorno de vazões e níveis no presente trabalho, sendo que os resultados aqui obtidos são provenientes da transformação de chuva em vazão e depois propagação no modelo hidrológico, e sem consideração do vento ou da maré.

Tabela 4 – métricas de desempenho da comparação entre as anomalias dos níveis simulados e observados nos corpos d'água para o período de calibração.

Postos	NS	NSm	RMSE (m)	R
Ilha da Pintada	0,743	0,361	0,190	0,862
Cristal	0,659	0,280	0,226	0,812
Ipanema	0,707	0,298	0,183	0,841
Ponta dos Coatis	0,707	0,286	0,181	0,841
Arambaré	0,732	0,380	0,151	0,863
São Lourenço	0,725	0,162	0,147	0,861
Laranjal	0,699	0,110	0,128	0,838
Rio Grande Regatas	0,289	0,007	0,158	0,543
Média	0,658	0,235	0,170	0,808
Média 7 postos*	0,710	0,268	0,172	0,845

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Verifica-se o desempenho consideravelmente inferior do Nash-Sutcliffe das anomalias em relação a médias móveis, o que indica que as oscilações de níveis que ocorrem em escala de tempo menores não são representadas adequadamente.

6.1.3.2 Cotagramas no período de calibração

Os cotogramas das anomalias dos níveis simulados e observados para as 8 estações linimétricas com localização apresentada na Figura 9 estão representados desde a

Figura 39 à

Figura 46, na ordem de montante para jusante do complexo do Lago Guaíba e Laguna dos Patos. O mesmo período foi considerado para visualização dos resultados em todos os postos para permitir a comparação direta entre eles.

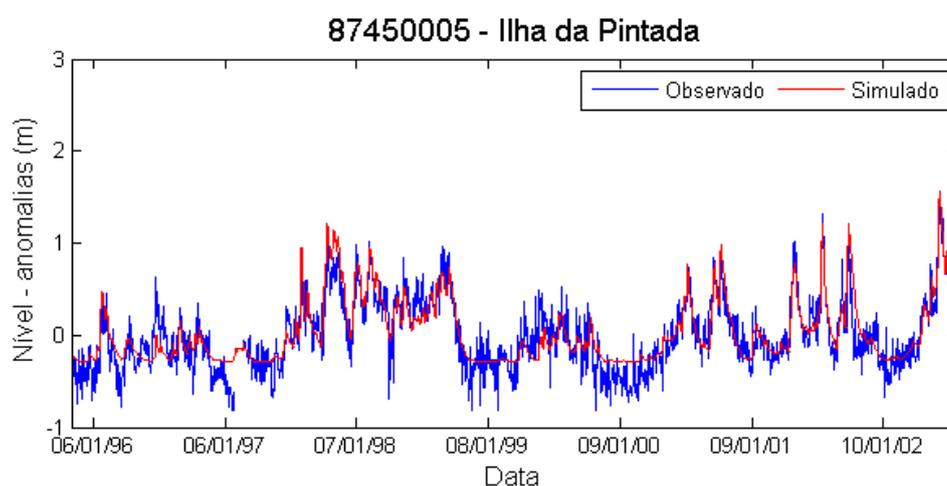


Figura 39 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto na Ilha da Pintada.

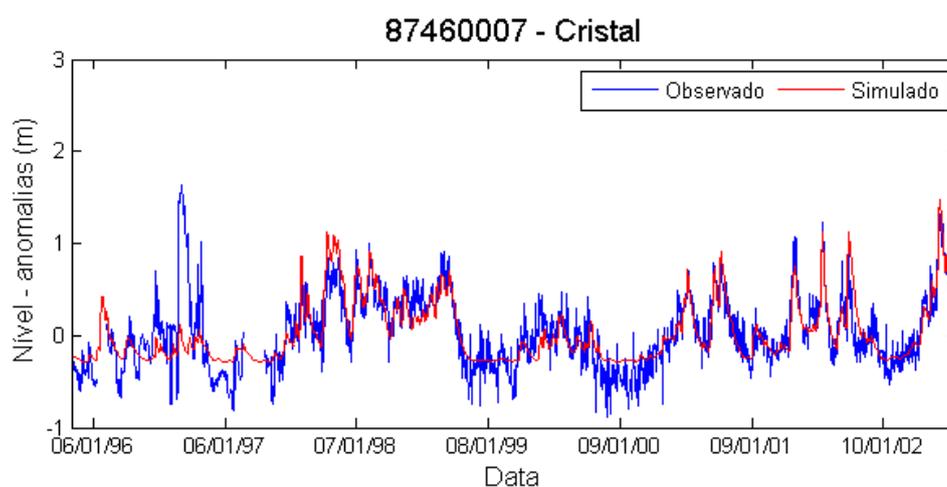


Figura 40 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Cristal em Porto Alegre.

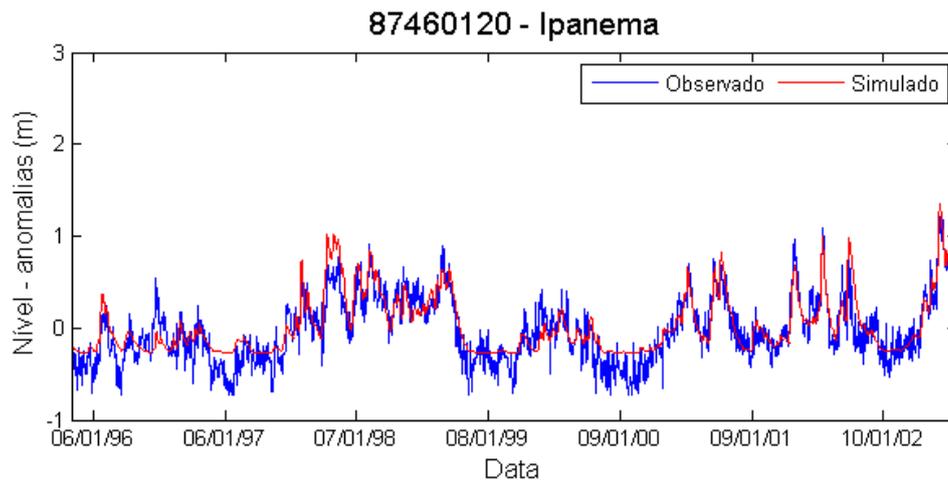


Figura 41 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Ipanema em Porto Alegre.

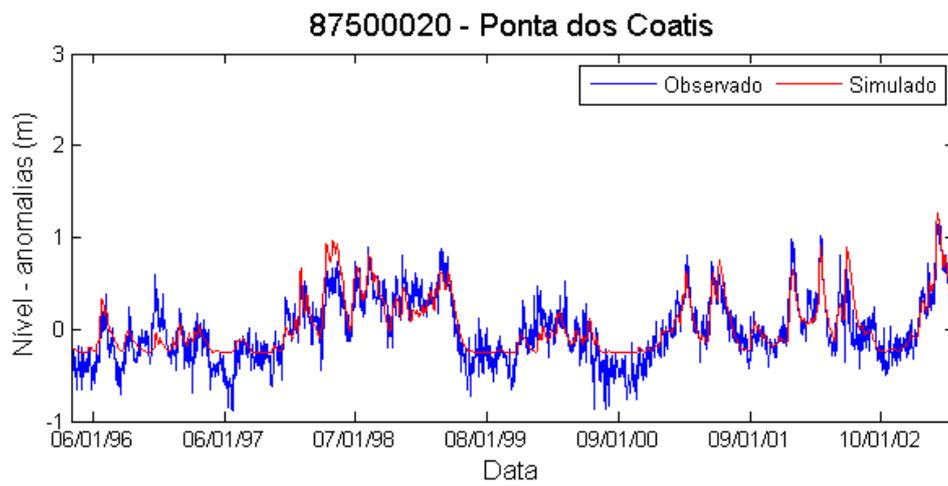


Figura 42 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto referente à Ponta dos Coatis.

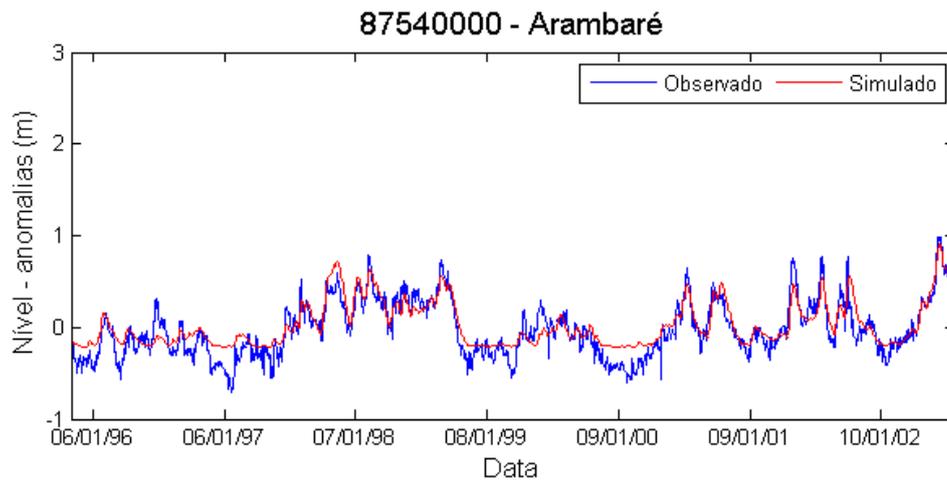


Figura 43 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto referente à Arambaré.

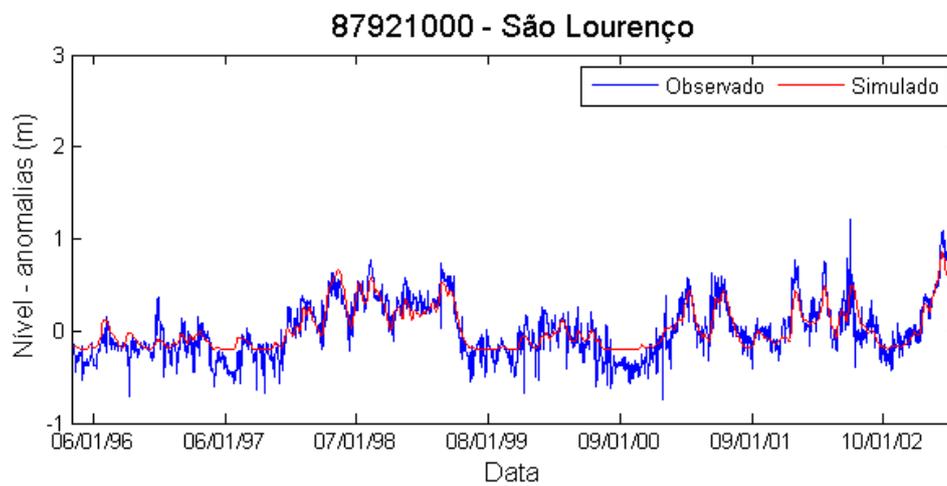


Figura 44 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em São Lourenço.

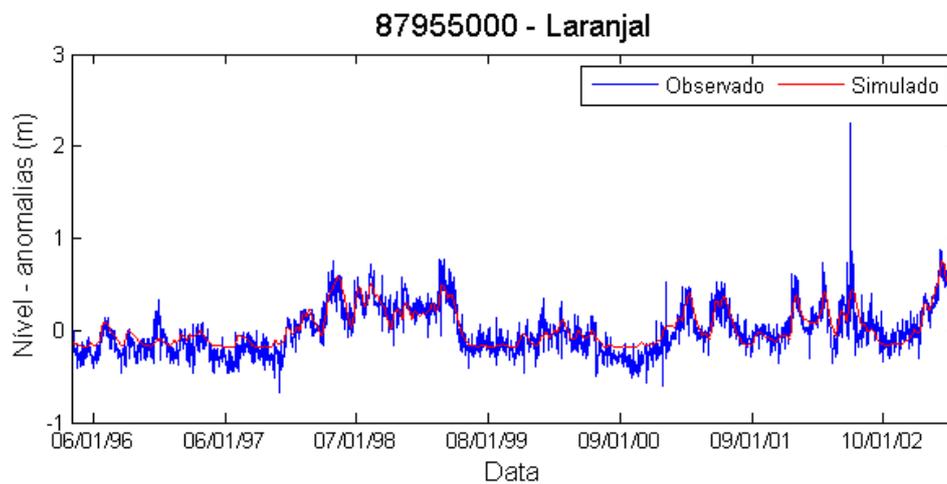


Figura 45 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em Laranjal.

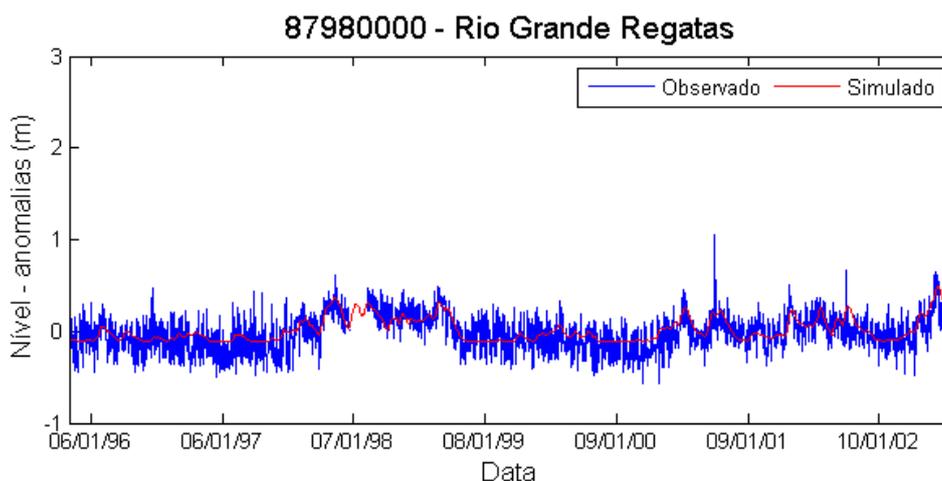


Figura 46 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto de Rio Grande Regatas.

Por meio da análise dos cotogramas, avaliou-se boa concordância entre as anomalias dos níveis simulados e observados principalmente nos 7 primeiros postos, justificada pelos valores obtidos das métricas de desempenho. Uma vez que a influência do vento e das marés ainda não é contemplada nessa fase, os níveis simulados pelo modelo servem para estimar a influência das vazões nos níveis da laguna de forma isolada.

Verifica-se que os resultados obtidos estão de acordo com a literatura, já que a descarga fluviométrica foi visualizada como a principal responsável pela variação média dos níveis em escala sazonal na laguna, assim como descrito por Möller *et al.*, (2001). As oscilações dos níveis referentes a escalas de tempo menores, chamadas no presente trabalho de “oscilações de alta frequência”, são causadas principalmente pelo vento (Möller *et al.*, 2001, 1996), objeto de estudo das próximas fases dessa pesquisa. Os baixos valores de NSm apresentados na Tabela 4 estão de acordo com essa observação.

Verifica-se que as anomalias dos níveis d’água a montante tem maior variabilidade do que à jusante, tanto nos cotogramas simulados quanto nos observados. Ou seja, amplitude dos valores das anomalias é amortecida conforme se percorre a laguna para jusante, desde cerca de 2 m na Ilha da Pintada a cerca de 0,5 m em Rio Grande. A tendência de diminuição do RMSE para jusante comentada pode

estar relacionada com esse fato, já que as outras métricas apresentam valores semelhantes para os 7 postos mais a montante.

6.1.4 Áreas alagadas

A Figura 47 representa a área alagada durante a estiagem, tanto do Lago Guaíba quanto da Laguna dos Patos para o dia 3 de fevereiro de 2007. Verifica-se que, mesmo em um período de estiagem, o modelo inundou toda a área da Laguna dos Patos e do Lago Guaíba o que mostra uma representação realista do sistema. A região próxima ao Canal de São Gonçalo foi inundada apesar de isso não ter ocorrido de acordo com a imagem de satélite, nesse caso uma calibração mais detalhada da morfologia do canal deve ser levada em consideração em aplicações futuras, assim como a introdução de regras de operação da barragem existente no canal. Ainda, para esse período, verificou-se que a lagoa mangueira não foi devidamente inundada, fato que pode ser corrigido com a calibração das características morfológicas dos corpos d'água nessa região.

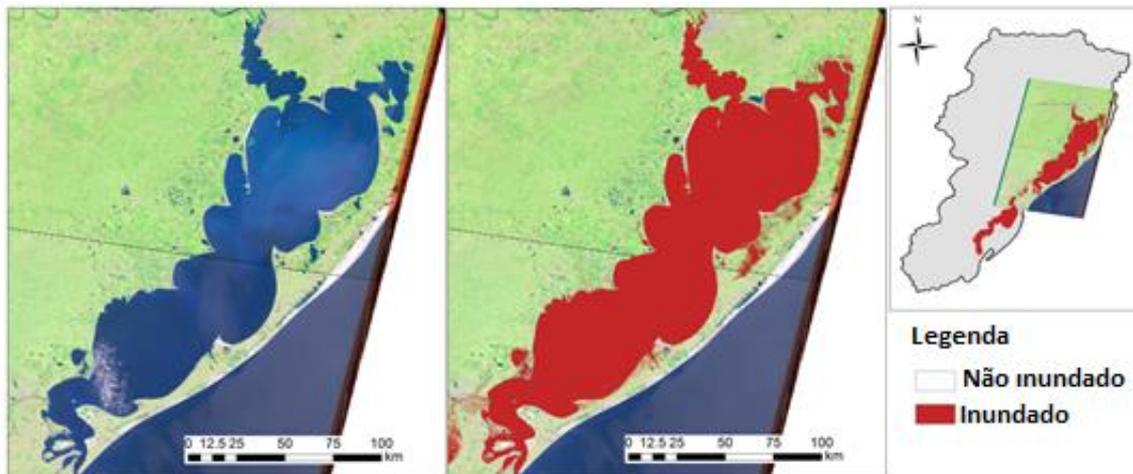


Figura 47 – Comparação área alagada simulada (em vermelho na imagem à esquerda) x imagem de satélite (imagem à direita) para o dia 3 de fevereiro de 2007 na Laguna dos Patos e Lago Guaíba.

As figuras a seguir representam a porção norte da Laguna dos Patos, o Lago Guaíba e os seus afluentes para um período de cheia, sendo que a Figura 48 apresenta a Figura 49 com foco nos afluentes do lago Guaíba.

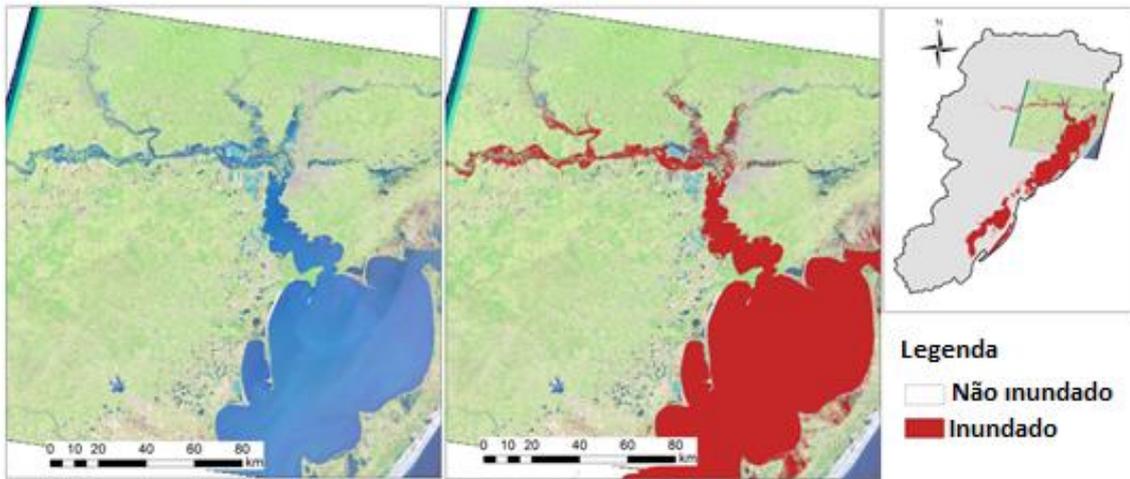


Figura 48 – Comparação área alagada simulada (em vermelho na imagem à esquerda) x imagem de satélite (imagem à direita) para o dia 1º de outubro de 2007 no Lago Guaíba e afluentes e Laguna dos Patos.

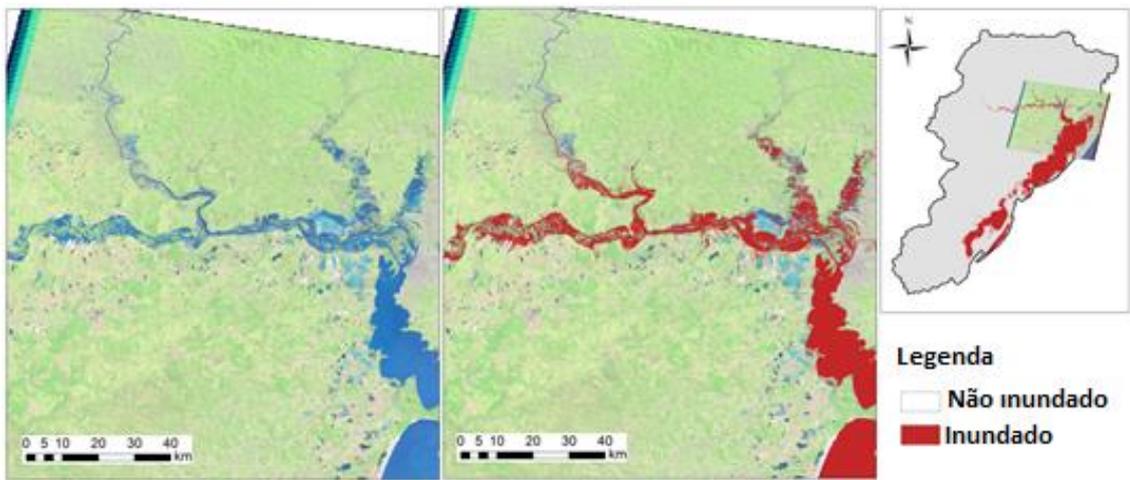


Figura 49 – Comparação área alagada simulada (em vermelho na imagem à esquerda) x imagem de satélite (imagem à direita) para o dia 1º de outubro de 2007 no Lago Guaíba e afluentes.

Por meio das figuras verifica-se que o modelo representa bem as áreas alagadas nos rios Jacuí e Taquari e também na porção a jusante do Rio dos Sinos e Rio Caí. No entanto, a representação das porções mais a montante do Rio dos Sinos e a representação no Rio Gravataí não apresentam a extensão da área alagada esperada, isso pode ser devido a uma calibração menos representativa nesses locais, em função da falta de postos fluviométricos. Cabe ressaltar que por meio da análise visual qualitativa das figuras desse item considerou-se que o sistema foi representado de forma satisfatória.

6.1.5 Níveis d'água no Guaíba e na Laguna dos Patos – Período de Validação

Nesse item são apresentados os resultados no período de validação por meio da mesma estrutura do item 6.1.3.

6.1.5.1 Métricas de desempenho no período de validação

A Tabela 5 apresenta os valores referentes às métricas de desempenho calculadas no período de validação:

Tabela 5 - métricas de desempenho da comparação entre as anomalias dos níveis simulados e observados nos corpos d'água para o período de calibração.

Postos	NS	NSm	RMSE (m)	R
Ilha da Pintada	0,634	0,406	0,237	0,797
Cristal	0,772	0,369	0,201	0,879
Ipanema	0,765	0,335	0,200	0,875
Ponta dos Coatis	0,709	0,311	0,186	0,850
Arambaré	0,769	0,357	0,147	0,883
São Lourenço	0,678	0,162	0,191	0,843
Laranjal	0,672	0,130	0,132	0,828
Rio Grande Regatas	0,110	0,015	0,213	0,346
Média	0,638	0,261	0,188	0,788
Média 7 postos*	0,714	0,296	0,185	0,851

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Verifica-se que as métricas no período de validação apresentaram valores muito semelhantes às métricas calculadas no período de calibração, o que foi considerado um bom resultado. Os valores de NS nos postos, sem considerar Rio Grande Regatas, variaram entre 0,634 e 0,772. Valores de RMSE oscilaram entre 0,132 e 0,237.

Os postos de Arambaré e Cristal apresentaram melhora de todas as métricas no período de validação, enquanto os postos Ilha da Pintada, São Lourenço, Laranjal e Rio Grande Regatas apresentaram valores um pouco piores das métricas, dos quais, os referentes a Rio Grande Regatas apresentaram piora mais significativa. O posto de Ipanema mostrou melhor desempenho em todas as métricas com exceção do RMSE, enquanto o posto da Ponta dos Coatis não apresentou diferença significativa das métricas no período de validação.

6.1.5.2 Cotogramas no período de validação

Os resultados de comparação das anomalias dos níveis observados e simulados estão representados desde a Figura 50, que representa o posto da Ilha da Pintada, à Figura 57, que representa o posto de Rio Grande Regatas, em ordem de montante para jusante.

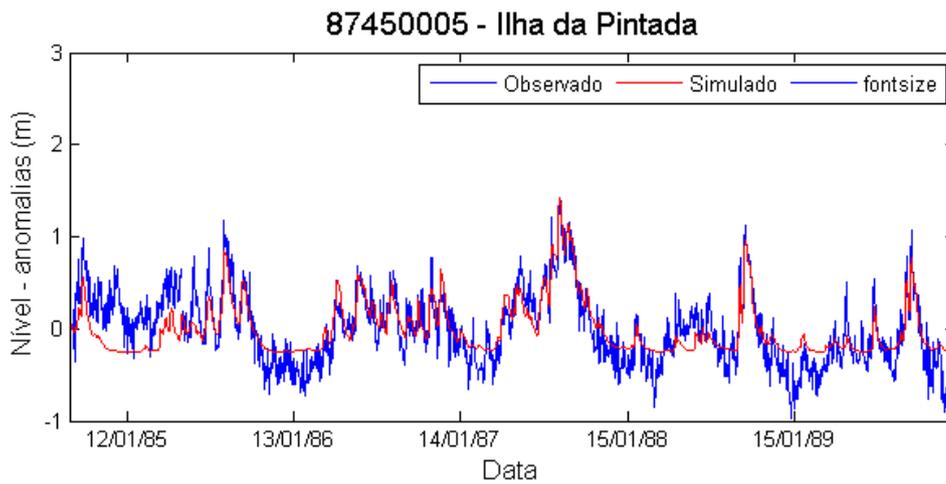


Figura 50 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto na Ilha da Pintada no período de validação.

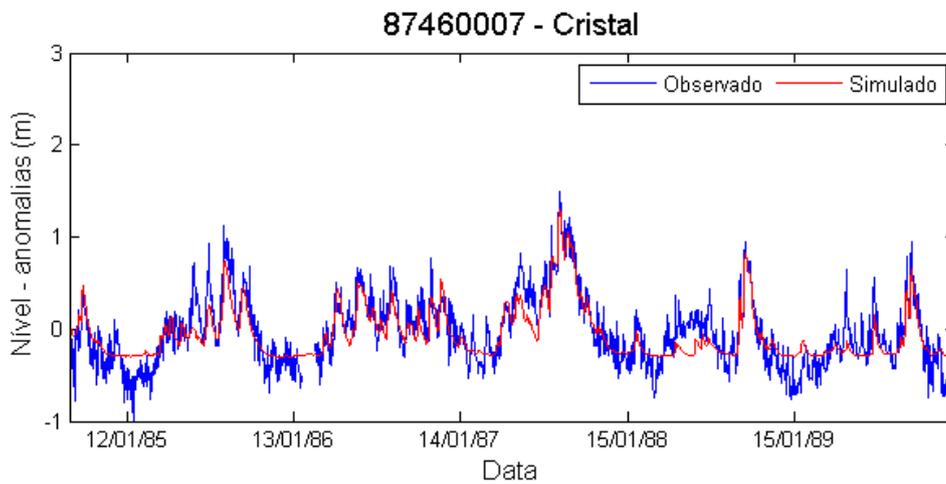


Figura 51 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Cristal em Porto Alegre no período de validação.

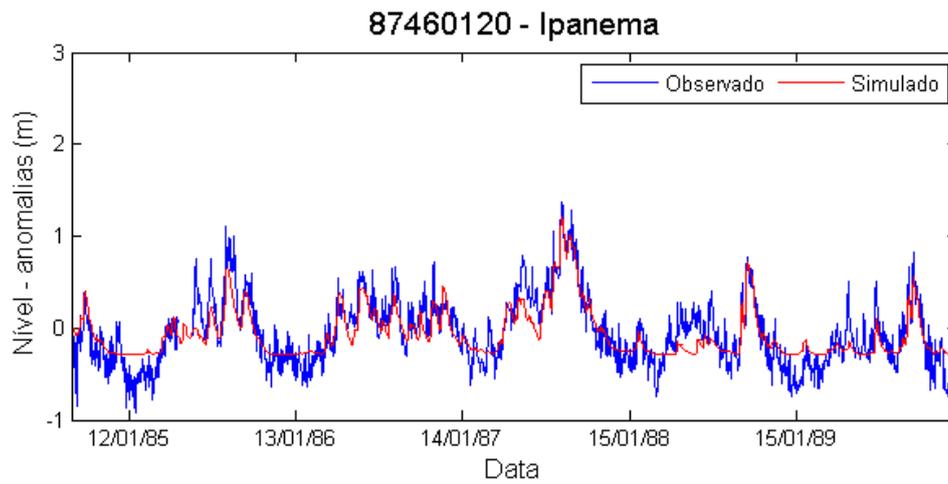


Figura 52 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto no bairro Ipanema em Porto Alegre no período de validação.

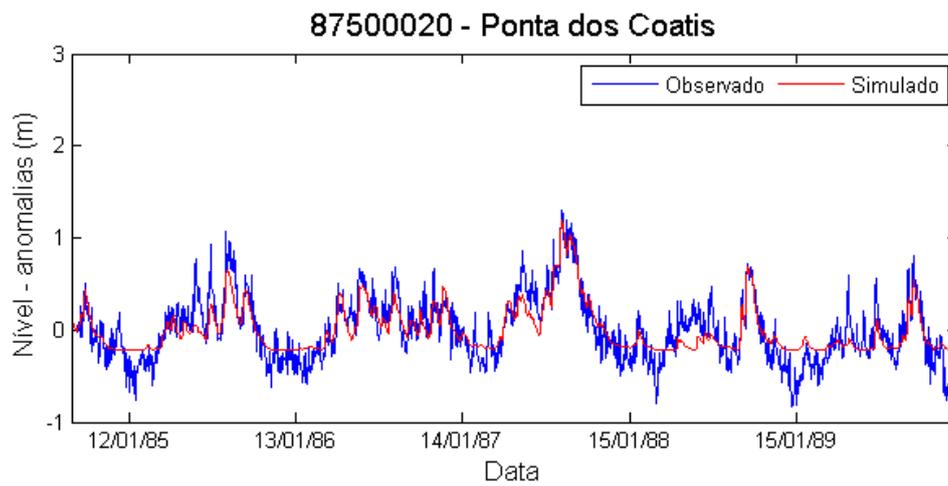


Figura 53 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto Ponta dos Coatis no período de validação.

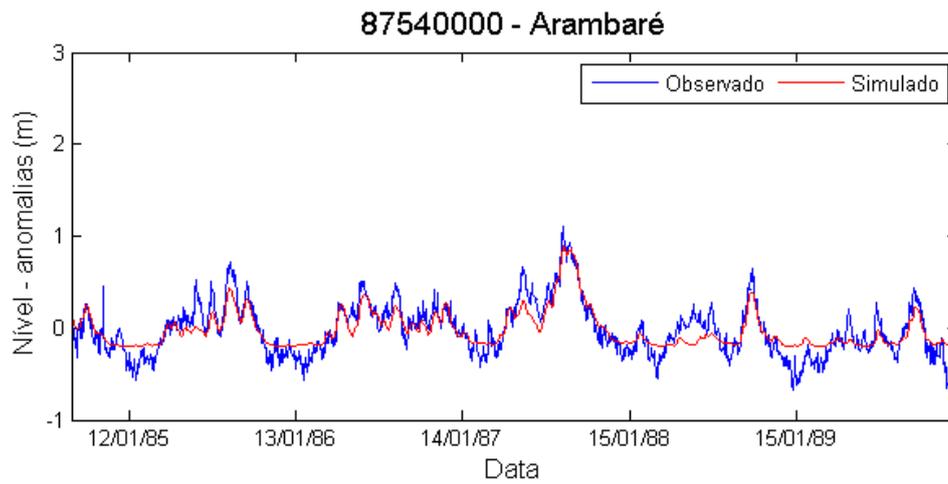


Figura 54 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em Arambaré no período de validação.

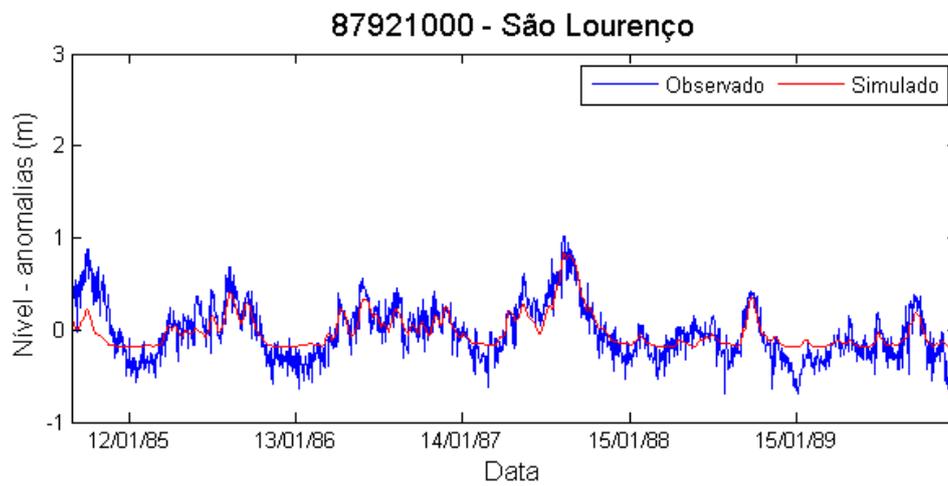


Figura 55 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em São Lourenço no período de validação.

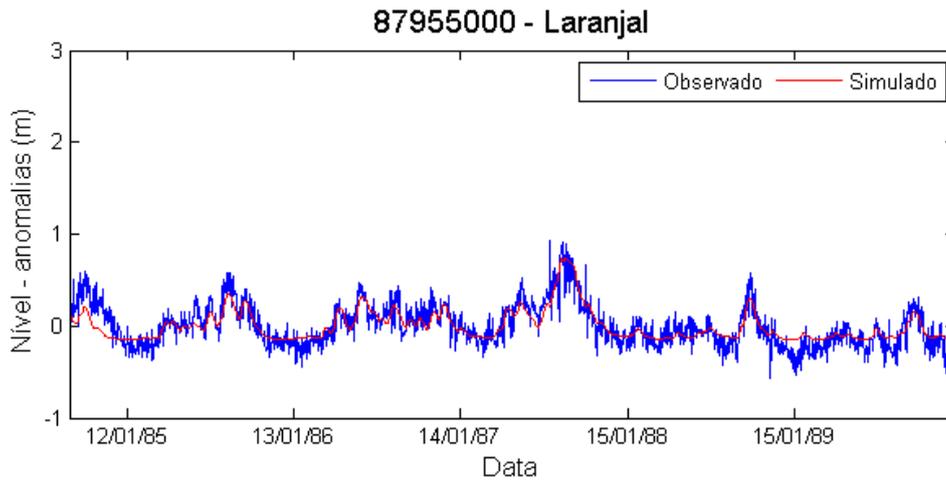


Figura 56 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto em Laranjal no período de validação.

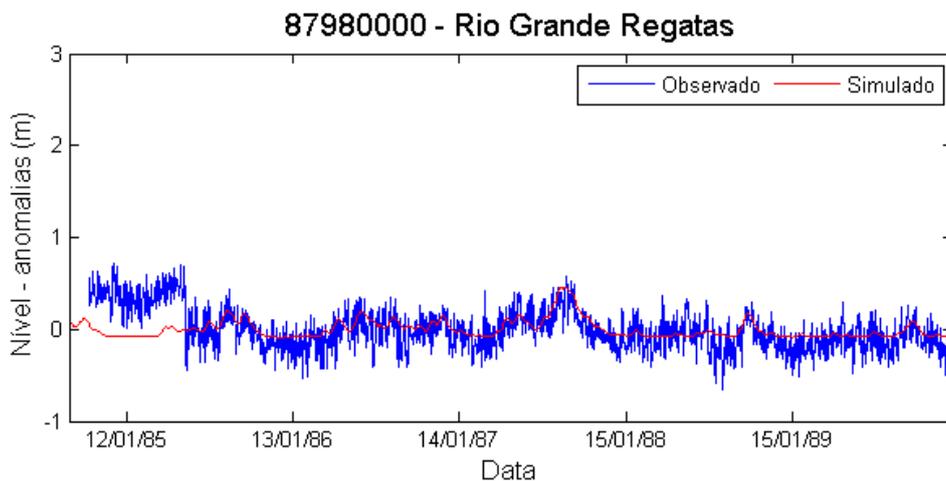


Figura 57 – Anomalias dos níveis simulados e observados no Posto Rio Grande Regatas no período de validação.

Considerou-se, a partir da análise das figuras, uma boa representação das anomalias dos níveis observados pelo modelo. Ainda, notam-se possíveis problemas nos dados observados entre 1984 e 1985, em que o zero da régua parece ter sido registrado de forma inadequada, principalmente para os postos da Ilha da Pintada e Rio Grande Regatas, o que pode ter influenciado a piora nas métricas de desempenho para esses postos.

Por fim, com base nos resultados das métricas e dos cotogramas no período de validação, nota-se que a qualidade da representação das anomalias dos níveis foi muito semelhante ao observado no período de calibração, o que confere mais confiança nas representações dos processos simulados.

6.1.6 Análise de sensibilidade à largura das conexões laterais

As tabelas a seguir (Tabela 6 à Tabela 9) representam os valores das métricas de desempenho das anomalias dos níveis observados e simulados para diferentes valores de conexões laterais. Nas tabelas, estão representados em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.

Tabela 6 – Nash-Sutcliffe para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.

Nash-Sutcliffe		Largura das conexões laterais - b								
Postos	0m	1m	5m	10m	25m	50m	100m	500m	1000m	2000m
Ilha da P.	0,740	0,730	0,733	0,737	0,740	0,743	0,737	0,650	0,622	0,553
Cristal	0,655	0,653	0,655	0,657	0,658	0,659	0,652	0,569	0,544	0,479
Ipanema	0,705	0,693	0,696	0,702	0,705	0,707	0,703	0,614	0,584	0,507
Ponta dos C.	0,704	0,696	0,699	0,703	0,705	0,707	0,701	0,601	0,571	0,489
Arambaré	0,724	0,730	0,732	0,733	0,732	0,732	0,716	0,567	0,530	0,420
S. Lourenço	0,714	0,733	0,734	0,730	0,726	0,725	0,704	0,545	0,511	0,401
Laranjal	0,692	0,695	0,696	0,699	0,698	0,699	0,688	0,557	0,534	0,429
Rio Grande R.	0,294	0,289	0,289	0,294	0,294	0,289	0,288	0,270	0,264	0,237
Média	0,654	0,652	0,654	0,657	0,657	0,658	0,649	0,547	0,520	0,440

Tabela 7 – NSm para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.

NSm		Largura das conexões laterais - b								
Postos	0m	1m	5m	10m	25m	50m	100m	500m	1000m	2000m
Ilha da P.	0,360	0,335	0,340	0,344	0,353	0,361	0,366	0,362	0,359	0,345
Cristal	0,279	0,264	0,267	0,270	0,275	0,280	0,282	0,276	0,276	0,265
Ipanema	0,298	0,283	0,286	0,288	0,294	0,298	0,301	0,297	0,296	0,282
Ponta dos C.	0,285	0,269	0,272	0,275	0,280	0,286	0,289	0,283	0,279	0,263
Arambaré	0,381	0,348	0,353	0,360	0,371	0,380	0,387	0,373	0,353	0,308
S. Lourenço	0,162	0,151	0,153	0,155	0,159	0,162	0,162	0,141	0,125	0,100
Laranjal	0,111	0,095	0,098	0,101	0,106	0,110	0,115	0,113	0,104	0,090
Rio Grande R.	0,009	0,006	0,006	0,007	0,008	0,007	0,007	0,008	0,004	0,005
Média	0,236	0,219	0,222	0,225	0,231	0,235	0,239	0,232	0,225	0,207

Tabela 8 – RMSE para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.

RMSE (m)	Largura das conexões laterais - b									
	Postos	0m	1m	5m	10m	25m	50m	100m	500m	1000m
Ilha da P.	0,191	0,195	0,194	0,192	0,191	0,190	0,192	0,222	0,230	0,251
Cristal	0,227	0,228	0,227	0,227	0,226	0,226	0,228	0,254	0,261	0,279
Ipanema	0,183	0,187	0,186	0,185	0,183	0,183	0,184	0,210	0,218	0,237
Ponta dos C.	0,182	0,184	0,183	0,182	0,181	0,181	0,183	0,211	0,219	0,239
Arambaré	0,153	0,151	0,150	0,150	0,151	0,151	0,155	0,191	0,199	0,221
S. Lourenço	0,149	0,144	0,144	0,145	0,146	0,147	0,152	0,188	0,195	0,216
Laranjal	0,129	0,128	0,128	0,128	0,128	0,128	0,130	0,155	0,159	0,176
Rio Grande R.	0,158	0,158	0,158	0,158	0,158	0,158	0,158	0,160	0,161	0,164
Média	0,171	0,172	0,171	0,171	0,171	0,170	0,173	0,199	0,205	0,223

Tabela 9 – R para diferentes larguras de conexões laterais. Em destaque (verde) os melhores valores das métricas para cada posto.

R	Largura das conexões laterais - b									
	Postos	0m	1m	5m	10m	25m	50m	100m	500m	1000m
Ilha da P.	0,861	0,856	0,858	0,859	0,861	0,862	0,862	0,840	0,834	0,809
Cristal	0,811	0,809	0,810	0,811	0,811	0,812	0,810	0,785	0,779	0,753
Ipanema	0,840	0,837	0,838	0,839	0,840	0,841	0,840	0,814	0,809	0,781
Ponta dos C.	0,840	0,836	0,837	0,839	0,840	0,841	0,841	0,816	0,811	0,781
Arambaré	0,863	0,855	0,856	0,859	0,861	0,863	0,865	0,847	0,838	0,807
S. Lourenço	0,861	0,857	0,858	0,859	0,860	0,861	0,860	0,829	0,816	0,777
Laranjal	0,838	0,834	0,835	0,836	0,838	0,838	0,838	0,814	0,803	0,771
Rio Grande R.	0,542	0,542	0,542	0,542	0,542	0,543	0,541	0,521	0,514	0,493
Média	0,807	0,803	0,804	0,805	0,807	0,808	0,807	0,783	0,775	0,746

Percebe-se que, em 50% dos postos para as métricas NS e RMSE e em 75% dos postos para a métrica R, a largura de 50 m representou valores ligeiramente melhores. Apenas para a métrica NSm, a largura de 100 m correspondeu a melhores representações, no entanto a importância da influência das vazões nos valores dessa métrica é reduzida, sendo que se espera obter melhoras mais expressivas desse coeficiente com o acréscimo da influência do vento. Assim, em média foi considerado que o valor de 50 metros apresentou melhores resultados. É importante ressaltar que o parâmetro b pode ser calibrado já que o mesmo serve para emular um fenômeno físico de troca de água em regiões de planície, representado por meio da utilização de canais efetivos.

Observa-se que, para larguras entre 0 m e 100 m, houve pouca diferença nos valores das métricas correspondentes. No entanto, para valores da largura de conexões laterais maiores, de 500 m a 2000 m, ocorreu uma piora considerável e

progressiva com o aumento da largura, especialmente para o coeficiente NS. A Figura 58 e a Figura 59 mostram as anomalias dos níveis observados e simulados para as larguras de conexões laterais de 0 m, 1 m, 10 m, 50 m, 100 m, 500 m, 1000 m e 2000 m.

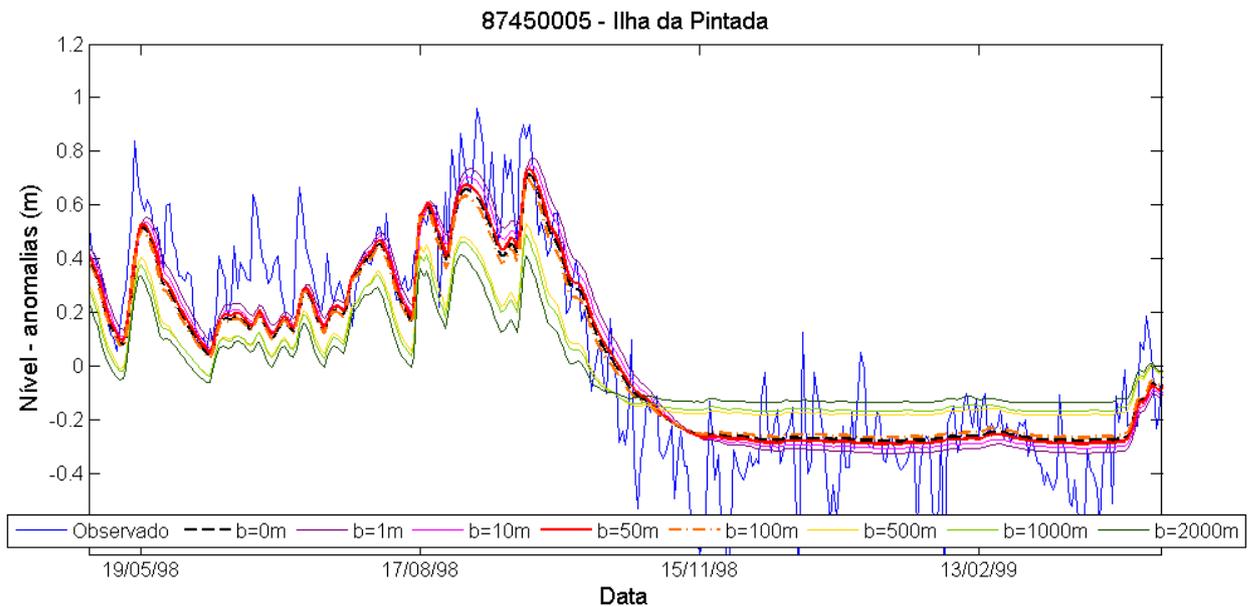


Figura 58 – Anomalias dos níveis simulados para diferentes larguras de conexões laterais no posto na Ilha da Pintada.

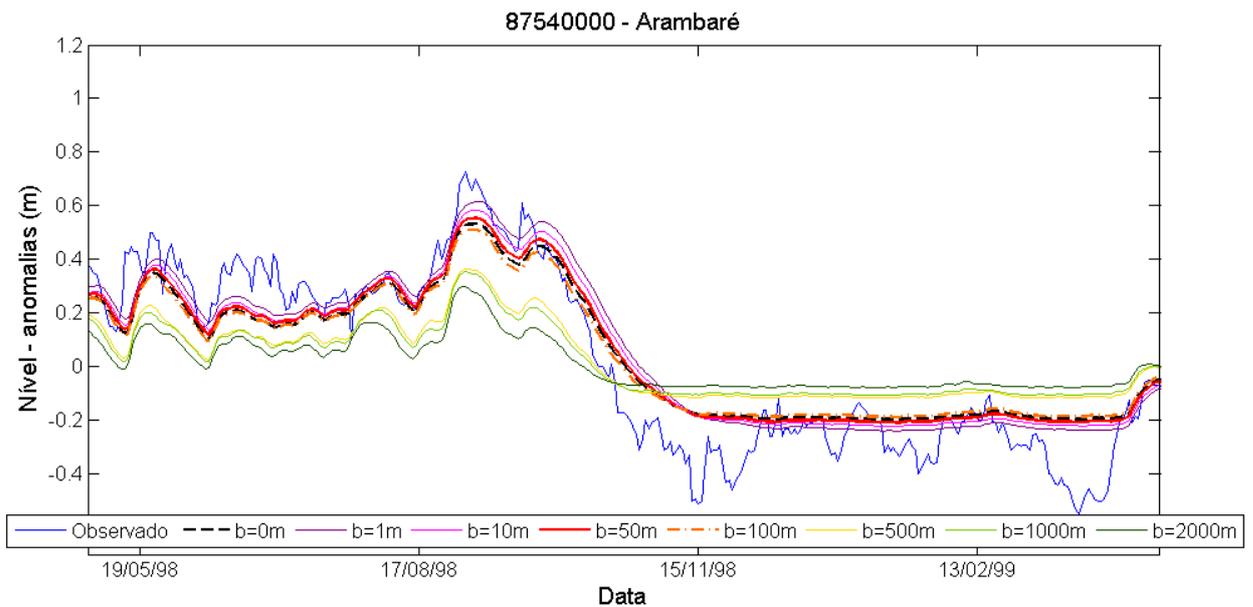


Figura 59 - Anomalias dos níveis simulados para diferentes larguras de conexões laterais no posto em Arambaré.

Por meio da análise das figuras verifica-se (excluindo o cenário sem conexões laterais) que quando maior o valor de b , menor a variação das anomalias dos níveis simulados. Ou seja, os níveis atingem menores valores em momentos de cheia e maiores valores em momentos de recessão, já que o aumento b favorece a condutividade hidráulica e, portanto, o fluxo de água em direção ao exutório da bacia. Por fim, considerando as boas representações observadas mesmo sem a consideração das conexões laterais, verifica-se que as mesmas não são indispensáveis na simulação desse sistema. Ainda, pode-se constatar que, eventualmente, uma escolha equivocada do parâmetro b pode ser menos vantajosa do que desativar a opção das conexões laterais do modelo MGB-IPH Inercial.

6.1.7 Considerações sobre os resultados da Fase 1

Por meio da análise os resultados obtidos na Fase 1, ressalta-se:

- Foi possível utilizar um modelo hidrológico-hidráulico para simular uma bacia de grande escala que contem grandes sistemas lagunares;
- Os resultados foram considerados bons na simulação das vazões na bacia e dos níveis nos sistemas lagunares tanto no período de calibração quanto no período de validação;
- Os resultados das métricas das anomalias dos níveis simulados foram considerados comparáveis com os do estudo de Cavalcante e Mendes (2014), que utilizaram um modelo bidimensional e condições de contorno de níveis e vazões observadas.
- Verificou-se que a consideração de conexões laterais, ou seja, de um esquema pseudo-bidimensional, não foi indispensável para a simulação da laguna, podendo a mesma ser simulada com o esquema 1D (b igual a zero) apresentando resultados comparáveis.

6.2 Fase 2: Avaliação do efeito do vento em escoamentos hipotéticos e teste de sua introdução no método inercial

Nesse item serão apresentados os resultados referentes aos dois testes realizados na Fase 2. O teste 1, consistiu na análise da introdução do vento na formulação do método inercial e da simulação de trechos de rio hipotéticos para

auxiliar na compreensão da influência desse fator no escoamento. O segundo teste buscou validar a abordagem do primeiro teste por meio da dedução da profundidade final do trecho de rio decorrente do novo estado de equilíbrio atingido no sistema devido à introdução da ação do vento constante. Nesse teste um ábaco foi proposto para estimar o efeito máximo que uma rajada de vento pode causar no escoamento sob condições específicas de vazão, declividade, largura, velocidade do vento e número de Manning.

6.2.1 Teste 1: Introdução do vento no método inercial e teste do esquema numérico

Nesse item são apresentados os resultados referentes ao primeiro teste, que consiste nas simulações da inclusão de vento no método inercial de propagação de vazões, assim como a discussão sobre as mesmas. Os resultados das simulações 1 e 2 são apresentados, para cada um dos testes realizados, como gráficos de hidrogramas e da variação da altura da lâmina d'água com o tempo para diferentes posições no trecho do rio hipotético, assim como o perfil transversal de profundidade para diferentes intervalos de tempo. Com relação aos resultados das outras simulações apenas os dois primeiros gráficos serão apresentados por fins de simplicidade.

6.2.1.1 Simulação 1

Os resultados obtidos na simulação 1 (rajada de vento contínua) estão respresentados da Figura 60 à Figura 62.

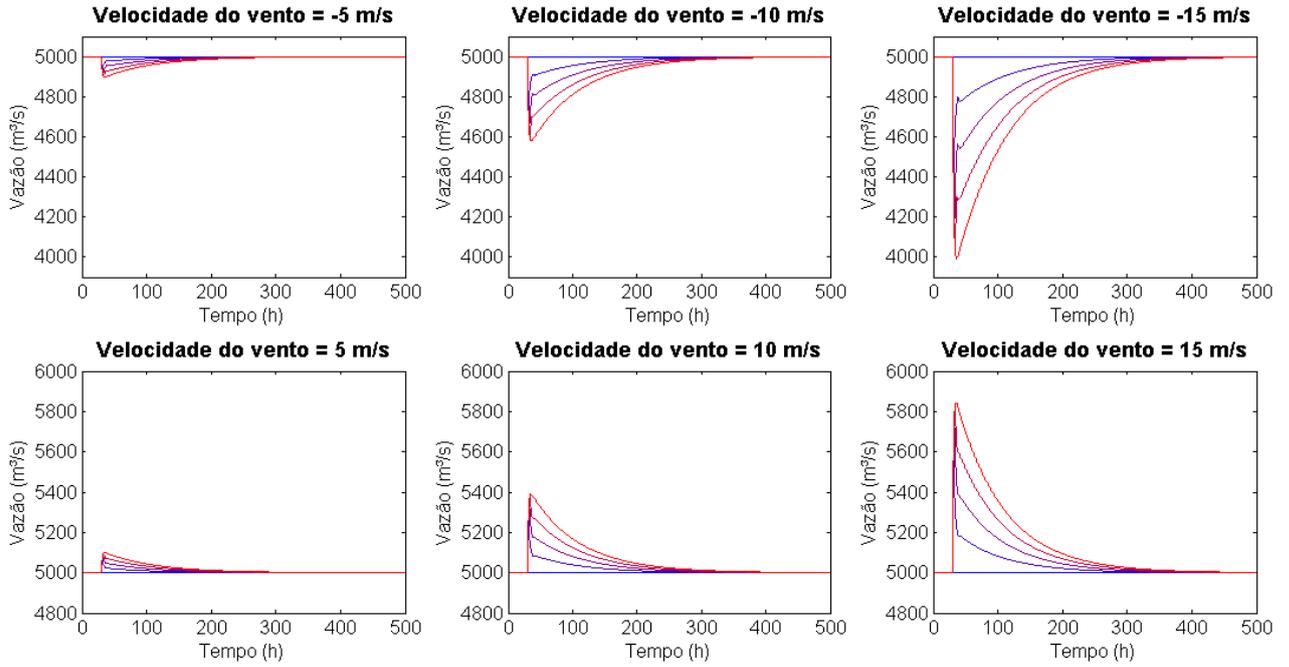


Figura 60 – Hidrogramas da simulação 1 para cada velocidade do vento U . A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

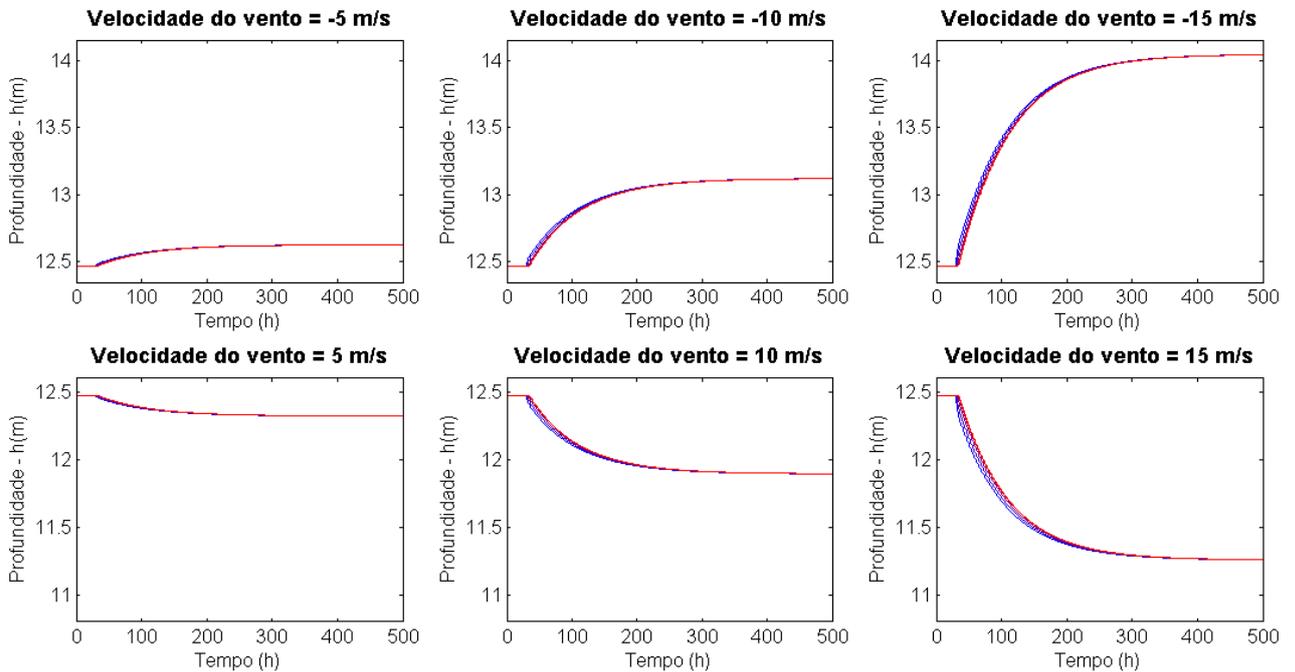


Figura 61 – Gráfico da Profundidade \times Tempo da simulação 1 para cada velocidade do vento U . A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

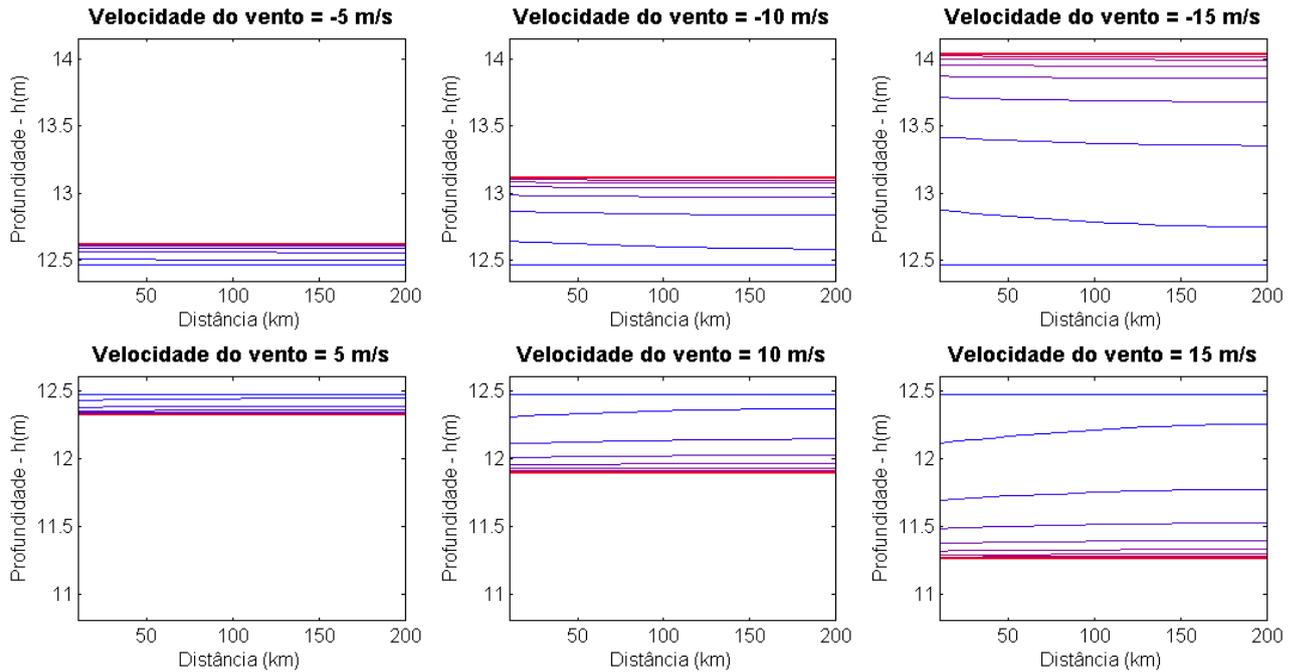


Figura 62 – Gráfico da profundidade x distância da simulação 1 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do tempo de simulação.

Verifica-se por meio da análise das figuras que o vento, ao agir com velocidade diferente de zero, causa um distúrbio imediato na vazão; este é atenuado progressivamente até atingir uma nova situação de equilíbrio, com uma nova profundidade e mesma vazão. Quando a velocidade do vento é negativa, e o mesmo, portanto, age no sentido contrário ao escoamento, ocorre uma diminuição imediata da vazão em função do represamento da água do rio. Quanto maior a velocidade do vento nesse sentido, maior essa diminuição, chegando a 4000 m³/s no último trecho para velocidades de -15 m/s. Conforme o tempo passa, o rio atinge uma nova situação de equilíbrio, a vazão retorna ao valor de 5000 m³/s e a profundidade do escoamento no equilíbrio é alterada e é maior que do que a profundidade normal. Sendo a nova profundidade maior para velocidades do vento superiores: para velocidades de -5 m/s o aumento da profundidade é inferior a 30 cm, já para velocidades de -15 m/s é da ordem de 1,5 m. A Figura 62 permite verificar a seção transversal das profundidades para diferentes momentos no tempo da simulação. É interessante observar que no início da simulação, quando inicia o distúrbio na vazão, o perfil de profundidades é

curvo, mostrando o represamento da água no início do trecho. Conforme o tempo passa, o nível vai subindo e o perfil curvo vai se tornando uniforme.

Quando a velocidade do vento é positiva este age no sentido a favor do escoamento, empurrando o fluxo para jusante e causando um aumento na vazão. Verificam-se os mesmos efeitos sinalizados para velocidades negativas, mas contrários, sendo que a vazão sofre um distúrbio positivo e a profundidade do escoamento atinge o equilíbrio em valores inferiores à profundidade normal. É interessante destacar que esse aumento de vazão é inferior à diminuição proporcionada quando o vento age no sentido contrário, assim como a variação na profundidade do escoamento também é menor. Verifica-se novamente no perfil longitudinal, um perfil curvo de profundidades no início da ação do vento, mas dessa vez empurrando o escoamento para jusante, com alturas ligeiramente inferiores no início do trecho e ligeiramente superiores no final.

Cabe ressaltar que quanto maior o distúrbio no escoamento, maior o tempo que leva para o sistema atingir o novo estado de equilíbrio. Outro fator importante que afeta esse tempo é o comprimento do trecho. Por exemplo, considerando a velocidade do vento de -10 m/s e o trecho de 200 km utilizado na presente simulação, o sistema demora cerca de 200 horas para atingir um valor de profundidade muito semelhante à profundidade do novo equilíbrio. Considerando um trecho de 50 km, esse tempo corresponde a cerca de 50 horas.

6.2.1.2 Simulação 2

Os resultados obtidos na simulação 2 (rajada de vento temporária) estão respresentados pela Figura 63 à Figura 65.

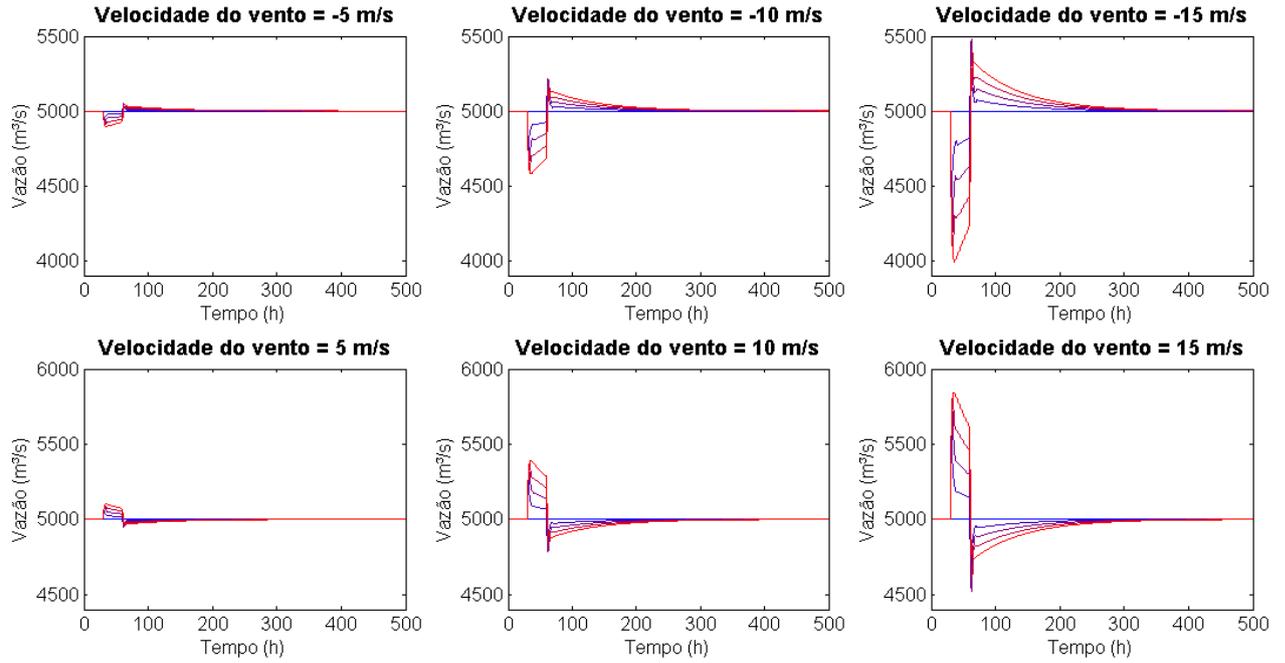


Figura 63 – Hidrogramas da simulação 2 para cada velocidade do vento U . A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

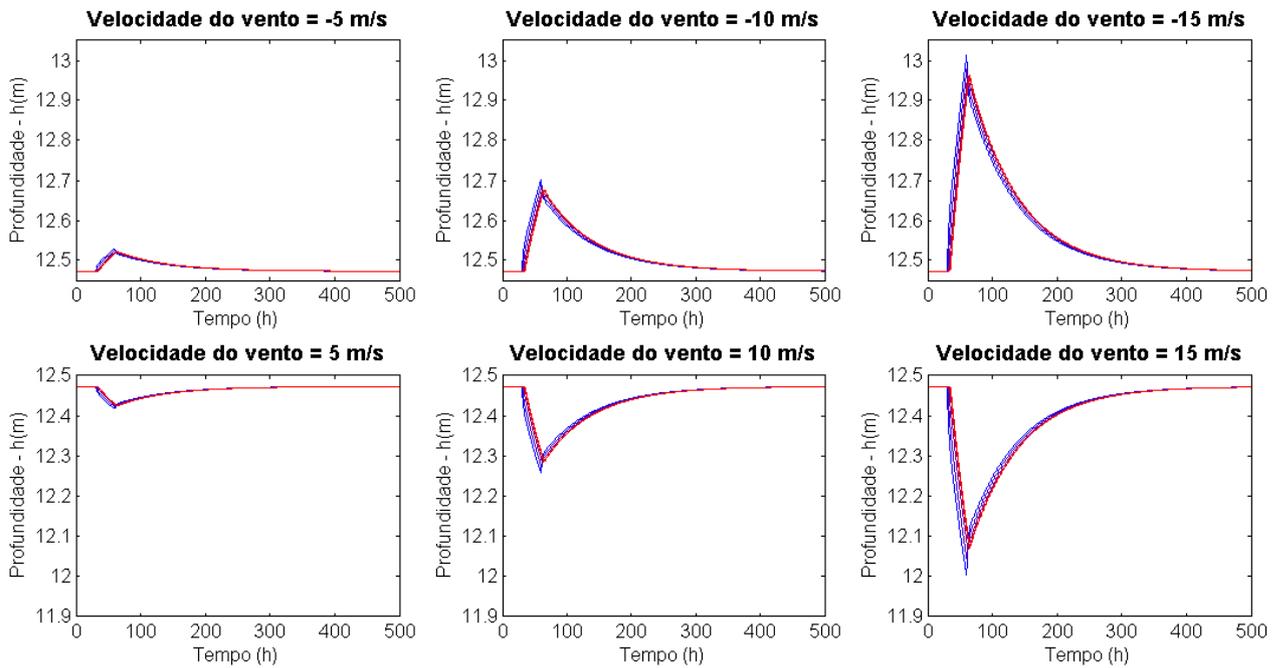


Figura 64 – Gráfico da Profundidade \times Tempo da simulação 2 para cada velocidade do vento U . A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

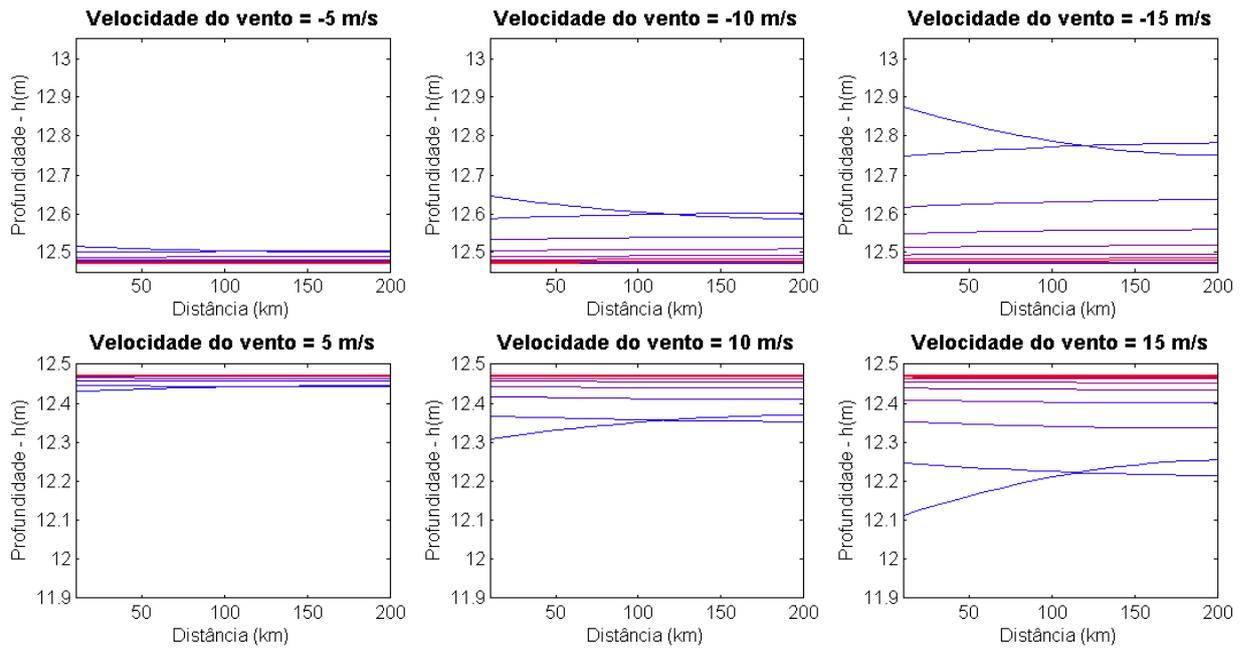


Figura 65 – Gráfico da profundidade x distância da simulação 2 para cada velocidade do vento U. A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do tempo de simulação.

Verifica-se nessa simulação que conforme o vento age, ocorre uma situação parecida com a simulação 1, no entanto, quando este cessa, para que o escoamento entre em equilíbrio novamente, ou seja, para que a profundidade retorne a ser a profundidade normal, a vazão sofre um novo distúrbio, no entanto, com sentido contrário. Mais especificamente, quando o pulso de vento incide contra o sentido do escoamento, primeiramente ocorre o represamento da água, a vazão diminui e o nível começa a subir. Quando o vento cessa, toda aquela água armazenada deve sair do sistema e assim a vazão assume valores superiores aos $5000 \text{ m}^3/\text{s}$. Na Figura 44 observa-se um comportamento interessante dos perfis de profundidade, no início da simulação a profundidade aumenta e o perfil é curvo com a água sendo represada, com valores no início do trecho superiores aos valores no final do trecho. Quando cessa o vento, o perfil de profundidades se alterna para aquele semelhante quando o vento atua a favor do escoamento, em que a água é empurrada, e os valores no início do trecho são ligeiramente inferiores ao final do trecho.

Quando a velocidade do vento é positiva, ocorre exatamente o contrário. Quando o pulso de vento incide, a água é empurrada para o final do trecho, a vazão aumenta e o nível diminui. Quando esse cessa, o nível deve aumentar novamente e

assim a vazão diminui para valores inferiores a $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ até atingir o equilíbrio e retornar aos $5000 \text{ m}^3/\text{s}$. Com relação ao perfil de profundidade, o comportamento é o mesmo, porém inverso ao comentado para velocidades negativas. Cabe ressaltar que nos dois casos ocorre um pico de profundidade, acima da normal para velocidades negativas e abaixo da normal para velocidades positivas.

6.2.1.3 Simulação 3

Os resultados da simulação 3 estão representados nas Figura 66 e na Figura 67.

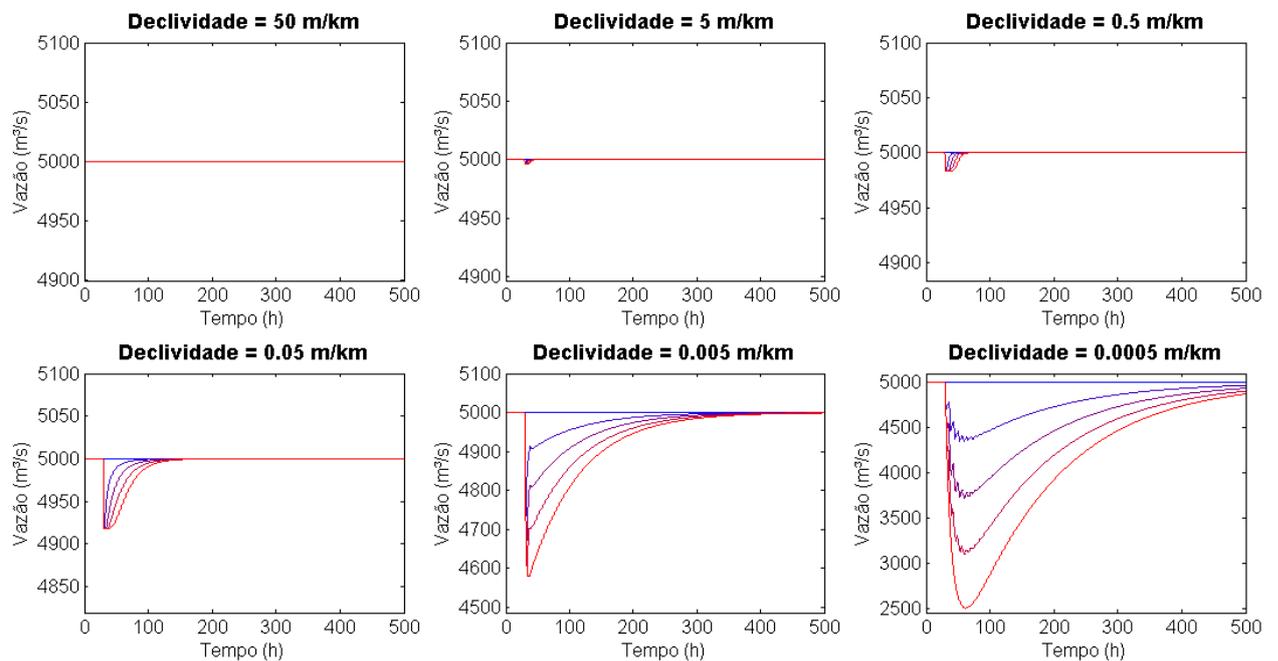


Figura 66 – Hidrogramas da simulação 3 para cada declividade (para $U=-10\text{m/s}$). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

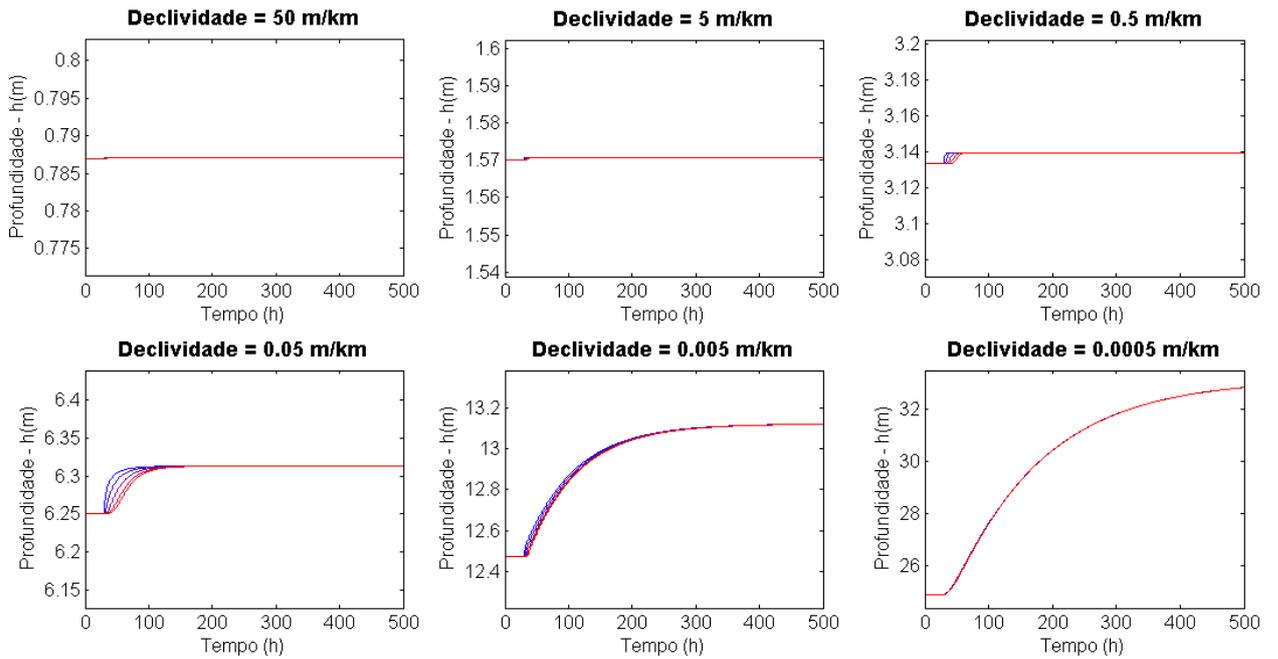


Figura 67 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 3 para cada declividade (U=-10m/s). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

A partir da análise dos resultados verifica-se a constatação feita anteriormente: quanto maior a declividade, menor será a influencia na vazão e nos níveis decorrente da incidência de vento. Para declividades superiores a 0,05 m/km praticamente não ocorrem distúrbios na vazão e alteração na profundidade decorrentes da ação do vento. Conforme diminuimos a declividade, maiores os distúrbios e a alteração na profundidade de equilíbrio. Para a menor declividade simulada a vazão chega a atingir o valor de 50% da vazão afluente e ocorre uma alteração na profundidade de mais de 7 metros, o que corresponde a cerca de 25% da profundidade normal. Cabe ressaltar também que para declividades menores, uma vez que o vento possui maior efeito sobre o escoamento, o estabelecimento do novo equilíbrio é mais demorado.

6.2.1.4 Simulação 4

Os resultados da simulação 4 estão representados na Figura 68 e na Figura 69.

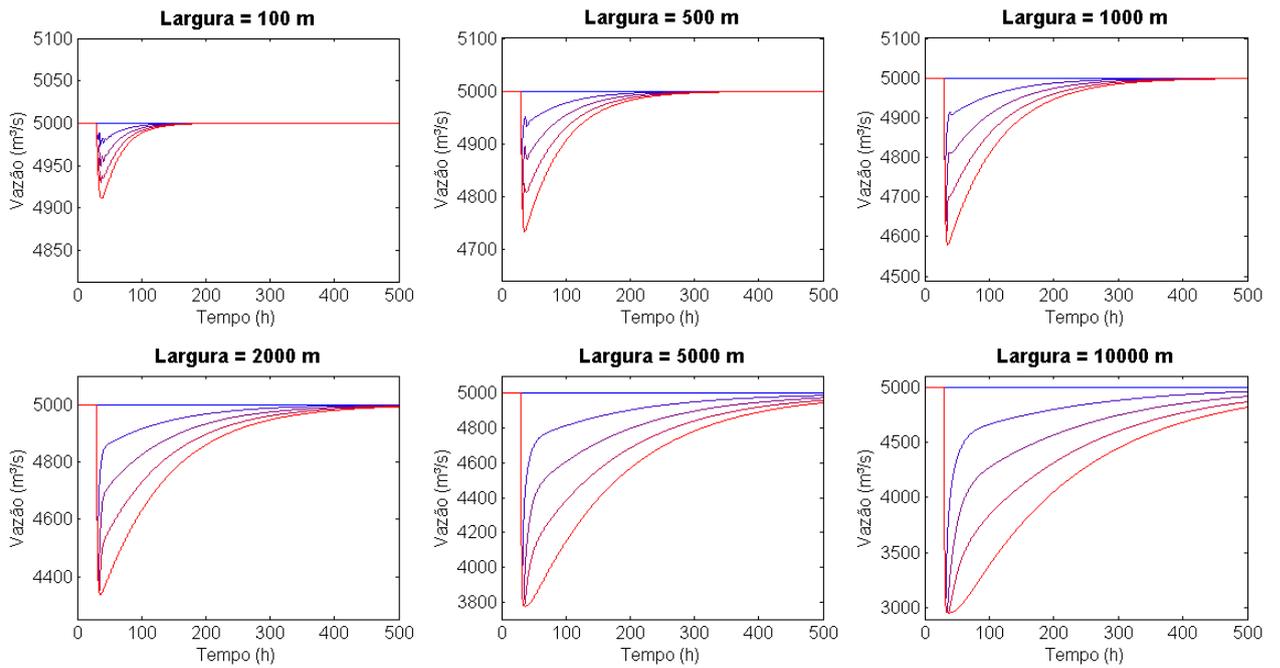


Figura 68 – Hidrogramas da simulação 4 para cada largura simulada (para $U=-10\text{m/s}$). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

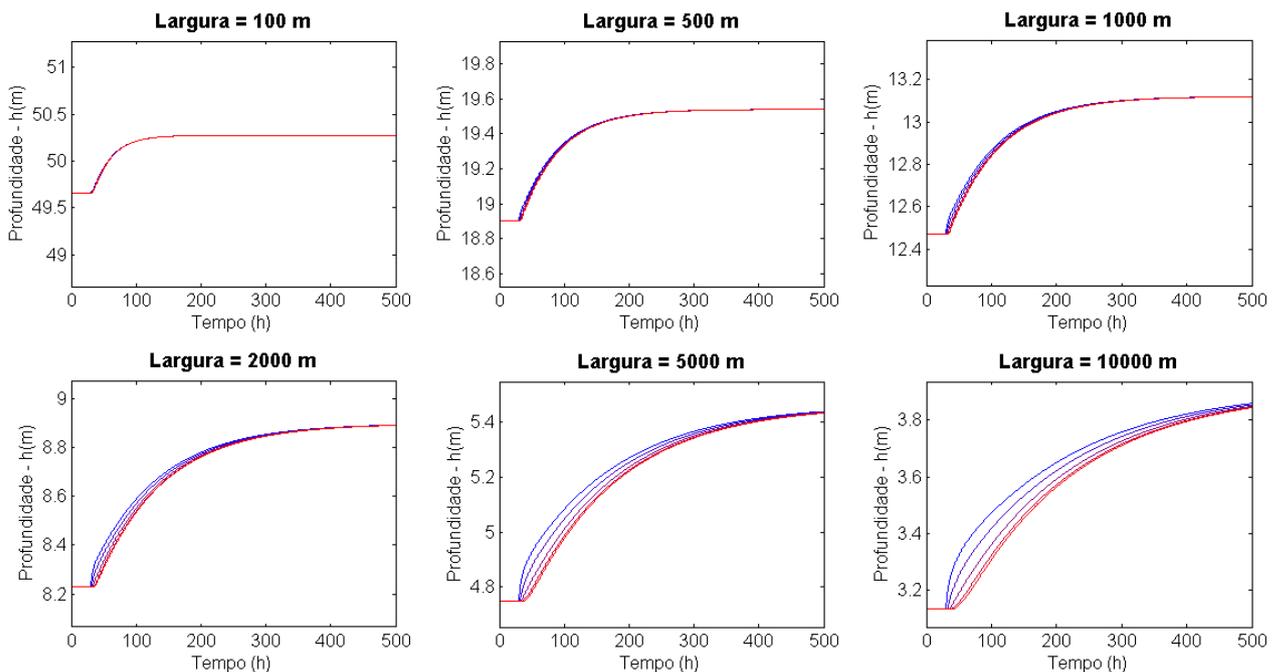


Figura 69 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 4 para cada largura ($U=-10\text{m/s}$). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

Observando as figuras, pode-se constatar que, de fato, quando menor a largura, menor a influência do vento causando um distúrbio da vazão inferior e uma variação relativa da profundidade também inferior. Por exemplo, com a largura igual a 100 metros, a vazão apresenta um distúrbio inicial na última seção inferior a $100\text{ m}^3/\text{s}$,

ou 2%, e uma variação de profundidade de cerca de 1,5%. Para a largura de 1000 metros, a vazão apresenta um distúrbio inicial na última seção de cerca de 400 m³/s, ou 8%, e uma variação de profundidade de cerca de 5%. Por fim, para a largura de 10000 metros, a vazão apresenta um distúrbio inicial na última seção de cerca de 2000 m³/s, ou 40%, e uma variação de profundidade de cerca de 20%. Cabe ressaltar novamente que quanto maior a largura, maior o efeito do vento sobre o escoamento e maior o tempo para que o sistema atinja o novo equilíbrio.

Verifica-se tanto na simulação 4, principalmente para a largura de 100 metros, quanto na simulação 3, para a menor declividade, que ocorrem pequenas oscilações no valor da vazão nas Figuras 47 e 45, respectivamente. Essas oscilações se assemelham a efeitos de instabilidade numérica, no entanto, as mesmas não são sensíveis à diminuição do valor do parâmetro α . Acredita-se que essas oscilações ocorreram em função das condições de contorno utilizadas no trecho, onde podem ter ocorrido pequenas reflexões dos efeitos do aumento ou diminuição da vazão, e/ou de uma tendência do sistema a resistir ao efeito do vento. Essas oscilações devem ser estudadas com mais detalhe em estudos futuros.

6.2.1.5 Simulação 5

Os resultados da simulação 5 estão representados na Figura 70 e na Figura 71.

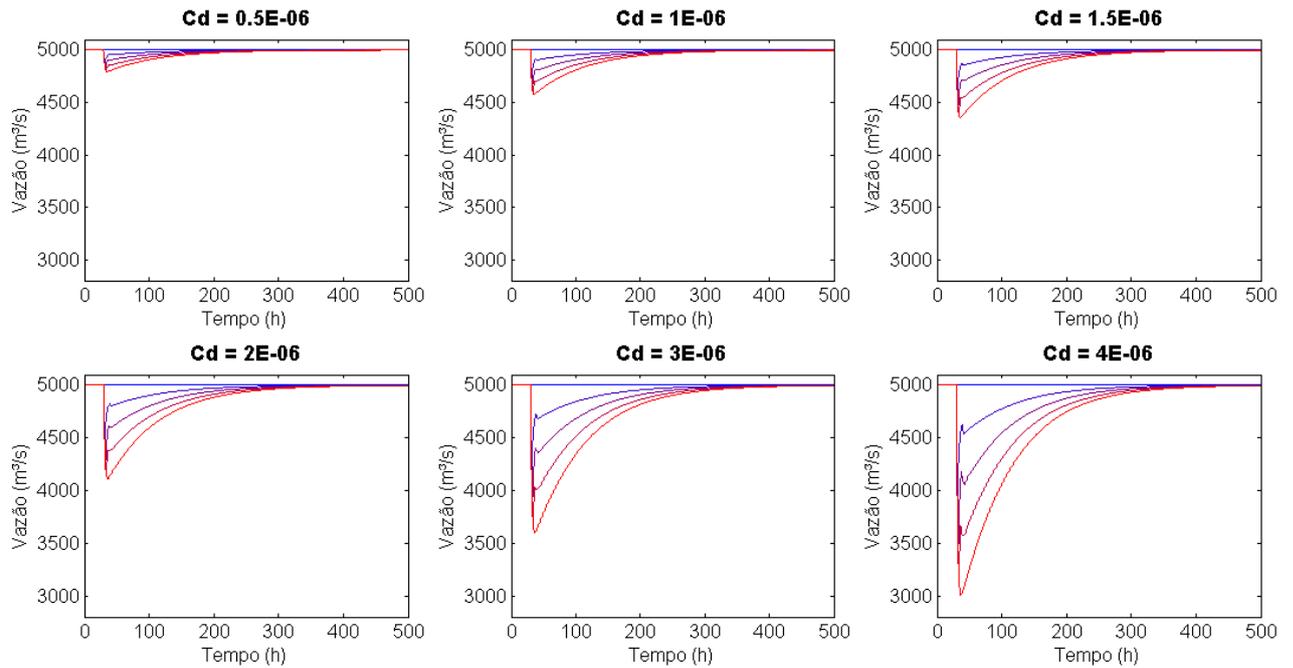


Figura 70 – Hidrogramas da simulação 5 para diferentes valores de C_D (para $U=10\text{m/s}$). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

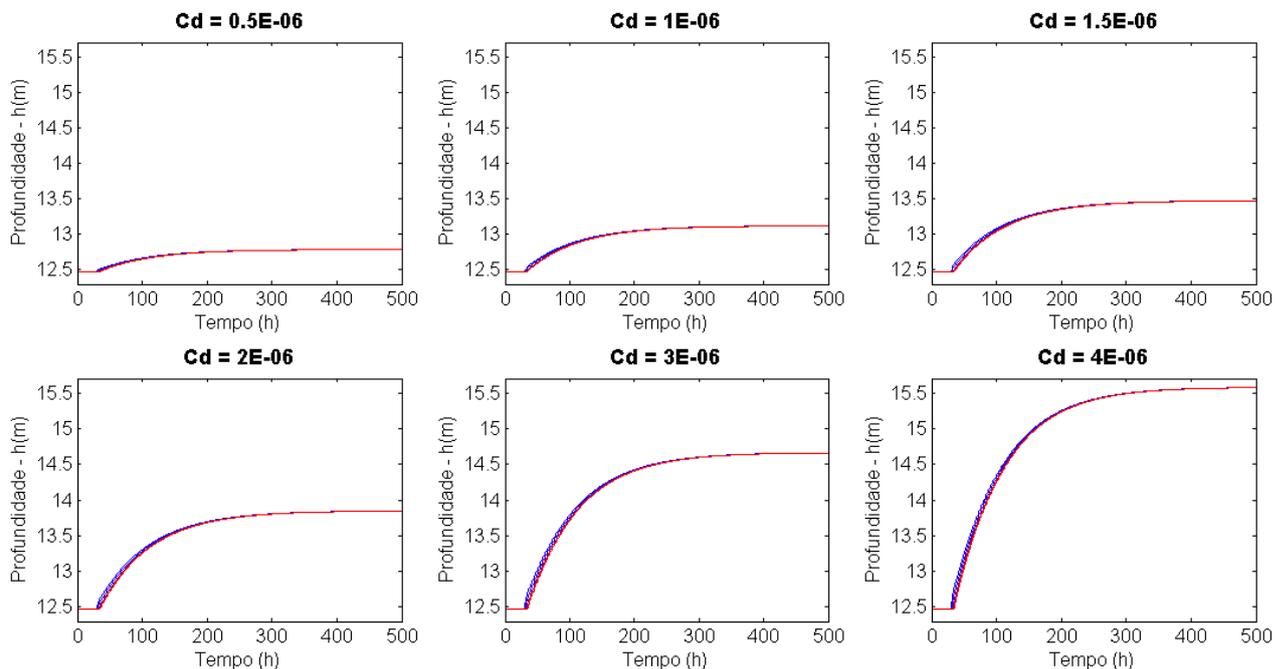


Figura 71 – Gráfico da Profundidade x Tempo da simulação 5 para valores diferentes de C_D ($U=10\text{m/s}$). A escala de cores vai do início-azul- ao final -vermelho- do trecho do rio.

A simulação 5 foi realizada para verificar como varia a reposta do escoamento à influência do vento com o valor do coeficiente de atrito do vento C_D . Verifica-se que

existe sensibilidade do modelo ao valor escolhido do coeficiente C_D e quanto maior o C_D mais importante é a influência do vento no escoamento. Ademais, essa sensibilidade é tanto maior quanto maior for a velocidade do vento. Por exemplo, observa-se na Figura 70 que a diferença do pico de vazão entre a simulação com C_D igual a 1×10^{-6} e 2×10^{-6} é de cerca de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ e na Figura 50 que a diferença de profundidade é cerca de 70 cm. Para a velocidade do vento igual a -15 m/s a diferença de vazão chega a $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ e a de profundidade a 2 m. Já para U igual a -5 m/s , a diferença de vazão é de cerca de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e a de profundidade é de apenas 15 cm. Dessa forma, ao modelar regiões com velocidades do vento muito altas, a definição do valor do coeficiente C_D deve ser feita com maior cuidado.

6.2.2 Teste 2: Variação máxima da profundidade devido à ação contínua do vento

No teste 1, dentre outras simulações, simulou-se o comportamento do escoamento com a incidência de vento constante e prolongado. Os resultados indicaram que, com a incidência prolongada do vento constante, o sistema atingiu um novo equilíbrio, no qual a vazão retornou ao valor anterior à incidência do vento e a profundidade assumiu um novo valor, para compensar o efeito causado por esse fator. Assim, após o equilíbrio, a vazão não sofreu mais alterações com o tempo. Além disso, nessas simulações verificou-se que, quando o sistema atingiu o equilíbrio, a profundidade permaneceu constante em todo o trecho. Essas duas observações permitem a utilização da Equação 16 para a construção de um ábaco capaz de estimar o distúrbio máximo da profundidade do escoamento causado pela ação contínua de vento constante. O ábaco está representado na Figura 72 para número de Manning de 0,03 e na Figura 73, para número de Manning de 0,06. Essas figuras relacionam a variação da profundidade no novo equilíbrio em função da velocidade do vento, para diferentes condições de vazão por unidade de largura e para diferentes declividades considerando C_D fixo e igual a 1×10^{-6} e são válidas para qualquer valor de profundidade normal.

É possível, por meio da Figura 72, estimar as variações de profundidade obtidas no teste 1 dessa fase após o sistema entrar em equilíbrio, o que serviu para validar a simulação da influência do vento com o método inercial. Por exemplo, na Figura 61, considerando a velocidade do vento de -10 m/s , obteve-se um aumento da

profundidade de aproximadamente 12,5 m para 14 m, cerca de 12%. O trecho de rio correspondente a essa figura foi definido com 1000 m de largura e uma vazão constante de 5000 m³/s, o que gera uma vazão por unidade de largura de 5 m²/s. Amostrando essas informações na Figura 72, considerando que a declividade do trecho foi definida como 5x10⁻⁶, verifica-se justamente um aumento de cerca de 12%.

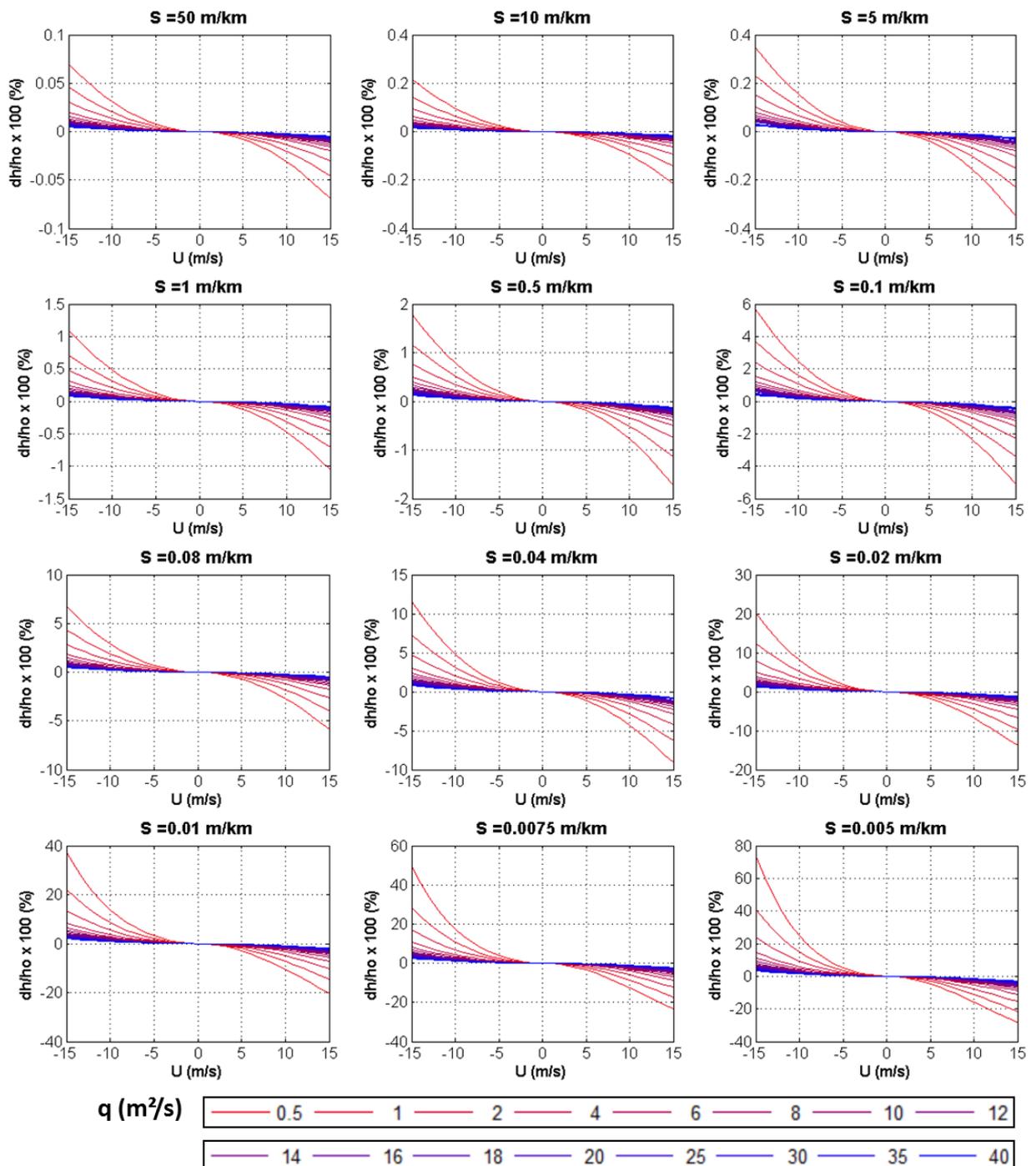


Figura 72 – Ábaco que relaciona a variação na profundidade do escoamento com a velocidade do vento (U), vazão por unidade de largura (q) para diferentes valores de declividade (S) considerando o número de Manning igual a 0,03 e C_D igual a 1×10^{-6} .

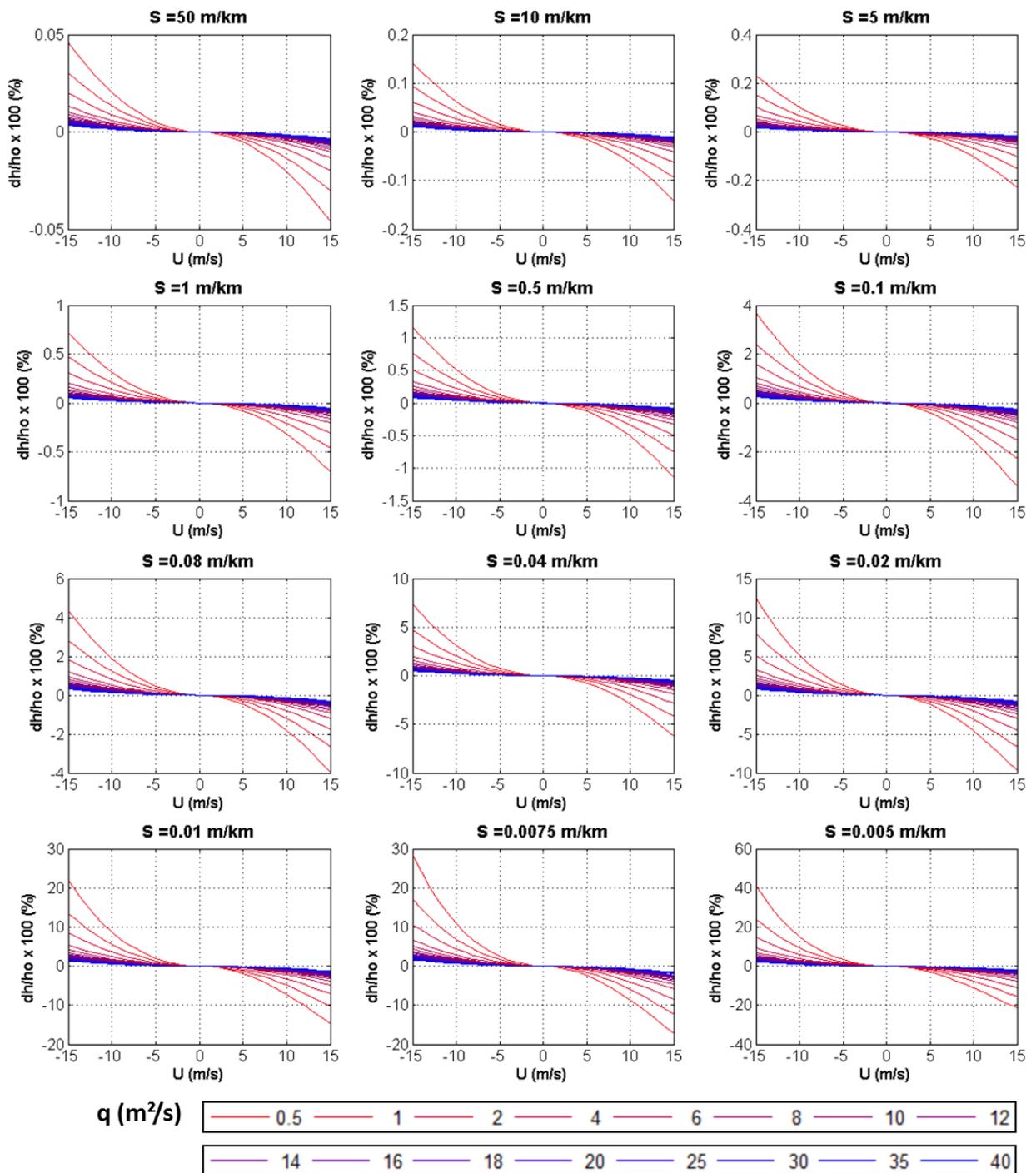


Figura 73 – Ábaco que relaciona a variação na profundidade do escoamento com a velocidade do vento (U), vazão por unidade de largura (q) para diferentes valores de declividade (S) considerando o número de Manning igual a 0,06 e C_D igual a 1×10^{-6} .

A análise dessas figuras permite algumas considerações. Verificou-se que quanto maior a vazão por unidade de largura, menor a variação obtida na

profundidade do escoamento. Assim, considerando um rio em que a área alagada não altera substancialmente com a vazão, pode-se constatar que o mesmo apresentará maior variação percentual nos níveis devido ao vento em períodos de estiagem, enquanto em cheias possivelmente esse efeito terá menos importância. Por exemplo, considerando o baixo Jacuí, com largura aproximada de 600 m, número de Manning de 0,03, declividade de cerca de 0,04 m/km e uma vazão na estiagem de 300 m³/s, (q é, portanto, 0,5), utilizando o valor de C_D de 1×10^{-6} , verifica-se um distúrbio máximo nos níveis para uma velocidade do vento de -10 m/s de aproximadamente 5%. Em períodos de vazão de 3000 m³/s esse distúrbio máximo cai para cerca de 1%. Acredita-se que esse comportamento pode ser visualizado nos dados observados no posto de São Jerônimo apresentados na Figura 83 no item 6.3.2, na qual percebe-se oscilações de alta frequência mais expressivas correspondentes a níveis d'água mais baixos.

Verifica-se que quanto maior o valor de q menor é a variação incremental das profundidades com um aumento de q . Assim, rios que apresentam alto valor de q dificilmente apresentarão variações consideráveis na profundidade devido à incidência do vento, mesmo em períodos de vazão menor.

Assim como no teste 1, percebe-se que a variação da profundidade é maior para velocidades negativas do vento, que incidem contra o sentido do escoamento. Outra observação é que valores maiores do número de Manning diminuem o impacto do vento no escoamento. Por exemplo, para n de 0,03 considerando a declividade de 0,005 m/km e q igual a 0,5, a variação da profundidade é de cerca de 70% para U igual -15m/s. Esse valor é 40% para n igual a 0,06.

Percebe-se também que quanto menor a declividade, maior a variação da profundidade no novo equilíbrio e vice-versa. Para declividades maiores do que 5 m/km o efeito do vento causa alterações inferiores a 1% independentemente da velocidade do mesmo ou do valor de q . A Figura 74 auxilia no entendimento da influência da declividade no escoamento. Para declividades maiores que 1 m/km a alteração na profundidade devido à ação do vento é mínima e pouco varia com alterações na declividade. No entanto, para declividades muito baixas, variações nos valores das mesmas causam variações expressivas na alteração das profundidades, e quanto tendem a zero, o distúrbio tende a infinito.

Cabe ressaltar que, uma vez que os resultados de estimativa de variação dos níveis são relativos à profundidade normal do escoamento, pequenas variações percentuais na profundidade podem representar uma variação absoluta considerável. Por exemplo, em um rio de 7 metros de profundidade, variações de 5% representam 35 cm.

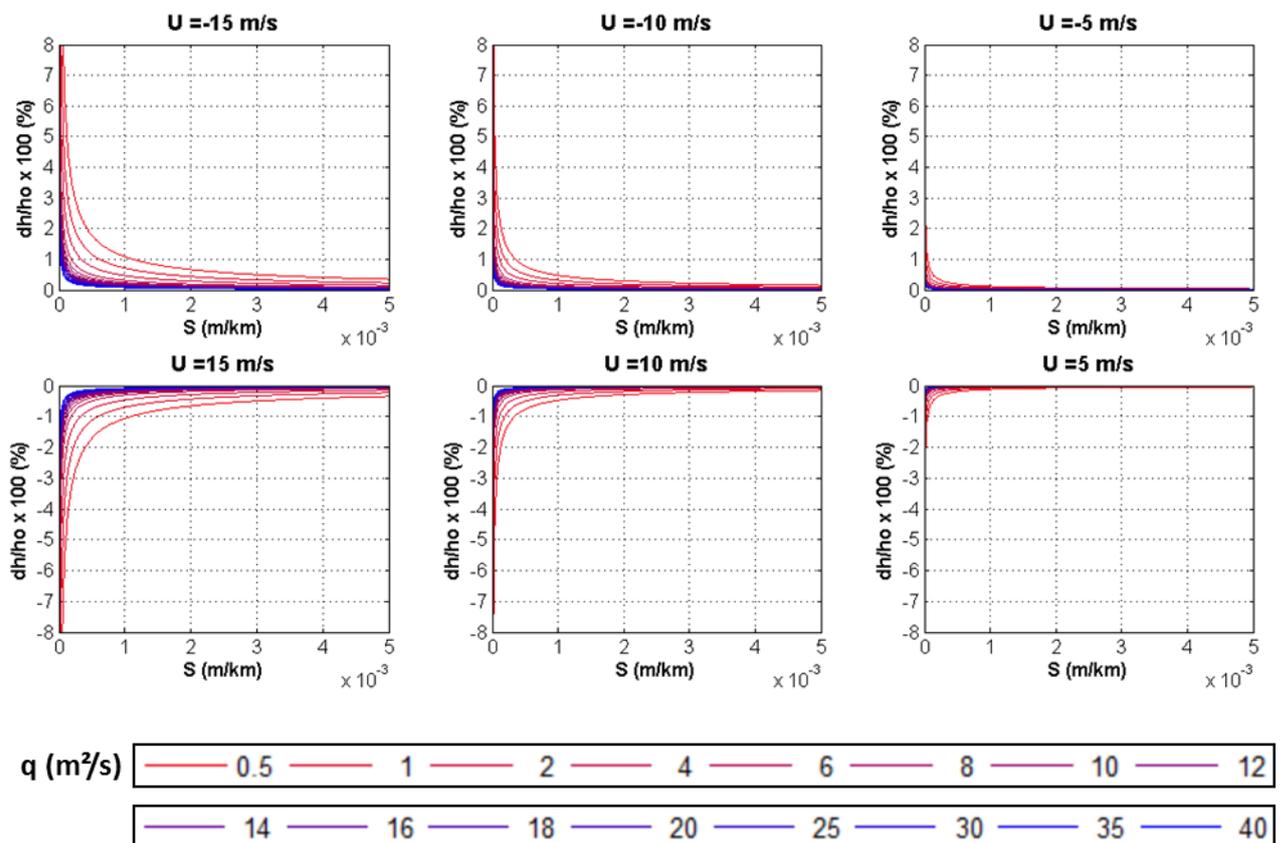


Figura 74 – Variação da profundidade com a declividade (S), para diferentes valores de vazão por unidade de largura (q) e de velocidade do vento (U), com C_D igual a 1×10^{-6} e número de Manning igual a 0,03.

6.2.3 Considerações sobre os resultados da Fase 2

Foi possível incluir a influência do vento no modelo inercial e verificar os principais efeitos causados pela incidência do mesmo no escoamento. Além disso, foi proposto um ábaco para estimar as variações máximas na profundidade causadas pela influência do vento. Podem-se destacar os seguintes aspectos:

- A solução numérica do modelo Inercial proposta, com a inclusão do vento, demonstrou-se estável para todas as condições testadas, incluindo os casos mais extremos.

- Ao incidir de forma constante e de forma prolongada, o vento cria um novo estado de equilíbrio aumentando o nível d'água quando este incide contra o sentido do escoamento e diminuindo o mesmo caso contrário.
- Quando o escoamento é submetido a um pulso de vento, ocorre um pico no valor da profundidade, sendo esta maior que a normal quando o vento incide contra o sentido do escoamento e menor caso contrário. A vazão apresenta valores tanto superiores quanto inferiores à vazão afluente. Isso ocorre, pois o escoamento foi submetido a uma forçante temporária e deve atingir o equilíbrio após o término da mesma.
- Ao analisar a influência da declividade, verifica-se que em trechos de rio mais declivosos a influência do vento não é importante e por isso não precisa ser adicionada no equacionamento do modelo. Em regiões planas esse efeito é demarcado.
- Rios que apresentam menores valores de vazão por unidade de largura são mais suscetíveis à influência do vento. Ainda, rios que não apresentam variação considerável de áreas alagadas em função da variação da profundidade, tendem a apresentar maiores variações percentuais da profundidade em função do vento em períodos de estiagem.
- O coeficiente de atrito do vento influencia na resposta do escoamento ao mesmo, tanto mais quanto maior for a velocidade incidente. Assim, quanto maior for o valor das velocidades do vento apresentadas em uma região, maior deve ser a preocupação em escolher valores adequados do coeficiente para efetuar a modelagem.
- O ábaco e a equação permitem a estimativa do efeito máximo na profundidade que o vento pode exercer em um rio e assim podem ser úteis em aplicações de engenharia, já que facilitam a realização de uma análise prévia de se é necessário incluir esse fator na modelagem e na avaliação dos níveis de um rio de projeto.

Pequenas oscilações no valor da vazão foram encontradas em algumas simulações e deve-se estudar mais a fundo o significado das mesmas. Por fim, com esse estudo é possível concluir que o efeito do vento pode ser adicionado ao modelo

inercial unidimensional e, ainda, pode ser adicionado ao modelo hidrológico ao modelo MGB-IPH Inercial para efetuar a simulação de regiões planas próximas à costa.

6.3 Fase 3: Modelagem da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos com o MGB-IPH Inercial com a influência do vento

Nesse item são representados os resultados referentes à simulação da bacia da Laguna dos Patos com a inclusão da influência do vento. São descritos os resultados do período de calibração, por meio de métricas de desempenho e cotogramas, assim como os resultados no período de validação, por meio de métricas de desempenho.

Cabe ressaltar que os dados de vento utilizados nessa fase do estudo tem disponibilidade temporal máxima de 3 vezes ao dia. Os mesmos são provenientes de três estações localizadas em Pelotas, Porto Alegre e Rio Grande, e foram interpolados temporalmente e espacialmente por meio do método do vizinho mais próximo. Em intervalos sem dados em nenhum dos três postos foi considerado vento nulo. O valor do coeficiente de atrito do vento não foi calibrado, mas definido como 4×10^{-6} por estar no intervalo de valores utilizados na literatura (Paz *et al.*, 2005).

As métricas de desempenho foram calculadas para todo o período com dados observados de nível, sem desconsiderar do cálculo os intervalos de tempo sem dados disponíveis de vento. Isso foi feito, pois não foi possível definir com precisão os períodos em que seria possível dizer que não havia a influência do vento, já que uma rajada de vento tem efeito por tempo mais longo que sua incidência, devido à inercia do sistema.

Nesta fase não foram tratados os resultados de alterações nas áreas alagadas, tal como apresentado na Fase 1, pois não houve variação considerada relevante que motivasse a apresentação de mapas. Isso pode ser confirmado pelos gráficos de variações de áreas alagadas, obtidos preliminarmente, apresentados no Anexo B desse estudo.

6.3.1 Resultados no período de calibração

Nesse item estão descritos os resultados no período de calibração, referentes à comparação entre as métricas de desempenho das anomalias dos níveis e dos cotogramas com e sem a inclusão da influência do vento.

6.3.1.1 Comparação das métricas de desempenho

A Tabela 10 representa a comparação das métricas de desempenho das anomalias dos níveis observados e simulados sem e com a inclusão da influência do vento. Na coluna crescimento (%cresc.), os valores destacados em verde representam a melhora do valor da métrica com a inclusão da influência do vento, enquanto valores em vermelho representam o contrário.

Tabela 10 – Comparação das métricas de desempenho das anomalias dos níveis sem e com a influência do vento no período de calibração.

Postos	Nash-Sutcliffe			NSm			RMSE (m)			R		
	s/vento	c/vento	% cresc.	s/vento	c/vento	% cresc.	s/vento	c/vento	% cresc.	s/vento	c/vento	% cresc.
I. da Pintada	0,743	0,772	3,9%	0,361	0,471	30,5%	0,190	0,179	-5,8%	0,862	0,879	2,0%
Cristal	0,659	0,681	3,4%	0,280	0,353	26,0%	0,226	0,218	-3,3%	0,812	0,826	1,7%
Ipanema	0,707	0,741	4,8%	0,298	0,423	41,7%	0,183	0,172	-6,0%	0,841	0,861	2,4%
P. dos Coatis	0,707	0,743	5,1%	0,286	0,424	48,4%	0,181	0,169	-6,3%	0,841	0,863	2,6%
Arambaré	0,732	0,757	3,4%	0,380	0,422	11,2%	0,151	0,143	-4,7%	0,863	0,878	1,8%
S. Lourenço	0,725	0,739	2,0%	0,162	0,192	18,8%	0,147	0,143	-2,7%	0,861	0,870	1,1%
Laranjal	0,699	0,723	3,4%	0,110	0,221	101,1%	0,128	0,122	-4,1%	0,838	0,853	1,8%
Rio Grande R.	0,289	0,250	-13,4%	0,007	-0,067	-1019%	0,158	0,162	2,7%	0,543	0,511	-5,8%
Média	0,658	0,676	2,8%	0,235	0,305	29,5%	0,170	0,164	-3,9%	0,808	0,818	1,3%
Média 7 postos*	0,710	0,737	3,7%	0,268	0,358	33,6%	0,172	0,164	-4,7%	0,845	0,862	1,9%

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Verifica-se que a inclusão da influência do vento resultou em melhora das métricas de desempenho em todos os postos com exceção de Rio Grande Regatas. Nos 7 postos que registraram melhora, verificou-se um aumento médio de aproximadamente 4% do NS, 2% do R, uma redução média de cerca de 5% no valor de RMSE e um aumento de 34% do NSm. O aumento substancialmente superior do NSm mostra que a inclusão da influência do vento auxiliou na representação das oscilações de alta frequência.

6.3.1.2 Cotogramas com e sem a influência do vento no período de calibração

Por meio da Figura 75 à Figura 82 estão representados os cotogramas das anomalias dos níveis de água observados, simulados com a influência do vento e simulados sem a influência do vento.

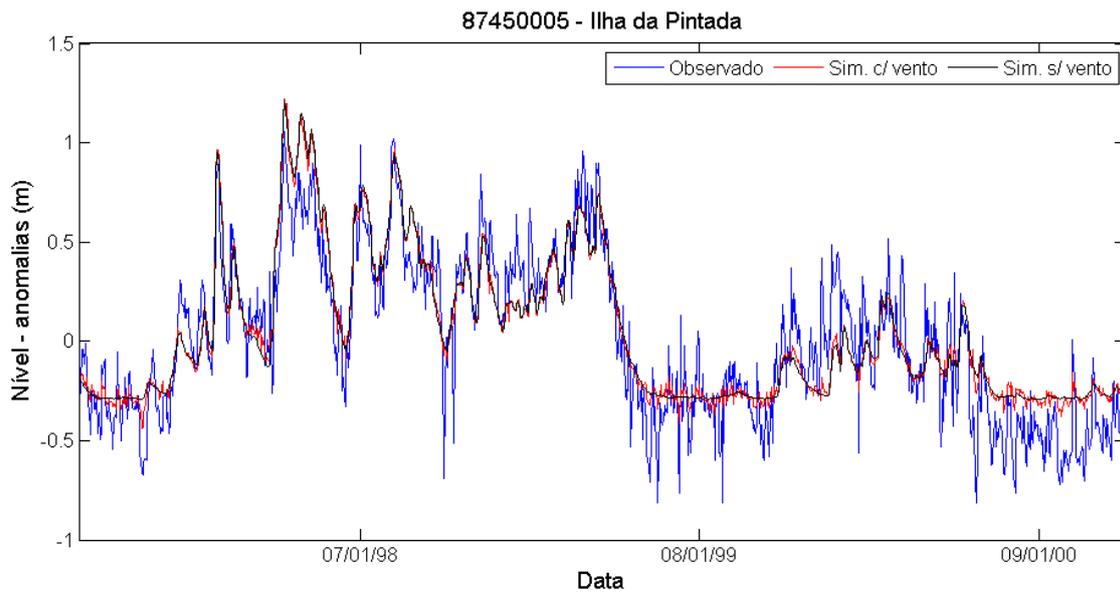


Figura 75 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto na Ilha da Pintada no período de calibração.

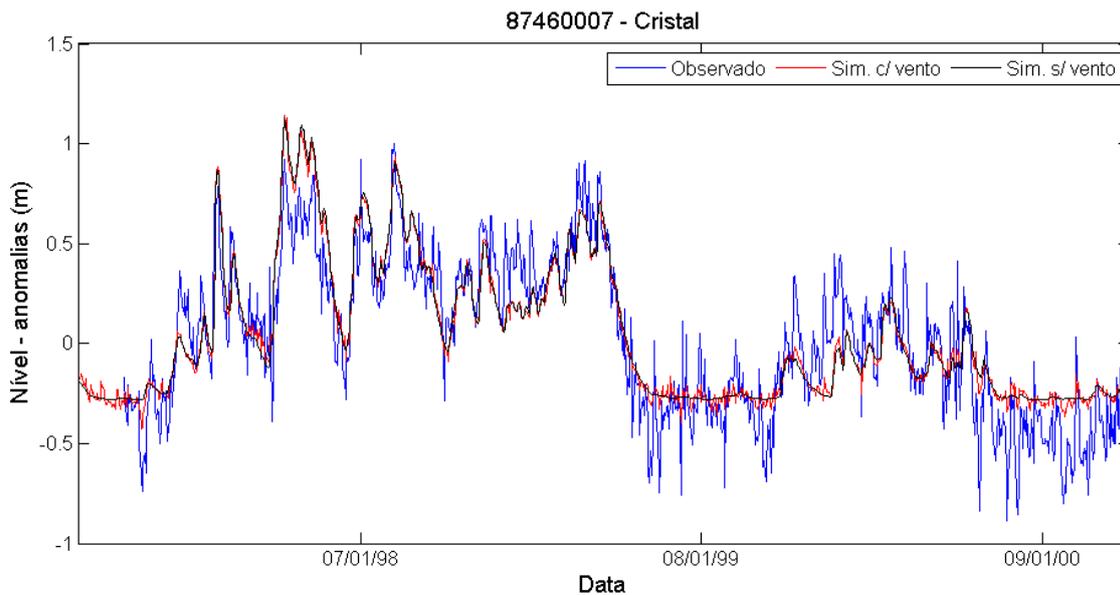


Figura 76 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto no bairro Cristal em Porto Alegre no período de calibração.

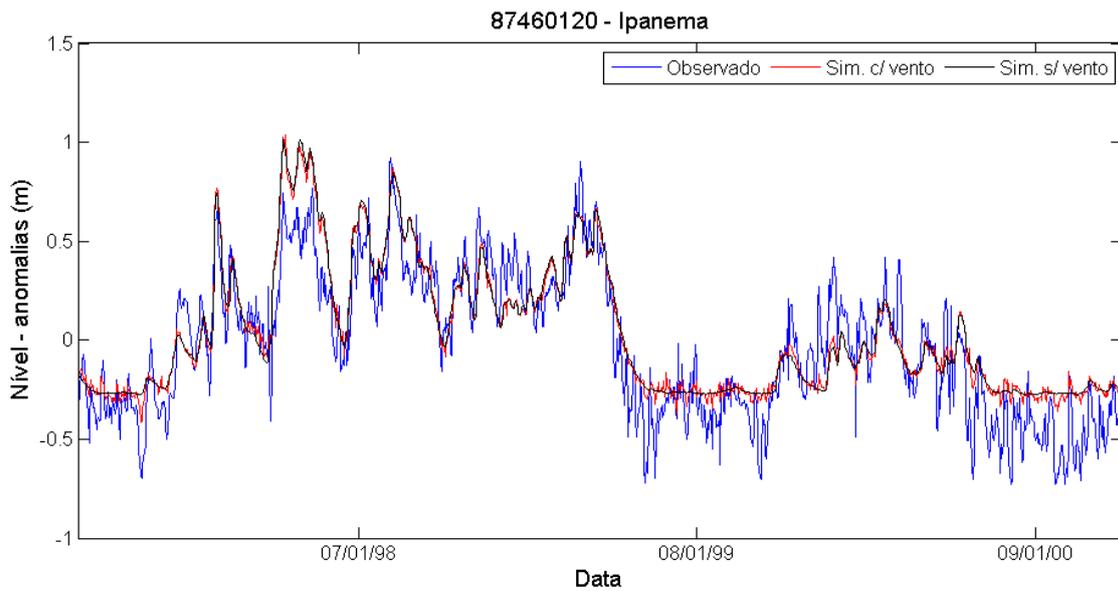


Figura 77 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no bairro Ipanema em Porto Alegre no período de calibração.

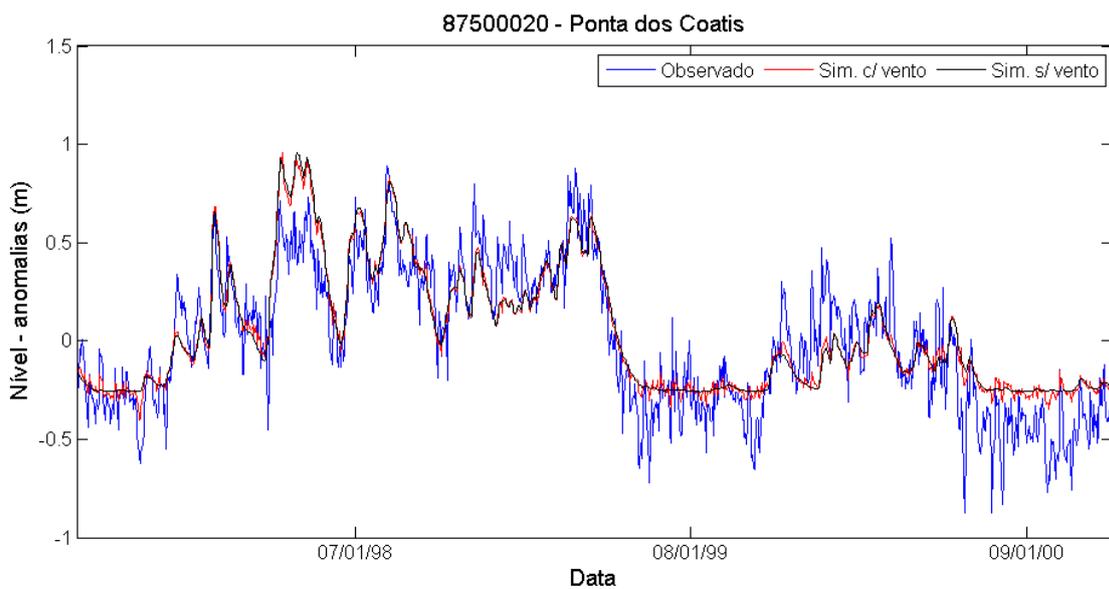


Figura 78 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto Ponta dos Coatis no período de calibração.

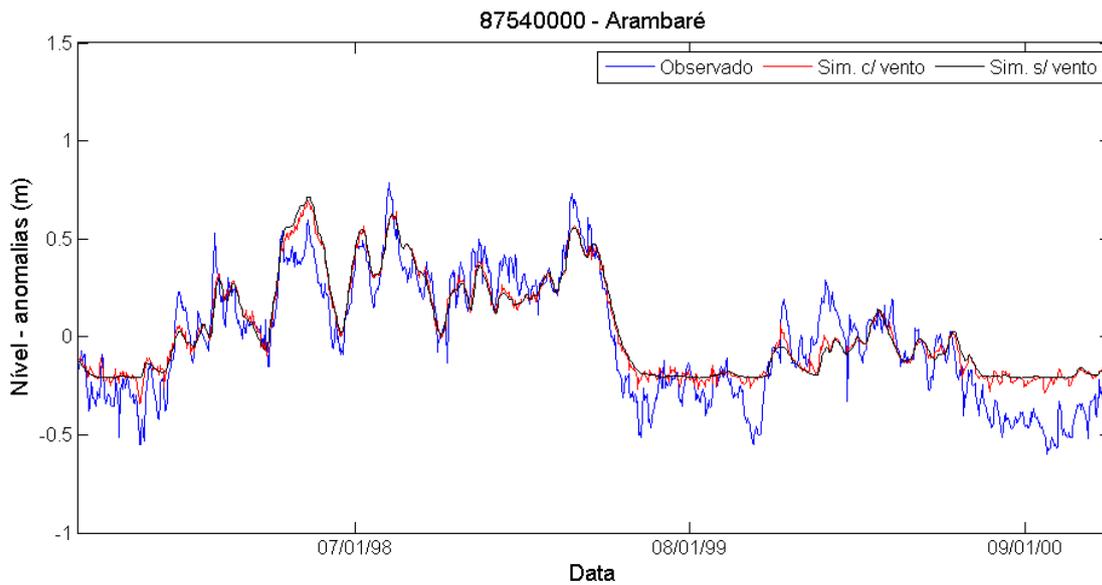


Figura 79 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto em Arambaré no período de calibração

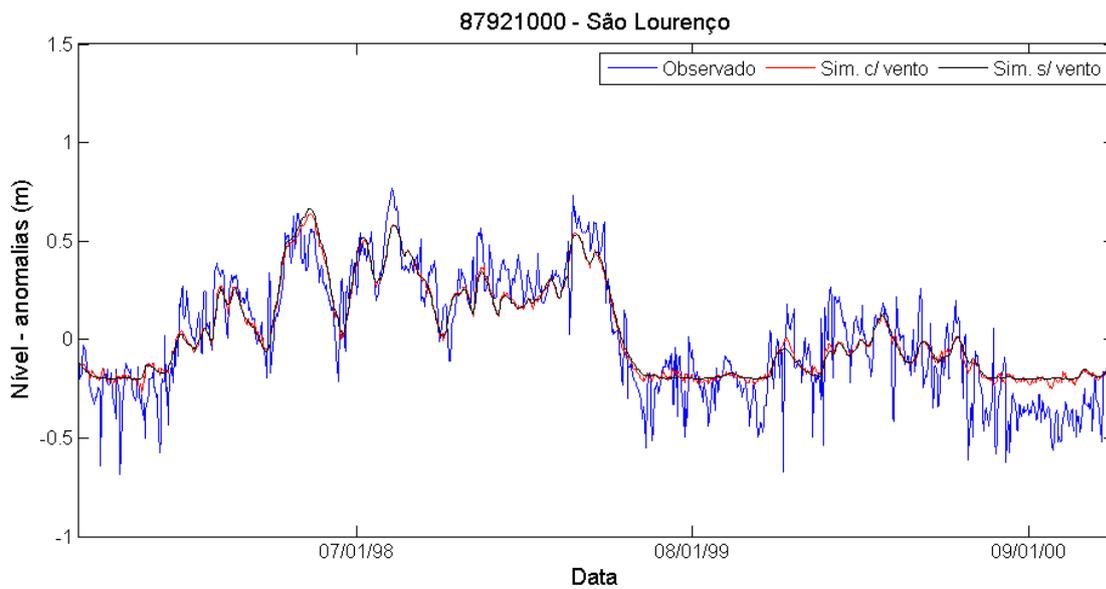


Figura 80 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto em São Lourenço no período de calibração.

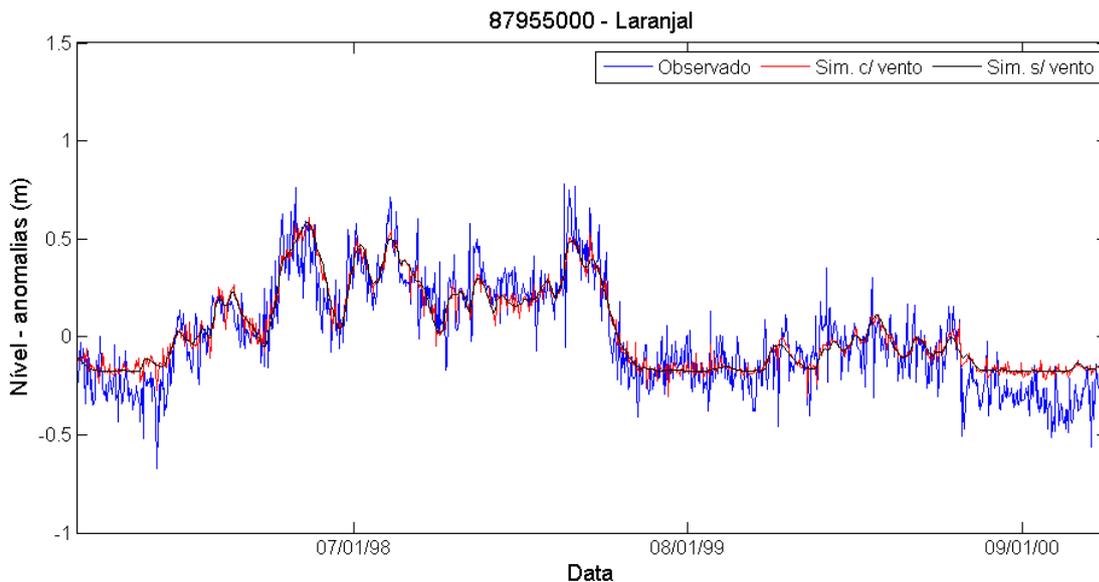


Figura 81 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem influência do vento no Posto em Laranjal no período de calibração

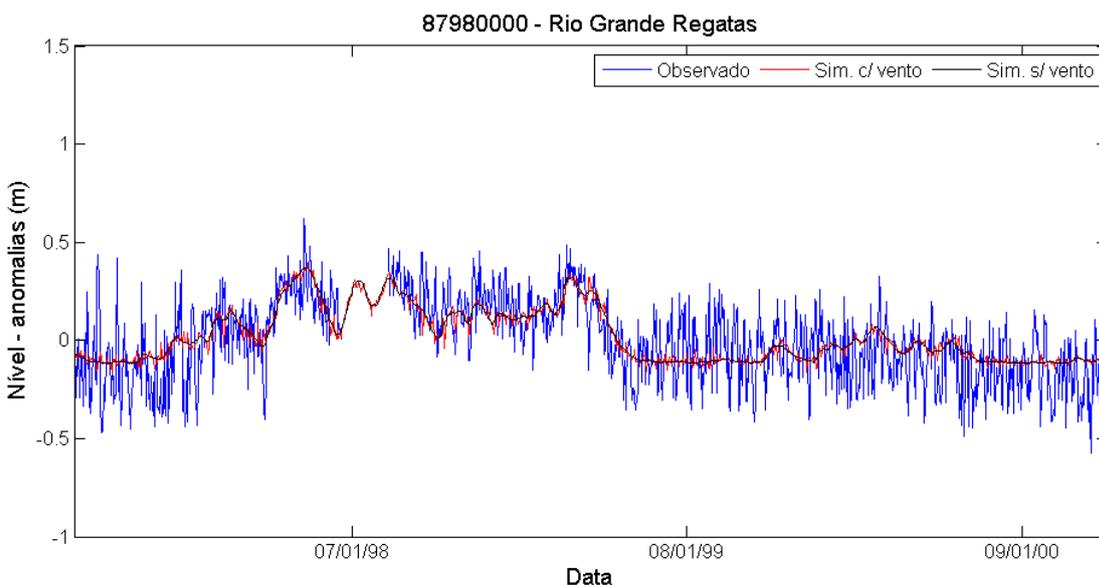


Figura 82 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem influência do vento no Posto em Rio Grande Regatas no período de calibração.

Por meio da análise das figuras verificou-se que a inclusão do vento causou o efeito esperado de reproduzir oscilações de alta frequência nos primeiros 7 postos a montante. No entanto, a reprodução dessas oscilações, apesar de ter melhorado o resultado, ainda não representou toda a amplitude observada nos dados observados. Em função disso, a análise de sensibilidade do coeficiente de atrito do vento foi realizada nesse estudo, e é apresentada nos resultados da Fase 4. O objetivo foi

permitir a verificação do valor ótimo de C_D e constatar se valores maiores do parâmetro produzem melhores resultados por simularem, de forma mais apropriada, a amplitude das oscilações de nível causadas pelo vento.

O posto de Rio Grande Regatas apresentou piora com a introdução do vento, isso pode estar relacionado a uma menor influência desse fator nos níveis nessa estação, principalmente se comparada à influência das marés. Outros fatores comentados anteriormente, como a influência da operação da barragem de São Gonçalo, podem ter efeito nesse comportamento.

6.3.2 Resultados no período de validação

Os resultados no período de validação são representados por meio da análise das métricas de desempenho com e sem a inclusão da influência do vento por meio da Tabela 11. É importante ressaltar que a disponibilidade de dados observados de nível em todos os postos localizados na laguna ou no Guaíba se limitou aos anos de 1984 a 1989, que correspondem a anos com baixa disponibilidade de dados de vento, como pode ser visualizado na Figura 16. Nesse período a disponibilidade desses dados é de 29% em Rio Grande, 14% em pelotas e 45% em Porto Alegre. Ainda, na tabela estão representados adicionalmente os resultados referentes à simulação dos níveis no posto de São Jerônimo, localizado no Rio Jacuí.

Tabela 11– Comparação das métricas de desempenho das anomalias dos níveis sem e com a influência do vento para o período de validação.

Postos	Nash-Sutcliffe			NSm			RMSE (m)			R		
	s/ vento	c/ vento	% cresc.	s/ vento	c/ vento	% cresc.	s/ vento	c/ vento	% cresc.	s/ vento	c/ vento	% cresc.
São Jerônimo	0,864	0,868	0,5%	0,685	0,693	1,2%	0,431	0,424	-1,6%	0,956	0,957	0,1%
I. da Pintada	0,634	0,645	1,8%	0,406	0,440	8,3%	0,237	0,233	-1,6%	0,797	0,806	1,0%
Cristal	0,772	0,775	0,4%	0,369	0,409	10,9%	0,201	0,199	-0,7%	0,879	0,880	0,2%
Ipanema	0,765	0,769	0,5%	0,335	0,375	12,0%	0,200	0,198	-0,9%	0,875	0,877	0,3%
P. Coatis	0,709	0,717	1,0%	0,311	0,346	11,5%	0,186	0,184	-1,3%	0,850	0,856	0,7%
Arambaré	0,769	0,773	0,6%	0,357	0,371	3,9%	0,147	0,146	-1,0%	0,883	0,885	0,3%
S. Lourenço	0,678	0,680	0,3%	0,162	0,174	7,5%	0,191	0,190	-0,3%	0,843	0,845	0,2%
Laranjal	0,672	0,680	1,1%	0,130	0,155	19,1%	0,132	0,131	-1,1%	0,828	0,833	0,7%
Rio Grande R.	0,110	0,103	-6,0%	0,015	-0,007	-146%	0,213	0,214	0,4%	0,346	0,339	-2,2%
Média*	0,638	0,643	0,7%	0,261	0,283	8,6%	0,188	0,187	-0,8%	0,788	0,790	0,3%
Média 7 postos*	0,714	0,720	0,8%	0,296	0,324	9,7%	0,185	0,183	-1,0%	0,851	0,855	0,5%

*Média = média sem São Jerônimo; *Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas e São Jerônimo

Considerando os postos localizados na laguna ou no Guaíba, assim como no período de calibração, houve melhora das métricas em todos os postos com exceção de Rio Grande Regatas, o que foi considerado um resultado positivo. Nesse período, no

entanto, a melhora foi menos significativa do que no período de calibração, com aumento médio de cerca de 1% do NS, 10% do NSm, 0,5% do R e diminuição de 1% do RMSE. Acredita-se que essa melhora menos expressiva ocorreu devido à menor disponibilidade de dados de vento no período, já que as métricas foram calculadas em todo o período com dados disponíveis de níveis d'água observados.

Em relação ao posto localizado no rio Jacuí verificou-se, por meio dos valores das métricas, bom desempenho do modelo. Considerando a maior disponibilidade de dados nesse posto nesse período, as anomalias dos níveis observados e simulados, com e sem a inclusão do vento na laguna, estão representadas na Figura 83. Verifica-se por meio dessa boa correspondência e uma tendência de melhor representação dos níveis em períodos de recessão com a influência do vento na laguna. Os resultados nesse posto possivelmente podem ser melhorados com a inclusão do vento nessa região da bacia, isso será objeto de estudos futuros com esse modelo.

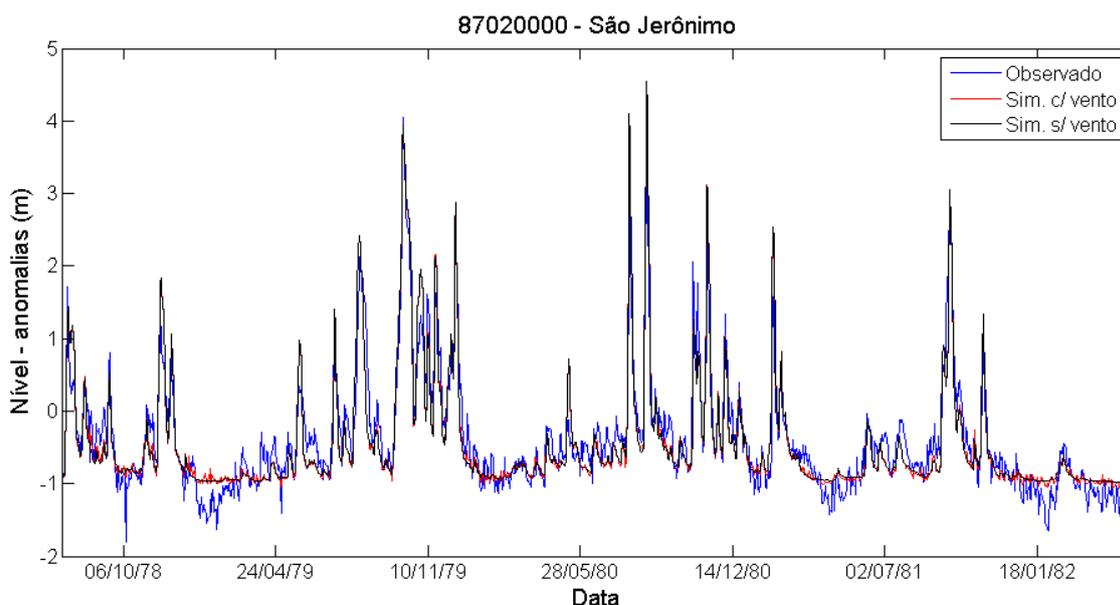


Figura 83 – Comparação das anomalias dos níveis simulados e observados com e sem a influência do vento no Posto São Jerônimo no período de calibração.

6.3.3 Considerações sobre os resultados da Fase 3

Por meio da análise os resultados obtidos na Fase 3, ressalta-se:

- A introdução da influência do vento contribuiu para uma melhor simulação das anomalias dos níveis nos 7 postos a montante de Rio

Grande Regatas tanto no período de calibração quanto no de validação, o que foi considerado um resultado positivo.

- O posto de Rio Grande Regatas foi o único local onde não houve melhora com a introdução da influência do vento. Isso pode estar relacionado com a influência mais demarcada das marés nessa região ou da operação do canal de São Gonçalo, que não foram contempladas nessa fase do estudo.
- A melhora na simulação devido à inclusão do vento ocorreu mais expressivamente no período de calibração. Acredita-se que isso pode ser atribuído a menor disponibilidade de dados de vento no período de validação (dados observados de nível d'água).
- Verificou-se que a melhora na simulação com a inclusão do vento ocorreu devido à representação das oscilações de alta frequência dos níveis. No entanto, a amplitude das oscilações de alta frequência simuladas pela inclusão do vento foi de ordem inferior à observada, o que motivou a análise de sensibilidade do parâmetro C_D , realizada na Fase 4 desse estudo.

6.4 Fase 4: Testes com o modelo MGB-IPH Inercial com influência do vento

Nesse item são descritos os resultados referentes à Fase 4 desse estudo, que contempla 4 testes:

1. Teste 1: Teste de sensibilidade do modelo ao coeficiente de atrito do vento;
2. Teste 2: Comparação entre os dados sub-diários utilizados na Fase 3 com dados horários disponíveis em estações automáticas;
3. Teste 3: Verificação do benefício da inclusão da maré;
4. Teste 4: Experimento de uma condição extrema de vento.

6.4.1 Teste 1: Sensibilidade do modelo ao coeficiente de atrito do vento

Os resultados referentes às métricas de desempenho do modelo no período de calibração estão representados da Tabela 12 à Tabela 15 para valores de C_D de 0 (condição sem a inclusão da influência do vento), 2×10^{-6} , 4×10^{-6} , 8×10^{-6} , 10×10^{-6} , 15×10^{-6} , 20×10^{-6} , 25×10^{-6} , 30×10^{-6} e 40×10^{-6} .

Tabela 12 – Coeficiente de Nash-Sutcliffe das anomalias dos níveis para diferentes valores de C_D . Melhores resultados destacados em verde.

Nash-Sutcliffe Postos	Coeficiente de atrito do vento - C_D (E-06)									
	0	2	4	8	10	15	20	25	30	40
Ilha da Pintada	0,743	0,757	0,772	0,785	0,788	0,783	0,769	0,746	0,714	0,631
Cristal	0,659	0,668	0,681	0,692	0,694	0,690	0,680	0,662	0,638	0,575
Ipanema	0,707	0,725	0,741	0,759	0,764	0,767	0,759	0,744	0,721	0,656
Ponta dos Coatis	0,707	0,724	0,743	0,764	0,770	0,776	0,774	0,765	0,748	0,697
Arambaré	0,732	0,738	0,757	0,773	0,778	0,781	0,786	0,778	0,768	0,734
São Lourenço	0,725	0,722	0,739	0,749	0,753	0,750	0,760	0,753	0,750	0,737
Laranjal	0,699	0,708	0,723	0,725	0,721	0,692	0,661	0,611	0,555	0,415
Rio Grande R.	0,289	0,277	0,250	0,206	0,182	0,139	0,044	0,006	-0,068	-0,230
Média	0,658	0,665	0,676	0,682	0,681	0,672	0,654	0,633	0,603	0,527
Média 7 postos*	0,710	0,720	0,737	0,750	0,752	0,748	0,741	0,723	0,699	0,635

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Tabela 13 – Coeficiente de Nash-Sutcliffe das anomalias dos níveis sobre as médias móveis de 31 dias (NSm) para diferentes valores de C_D . Melhores resultados destacados em verde.

NSm Postos	Coeficiente de atrito do vento - C_D (E-06)									
	0	2	4	8	10	15	20	25	30	40
Ilha da Pintada	0,361	0,427	0,471	0,518	0,526	0,513	0,460	0,376	0,264	-0,028
Cristal	0,280	0,324	0,353	0,376	0,375	0,347	0,289	0,205	0,102	-0,157
Ipanema	0,298	0,372	0,423	0,484	0,500	0,508	0,479	0,421	0,340	0,117
Ponta dos Coatis	0,286	0,367	0,424	0,496	0,518	0,540	0,527	0,486	0,424	0,246
Arambaré	0,380	0,411	0,422	0,419	0,407	0,355	0,270	0,169	0,047	-0,241
São Lourenço	0,162	0,180	0,192	0,202	0,204	0,197	0,186	0,165	0,141	0,083
Laranjal	0,110	0,182	0,221	0,238	0,224	0,145	-0,005	-0,180	-0,408	-0,979
Rio Grande R.	0,007	-0,024	-0,067	-0,151	-0,196	-0,278	-0,445	-0,517	-0,649	-0,935
Média	0,235	0,280	0,305	0,323	0,320	0,291	0,220	0,141	0,033	-0,237
Média 7 postos*	0,268	0,323	0,358	0,390	0,393	0,372	0,315	0,235	0,130	-0,137

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Tabela 14 – Raiz da média dos erros quadráticos (RMSE) das anomalias dos níveis para diferentes valores de C_D . Melhores resultados destacados em verde.

RMSE (m)	Coeficiente de atrito do vento - C_D (E-06)									
	Postos	0	2	4	8	10	15	20	25	30
Ilha da Pintada	0,190	0,185	0,179	0,174	0,173	0,175	0,180	0,189	0,200	0,228
Cristal	0,226	0,223	0,218	0,215	0,214	0,215	0,219	0,225	0,233	0,252
Ipanema	0,183	0,177	0,172	0,166	0,164	0,163	0,166	0,171	0,178	0,198
Ponta dos Coatis	0,181	0,175	0,169	0,162	0,160	0,158	0,159	0,162	0,168	0,184
Arambaré	0,151	0,149	0,143	0,139	0,137	0,136	0,135	0,137	0,140	0,150
São Lourenço	0,147	0,147	0,143	0,140	0,139	0,140	0,137	0,139	0,140	0,143
Laranjal	0,128	0,126	0,122	0,122	0,123	0,129	0,135	0,145	0,155	0,178
Rio Grande R.	0,158	0,159	0,162	0,167	0,170	0,174	0,183	0,187	0,194	0,208
Média	0,170	0,168	0,164	0,161	0,160	0,161	0,164	0,169	0,176	0,193
Média 7 postos*	0,172	0,169	0,164	0,160	0,159	0,159	0,161	0,167	0,173	0,190

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Tabela 15– Coeficiente de correlação (R) das anomalias dos níveis para diferentes valores de C_D . Melhores resultados destacados em verde.

R	Coeficiente de atrito do vento - C_D (E-06)									
	Postos	0	2	4	8	10	15	20	25	30
Ilha da Pintada	0,862	0,872	0,879	0,887	0,888	0,885	0,879	0,868	0,857	0,832
Cristal	0,812	0,819	0,826	0,832	0,833	0,830	0,826	0,817	0,808	0,789
Ipanema	0,841	0,852	0,861	0,871	0,874	0,876	0,874	0,868	0,861	0,845
Ponta dos Coatis	0,841	0,853	0,863	0,875	0,878	0,881	0,881	0,876	0,871	0,857
Arambaré	0,863	0,873	0,878	0,886	0,888	0,890	0,887	0,882	0,876	0,863
São Lourenço	0,861	0,866	0,870	0,875	0,877	0,877	0,876	0,873	0,869	0,859
Laranjal	0,838	0,849	0,853	0,853	0,850	0,833	0,815	0,788	0,764	0,719
Rio Grande R.	0,543	0,526	0,511	0,478	0,462	0,417	0,383	0,343	0,311	0,256
Média	0,808	0,814	0,818	0,820	0,819	0,811	0,803	0,789	0,777	0,753
Média 7 postos*	0,845	0,855	0,862	0,869	0,870	0,867	0,863	0,853	0,844	0,824

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

Os valores em verde nas tabelas representam o melhor valor das métricas em cada posto analisado. Considerando as métricas NS, RMSE e R, verificou-se que valores mais altos do que o valor inicialmente adotado de 4×10^{-6} para o coeficiente resultam em melhores desempenhos do modelo em todos os postos com exceção de Rio Grande Regatas. Desde o posto da Ilha da Pintada até São Lourenço, percebeu-se uma melhora progressiva com o aumento do coeficiente para essas métricas até um limite, que variou entre 10×10^{-6} e 20×10^{-6} . Acima desses valores, resultados tenderam a piorar com o aumento do valor de C_D este. Para as métricas NS e RMSE, valores tão altos quanto 20×10^{-6} resultam em melhores desempenhos em Arambaré e São Lourenço. No Laranjal, o valor ótimo de C_D foi de 8×10^{-6} , menor que para os postos a montante.

Considerando a métrica NSm, que representa o desempenho da representação de oscilações de alta frequência, valores maiores de 4×10^{-6} também apresentaram melhores resultados para a maioria dos postos, com exceção de Rio Grande Regatas e Arambaré. Esse último apresentou o valor ótimo da métrica com o coeficiente da literatura.

Verificou-se que em média, sem considerar o desempenho do modelo em Rio Grande Regatas, os melhores resultados foram encontrados com C_D de 10×10^{-6} . O posto de Rio Grande Regatas, como já ressaltado anteriormente, se localiza próximo ao exutório da bacia e tem seu desempenho influenciado pelas condições do oceano, que não foram introduzidas nesse teste. Em função disso, seu desempenho não foi considerado na definição de um valor “ótimo” do coeficiente de atrito do vento, definido, portanto, como 10×10^{-6} . Cabe ressaltar que esse valor está um pouco acima do intervalo utilizado na literatura, no entanto esta ocorrência possivelmente pode ser explicada pelos seguintes fatos:

- Como visto nos testes da Fase 2, a influência do vento é tanto maior quanto maior for o valor da largura em relação ao valor de vazão. Para fins de modelagem a largura dos trechos de rio das minibacias inseridas na laguna foi de 2 km, enquanto a mesma pode apresentar em campo larguras de cerca de 50 km próximas a São Lourenço e 35 km próximo a Arambaré. No Guaíba, a largura dos trechos de rio das minibacias foi definida como 1,2 km para fins de modelagem, sendo que em alguns trechos a largura do corpo d'água em campo supera 10 km. Dado esses dois últimos fatos, a obtenção de melhores resultados com a utilização de maiores valores de C_D pode estar diretamente relacionado à compensação da menor largura efetiva utilizada no cálculo da influência do vento no escoamento;
- A definição automática das direções de escoamento por meio da posição dos centróides das minibacias pode ocasionar a consideração de uma menor intensidade do vento na direção real do escoamento.
- A baixa distribuição espacial dos dados diários de vento disponíveis pode causar resultados com efeito reduzido do vento. Por exemplo: as reais velocidades do vento em outras regiões da laguna, onde não há disponibilidade de dados diários podem ser muito superiores às regiões onde há dados, como realmente ocorre no posto automático em Mostardas, cujas características foram representadas na Figura 20. Ou seja, o coeficiente C_D mais elevado serve para compensar ventos usados na modelagem mais baixos do que o vento real.

Esse resultado também sugere que a adoção de diferentes valores de C_D associados a diferentes porções da laguna pode ser aconselhável devido às diferenças morfológicas que ocorrem em diferentes porções da mesma.

A Figura 84 e a Figura 85 representam as anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} , 10×10^{-6} , 20×10^{-6} e 40×10^{-6} na Ilha da Pintada e em Arambaré, respectivamente. É possível verificar que com o aumento do coeficiente de atrito do vento, ocorre também o aumento da amplitude das oscilações de alta frequência produzidas por esse fator. Cabe ressaltar que essa amplitude é visualmente menos expressiva em Arambaré do que na Ilha da Pintada, o que está de acordo com o estudo de Cavalcante e Mendes (2014) realizado com um modelo hidrodinâmico bidimensional.

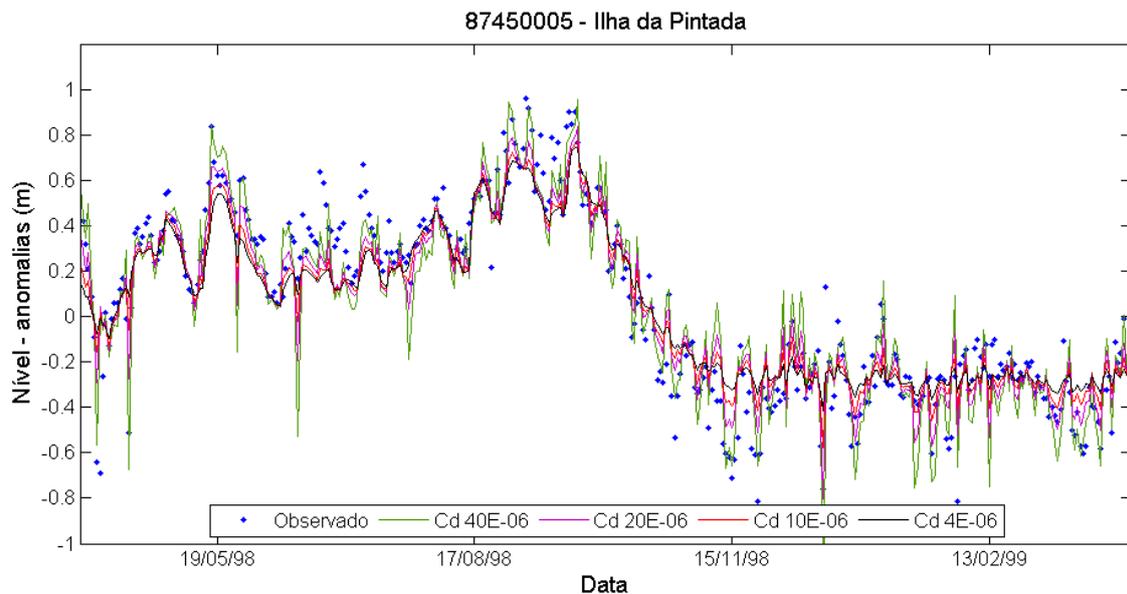


Figura 84 – Anomalias dos níveis observados e simulados com diferentes valores de C_D , 40×10^{-6} , 20×10^{-6} , 10×10^{-6} e 4×10^{-6} , no posto na Ilha da Pintada.

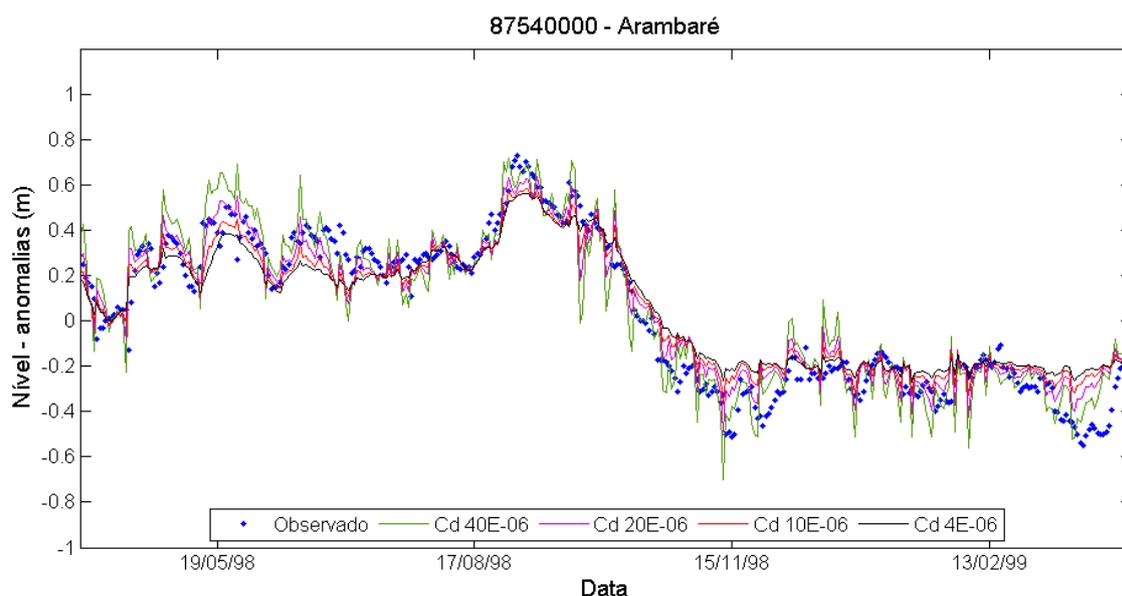


Figura 85 – Anomalias dos níveis observados e simulados com diferentes valores de C_D , 40×10^{-6} , 20×10^{-6} , 10×10^{-6} e 4×10^{-6} , no posto em Arambaré.

Na Tabela 16 estão representadas as métricas de desempenho das anomalias dos níveis para o período de calibração na condição sem a consideração da influência do vento e com essa consideração utilizando o valor ótimo de C_D de 10×10^{-6} .

Tabela 16 – Métricas com relação às situações sem vento e com vento considerando o C_D ótimo de 10×10^{-6} .

Postos	Nash-Sutcliffe			NSm			RMSE (m)			R		
	s/ vento	c/ vento	% cresc.	s/ vento	c/ vento	% cresc.	s/ vento	c/ vento	% cresc.	s/ vento	c/ vento	% cresc.
I. da Pintada	0,743	0,788	6,0%	0,361	0,526	45,7%	0,190	0,173	-9,1%	0,862	0,888	3,0%
Cristal	0,659	0,694	5,3%	0,280	0,375	34,1%	0,226	0,214	-5,3%	0,812	0,833	2,6%
Ipanema	0,707	0,764	8,0%	0,298	0,500	67,5%	0,183	0,164	-10,2%	0,841	0,874	3,9%
P. dos Coatis	0,707	0,770	8,9%	0,286	0,518	81,3%	0,181	0,160	-11,4%	0,841	0,878	4,4%
Arambaré	0,732	0,778	6,3%	0,380	0,407	7,0%	0,151	0,137	-9,0%	0,863	0,888	2,9%
S. Lourenço	0,725	0,753	3,8%	0,162	0,204	25,9%	0,147	0,139	-5,2%	0,861	0,877	1,8%
Laranjal	0,699	0,721	3,1%	0,110	0,224	103,1%	0,128	0,123	-3,7%	0,838	0,850	1,4%
Rio Grande R.	0,289	0,182	-37,1%	0,007	-0,196	-2779%	0,158	0,170	7,3%	0,543	0,462	-14,9%
Média	0,658	0,681	3,6%	0,235	0,320	35,7%	0,170	0,160	-6,1%	0,808	0,819	1,4%
Média 7 postos*	0,710	0,752	5,9%	0,268	0,393	46,7%	0,172	0,159	-7,8%	0,845	0,870	2,9%

*Média 7 postos = média sem Rio Grande Regatas

É possível verificar melhoras das métricas de desempenho em todos os postos com exceção de Rio Grande Regatas e Laranjal por meio da adoção deste valor de C_D . O aumento médio da métrica NS (sem a consideração do posto Rio Grande Regatas) foi cerca de 6%, 2 pontos percentuais maior do que para a condição de C_D igual a 4×10^{-6} . Considerando a métrica NSm, o aumento médio foi de 47%, 13 pontos percentuais acima. A redução média do RMSE para os mesmos postos foi de cerca de 8%, 3 pontos percentuais inferior do que para a condição com C_D igual a 4×10^{-6} .

As figuras a seguir representam os cotogramas referentes às anomalias dos níveis observados e simulados, considerando C_D igual a 4×10^{-6} e a 10×10^{-6} para os postos da Ilha da Pintada (Figura 86), Arambaré (Figura 87), São Lourenço (Figura 88) e Laranjal (Figura 89). Visualmente é possível verificar a melhor representação dos níveis nas 3 primeiras figuras com o valor de C_D de 10×10^{-6} . Apesar das métricas no posto laranjal terem piorado com o maior valor de C_D , na Figura 89 é possível verificar que apesar de não ter ocorrido melhor representação das anomalias dos níveis com C_D maior, a amplitude das oscilações aparentou estar mais correta com essa abordagem.

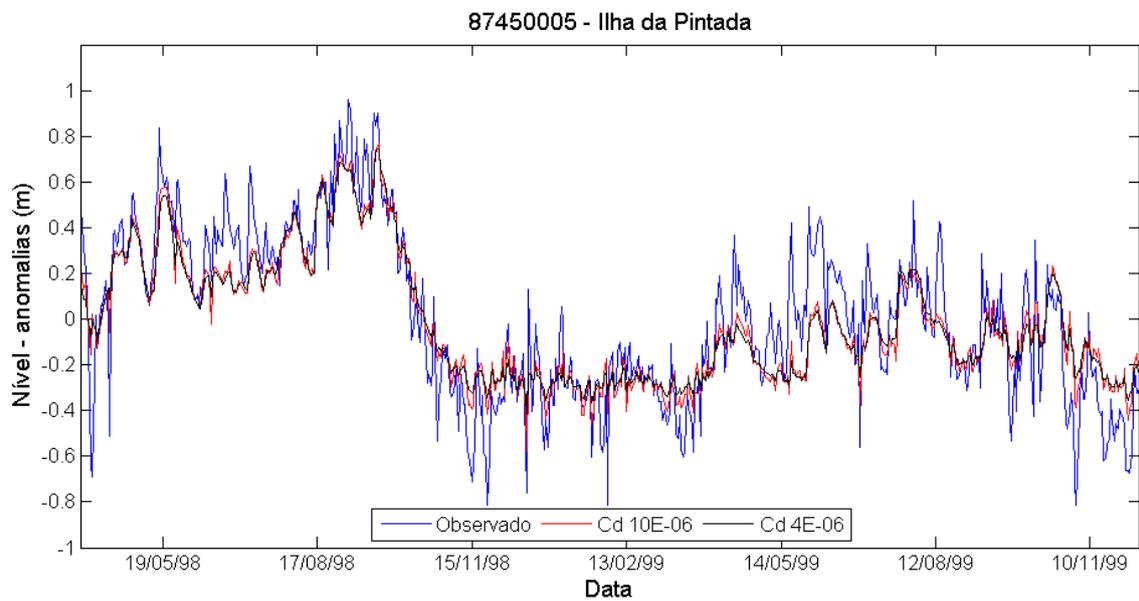


Figura 86 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto na Ilha da Pintada.

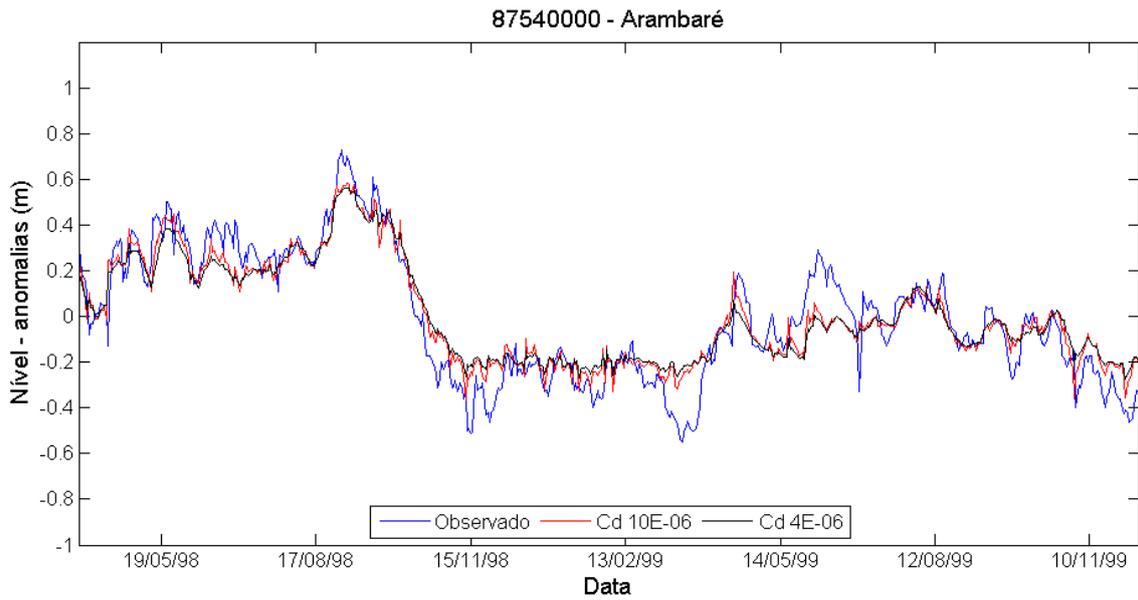


Figura 87 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto em Arambaré.

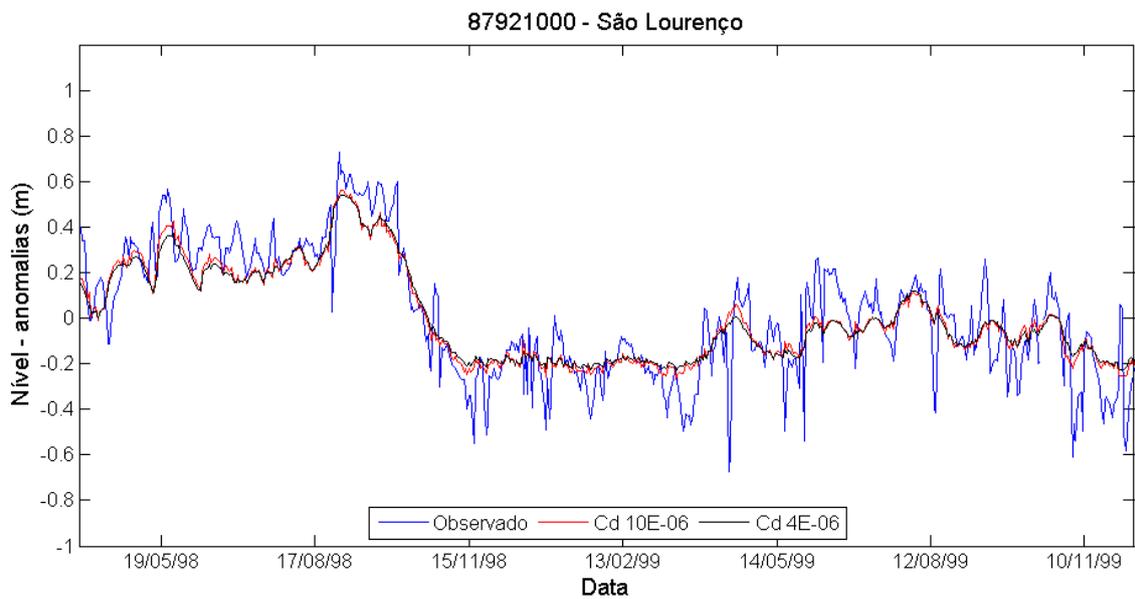


Figura 88 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto em São Lourenço.

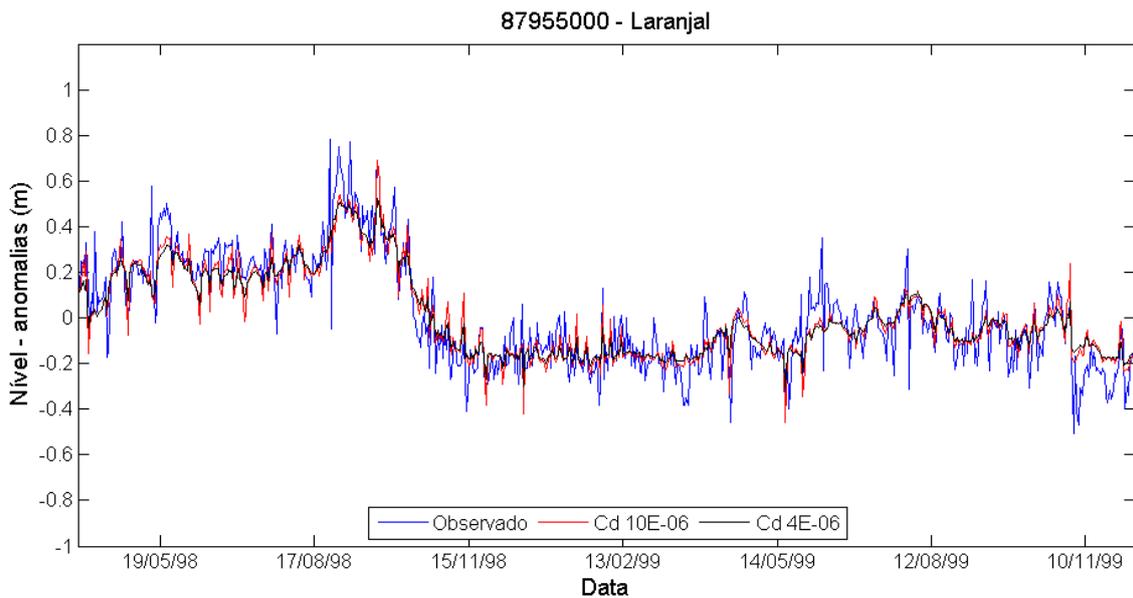


Figura 89 – Anomalias dos níveis observados e simulados com valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} no posto em Laranjal.

Cabe aqui fazer uma breve constatação sobre a influência da largura das conexões laterais considerando o cenário com vento. No Anexo E estão representadas tabelas das métricas NS e NSm considerando b igual a 0, 50 e 100 metros. Enquanto imagina-se que o valor selecionado de b possa ser distinto em função da consideração do vento, a sua influência na representação da vazão é mais importante. Assim, mesmo que a métrica NSm tenha apresentado melhores resultados considerando b igual a 100 metros, o valor de NS piorou com o aumento da largura, indicando que a representação da vazão é prejudicada pelo aumento de b em função do aumento da condutividade hidráulica do sistema.

6.4.2 Teste 2: Comparação dos dados de vento diários com dados horários

Nesse item os resultados da comparação entre as simulações com dados de vento diários (ou sub-diários, já que temos 3 medições por dia) e com dados horários são apresentados. Para cada conjunto de dados foram realizadas simulações tanto utilizando o valor do parâmetro C_D da literatura, 4×10^{-6} , quanto o valor definido como melhor no teste de sensibilidade, 10×10^{-6} . As 4 tabelas a seguir (Tabela 17 à Tabela 20) mostram esses resultados para cada métrica de desempenho utilizada considerando o período entre 01/01/2008 e 31/12/2010. Cabe citar novamente que esse período de 3 anos foi escolhido por constituir-se no período com maior disponibilidade de dados de

ambas as fontes. Nas tabelas os valores em verde das métricas representam os melhores desempenhos para cada posto considerando todos os cenários (sem vento, com vento sub-diário, considerando os dois valores de C_D , e vento horário, considerando os dois valores de C_D). Os valores em negrito de crescimento estão relacionados à comparação entre as simulações com dados horários e sub-diários, para cada posto e para cada valor de C_D , sendo que os valores em negrito representam os melhores desempenhos.

Tabela 17 – Nash-Sutcliffe das anomalias dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} .

Postos	Nash-Sutcliffe					Cresc. em relação ao cenário sem vento			
	Sem Vento	C_D 4E-06		C_D 10E-06		C_D 4E-06		C_D 10E-06	
		Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.
Ilha da Pintada	0,711	0,729	0,768	0,744	0,805	2,5%	8,1%	4,7%	13,3%
Cristal	0,679	0,698	0,725	0,715	0,750	2,8%	6,8%	5,3%	10,5%
Ipanema	0,671	0,696	0,744	0,721	0,787	3,8%	10,9%	7,5%	17,4%
P. dos Coatis	0,675	0,704	0,756	0,733	0,806	4,3%	12,0%	8,6%	19,4%
Arambaré	0,663	0,688	0,696	0,716	0,725	3,7%	4,9%	8,0%	9,3%
São Lourenço	0,696	0,710	0,710	0,726	0,695	1,9%	2,1%	4,3%	-0,1%
Laranjal	0,709	0,726	0,717	0,724	0,682	2,4%	1,1%	2,0%	-3,9%
Rio Grande R.	0,218	0,182	0,152	0,114	0,002	-16,5%	-30,5%	-47,7%	-98,9%
Média	0,628	0,642	0,659	0,649	0,657	1%	2%	-1%	-4%
Média 7 postos	0,686	0,707	0,731	0,726	0,750	3%	7%	6%	9%

7 postos = sem Rio Grande Regatas; vento d. = vento sub-diário; vento h. = vento horário

Tabela 18 – Nash Sutcliffe das anomalias sobre as médias móveis dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} .

Postos	NSm					Cresc. em relação ao cenário sem vento			
	Sem Vento	C_D 4E-06		C_D 10E-06		C_D 4E-06		C_D 10E-06	
		Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.
Ilha da Pintada	0,354	0,436	0,506	0,496	0,567	23,0%	42,6%	40,0%	60,0%
Cristal	0,210	0,294	0,352	0,357	0,389	40,1%	67,6%	69,9%	85,0%
Ipanema	0,239	0,354	0,453	0,447	0,532	47,8%	89,5%	86,9%	122,2%
P. dos Coatis	0,260	0,395	0,528	0,514	0,639	51,8%	102,6%	97,3%	145,3%
Arambaré	0,330	0,377	0,405	0,388	0,367	14,2%	22,8%	17,5%	11,1%
São Lourenço	0,201	0,233	0,307	0,260	0,236	16,0%	52,9%	29,6%	17,9%
Laranjal	0,132	0,240	0,255	0,264	0,139	81,4%	92,9%	99,6%	5,3%
Rio Grande R.	-0,005	-0,063	-0,121	-0,167	-0,335	-	-	-	-
Média	0,215	0,283	0,336	0,320	0,317	31,6%	55,9%	48,6%	47,1%
Média 7 postos	0,247	0,333	0,401	0,389	0,410	39,2%	67,3%	63,0%	63,8%

7 postos = sem Rio Grande Regatas; vento d. = vento sub-diário; vento h. = vento horário

Tabela 19 – RMSE das anomalias dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} .

Postos	RMSE					Cresc. em relação ao cenário sem vento			
	Sem Vento	C_D 4E-06		C_D 10E-06		C_D 4E-06		C_D 10E-06	
		Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.
Ilha da Pintada	0,205	0,198	0,183	0,193	0,168	-3,2%	-10,5%	-5,9%	-17,9%
Cristal	0,214	0,207	0,198	0,201	0,188	-3,0%	-7,5%	-5,8%	-11,8%
Ipanema	0,191	0,184	0,169	0,176	0,154	-4,0%	-11,8%	-8,0%	-19,6%
P. dos Coatis	0,190	0,182	0,165	0,172	0,147	-4,5%	-13,4%	-9,4%	-22,7%
Arambaré	0,157	0,151	0,149	0,144	0,142	-3,8%	-5,0%	-8,2%	-9,6%
São Lourenço	0,146	0,142	0,142	0,138	0,146	-2,2%	-2,4%	-5,1%	0,1%
Laranjal	0,123	0,119	0,121	0,119	0,128	-2,9%	-1,3%	-2,5%	4,6%
Rio Grande R.	0,144	0,147	0,150	0,153	0,162	2,3%	4,2%	6,4%	13,0%
Média	0,171	0,166	0,160	0,162	0,154	-3%	-6%	-5%	-8%
Média 7 postos	0,175	0,169	0,161	0,163	0,153	-3%	-7%	-6%	-11%

7 postos = sem Rio Grande Regatas; vento d. = vento sub-diário; vento h. = vento horário

Tabela 20 – Coeficiente de correlação (R) das anomalias dos níveis das simulações sem vento, com vento sub-diário e com vento horário para os valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} .

Postos	R					Cresc. em relação ao cenário sem vento			
	Sem Vento	C_D 4E-06		C_D 10E-06		C_D 4E-06		C_D 10E-06	
		Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.	Vento d.	Vento h.
Ilha da Pintada	0,845	0,856	0,882	0,864	0,899	1,3%	4,4%	2,3%	6,5%
Cristal	0,825	0,837	0,855	0,846	0,867	1,5%	3,6%	2,6%	5,1%
Ipanema	0,819	0,835	0,864	0,849	0,887	1,9%	5,5%	3,7%	8,3%
P. dos Coatis	0,822	0,840	0,874	0,857	0,898	2,2%	6,3%	4,3%	9,3%
Arambaré	0,819	0,836	0,846	0,853	0,859	2,1%	3,3%	4,1%	4,9%
São Lourenço	0,844	0,854	0,863	0,865	0,844	1,2%	2,2%	2,5%	0,0%
Laranjal	0,850	0,862	0,862	0,857	0,829	1,4%	1,4%	0,8%	-2,5%
Rio Grande R.	0,493	0,465	0,424	0,417	0,322	-5,7%	-14,1%	-15,4%	-34,7%
Média	0,789	0,798	0,808	0,801	0,801	1%	2%	1%	0%
Média 7 postos	0,832	0,846	0,863	0,856	0,869	2%	4%	3%	5%

7 postos = sem Rio Grande Regatas; vento d. = vento sub-diário; vento h. = vento horário

Por meio da análise das tabelas referentes às métricas NS, RMSE e R, é possível verificar que as simulações com o vento horário apresentaram melhoras significativas em relação às simulações com vento sub-diário para os 5 postos mais a montante (todos menos São Lourenço, Laranjal e Rio Grande Regatas) para os 2 valores de C_D . Considerando o valor de C_D igual a 10×10^{-6} , os 3 postos mais a jusante, São Lourenço, Laranjal e Rio grande Regatas apresentaram piora com a adoção de dados horários. No entanto, para os 5 postos mais a montante, a melhoria do NS em relação ao cenário sem vento, considerando todas as métricas, resultou entre 9,3% e 19,4%, valores significativamente superiores ao cenário com dados sub-diários, que resultaram entre 4,7% e 8,6%. Ainda considerando as métricas NS, RMSE e R, com relação ao C_D de

4×10^{-6} , a melhora em relação ao cenário sem vento dos 5 postos mais a montante com a utilização de dados horários foi menos expressiva. Valores de NS ficaram entre 4,9% e 12%. No entanto essa melhora nesses postos ainda é mais expressiva em relação à simulação com a utilização de dados sub-diários, cuja melhora dos valores de NS resultou entre 2,5% e 4,3%.

Considerando a métrica NSm, verificou-se que a utilização de dados horários e um C_D de 10×10^{-6} considerando os 4 postos localizados no Guaíba resultou em melhorias significativas, sendo que a métrica NSm atingiu valores superiores a 0,5 na Ilha da Pintada, em Ipanema e na Ponta dos Coatis. Para os outros postos localizados na laguna, com exceção do Laranjal e de Rio Grande Regatas, também houve melhora com a utilização de dados horários, mas considerando um C_D de 4×10^{-6} . Esse resultado indica que estudos futuros devem verificar a possibilidade de considerar valores de C_D distintos no Guaíba e na Laguna dos Patos.

Por fim, percebe-se que a utilização de dados horários no Guaíba é importante para a melhor representação dos níveis, com melhores resultados com dados horários e C_D igual a 10×10^{-6} . Nos postos localizados na laguna, no entanto, os benefícios dessa utilização não demonstraram tanta relevância, sendo que, de forma geral, nos postos mais a jusante (São Lourenço, Laranjal e Rio Grande Regatas) não houve benefício com a utilização desses dados. A comparação entre os cotogramas das anomalias dos níveis com a utilização de dados horários e subdiários, para os valores de C_D 4×10^{-6} e 10×10^{-6} , estão representados por meio da Figura 90 até a Figura 97 para os postos na Ilha da Pintada, Arambaré, São Lourenço e Laranjal.

Os resultados de NS obtidos na presente aplicação, considerando dados de vento horário e C_D 10×10^{-6} , estão na faixa de 0,68 a 0,81, considerando somente os mesmos postos utilizados por Cavalcante e Mendes (2014), que obteve valores na faixa de 0,58 a 0,89. Estes desempenhos podem ser considerados similares, apesar da abordagem do presente trabalho considerar uma representação mais simplificada da laguna.

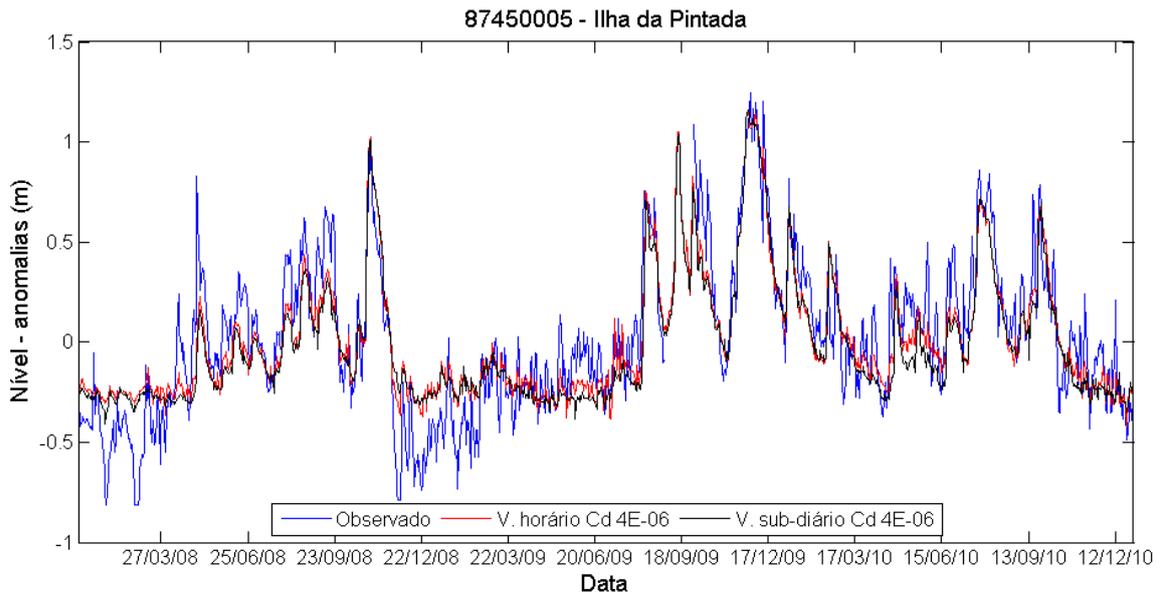


Figura 90 - Cotogramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 4 \times 10^{-6}$ no posto na Ilha da Pintada.

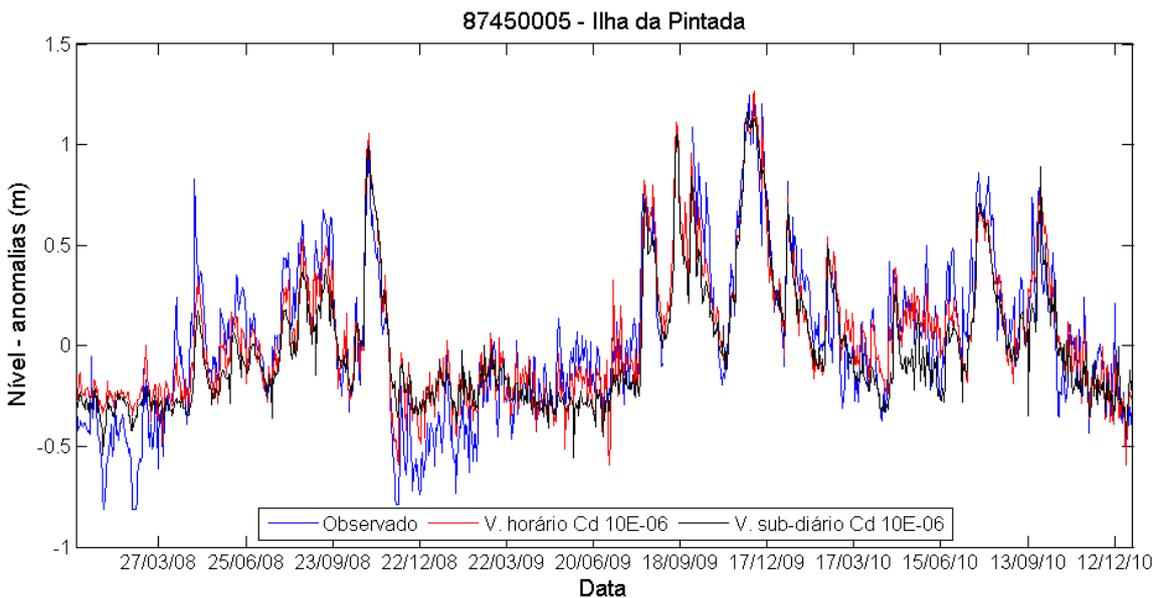


Figura 91 - Cotogramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 10 \times 10^{-6}$ no posto na Ilha da Pintada.

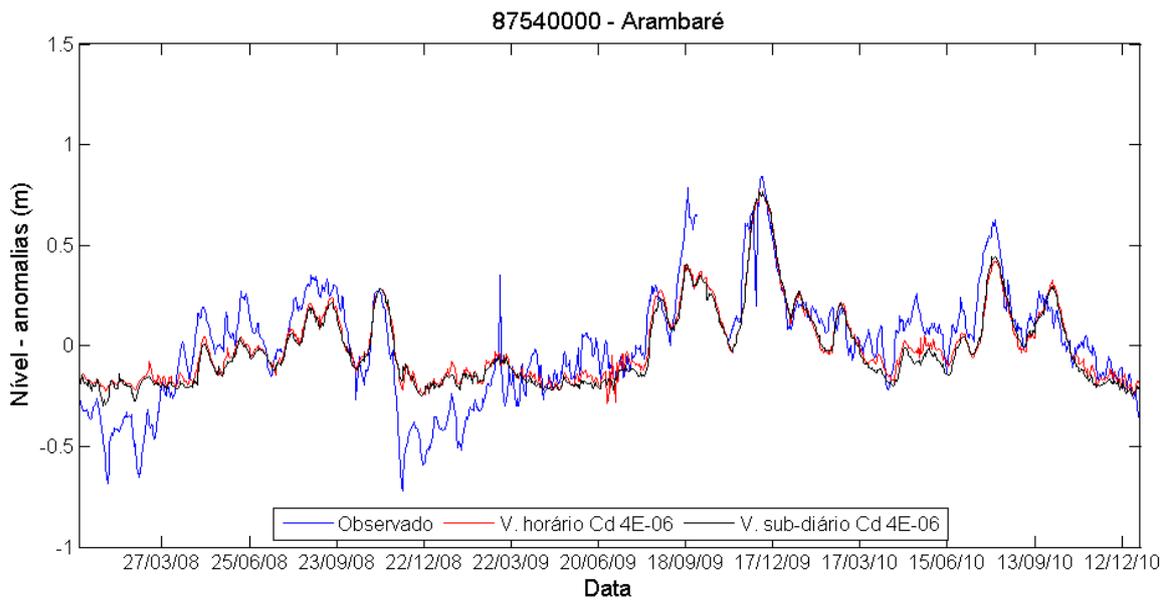


Figura 92 - Cotogramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 4 \times 10^{-6}$ no posto em Arambaré.

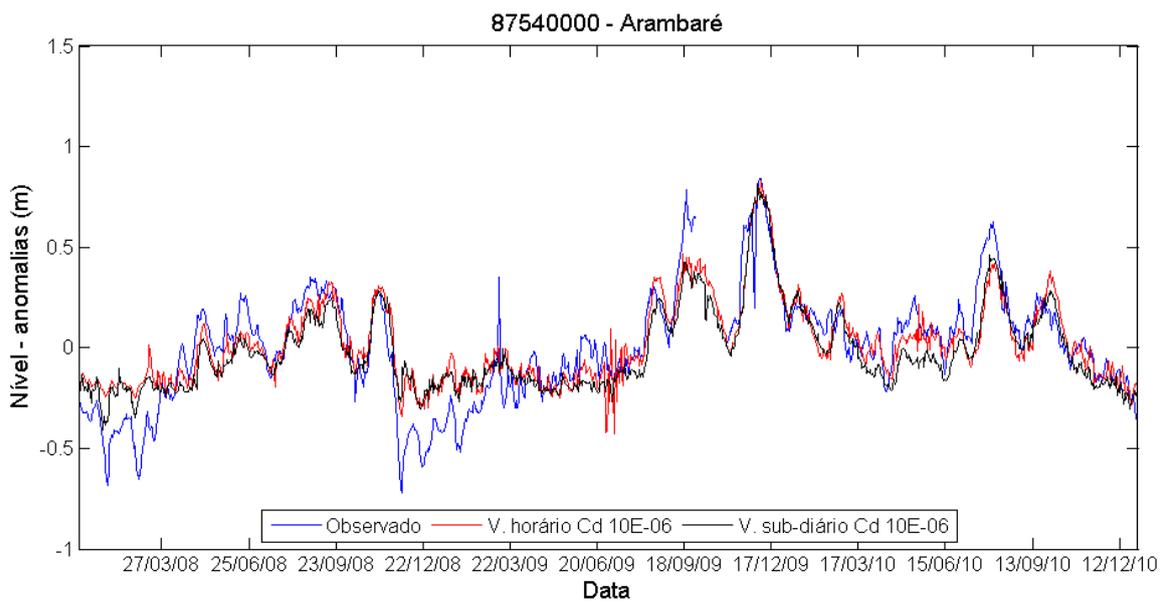


Figura 93 - Cotogramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 10 \times 10^{-6}$ no posto em Arambaré.

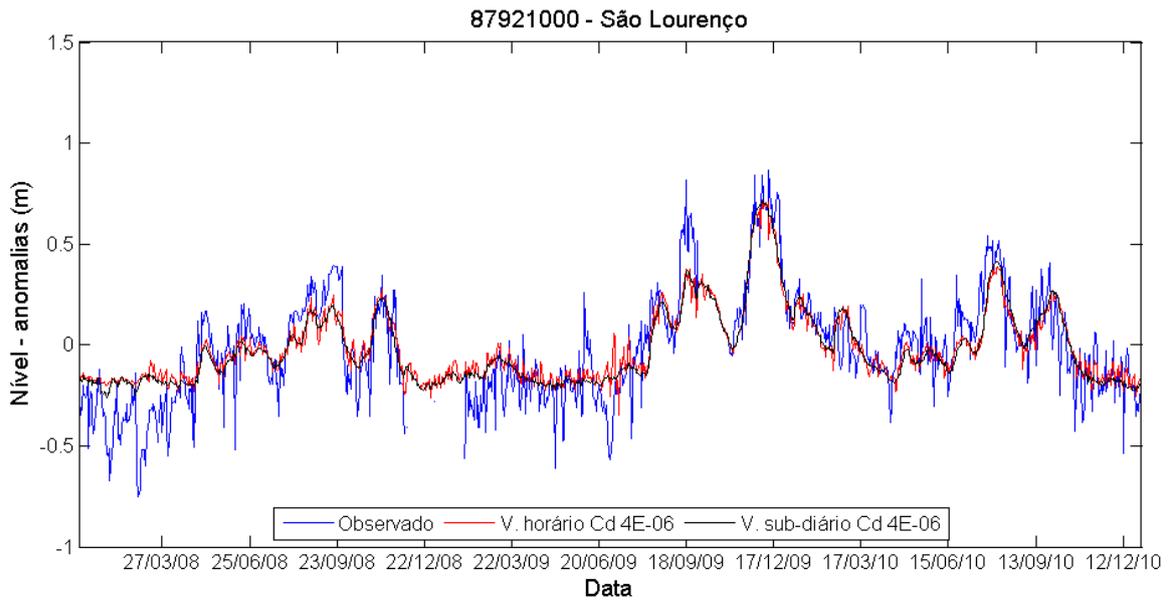


Figura 94 - Cotogramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 4 \times 10^{-6}$ no posto em São Lourenço.

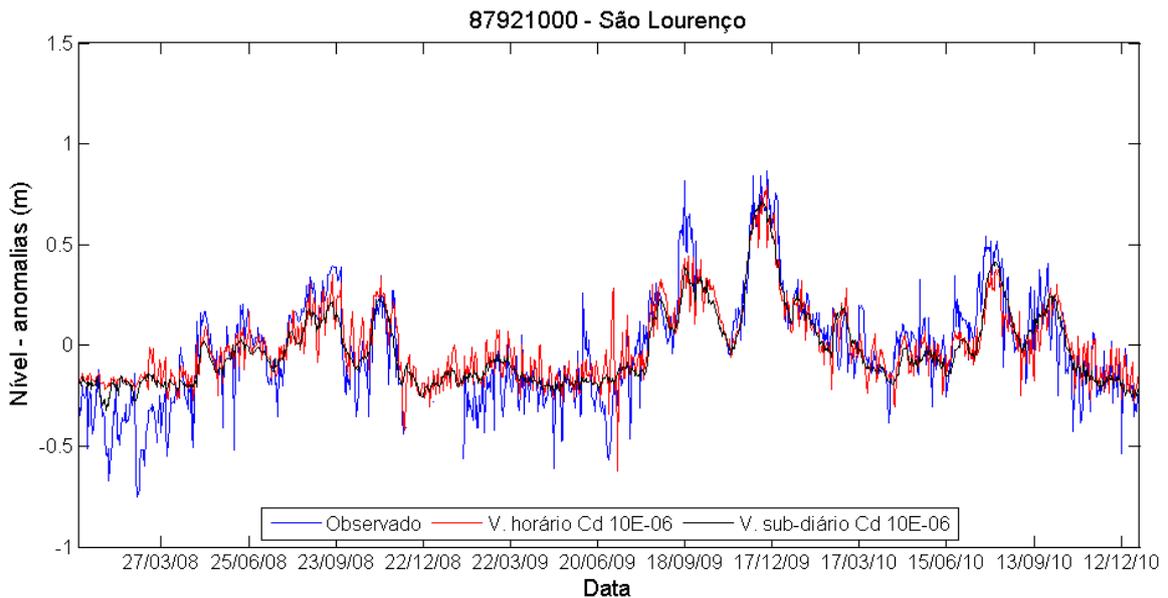


Figura 95 - Cotogramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 10 \times 10^{-6}$ no posto em São Lourenço.

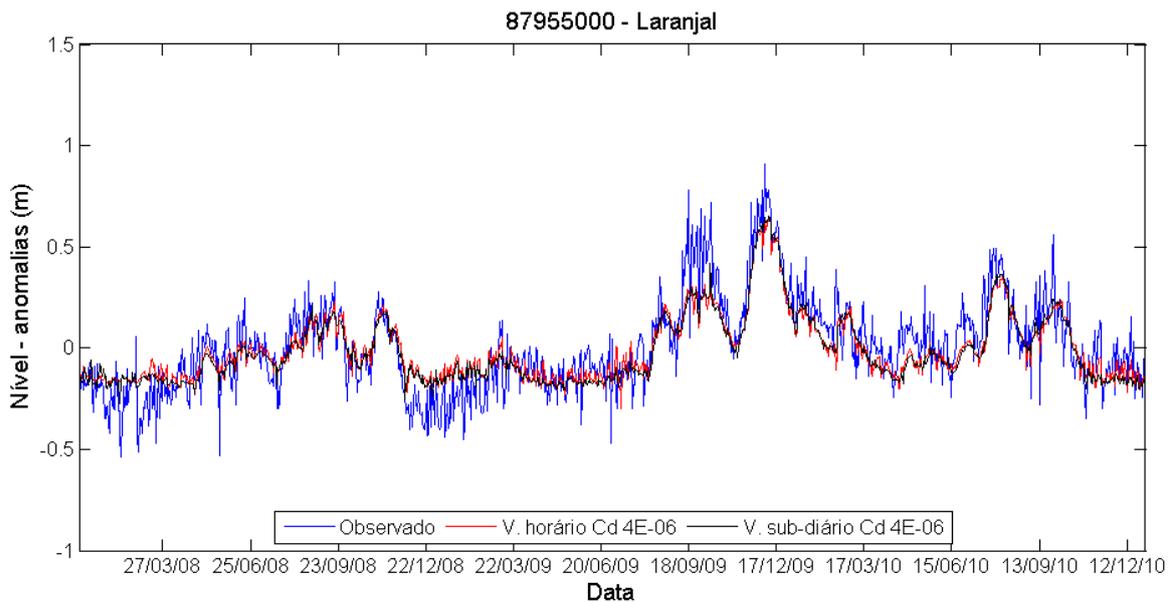


Figura 96 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 4 \times 10^{-6}$ no posto em Laranjal.

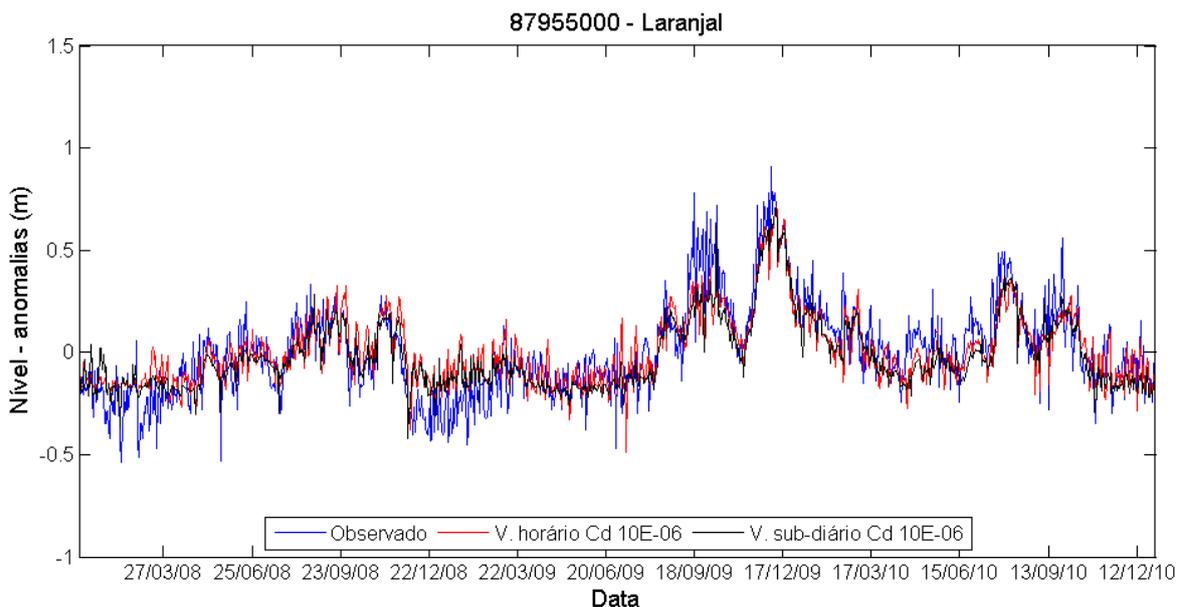


Figura 97 - Cotagramas das anomalias dos níveis observados e simulados utilizando dados sub-diários e horários com $C_D 10 \times 10^{-6}$ no posto em Laranjal.

Por meio da análise das figuras, verifica-se o aumento da amplitude das oscilações de alta frequência dos níveis com a utilização de dados horários em todos os postos para os dois valores de C_D . Conforme pode ser observado pela análise das métricas, o posto na Ilha da Pintada é o que apresentou melhora mais expressiva na representação dos níveis com a utilização de dados horários visíveis nos cotagramas.

Os dados horários parecem também fornecer melhores representações das amplitudes de das oscilações de alta frequência dos níveis simulados em todos os postos.

6.4.3 Teste 3: Introdução da influência das marés

Nesse teste foi realizada a introdução da influência da maré no sistema por meio da utilização dos níveis d'água medidos no Posto de Rio Grande Regatas como condição de contorno de jusante. Cabe ressaltar novamente que a utilização dessa condição de contorno introduz não apenas sinais referentes à maré, mas ao vento local e às condições de vazão. A Tabela 21 apresenta as métricas de desempenho das anomalias dos níveis da comparação entre simulações em que se considerou e não se considerou a influência das marés por meio da adição dessa condição de contorno de jusante. Essas simulações foram realizadas considerando a influência do vento diário utilizando o coeficiente de atrito do vento, C_D , de 10×10^{-6} .

Tabela 21 – Métricas de desempenho das anomalias dos níveis das simulações sem e com a introdução das marés considerando o efeito do vento e um C_D de 10×10^{-6} .

Postos	Nash-Sutcliffe			NSm			RMSE (m)			R		
	s/ maré	c/ maré	% cresc.	s/ maré	c/ maré	% cresc.	s/ maré	c/ maré	% cresc.	s/ maré	c/ maré	% cresc.
I. da Pintada	0,788	0,818	3,9%	0,526	0,545	3,6%	0,173	0,160	-7,4%	0,888	0,906	2,1%
Cristal	0,694	0,714	2,9%	0,375	0,394	5,1%	0,214	0,207	-3,4%	0,833	0,847	1,7%
Ipanema	0,764	0,795	4,0%	0,500	0,527	5,5%	0,164	0,153	-6,8%	0,874	0,897	2,6%
P. dos Coatis	0,770	0,805	4,5%	0,518	0,548	6,0%	0,160	0,148	-7,9%	0,878	0,901	2,6%
Arambaré	0,778	0,826	6,2%	0,407	0,438	7,8%	0,137	0,121	-11,4%	0,888	0,912	2,6%
S. Lourenço	0,753	0,773	2,8%	0,204	0,188	-7,9%	0,139	0,133	-4,3%	0,877	0,883	0,8%
Laranjal	0,721	0,726	0,8%	0,224	0,306	36,7%	0,123	0,122	-1,1%	0,850	0,876	3,0%
Média	0,752	0,780	3,6%	0,393	0,421	7,1%	0,159	0,149	-6,0%	0,870	0,889	2,2%

Verificou-se melhora dos valores das métricas em todos os postos com a introdução da condição de contorno de jusante, com exceção do posto em São Lourenço considerando a métrica NSm. Melhorias na ordem de 4%, 7%, 6% e 2% foram obtidas considerando as métricas, NS, NSm, RMSE e R, respectivamente. Cabe ressaltar que o posto de Arambaré em média apresentou melhora mais expressiva entre os postos com a introdução dessa condição de contorno, enquanto os dois postos mais a jusante apresentaram as menores variações da métricas NS e RMSE. Considerando a métrica NSm, o posto de Laranjal apresentou melhorias mais significativas, de 37%. Estudos futuros devem ser realizados para verificar o motivo do posto em São Lourenço ter apresentado piora dessa métrica.

A Tabela 22 apresenta as métricas de desempenho comparando a simulação em que apenas a influência das vazões afluentes foi considerada, com a simulação em que tanto a influência do vento, como da maré, foram introduzidas.

Tabela 22 – Métricas de desempenho das anomalias dos níveis da comparação entre a simulação sem a introdução do vento de da maré e a simulação em que esses fatores foram incluídos, considerando C_D de 10×10^{-6} .

Postos	Nash-Sutcliffe			NSm			RMSE (m)			R		
	s/v. s/m.	c/v. c/m.	% cresc.	s/v. s/m.	c/v. c/m.	% cresc.	s/v. s/m.	c/v. c/m.	% cresc.	s/v. s/m.	c/v. c/m.	% cresc.
I. da Pintada	0,743	0,818	10,1%	0,361	0,545	51,0%	0,190	0,160	-15,9%	0,862	0,906	5,1%
Cristal	0,659	0,714	8,4%	0,280	0,394	40,9%	0,226	0,207	-8,5%	0,812	0,847	4,3%
Ipanema	0,707	0,795	12,4%	0,298	0,527	76,8%	0,183	0,153	-16,3%	0,841	0,897	6,6%
P. Coatis	0,707	0,805	13,8%	0,286	0,548	92,1%	0,181	0,148	-18,4%	0,841	0,901	7,1%
Arambaré	0,732	0,826	12,8%	0,380	0,438	15,4%	0,151	0,121	-19,4%	0,863	0,912	5,6%
S. Lourenço	0,725	0,773	6,7%	0,162	0,188	16,0%	0,147	0,133	-9,3%	0,861	0,883	2,6%
Laranjal	0,699	0,726	3,9%	0,110	0,306	177,5%	0,128	0,122	-4,7%	0,838	0,876	4,5%
Média	0,710	0,780	9,8%	0,268	0,421	57,0%	0,172	0,149	-13,4%	0,845	0,889	5,1%

s/v. s/m. = sem vento e sem maré; c/v. c/m. = com vento e com maré

Verificou-se melhora média das métricas dos postos foi na ordem de 10% (NS), 57% (NSm), 13%, (RMSE) e 5% (R), obtidas com a influência de ambos os fatores. Os coeficientes de Nash-Sutcliffe obtidos com essa abordagem se encontram entre 0,714 e 0,826, o que está de acordo com a literatura (Cavalcante e Mendes, 2014) e foi considerado um resultado positivo.

As figuras a seguir (Figura 98 à Figura 101) representam os cotogramas das simulações com e sem a influência da maré, considerando o efeito do vento e um C_D de 10×10^{-6} .

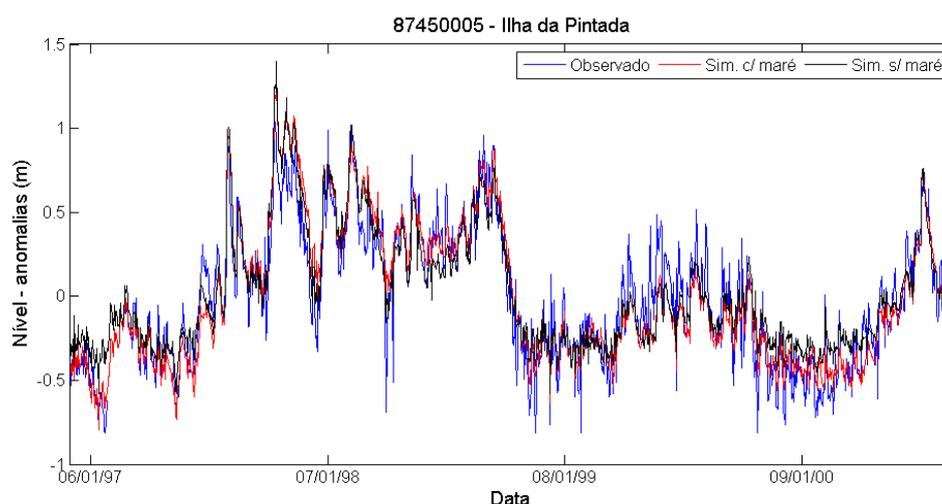


Figura 98 – Cotogramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto na Ilha da Pintada.

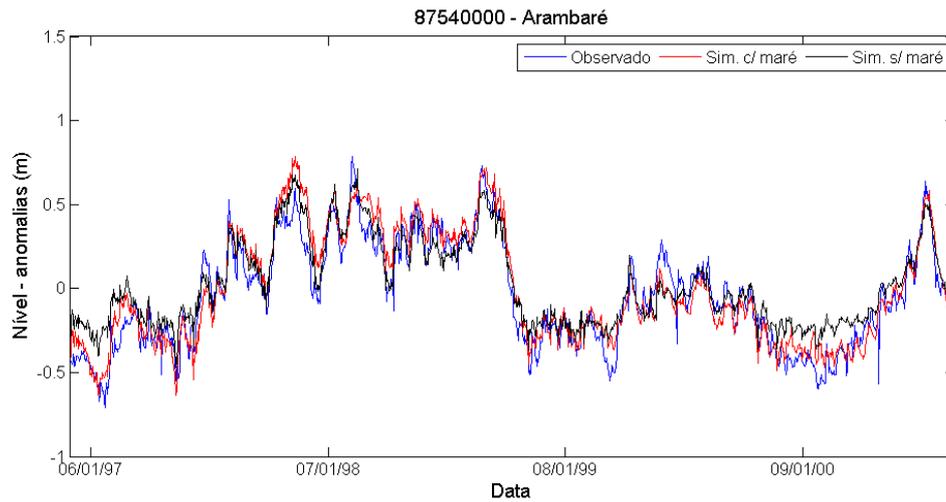


Figura 99 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto em Arambaré.

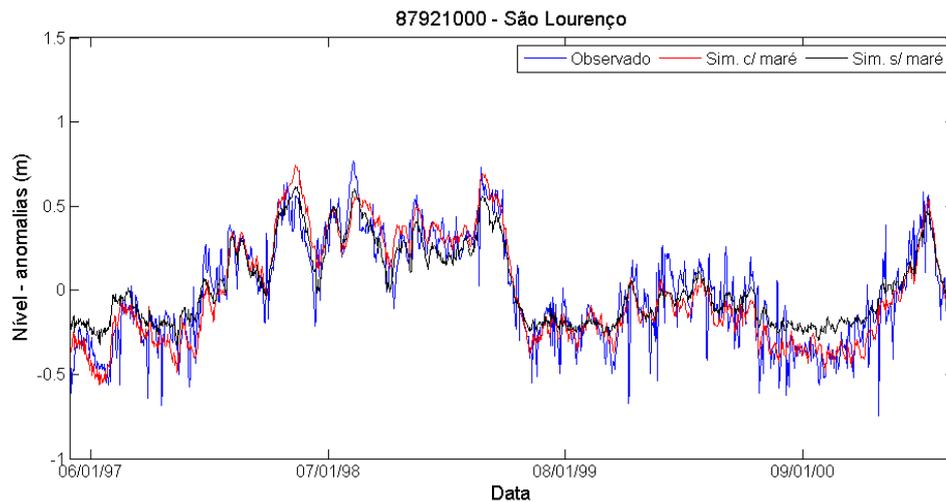


Figura 100 – Cotagramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto em São Lourenço.

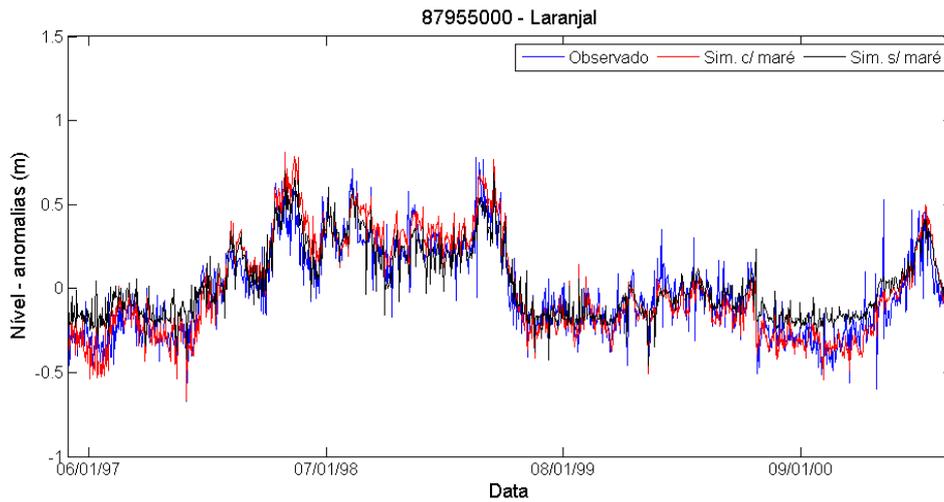


Figura 101 – Cotogramas das anomalias observadas e simuladas com e sem a inclusão do efeito da maré, considerando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto em Laranjal.

Verifica-se nas figuras, principalmente, a melhor representação dos períodos de níveis baixos na simulação em que foi considerado o efeito da maré. A partir desse comportamento é possível concluir que a má representação de períodos de nível baixo nas simulações anteriores tem relação com a condição de contorno de jusante utilizada anteriormente que era de nível constante. As figuras a seguir (Figura 108 à Figura 111) mostram a comparação entre duas simulações que consideram a influência da maré com e sem a inclusão da influência do vento.

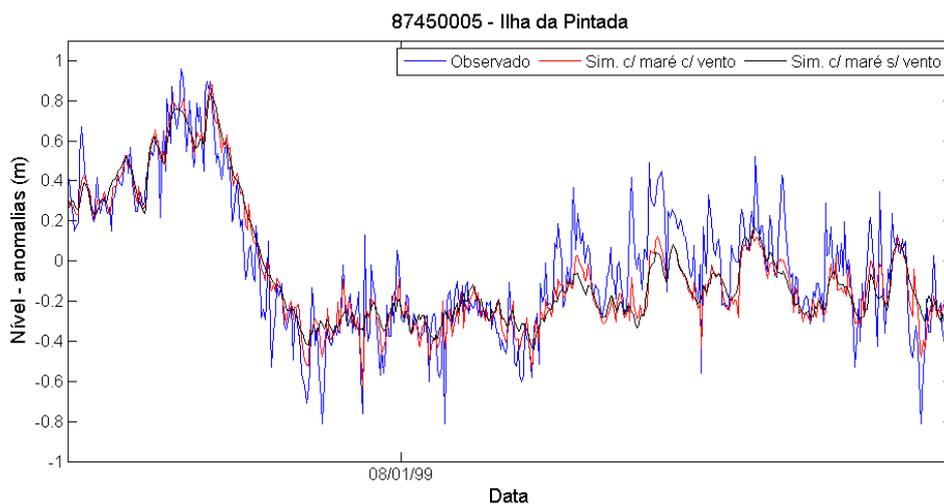


Figura 102 – Cotogramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto na Ilha da Pintada.

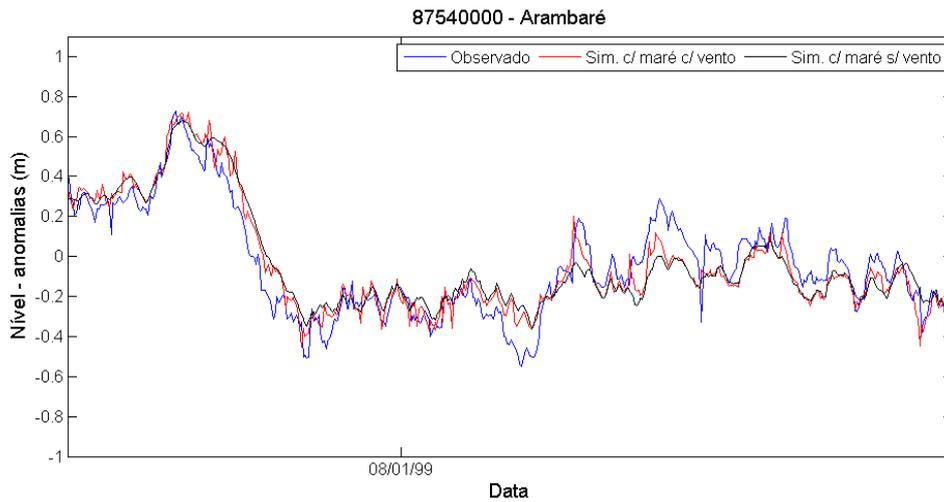


Figura 103 – Cotogramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto em Arambaré.

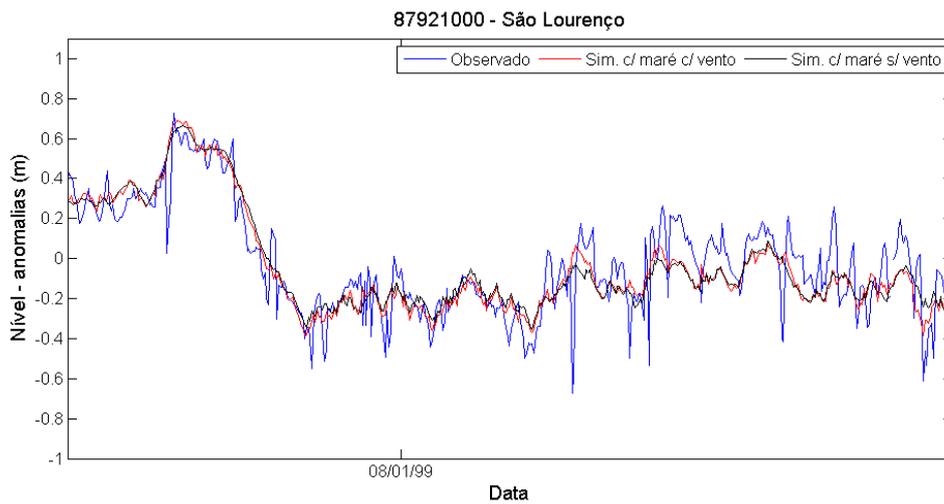


Figura 104 – Cotogramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto em São Lourenço.

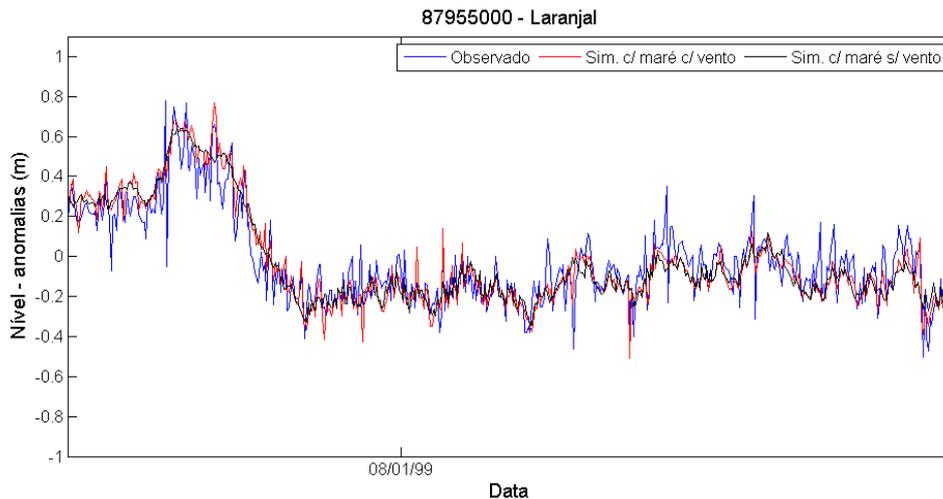


Figura 105 – Cotogramas das anomalias observadas e simuladas, considerando o efeito da maré, sem e com a inclusão do efeito do vento, utilizando C_D igual a 10×10^{-6} , no posto em Laranjal.

Verifica-se na análise das figuras que a inclusão da influência da maré auxilia na representação das oscilações de alta frequência, o que pode estar relacionado à consideração indireta desse fator na nova condição de contorno de jusante. No entanto, é visível nas figuras que a inclusão da influência do vento é importante na representação dessas oscilações e que a mesma não pode ser suprida apenas pela introdução da maré no modelo.

6.4.4 Teste 4: Análise de um cenário hipotético de vento “extremo”

Esse item apresenta o teste de um cenário hipotético representando um evento “extremo” (não necessariamente associado a um tempo de recorrência), no qual, durante uma cheia comum, os valores de direção e intensidade do vento foram alterados para valores de 230° (sudoeste) e 10 m/s, respectivamente. O objetivo do teste foi demonstrar a potencialidade do modelo desenvolvido para aplicações do tipo previsões de mudanças no nível de água na laguna em função do vento.

O período selecionado foi das 19 horas do dia 02/11/1997 às 19 horas do dia 08/11/1997, configurando 6 dias de vento constante. Nesse teste as simulações foram realizadas utilizando o coeficiente de atrito do vento, definido na análise de sensibilidade, de 10×10^{-6} . Figuras adicionais com as simulações com C_D igual a 4×10^{-6} podem ser encontradas no Anexo C dessa pesquisa. Da Figura 106 até a Figura 113 estão representados os cotogramas das anomalias dos níveis para a simulação sem

alteração nos dados de vento (simulado) e com alteração dos dados de vento (cenário).

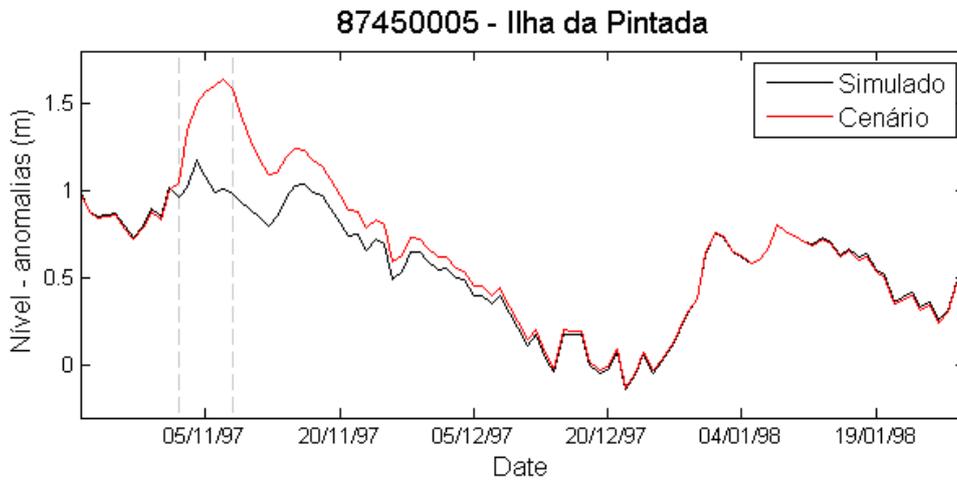


Figura 106 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto na Ilha da Pintada

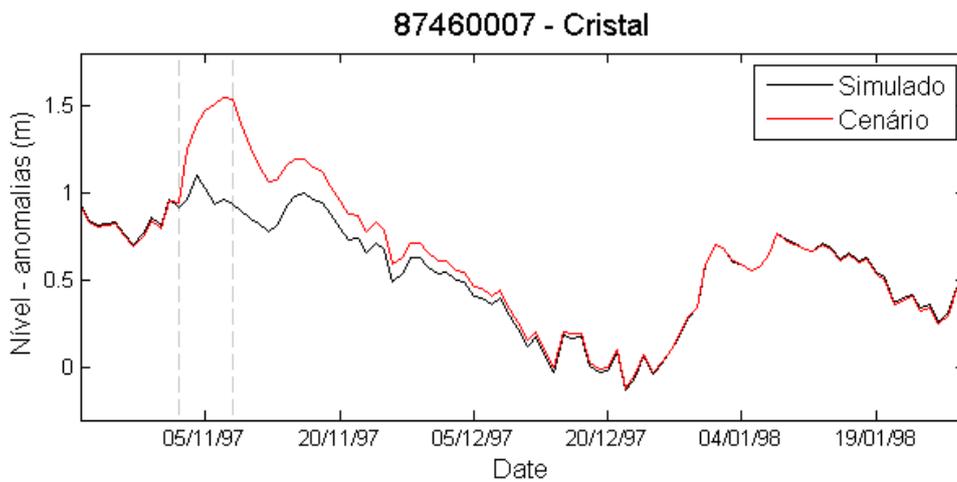


Figura 107 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Cristal

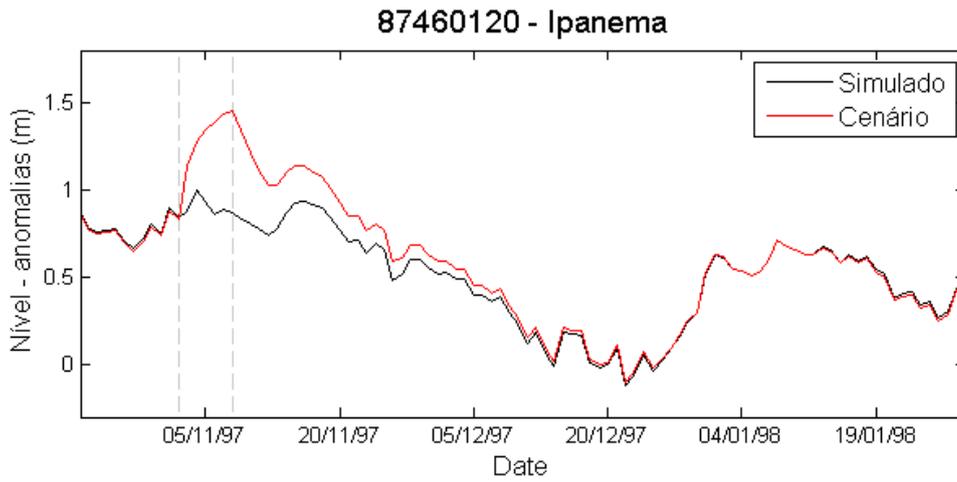


Figura 108 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Ipanema

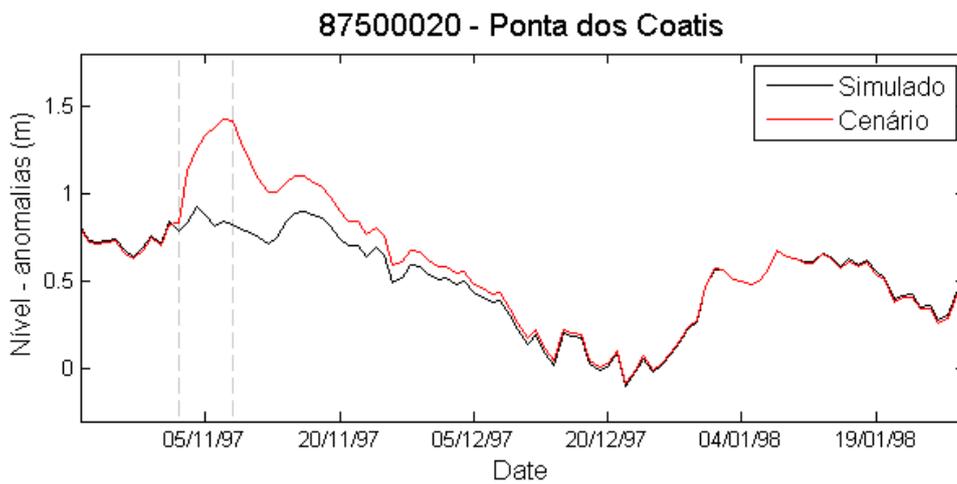


Figura 109 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto na Ponta dos Coatis

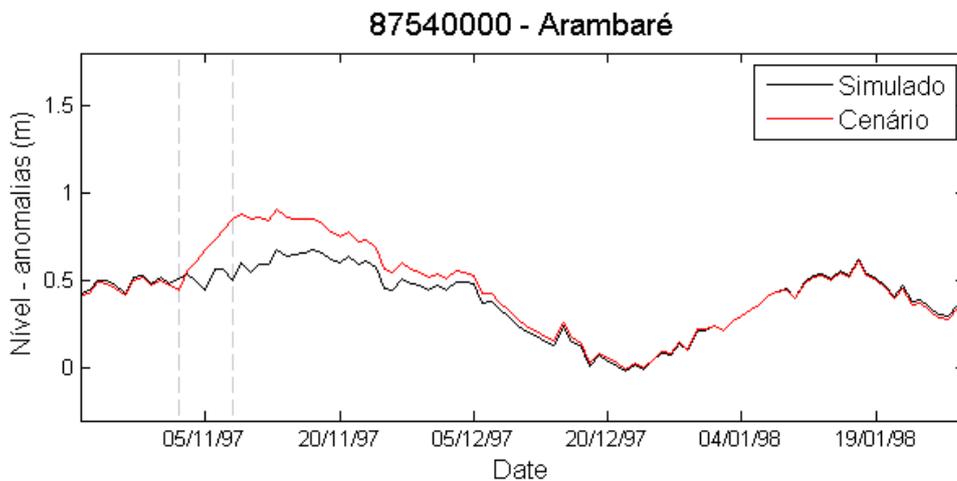


Figura 110 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em Arambaré

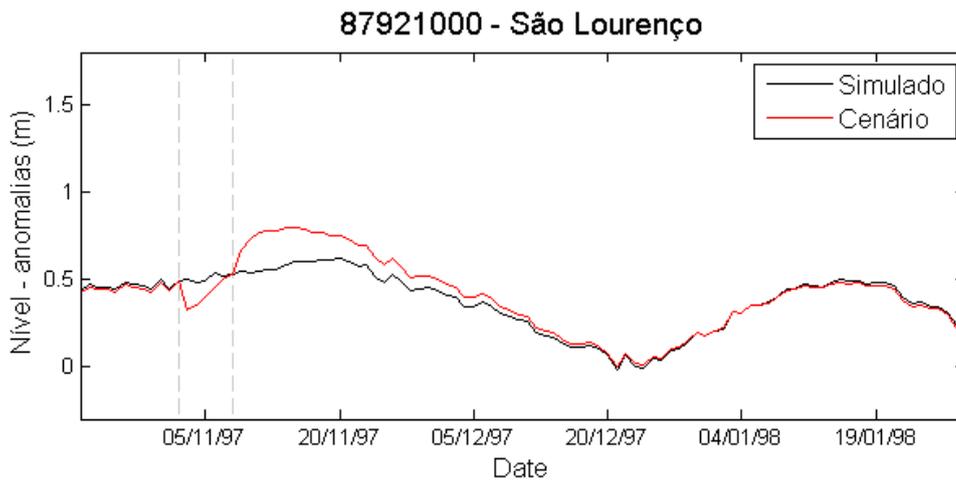


Figura 111 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em São Lourenço

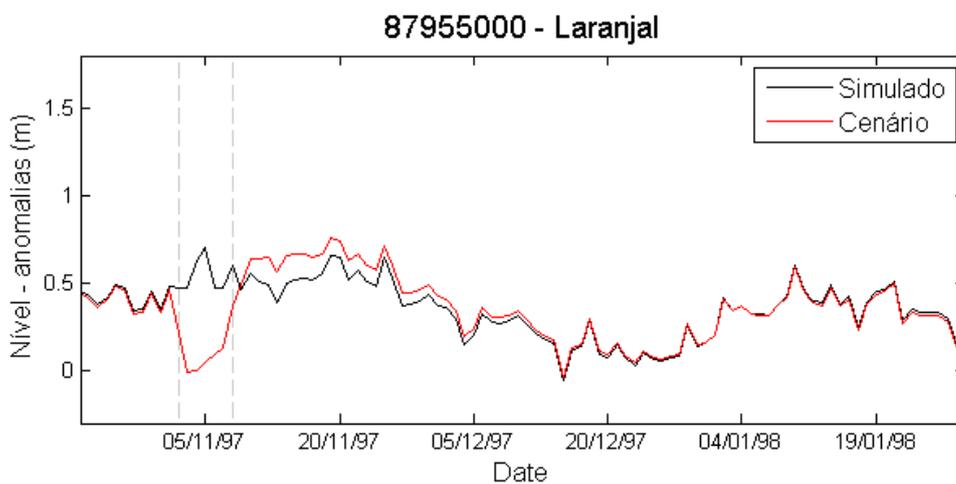


Figura 112 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Laranjal

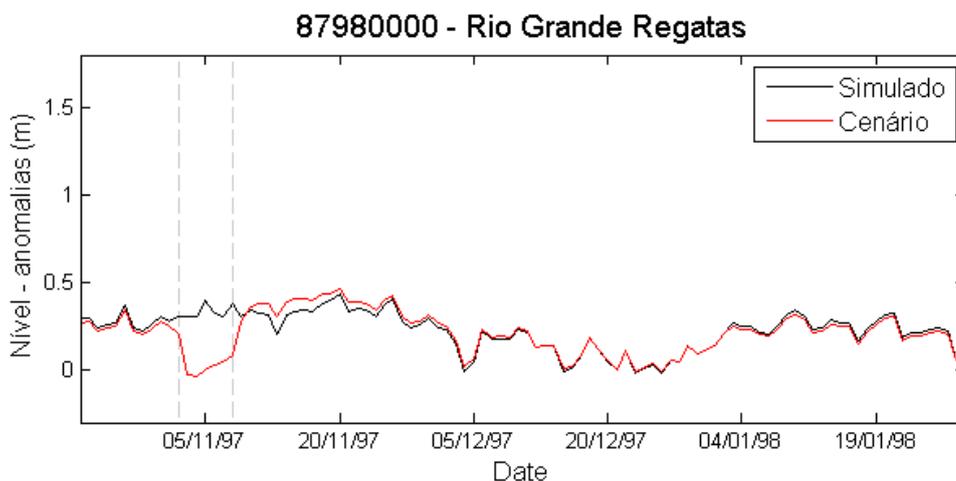


Figura 113 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Rio Grande Regatas

Por meio da análise das figuras, verificou-se distúrbios significativos das anomalias dos níveis, com variações máximas na ordem de 0,6 m nos postos localizados no Guaíba, 0,35 m em Arambaré, -0,17 m em São Lourenço, -0,65 m no Laranjal e - 0,48 m em Rio Grande Regatas (durante o período com vento modificado). Já no dia 03/11/1997, após 29 horas de vento constante, a variação dos níveis simulados ficou na ordem de 0,3 metros para 4 postos no Guaíba, enquanto em Arambaré não houve variação significativa e em São Lourenço, Laranjal e Rio Grande Regatas, houve redução nos níveis de 0,17, 0,48 e 0,33, respectivamente. Pode-se constatar que em apenas 29 horas de vento constante cerca de metade do efeito máximo observado foi atingido para a maioria dos postos.

Verificou-se a existência de um ponto nodal na Laguna, entre Arambaré e São Lourenço, já que em São Lourenço a resposta do sistema foi a diminuição dos níveis simulados com a aplicação do vento sudoeste, ao contrário do que ocorreu em Arambaré. Em Arambaré, logo no início da incidência do vento sudoeste, houve a redução do nível para depois ocorrer o aumento. Isso está de acordo com a literatura que indica um ponto nodal próximo à Arambaré (Möller *et al.*, 1996; Cavalcante e Mendes, 2014).

Considerando os resultados de Möller *et al.* (2001), era esperado um ponto de inflexão na região da ponta da feitoria, a jusante da qual as anomalias dos níveis tenderiam a se tornar progressivamente positivas com o efeito do vento sudoeste (ver Figura 4). Apesar da variação negativa das anomalias em Rio Grande serem menores que as observadas em Laranjal, não se pode dizer que esse comportamento ocorreu no presente teste. Cabe ressaltar alguns aspectos: (i) os autores consideraram o efeito remoto do vento (marés) na sua simulação, o que pode favorecer ao aumento dos níveis a jusante se o nível na desembocadura corresponde ao período de maré alta, fator que não foi incluído na presente simulação; (ii) os autores consideraram um período de vazão menor, o que desfavorece ao fluxo para jusante e assim favorece o aumento do nível a jusante.

Nos postos em que houve a redução dos níveis com a introdução do vento constante, o pico dessa diminuição ocorreu no início do período, ou seja, acredita-se que nesses casos os maiores níveis a montante causaram o aumento progressivo da

vazão para jusante culminando no aumento dos níveis simulados conforme o tempo passou. Ainda, quando cessou o período de vento modificado, ocorreu o aumento dos níveis simulados nesses postos, assumindo variações positivas, devido à água acumulada a montante que escoou para jusante já que seu fluxo não era mais impedido pelo vento. Dentre esses postos, em São Lourenço esse efeito foi mais visível, sendo que variações positivas de cerca de 0,3 metros foram observadas.

Por fim, cabe ressaltar que o efeito provocado durante esses 6 dias de elevado vento constante perdurou por mais de um mês em todos os postos (menos expressivamente em Rio Grande Regatas). Isso demonstra o quanto a inercia do sistema é importante e que, em função disso, o vento também produz um efeito de duração superior à duração de sua rajada na simulação dos níveis na laguna e no Guaíba. Cabe ressaltar que, para o coeficiente de atrito do vento de 10×10^{-6} , o valor médio da vazão de saída do sistema, no período com alteração, diminuiu de $8774 \text{ m}^3/\text{s}$ para $4110 \text{ m}^3/\text{s}$ devido à modificação nos dados de vento no novo cenário, o que está de acordo com o comportamento observado nas figuras.

6.4.5 Considerações sobre os resultados da Fase 4

Por meio da análise os resultados obtidos na Fase 4, ressalta-se:

- O teste de sensibilidade do modelo ao coeficiente de atrito do vento indicou que em geral em todos os 7 postos a montante de Rio Grande Regatas, melhores desempenhos foram obtidos utilizando coeficientes superiores aos utilizados na literatura, sendo que o valor de C_D de 10×10^{-6} foi definido como o melhor para a presente aplicação. A definição de um valor superior a valores da literatura pode estar vinculada ao esquema utilizado na modelagem, a menores larguras efetivas de incidência do vento em relação a larguras em campo e a possível subestimativa do vento diário.
- Ao comparar-se simulações com dados horários e sub-diários utilizando valores de C_D de 4×10^{-6} e 10×10^{-6} , verificou-se melhora considerável no desempenho do modelo com a utilização de dados horários nos postos localizados no Guaíba: Ilha da Pintada, Cristal, Ipanema e Ponta dos Coatis. Nos postos localizados na laguna, melhorias obtidas com a utilização de dados horários dependeram do

valor de C_D adotado, indicando que pode ser interessante adotar valores de C_D diferentes em regiões distintas da laguna além de efetuar uma análise de sensibilidade com a utilização de dados de vento horários. Cabe ressaltar que as melhoras verificadas com a utilização do vento horário não estão relacionadas apenas com a maior disponibilidade temporal, mas com uma maior disponibilidade espacial. Dessa forma, a instalação de equipamentos de medição de velocidade e direção do vento em outras localidades pode ser benéfica na modelagem desse sistema e, portanto, no estabelecimento de sistemas de previsão.

- Verificou-se melhoria na representação das anomalias dos níveis observados em todos os postos por meio da utilização dos dados de cotas d'água do posto de Rio Grande Regatas como condição de contorno de jusante considerando as métricas NS, RMSE e R. Apenas o posto de São Lourenço apresentou piora do NSm com a mudança da condição de contorno. Estudos futuros devem ser realizados para auxiliar na compreensão desse resultado. Por meio da observação dos cotagramas, verificou-se que a introdução das marés auxiliou significativamente na representação em períodos de nível d'água mais baixo.
- Com a introdução do cenário hipotético de vento, verificou-se variações significativas nas anomalias dos níveis. Durante o período de vento modificado essas alterações foram positivas da Ilha da Pintada até Arambaré e negativas de São Lourenço a Rio Grande Regatas, sugerindo a existência de um ponto de inflexão dos níveis na laguna em resposta à incidência do vento no eixo longitudinal da mesma. Ainda, nos locais onde a variação foi negativa, após o término da aplicação do vento modificado, houve a variação positiva das anomalias, indicando que a água aprisionada pelo vento escoou para jusante aumentando o nível nessas estações. Neste caso, o sistema demorou mais de um mês para retornar às condições da simulação sem alteração.

7 Considerações finais

O presente possibilitou responder às quatro perguntas propostas nos objetivos. A seguir são apresentadas as conclusões do trabalho na forma de resposta às perguntas propostas:

1. É possível simular uma bacia hidrográfica, inclusive seus lagos, lagunas e estuários, para a estimativa de níveis d'água e áreas alagadas utilizando somente a estrutura padrão de um modelo hidrológico-hidráulico de grande escala?

O presente estudo mostrou que foi possível simular a bacia hidrográfica da Laguna dos Patos por meio da utilização de um único modelo hidrológico-hidráulico, o modelo MGH-IPH Inercial (Pontes *et al.*, 2017), e obter resultados de níveis d'água comparáveis a resultados existentes na literatura obtidos por meio da utilização de modelos hidrodinâmicos bidimensionais com condições de contorno observadas. Resultados tanto no período de calibração, como no período de validação, mostraram correspondências consideradas satisfatórias, o que demonstra a aplicabilidade do modelo. Observou-se ainda que a utilização do esquema pseudo-2D com conexões laterais entre minibacias não foi fundamental para a representação do sistema, sendo possível utilizar o esquema 1D.

2. É possível introduzir a influência do vento no algoritmo do método inercial de propagação de vazões e obter uma solução estável?

Os testes apresentados no presente estudo mostraram que foi possível incluir a influência do vento no método inercial e obter uma solução estável. As simulações apresentadas na Fase 2 desse estudo permitiram entender o efeito do vento em escoamentos de rios hipotéticos e a propor de um ábaco capaz de estimar os efeitos máximos da influência do vento sob condições específicas.

3. A inclusão do vento no modelo hidrológico-hidráulico de grande escala usado para simular sistemas lagunares traz benefícios para a representação dos níveis de água simulados?

A inclusão da influência do vento no modelo, com a utilização de dados de direção e velocidade do vento medidos 3 vezes ao dia, propiciou a melhora dos resultados das métricas em todos os postos com exceção de Rio Grande Regatas, ponto mais

influenciado pela condição de contorno de jusante. Isso foi verificado, tanto no período de calibração, quanto no período de validação. Verificou-se principalmente a representação das oscilações dos níveis de alta frequência, ou seja, em escalas de tempo de passagem de sistemas frontais, entre aproximadamente 3 e 16 dias.

No entanto, as oscilações simuladas não tiveram a mesma amplitude das observadas, indicando que outras configurações do sistema, como o uso de coeficiente de atrito do vento (C_D) mais elevado, outros dados de vento, ou até informações de maré, devem ser testados. Por meio do teste de sensibilidade do modelo ao valor de C_D , verificou-se que o uso de C_D de 10×10^{-6} propiciou uma melhor representação do efeito do vento sobre os níveis de água.

4. A inclusão de informações detalhadas de maré e de ventos horários resulta em benefícios para a representação de níveis nas configurações testadas neste trabalho?

Sim. A utilização de dados de direção e velocidade de vento com maior disponibilidade temporal (medições horárias) e espacial propiciou a obtenção de melhores resultados das métricas de desempenho na maior parte dos postos. A inclusão de dados observados de níveis d'água como condição de jusante também favoreceu a obtenção de melhores resultados, com melhoras associadas a todos os locais modelados.

Finalmente, conclui-se que a abordagem inédita proposta nesse estudo constitui em uma ferramenta potencialmente útil na modelagem integrada de bacias, rios e lagos ou lagoas. Verifica-se a potencialidade da utilização do modelo para inúmeros estudos, citados no capítulo a seguir, assim como para o estabelecimento de sistemas de previsão no Lago Guaíba e Laguna dos Patos. Verifica-se adicionalmente que a inclusão da influência do vento no modelo MGB-IPH Inercial pode auxiliar na simulação de outros locais influenciados por esse fator, aumentando a aplicabilidade do modelo.

8 Recomendações e oportunidades

Recomenda-se a realização dos seguintes estudos a partir dos desenvolvimentos obtidos até o momento com o presente trabalho:

- Verificação da importância da inclusão da batimetria nas simulações e se seria possível obter bons resultados sem a consideração da mesma;
- Verificação de diferentes formas de interpolação temporal e espacial dos dados de vento e possíveis benefícios na representação desse fator;
- Testes de outros conjuntos de dados de vento, como dados de reanálise;
- A inclusão da influência do vento também na sub-bacia do baixo Rio Jacuí para verificar a influência desse fator nos níveis desse corpo d'água, já que os resultados mostraram a possível influência do mesmo principalmente em períodos de níveis baixos;
- A aplicação desse modelo modificado em outros locais tanto para validar a inclusão da influência do vento quanto para verificar a abordagem integrada de simulação bacias rio e grandes corpos d'água em outras localidades;
- Verificação de outra forma de estabelecer a direção do escoamento utilizada na definição da magnitude da componente do vento na direção do escoamento;
- Explorar diferentes valores do coeficiente de atrito do vento em diferentes locais da Laguna e lago Guaíba verificando possíveis ganhos considerando a variabilidade espacial desse parâmetro;
- Investigar de forma mais detalhada a representação da Lagoa Mirim e do Canal de São Gonçalo, definindo novos valores de largura e profundidade mais adequados e utilizando relações como equações de vertedor ou a curva chave definida por Oliveira *et al.* (2015) como condições de contorno no canal.
- Explorar equações que vinculem o coeficiente de atrito do vento à velocidade do mesmo verificando possíveis ganhos na representação desse fator;

Oportunidades de estudos futuros com a utilização do modelo desenvolvido no presente trabalho incluem:

- Análise de mudanças climáticas e de uso do solo nos níveis simulados e áreas alagadas na bacia hidrográfica da Laguna dos Patos;

- Reanálise de cheias históricas, como a cheia de 41;
- Estabelecimento de sistemas de previsão para a Laguna dos Patos e Lago Guaíba;

9 Referências bibliográficas

- Abbott, M. B., & Price, W. A. (1994). *Coastal Estuarial and Harbour Engineer's Reference Book*. London: E & FN Spon. p. 35.
- Abbott, M. B., Bathurst, J. C., Cunge, J. A., O'Connell, P. E., & Rasmussen, J. (1986). An introduction to the European hydrological system—Système Hydrologique Européen, SHE 1. History and philosophy of a physically based distributed modelling system. *Journal of Hydrology*, V. 87, p. 45–59.
- Abrantes, P., Sosa, J. M., Zaicovski, M. B., & Sales, B. C. (2013). Aplicação da metodologia OPSH para cálculo do nível equivalente do reservatório de Itaipu: da consistência das vazões médias diárias ao subsídio à operação em tempo real em situação de seichas. *XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Bento Gonçalves, RS.
- Abreu, P. C., Hartmann, C., & Odebrecht, C. (1995). Nutrient-rich saltwater and its influence on the phytoplankton of the patos lagoon estuary, Southern Brazil. *Estuarine, Coastal and Shelf Science, Volume 40, Issue 2*, 219-229.
- Arino, O. R., Kalogirou, V., Bontemps, S., Defourny, P., & Van Bogaert, E. (2009). Global Land Cover Map for 2009 (GlobCover 2009). © *European Space Agency (ESA) & Université catholique de Louvain (UCL)*, doi:10.1594/PANGAEA.787668.
- Asmus, M. L. (1985). Pradarias de gramíneas marinhas (*Ruppia maritima*) como áreas vitais na região estuarial da Lagoa dos Patos. In: *Encontro Brasileiro de Gerenciamento Costeiro, vol. 3. Fortaleza, CE*.
- Barenho, C. (2005). As Zonas Úmidas no contexto da Agenda 21: O estudo do Núcleo de Educação Ambiental da orla da Laguna dos Patos como instrumento de educação ambiental. *Biologia/UFPEL Pelotas-RS, Monografia (Graduação)*.

- Barros, G. P., Marques, W. C., & Kirinus, E. P. (2014). Influence of the Freshwater Discharge on the Hydrodynamics of Patos Lagoon, Brazil. *International Journal of Geosciences*, 5, 925-942.
- Bates, P. D., Horritt, M. S., & Fewtrell, T. J. (2010). A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. *Journal of Hydrology*, V. 387, p. 33–45.
- Beven, K. J. (2012). *Rainfall-Runoff Modelling: The Primer*. 2nd ed. Chichester: Wiley-Blackwell. 457 p.
- Biancamaria, S., Bates, P., Boone, A., & Mognard, N. M. (2009). Large-scale coupled hydrologic and hydraulic modelling of the Ob river in Siberia. *Journal of Hydrology*, V. 379, p. 136–150.
- Bicknell, B. R., Imhoff, J. C., Kittle Jr., J. L., Jobs, T. H., & Donigian Jr., A. S. (2001). *Hydrological Simulation Program - Fortran (HSPF). User's Manual for Release 12*. U.S. EPA National Exposure Research Laboratory, Athens, GA, in cooperation with U.S. Geological Survey.
- Blumberg, A. F., & Mellor, G. L. (1987). A Description of a three-dimensional coastal ocean circulation model. In: C.N.K. Mooers (Ed.), Three-dimensional Coastal Ocean Models. *Coastal and Estuarine Sciences*, V. 4, p. 1-16.
- Bocaniov, S. A., Leon, L. F., Rao, Y. R., Schwab, D. J., & Scavia, D. (2016). Simulating the effect of nutrient reduction on hypoxia in a large lake (Lake Erie, USA-Canada) with a three-dimensional lake model. *Journal of Great Lakes Research*, V. 42, p. 1228–1240.
- Borche, A. (1996). IPH-A: Aplicativo para modelação de estuários e lagoas – Manual de Utilização do sistema. *Publicação em Recursos Hídricos Nº 33*. IPH/UFRGS, 38 p.
- Boudet, L., Sabatier, F., & Radakovitch, O. (In Press). Modelling of sediment transport pattern in the mouth of the Rhone delta: Role of storm and flood events. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*.

- Bravo, J. M., Allasia, D., Paz, A. R., Collischon, W., & Tucci, C. E. (2012). Coupled Hydrologic-Hydraulic Modeling of the Upper Paraguay River Basin. *Journal of Hydrologic Engineering*, V. 17, p. 635.
- Bremicker, M. (1998). Aufbau eines Wasserhaushaltsmodells für das Weser und das Ostsee Einzugsgebiet als Baustein eines Atmosphären-Hydrologie-Modells. *Ph.D. dissertation, Geowissenschaftlicher Fak. der Albert-Ludwigs-Univ. Freiburg, Germany, July 1998.*
- Capitoli, R. R., Bemvenuti, C. E., & Gianuca, N. M. (1977). Occurrence and bio-ecologic observations on *Metasesarma rubripes* crab in the estuarine region of Lagoa dos Patos. *Atlântica (Rio Grande)*, 50-62.
- Capitoli, R. R., Bemvenuti, C. E., & Gianuca, N. M. (1978). Estudos de ecologia bentônica na região estuarial da Lagoa dos Patos. I—As comunidades bentônicas. *Atlântica (Rio Grande)*, 5-22.
- Castelão, R. M., & Möller, O. O. (2003). Sobre a circulação tridimensional forçada por ventos na Lagoa dos Patos. *Atlântica, Rio Grande*, 25(2), 91-106.
- Cavalcante, R. B., & Mendes, C. A. (2014). Calibração e Validação do Módulo de Correntologia do Modelo IPH-A para a Laguna dos Patos (RS / Brasil). *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 19, n. 3, p. 191-204.
- Cestari Junior, E., Sobrinho, M. D., & Oliveira, J. N. (2015). Estudo de propagação de ondas para auxiliar a elaboração do Plano de Ação Emergencial Externo, PAE. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 20, Nº3, 689-697.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. Oxford, UK: Butterworth-Heinemann, 2nd edition.
- Chapra, S. C. (1997). *Surface Water Quality modeling*. Long Grove, Illinois: Waveland Press.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw Hill.
- Collischonn, W., & Dornelles, F. (2013). *Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais*. Porto Alegre: ABRH.

- Collischonn, W., & Tucci, C. E. (1997). Análise de Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 2, p. 191-206.
- Collischonn, W., & Tucci, C. E. (2001). Simulação Hidrológica de Grandes Bacias. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol.6, Nº 1, 95-118.
- Collischonn, W., Allasia, D. G., Silva, B. C., & Tucci, C. E. (2007). The MGB-IPH model for large-scale rainfall-runoff modelling. *Hydrological Sciences Journal*, V. 52, p. 878-895.
- Costa, C. S., Seeliger, U., Oliveira, C. P., & Mazo, A. M. (1997). Distribuição, funções e valores das marismas e pradarias submersas no estuário da Lagoa dos Patos (RS, Brasil). *Atlântica (Rio Grande)*, 65-83.
- Cunge, J. A. (1969). On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Munkingum Method). *Journal of Hydraulic Research*, V. 7, p. 205-230.
- Dankers, R., Bøssing Christensen, O., Feyen, L., Kalas, M., & De Roo, A. P. (2007). Evaluation of very high-resolution climate model data for simulating flood hazards in the Upper Danube Basin. *Journal of Hydrology*, V. 347(3-4), p. 319-331.
- D'Aquino, C. A., Franklin da Silva, L., Couceiro, M. A., & Pereira, M. D. (2011). Transporte de Sal e Hidrodinâmica do Estuário do Rio Tubarão — SC, Brasil. *RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 16, n.3, p. 113-125.
- Dargahi, B., & Setegn, S. G. (2011). Combined 3D hydrodynamic and watershed modelling of Lake Tana, Ethiopia. *Journal of Hydrology*, V. 398, p. 44-64.
- De Roo, A. P., Wesseling, C. G., & Van Deurzen, W. P. (2000). Physically based river basin modelling within a GIS: the LISFLOOD model. *Hydrological Processes*, V. 14, p. 1981-1992.
- Deltares. (2014). *Delft3D-FLOW - Simulation of multi-dimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments- User Manual. Version: 3.15.34158*. Delft, The Netherlands.

- DHI. (2007). *MIKE 21 flow model Hydrodynamic module user guide*. Hørsholm, Denmark, 1-89: Danish Hydraulic Institute Water and Environment.
- DHI. (2011). *MIKE 21 & MIKE 3 Flow Models - hydrodynamic and Transport Module: Scientific Documentation*. <http://www.mikebydhi.com>.
- Dottori, F., Salamon, P., Bianchi, A., Alfieri, L., & Hirpa, F. A. (2016). Development and evaluation of a framework for global flood hazard mapping. *Advances in Water Resources*, V. 94, p. 87–102.
- Dronkers, J. J. (1964). *Tidal computations in rivers and coastal waters*. Amsterdam: North Holland.
- Dulac, V., Nunes, A. S., Godoi, L. F., Godoi, S. G., Cunha, C., Blasckesi, T. F., & Cruz, R. C. (2010). *Análise exploratória dos fatores de alteração do regime hidrológico pré e pos barragens de regularização: efeito do uso da terra*. Universidade de Coimbra, Maio de 2010: VI Seminário Latino Americano de Geografia Física, II Seminário Ibero Americano de Geografia Física .
- ERM. (2006). *GEMSS-HDM Hydrodynamic and Transport Module. Technical Documentation*. Exton, PA, USA: Surface Modeling Group (SMG). ERM Inc.
- Escobar, G., Vargas, W., & Bischoff, S. (2004). Wind tides in the Rio de la Plata estuary: meteorological conditions. *Int. J. Climatol.*, V. 24, p. 1159–1169.
- Eum, H., Dibike, Y., & Prowse, T. (2017). Climate-induced alteration of hydrologic indicators in the Athabasca River Basin, Alberta, Canada. *Journal of Hydrology*, V. 544 p. 327–342.
- Falter, D., Dung, N. V., Vorogushyn, S., Schroter, K., Hundecha, Y., Kreibich, H., . . . Merz, B. (2016). Continuous, large-scale simulation model for flood risk assessments: proof-of-concept. *J. Flood Risk Manag.*, V. 9, p. 3-21.
- Fan, F. M., & Collischonn, W. (2014). Integração do Modelo MGB-IPH com Sistema de Informação Geográfica. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 19, p. 243-254.

- Fan, F. M., Buarque, D. C., Pontes, P. R., & Collischonn, W. (2015c). Um mapa de Unidades de Resposta Hidrológica para a América do Sul. *XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Brasília, DF.
- Fan, F. M., Collischonn, W., Meller, A., & Botelho, L. C. (2014b). Ensemble streamflow forecasting experiments in a tropical basin: The São Francisco river case study. *Journal of Hydrology (Amsterdam)*, V. 519, p. 2906-2919.
- Fan, F. M., Collischonn, W., Pontes, P. R., & Paiva, R. C. (2013). Avaliação da aplicabilidade de um modelo simplificado inercial para propagação de vazão em canais. In: *XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2013, Bento Gonçalves - RS. Anais XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*.
- Fan, F. M., Collischonn, W., Quiroz, K. J., Sorribas, M. V., Buarque, D. C., & Siqueira, V. A. (2015a). Flood forecasting on the Tocantins river using ensemble rainfall forecasts and real-time satellite rainfall estimates. *J. Flood Risk Manag.*, V. 9, p. 278-288.
- Fan, F. M., Fleischmann, A. S., Collischonn, W., Ames, D. P., & Rigo, D. (2015b). Large-scale analytical water quality model coupled with GIS for simulation of point sourced pollutant discharges. *Environmental Modelling & Software. Volume 64*, 58-71.
- Fan, F. M., Pontes, P. R., Paiva, R. C., & Collischonn, W. (2014a). Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 19, n. 4*, 137-147.
- FAO. (2003). 'The Digitized Soil Map of the World and Derived Soil Properties' (version 3.5). *FAO Land and Water Digital Media Series 1*, (FAO: Rome).
- Farr, T. G., Rosen, P. A., Caro, E., Crippen, R., Duren, R., Hensley, S., . . . Alsdorf, D. (2007). The Shuttle Radar Topography Mission. *Reviews of Geophysics*, V. 45(2).
- FEE. (2014). Fonte: Site da Fundação de Economia e Estatística: <http://www.fee.rs.gov.br/indicadores/pib-rs/municipal/destaques/>

- Fernandes, E. H., Dyer, K. L., Möller, O. O., & Niencheski, L. F. (2002). The Patos Lagoon hydrodynamics during an El Niño event (1998). *Continental Shelf Research*, V. 22, p. 1699–1713.
- Fernandes, E. H., Mariño-Tapia, I., Dyer, K. R., & Möller, O. O. (2004). The attenuation of tidal and subtidal oscillations in the Patos Lagoon estuary. *Ocean Dynamics*, V. 54 (3), p. 348-359.
- Fleischmann, A., Siqueira, V., Paris, A., Collischonn, W., Paiva, R., Gossett, M., . . . Tanimoune, B. (2017). Coupled hydrologic and hydraulic modeling of Upper Niger River Basin. *EGU General Assembly 2017, Geophysical Research Abstracts*, Vol. 19, EGU2017-884.
- Fragoso Jr., C. R., Marques, D. M., F, F. T., & Janse, J. H. (2011). Potential effects of climate change and eutrophication on a large subtropical shallow lake. *Environmental Modelling & Software*, V. 26, p. 1337-1348.
- Fragoso Jr., C. R., Nes, E. V., Jense, J. H., & Marques, D. M. (2009). IPH-TRIM3D-PCLake: A three-dimensional complex dynamic model. *Environmental Modelling & Software*, V. 24(11), p. 1347–1348.
- Garcia, A. M., Vieira, J. P., & Winemiller, K. O. (2001). Dynamics of the shallow-water fish assemblage of the Patos Lagoon estuary (Brazil) during cold and warm ENSO episodes. *Journal of Fish Biology*, 1218-1238.
- Garcia, A. M., Winemiller, K. O., & Grimm, A. M. (2004). Comparison of 1982–1983 and 1997–1998 El Niño effects on the shallow-water fish assemblage of the Patos Lagoon estuary (Brazil). *Estuaries, Volume 27, Issue 6*, 905-914.
- Getirana, A., Boone, A. A., Yamazaki, D., & Mognard, N. (2012). The Hydrological Modeling and Analysis Platform (HyMAP): Evaluation in the Amazon Basin. *Journal of Hydrometeorology*, V. 13, p. 1641-1665.
- Hartmann, C., & Schettini, C. A. (1991). Aspectos Hidrológicos na Desembocadura da Laguna dos Patos, RS. *Revista Brasileira de Geociências*, V. 21, p. 371-377.

- Hattermann, F. F., Wattenbach, M., Krysanova, V., & Wechsung, F. (2005). Runoff simulations on the macroscale with the ecohydrological model SWIM in the Elbe catchment validation and uncertainty analysis. *Hydrol. Process.*, V. 19 (3), p. 693-714.
- Henderson, S. M., & Mullarney, J. C. (2013). Wave mixed, wind-generated near-surface shear observed over a tidal flat. *Continental Shelf Research*, V. 60, p. S22–S29.
- Hervouet, J. M., & Van Haren, L. (1994). *TELEMAC-2D Principle Note. Rapport HE-43/94/051/B.* . Chatou Cedex, Département Laboratoire National d'Hydraulique: Electricité de France.
- Hodges, B. R. (2013). Challenges in Continental River Dynamics. *Environmental Modelling & Software*, V. 50, p. 16-20.
- Inoue, M., Park, D., Justic, D., & Wiseman, W. J. (2008). A high resolution integrated hydrology-hydrodynamic model of the Barataria Basin system. *Environ Model. Software*, V. 23, p. 1122–1132.
- Inoue, M., Wiseman Jr, W. J., Park, D., Justic, D., & Stone, G. (2001). Dispersion in Broad, Shallow Estuaries: a Model Study. *U.S. Department of the Interior, Minerals Management Service, Gulf of Mexico OCS Region, New Orleans, Louisiana, OCS Study MMS*, 54 p.
- Ji, Z. G. (2008). *Hydrodynamics and Water Quality: Modeling Rivers, Lakes and Estuaries*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Kauffeldt, A., Wetterhall, F., Pappenberger, F., Salamon, P., & Thielen, J. (2016). Technical review of large-scale hydrological models for implementation in operational flood forecasting schemes on continental level. *Environmental Modelling & Software*, V. 75, p. 68-76.
- Khakbaz, B., Imam, B., Hsu, K., & Sorooshian, S. (2012). From lumped to distributed via semi-distributed: Calibration strategies for semi-distributed hydrologic models. *Journal of Hydrology*, V. 418–419, p. 61–77.

- Kjerfve, B. (1986). Comparative oceanography of coastal lagoons. In: WOLFE, D. A. ed. *Estuarine variability*. New York, Academic, 63-81.
- Komi, K., Neal, J., Trigg, M. A., & Diekkrüger, B. (2017). Modelling of flood hazard extent in data sparse areas: a case study of the Oti River basin, West Africa. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, V. 10, p. 122–132.
- Kundu, S., Khare, D., & Mondal, A. (2017). Past, present and future land use changes and their impact on water balance. *Journal of Environmental Management*, V. 197, p. 582-596.
- Lanna, A. E., & Pedrollo, O. C. (2003). Previsão de Cheias em Tempo Atual com Sistema Especialista Difuso. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 8 n.1, 45-60.
- Larentis, D. G., Collischonn, W., & Tucci, C. E. (2008). Simulação da Qualidade de Água em Grandes Bacias: Rio Taquari-Antas, RS. *RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Volume 13 n.3, 05-22.
- Leon, A. S., & Goodell, C. (2016). Controlling HEC-RAS using MATLAB. *Environmental Modelling & Software*, V. 84, p. 339-348.
- Li, Y., Zhang, Q., Yao, J., Werner, A. D., & Li, X. (2014). Hydrodynamic and Hydrological Modeling of the Poyang Lake Catchment System in China. *Journal of Hydrologic Engineering*, V. 19, p. 607-616.
- Lian, Y., Chan, I., J, S., Demissie, M., Knapp, V., & Xie, H. (2007). Coupling of hydrologic and hydraulic models for the Illinois River Basin. *Journal of Hydrology*, V. 344, p. 210–222.
- Liang, X., Lettenmaier, D. P., Wood, E. F., & Burges, S. J. (1994). A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for general circulation models. *J. Geophys. Res.*, V. 99, p. 14415 –14428.
- Lin, B., Wicks, J. M., Falconer, R. A., & Adams, K. (2006). Integrating 1D and 2D hydrodynamic models for flood simulation. *Water Management*, V. 159, p. 19-25.

- Lindström, G., Pers, C., Rosberg, J., Strömqvist, J., & Arheimer, B. (2010). Development and testing of the HYPE (hydrological predictions for the environment) water quality model for different spatial scales. *Hydrol. Res.*, V. 41 (3-4), p. 295.
- Lisboa, A. M., Gomes, G., Fan, F. M., Collischonn, W., & Tucci, C. E. (2015). Uso del modelo MGB en la predicción de caudales en Itaipú. *Revista de la Sociedad Científica del Paraguay*, V. 20, p. 189-203.
- Liu, Y., Weerts, A. H., Clark, M., Franssen, H.-J. H., Kumar, S., Moradkhani, H., . . . Restrepo, P. (2012). Advancing data assimilation in operational hydrologic forecasting: progresses, challenges, and emerging opportunities. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, V. 16, p. 3863–3887.
- Liu, Z., & Todini, E. (2002). Towards a comprehensive physically-based rainfall-runoff model. *Hydrology and Earth System Sciences*, V. 6 (5), p. 859-881.
- Lopardo, N. (2002). *Estudo hidrodinâmico e correlação com sólidos suspensos e turbidez na Lagoa Itapeva do litoral norte do estado do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, dezembro de 2002: Programa Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental IPH/UFRGS.
- Lopes, V. A. (2015). *Modelagem hidrológica integrada da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos e seus complexos lagunares usando o modelo MGB-IPH com propagação inercial de vazões*. Porto Alegre: Monografia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Departamento de Engenharia.
- Lopes, V. A., Fan, F. M., Collischonn, W., Pontes, P. R., & Siqueira, V. A. (2015). Aplicação Preliminar do Modelo MGB-IPH para a Bacia Hidrográfica Completa da Laguna dos Patos. In: *XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2015, Brasília - DF. Anais XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*.
- Ma, L., He, C., Bian, H., & Sheng, L. (2016). MIKE SHE modeling of ecohydrological processes: Merits, applications, and challenges. *Ecological Engineering*, V. 96, p. 137-149.

- Marangon-Lima, J. W., Colischonn, W., & Marengo, J. A. (2014). *Efeitos das Mudanças Climáticas na Geração de Energia Elétrica. 1. ed.* São Paulo: Hunter Books Editora.
- Marques, W. C., & Möller, O. O. (2008). Variabilidade Temporal em Longo Período da Descarga Fluvial e Níveis de Água da Lagoa dos Patos, Rio Grande do Sul, Brasil. *RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 13 n.3*, 155-163.
- Mashriqui, H. S., S, H. J., & M, R. (2014). A 1D River Hydraulic Model for Operational Flood Forecasting in the Tidal 3 Potomac: Evaluation for Freshwater, Tidal, and Wind Driven Events. *Journal of Hydraulic Engineering Vol. 140 Nº4*.
- Matheussen, B., Kirschbaum, R. L., Goodman, I. A., O'Donnell, G. M., & Lettenmaier, D. P. (2000). Effects of land cover change on streamflow in the interior Columbia River basin (USA and Canada). *Hydrol. Process.*, V. 14, p. 867–885.
- McCarthy, G. T. (1938). The unit hydrograph and flood routing. *Conference of North Atlantic Division, US Army Corps of Engineers*. New London: CT. US Engineering.
- Möller, O. O., Castaing, P., Salomon, J., & Lazure, P. (2001). The Influence of Local and Non-Local Forcing Effects on the Subtidal Circulation of Patos Lagoon. *Estuaries* , Vol. 24, n. 2, p. 297-311.
- Möller, O. O., Lorenzenti, J. A., Stech, J. L., & Mata, M. M. (1996). The Patos Lagoon summertime circulation and dynamics. *Continental Shelf Research, Vol. 16, No. 3*, 335-351.
- Monte, B. E., Costa, D. D., Chaves, M. B., Magalhães, L., Uvo, C. O., & Uvo, C. B. (2016). Hydrologic and hydraulic modeling applied to the mapping of flood-prone areas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 21, Nº 1*, 152-167.
- Montero, R. A., Schwanenberg, D., Hatz, M., & Brinkmann, M. (2013). Simplified hydraulic modelling in model predictive control of flood mitigation measures along rivers. *Journal of Applied Water Engineering and Research, V. 1*, p. 17-27.

- Morita, M., & Yen, B. C. (2002). Modeling of Conjunctive Two-Dimensional Surface-Three-Dimensional Subsurface Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, V. 128, p.184–200.
- Nash, J. E. (1957). The form of the instantaneous unit hydrograph. *IASH Publication*, 45 (3-4), p. 114-121.
- Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V. (1970). River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, V. 10(3), p. 282-290.
- Neitsch, S. L., Arnold, J. G., Kiniry, J. R., Williams, J. R., & King, K. W. (2002). Soil and water assessment tool - theoretical documentation, version 2000. *Temple, Grassland, Soil and Eater Research Laboratory - Agricultural Research Service* (p. 212 p.). Blackland Research Center – Texas Agricultural Experiment Station.
- Ngo-Duc, T., Laval, K., Ramillien, G., & Polcher, J. (2007). Validation of the land water storage simulated by ORCHIDEE with GRACE data: role of the routing scheme. *Water Resources Research*, 43(4):W04427, doi:10.1029/2006WR004941.
- Nijssen, B., Lettenmaier, D. P., Liang, X., Wetzel, S. W., & Wood, E. F. (1997). Streamflow simulation for continental-scale river basins. *Water Resources Research*, V. 33, p. 711–724.
- Oki, T., & Sud, Y. C. (1998). Design of Total Runoff Integrating Pathways (TRIP)—A Global River Channel Network. *Earth Interactions*, V. 2, p. 1-37.
- Oliveira, H. A., Fernandes, E. H., Möller Jr, O. O., & Collares, G. L. (2015). Processos Hidrológicos e Hidrodinâmicos da Lagoa Mirim. *RBRH- Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, vol. 20 n.1, 34-45.
- Paiva, R. C., Buarque, D. C., Collischonn, W., Bonnet, M. P., Frappart, F., Calmant, S., & Bulhões Mendes, C. A. (2013a). Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon river basin. *Water Resour. Res.*, V. 49, p. 1226-1243.
- Paiva, R. C., Collischonn, W., & Tucci, C. E. (2011). Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach. *Journal of Hydrology*, V. 406, p. 170-181.

- Paiva, R. C., Collischonn, W., Bonnet, M. -P., Gonçalves, L. G., Calmant, S., Getirana, A., & Silva, J. S. (2013b). Assimilating in situ and radar altimetry data into a large-scale hydrologic-hydrodynamic model for streamflow forecast in the Amazon. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, V. 17, p. 2929-2946.
- Paz, A. C., Möller, O. O., & Almeida, T. L. (2006). Análise quantitativa da descarga dos rios afluentes da Lagoa dos Patos. *Atlântica, Rio Grande*, V. 28(1), p. 13-23.
- Paz, A. R., Bravo, J. M., Allasia, D., Collischonn, W., & Tucci, C. E. (2010). Large-scale hydrodynamic modeling of a complex river network and floodplains. *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol.15, Nº2, 1-15.
- Paz, A. R., Collischonn, W., Bravo, J. M., Bates, P. D., & Baugh, C. (2014). The influence of vertical water balance on modelling Pantanal (Brazil) spatio-temporal inundation dynamics. *Hydrol. Process.*, V. 28, p. 3539–3553.
- Paz, A. R., Reis, L. G., & Lima, H. V. (2005). Uso de modelagem hidrodinâmica visando a segmentação de corpos d'água rasos para enquadramento: o caso do Lago Guaíba (RS). In: *XVI Anais do Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. João Pessoa, 20 a 24 de novembro de 2005.
- Paz, A. R., Schettini, E. B., & Villanueva, A. O. (2003). Simulação hidrodinâmica bidimensional do banhado do Taim. *Anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Curitiba, 23 a 27 de novembro de 2003.
- Pedrollo, O. C., & Pedrollo, M. C. (2013). Sistema de alerta de cheias da bacia do rio Caí: previsão de níveis com redes neurais artificiais. *Eventos Extremos no Rio Grande do Sul: Inundações e Movimentos de Massa*. 1ed. Porto Alegre: Evangraf. V. 1, 102-120.
- Pereira, M., Kayser, R. B., & Collischonn, W. (2012). Integração do Modelo Hidrológico para Grandes Bacias MGB-IPH e Sistemas de Informação Geográfica para suporte à decisão de outorga de direito de uso da água. In: *Rega: revista de gestión del agua de America Latina*. Porto Alegre, RS. Vol. 9, n. 2, 21-33.

- Petrucci, G., & Bonhomme, C. (2014). The dilemma of spatial representation for urban hydrology semi-distributed modelling: Trade-offs among complexity, calibration and geographical data. *Journal of Hydrology*, V. 517, p. 997–1007.
- Ponce, V. M. (1990). Generalized diffusive wave equation with inertial effects. *Water Resources Research*, V. 26, p. 1099-1101.
- Pontes, P. R., Collischonn, W., Fan, F. M., Paiva, R. C., & Buarque, D. C. (2015). Modelagem Hidrológica e Hidráulica de Grande Escala com Propagação Inercial de Vazões. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*.
- Pontes, P. R., Fan, F. M., Fleischmann, A. S., Paiva, R. C., Buarque, D. C., Siqueira, V. A., . . . Collischonn, W. (2017). MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. *Environmental Modelling & Software*, V. 94, p. 1-20.
- RBS. (2015a). *G1 - RBS TV - RS*. Fonte: <http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2015/10/sobe-para-43-cidades-e-202-mil-pessoas-atingidas-pela-chuva-no-rs.html>
- RBS. (2015b). *G1 - RBS TV - RS*. Fonte: <http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2015/10/sobe-para-53-cidades-e-25-mil-pessoas-atingidas-pela-chuva-no-rs.html>
- Refsgaard, J. C., & Storm, B. (1995). *Computer Models of Watershed Hydrology*. Englewood, USA, p. 809–846: Water Resources Publications,.
- Ribeiro Neto, A., Cirilo, J. A., Dantas, C. E., & Silva, E. R. (2015). Caracterização da formação de cheias na bacia do rio Una em Pernambuco. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 20, Nº2, 394-403.
- Saleh, F., Ducharne, A., Flipo, N., Oudin, L., & Ledoux, E. (2013). Impact of river bed morphology on discharge and water levels simulated by a 1D Saint–Venant hydraulic model at regional scale. *Journal of Hydrology*, V. 476; p. 169–177.

- Samaniego, L., Kumar, R., & Attinger, S. (2010). Multiscale parameter regionalization of a grid-based hydrologic model at the mesoscale. *Water Resources Res.*, V. 46, W05523.
- Samboní, A. M. (2016). Pareamento Bacia - Lagoa: Integração de Bacia Hidrográfica - Lagoa usando modelagem hidrológica-hidrodinâmica e sensoriamento remoto. *Tese de doutorado.* , Intituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS. Porto Alegre.
- Schafer, A. G., & Reis, E. G. (2008). Artisanal fishing areas and traditional ecological knowledge: The case study of the artisanal fisheries of the Patos Lagoon estuary (Brazil). *Marine Policy*. Vol 32, 283–292.
- Schmugge, T. J., Kustas, W. P., Ritchie, J. C., Jackson, T. J., & Rango, A. (2002). Remote sensing in hydrology. *Adv. Water Resour.*, V. 25, p. 1367–1385.
- Schoen, J. H., Stretch, D. D., & Tirok, K. (2014). Wind-driven circulation patterns in a shallow estuarine lake: St Lucia, South Africa. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, V. 146, p. 49-59.
- Schwanenberg, D., Fan, F. M., Naumann, S., Kuwajima, J. I., Alvarado, R., & Reis, A. A. (2015). Short-Term Reservoir Optimization for Flood Mitigation under Meteorological and Hydrological Forecast Uncertainty. *Water Resources Management*, V. 29(5), p. 1635-1651.
- Silva, B. C., Collischonn, W., Tucci, C. E., Clarke, R. T., & Delgado, M. C. (2007). Previsão hidroclimática de vazão de curto prazo na bacia do rio São Francisco. *Revista Brasileira de Recursos hídricos*, V. 12, p. 31-42.
- Siqueira, V. A., Coliischonn, W., Fan, F. M., & Chou, S. C. (2016c). Ensemble flood forecasting based on operational forecasts of the regional Eta EPS in the Taquari-Antas basin. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 21, n. 3, p. 587-602.
- Siqueira, V. A., Fleischmann, A., Jardim, P. F., Fan, F. M., & Collischonn, W. (2016b). IPH-Hydro Tools: a GIS coupled tool for watershed topology acquisition in an

- open-source environment. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 21, p. 274-287.
- Siqueira, V. A., Sorribas, M. V., Bravo, J. M., Collischonn, W., Lisboa, A. M., & Trinidad, G. G. (2016a). Real-time updating of HEC-HAS model for streamflow forecasting using a optimization algorithm. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 855-870.
- Sorribas, M. V., Collischonn, W., Marques, D. M., Fragoso Júnior, C. R., Castro, N. M., & Souza, R. S. (2012). Modelagem Distribuída do Carbono em Bacias Hidrográficas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 17, p. 225-240.
- Sorribas, M. V., Paiva, R. C., Melack, J. M., Bravo, J. M., Jones, C., & Carvalho, L. (2016). Projections of climate change effects on discharge and inundation in the Amazon basin. *Clim. Change*, V. 136 (3), p. 555-570.
- Steinebach, G., Rademacher, S., Rentrop, P., & Schulz, M. (2004). Mechanisms of coupling in river flow simulation systems. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, V. 168, p. 459–470.
- Tagliani, P. R., Landazuri, H., Reis, E. G., Tagliani, C. R., Asmus, M. L., & Sánchez-Arcilla, A. (2003). Integrated coastal zone management in the Patos Lagoon estuary: perspectives in context of developing country. *Ocean & Coastal Management*, 807-822.
- Thielen, J., Bartholmes, J., Ramos, M. -H., & de Roo, A. (2009). The European flood alert system – Part 1: concept and development. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, V. 13, p. 125–140.
- Thompson, J. R., Sørensen, H. R., Gavin, H., & Refsgaard, A. (2004). Application of the coupled MIKE SHE/MIKE 11 modelling system to a lowland wet grassland in southeast England. *Journal of Hydrology*, V. 293, p. 151–179.
- Todini, E. (2007). Hydrological catchment modelling: past, present and future. *Hydrology & Earth System Sciences*, V. 11, p. 468-482.
- Tucci, C. E. (2005). *Modelos Hidrológicos*. colaboração da Associação Brasileira de Recursos Hídricos/ABRH. — 2.ed. — Porto Alegre: Editora da UFRGS.

- Tucci, C. E., Dias, P. L., Clarke, R. T., Sampaio, G. O., & Collischonn, W. (2003). Long-term flow forecasts based on climate and hydrological modeling: Uruguay river basin. *Water Resources Research*, V. 39.
- Urbonas, B., & Roesner, L. A. (1993). *Hydrologic design for urban drainage*. In *Handbook of Hydrology*, ed. D. R. Maidment. New York, NY: McGraw Hill, Inc.
- USACE. (1997). *UNET Version 3.2. One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels*. Davis, CA: USACE (U.S. Army Corps of Engineers), Hydrologic Engineering Center.
- USACE. (2010). *HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual Ver. 4.1*. 609 Second Street, Davis, CA 95616: U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- Van Der Knijff, J. M., Younis, J., & De Roo, A. P. (2010). LISFLOOD: a GIS-based distributed model for river basin scale water balance and flood simulation. *International Journal of Geographical Information Science*. Vol. 24, No.2, 189-212.
- Verzano, K., Bärlund, I., Flörke, M., Lehner, B., Kynast, E., Voß, F., & Alcamo, J. (2012). Modeling variable river flow velocity on continental scale: current situation and climate change impacts in Europe. *Journal of Hydrology*, V. 424-425, p. 238-251.
- Wang, C., Feng, T., Wang, P., Hou, J., & Qian, J. (2017). Understanding the transport feature of bloom-forming *Microcystis* in a large shallow lake: A new combined hydrodynamic and spatially explicit agent-based modelling approach. *Ecological Modelling*, V. 343, p. 25–38.
- Weiyan, T. (1992). *“Shallow water hydrodynamics – mathematical theory and numerical solution of a two-dimensional system of shallow water equations”*. Elsevier Oceanography Series, 55 p.
- Wicks, J., Syme, B., Hassan, M. A., Lin, B., & Tarrant, O. (2004). 2D modelling of floodplains—is it worth the effort? *Proceedings of the River and Coastal Flooding Conference* (pp. p. 1-10). UK: Defra.

- Wigmosta, M. S., Vail, L. W., & Lettenmaier, D. P. (1994). A distributed hydrology-vegetation model for complex terrain. *Water Resources Research*, V. 30, p. 1665 – 1679.
- Williams, J. R. (1969). Flood Routing with Variable Travel Time or Variable Storage Coefficients. *Trans. ASAE*, 12(1) p.100-103.
- Xu, C. -Y., Widén, E., & Halldin, S. (2005). Modelling hydrological consequences of climate change – progress and challenges. *Adv. Atmos. Sci.*, V. 22 (6), p. 789–797.
- Yamazaki, D., de Almeida, G. A., & Bates, P. D. (2013). Improving computational efficiency in global river models by implementing the local inertial flow equation and a vector-based river network map. *Water Resources Research*, V. 49(11), p. 7221-7235.
- Yamazaki, D., Kanae, S., Kim, H., & Oki, T. (2011). A physically based description of floodplain inundation dynamics in a global river routing model. *Water Resources Res.*, V. 47, W04501.
- Yamazaki, D., Oki, T., & Kanae, S. (2009). Deriving a global river network map and its sub-grid topographic characteristics from a fine-resolution flow direction map. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, V. 13(11), p. 2241-2251.
- Yen, B. C., & Tsai, C. W.-S. (2001). Noninertial wave vs. diffusion wave in flood routing. *Journal of Hydrology*, V. 244, p. 97-104.
- Zajac, Z., Revilla-Romero, B., Salamon, P., Burek, P., Hirpa, F. A., & Beck, H. (2017). The impact of lake and reservoir parameterization on global streamflow simulation. *Journal of Hydrology*, V. 548, p. 552–568.
- ZH. (2009). ZH Notícias. Fonte: Zero Hora: <http://zh.clicrbs.com.br/rs/noticia/2009/03/livro-resgata-historia-da-enchente-de-1941-em-porto-alegre-2448744.html#showNoticia=NWNzUW9ZMFE0MDA2ODAzOTM2OTA3MzcwNDk2QUIvNTcxODg3NzQwNjkzNTYxNjY0OC5zMjQ2NjM5OTc3MDQ4Njk3NzMzMTIyWzBEJGhGOGVIQjlddDxJKCs=>

- ZH. (2011). *ZH Notícias*. Fonte: Zero Hora: <http://zh.clicrbs.com.br/rs/noticias/noticia/2011/01/algas-reaparecem-no-guaiba-e-deixam-a-agua-verde-3188242.html>
- ZH. (2015). *ZH notícias*. Fonte: Zero Hora: <http://zh.clicrbs.com.br/rs/noticias/noticia/2015/10/cheia-na-lagoa-dos-patos-desaloja-mais-de-mil-pessoas-em-rio-grande-e-pelotas-4882801.html>
- ZH. (2017a). *ZH Campo e Lavoura*. Fonte: Zero Hora: <http://zh.clicrbs.com.br/rs/noticias/campo-e-lavoura/noticia/2017/04/preco-do-camarao-no-rs-aumenta-pela-menor-salinizacao-da-lagoa-dos-patos-9766710.html>
- ZH. (2017b). *ZH Notícias*. Fonte: Zero Hora: <http://zh.clicrbs.com.br/rs/vida-e-estilo/verao/noticia/2017/02/proliferao-de-algas-altera-cor-da-agua-na-lagoa-dos-patos-e-deixa-veranistas-em-alerta-9731824.html>
- Zhang, Q., & Li, L. J. (2009). Development and application of an integrated surface runoff and groundwater flow model for a catchment of Lake Taihu watershed, China. *Quat. Int.*, V. 208, p. 102–108.
- Zhang, Q., & Werner, A. D. (2009). Integrated surface-subsurface modeling of Fuxianhu Lake catchment, Southwest China. *Water Resources Management*, V. 23, p. 2189–2204.
- Zhang, W., Watson, S. B., Rao, Y. R., & Kling, H. J. (2013). A linked hydrodynamic, water quality and algal biomass model for a large, multi-basin lake: A working management tool. *Ecological Modelling*, V. 269, p. 37–50.
- Zoch, R. T. (1934). On the relation between rainfall and streamflow. *Monthly Weather Review*, V. 62, p. 315-322.

ANEXO A – Ábacos que relacionam a variação máxima da profundidade devido à influência do vento a diferentes características do escoamento

As figuras A.1 a A.4 relacionam as variações máximas da profundidade do escoamento causadas pelo efeito do vento, conforme descrito na Fase 2 desse estudo. Cada figura é referente a um valor do coeficiente de rugosidade de Manning: 0,02, 0,03, 0,04 e 0,06.

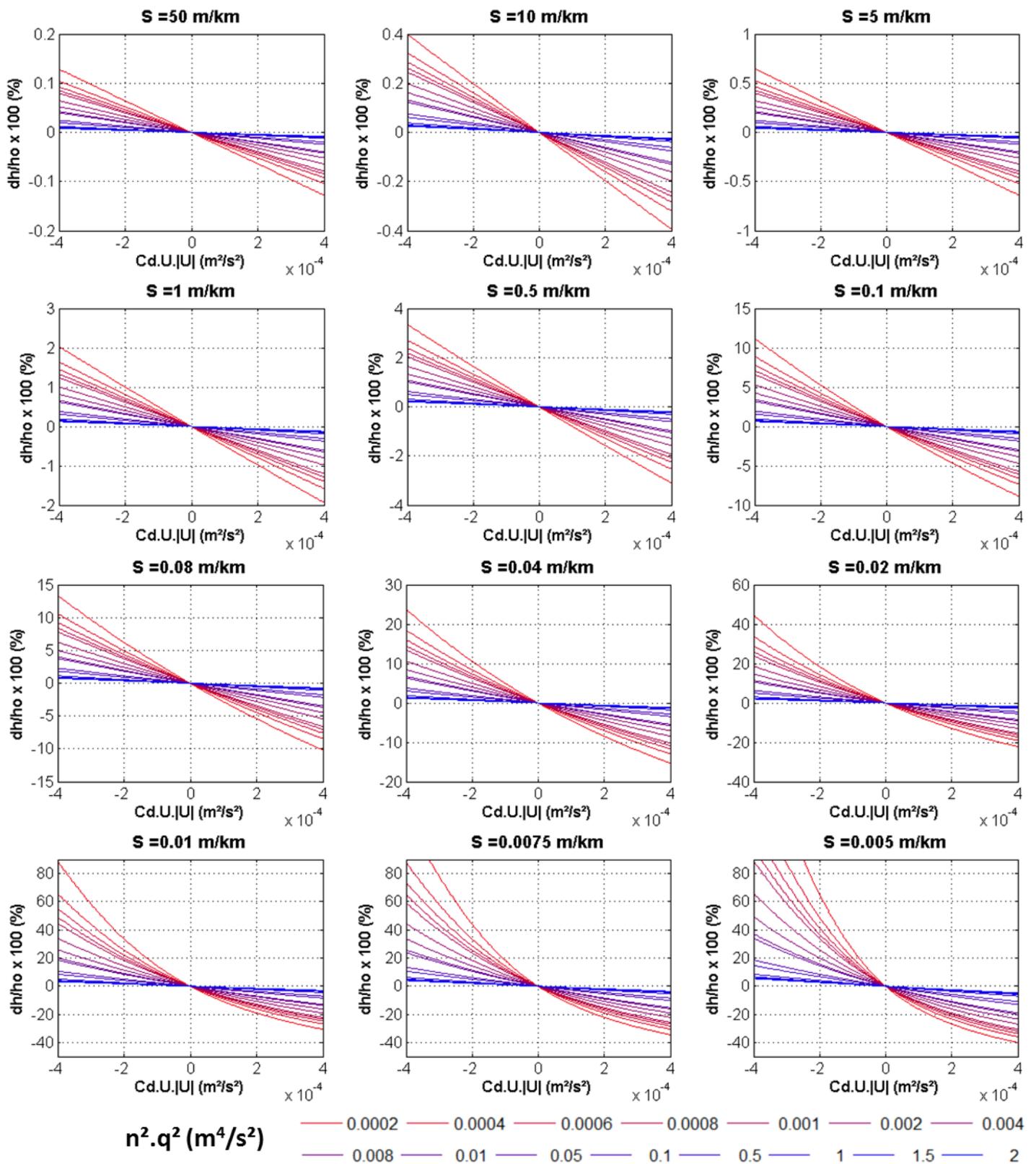


Figura A.1 – Ábaco que relaciona a variação na profundidade do escoamento com parâmetros referentes à influência do vento ($C_d.U.|U|$), vazão por unidade de largura (q) para diferentes valores de declividade (S) considerando o número de Manning igual a 0,02.

ANEXO B – Variação da área alagada total na bacia em relação às simulações com e sem vento

A Figura B.1 mostra a área alagada total na bacia simulada sem e com a introdução da influência do vento ($C_D = 4 \times 10^{-6}$) e a Figura B.2 mostra a variação percentual entre as áreas alagadas das simulações no período de calibração.

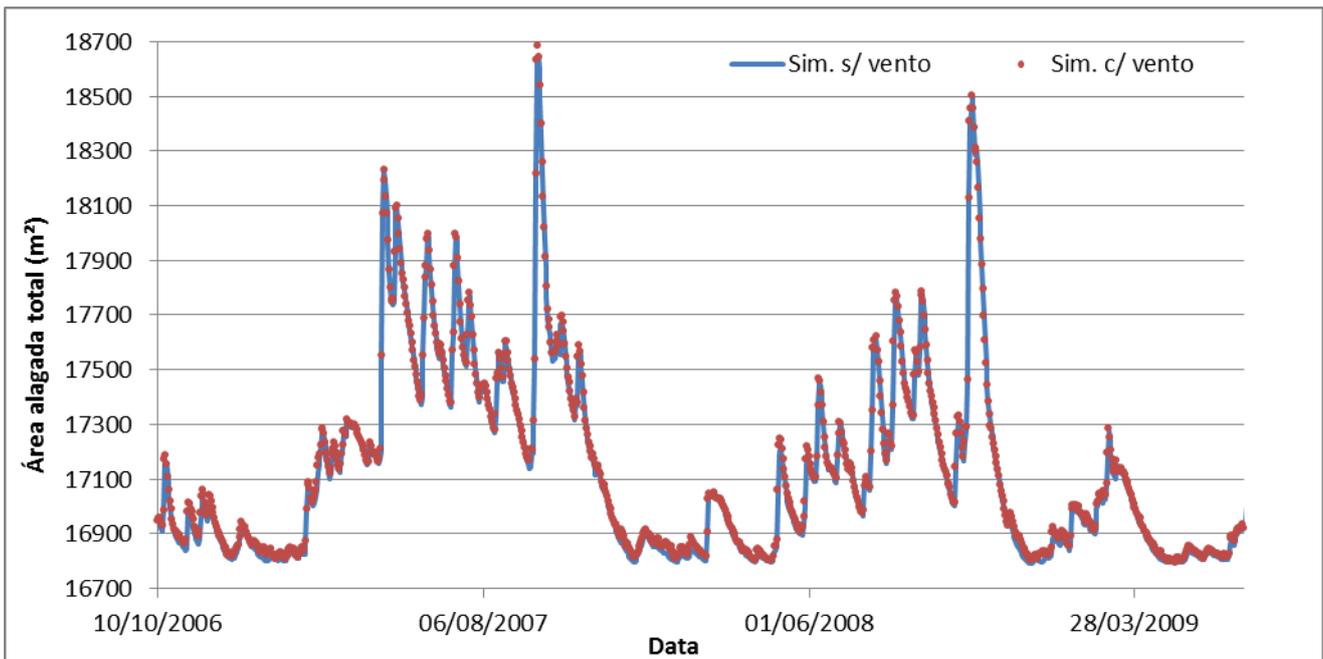


Figura B.1 - Relação da área alagada média em toda a bacia simulada sem e com a introdução da influência do vento.

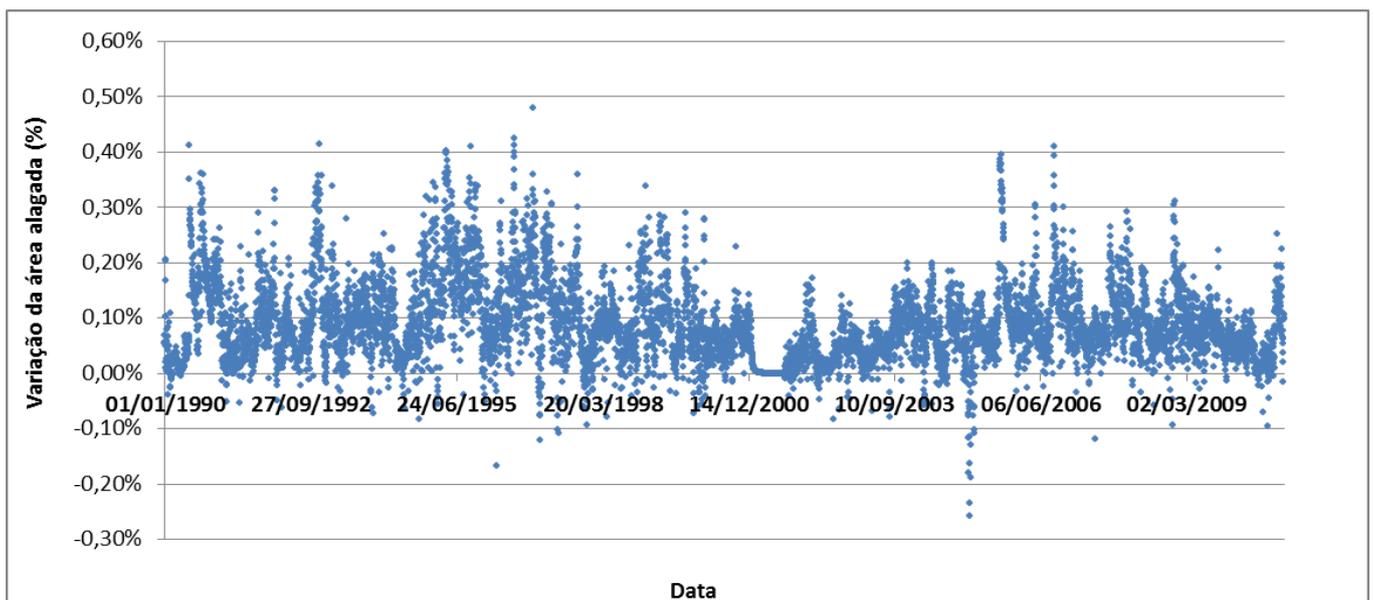


Figura B.2 – Variação da área alagada da simulação com vento em relação à simulação sem vento no período de calibração.

ANEXO C – Análise de um cenário hipotético de vento extremo, considerando C_D igual a 4×10^{-6} .

As figuras C.1 a C.8 representam os cotogramas das anomalias simuladas com (Cenário) e sem (Simulado) a introdução de condições extremas de vento considerando C_D igual a 4×10^{-6} .

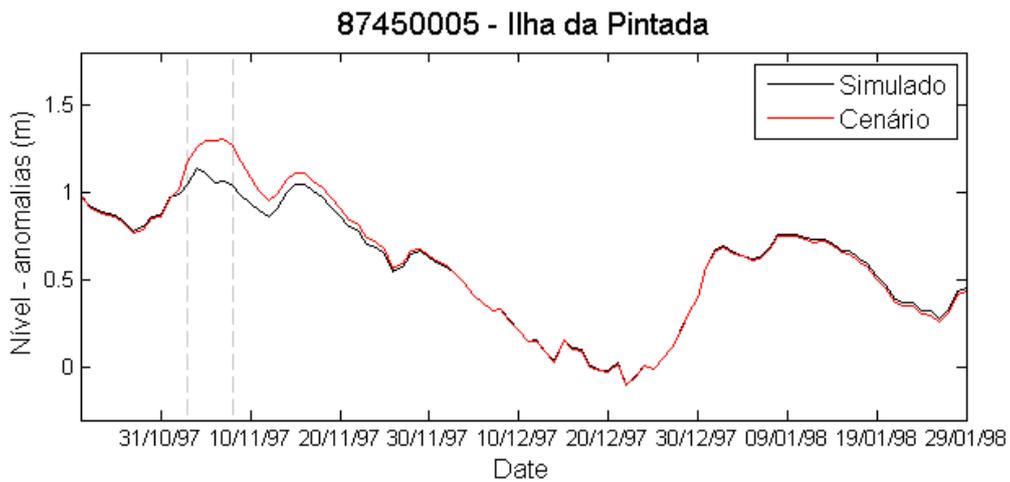


Figura C.1 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto na Ilha da Pintada.

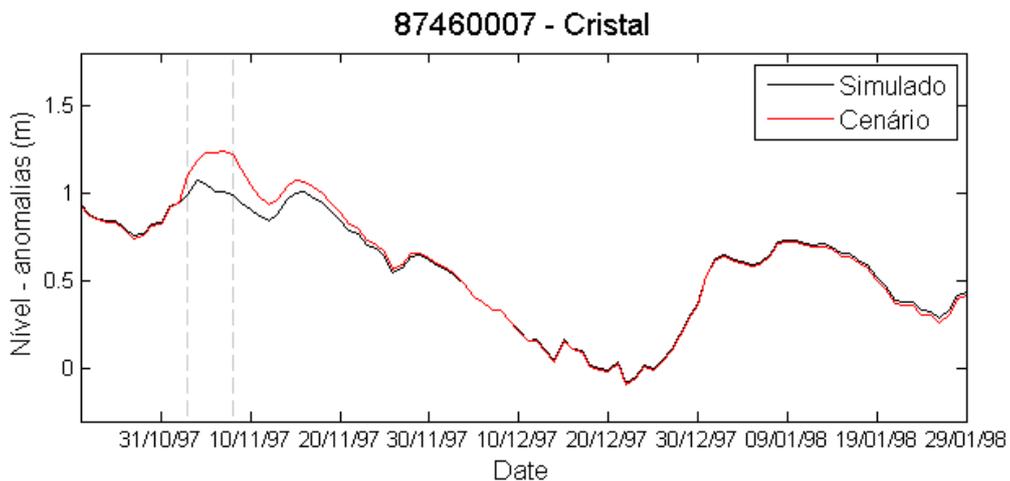


Figura C.2 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Cristal.

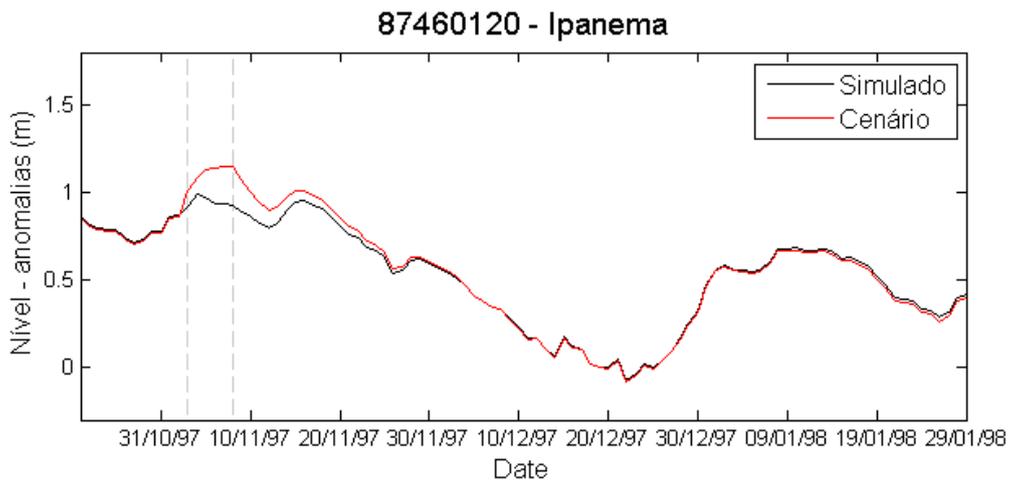


Figura C.3 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Ipanema.

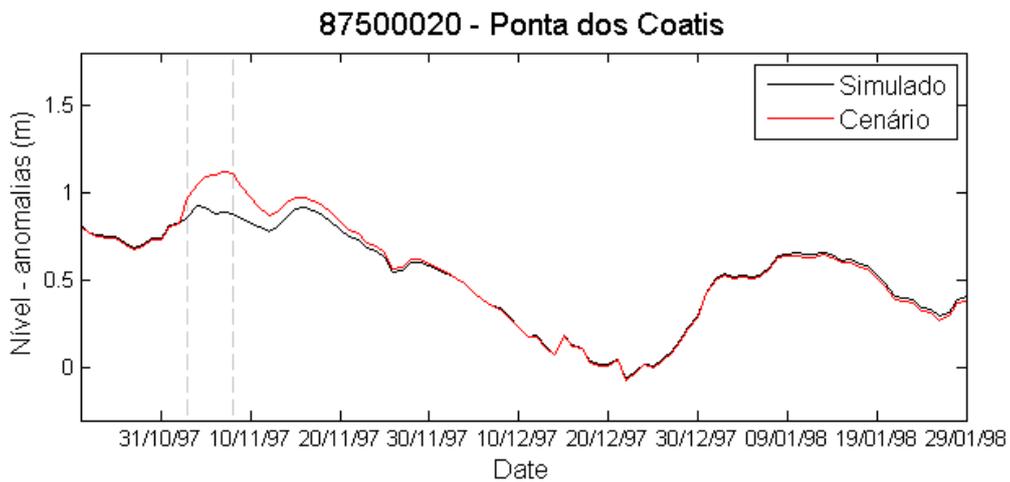


Figura C.4 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto na Ponta dos Coatis.

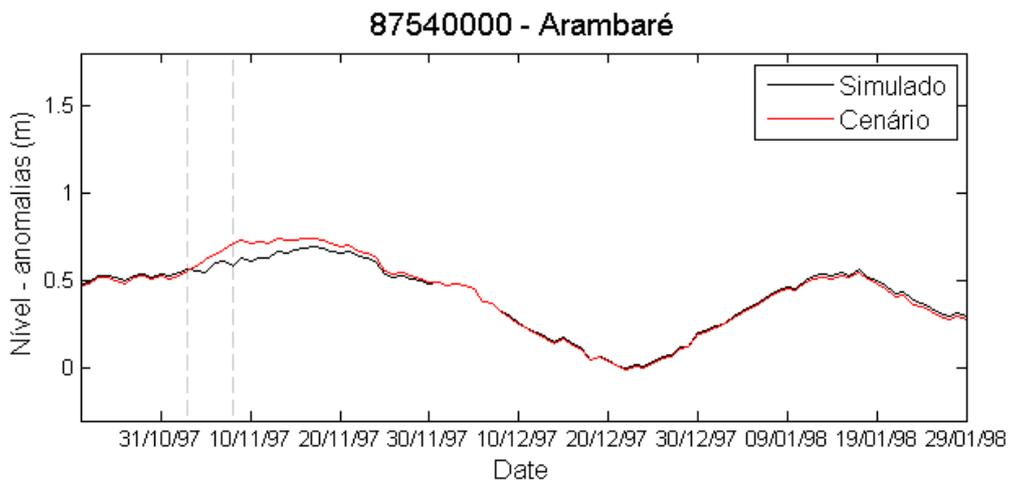


Figura C.5 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto Cristal.

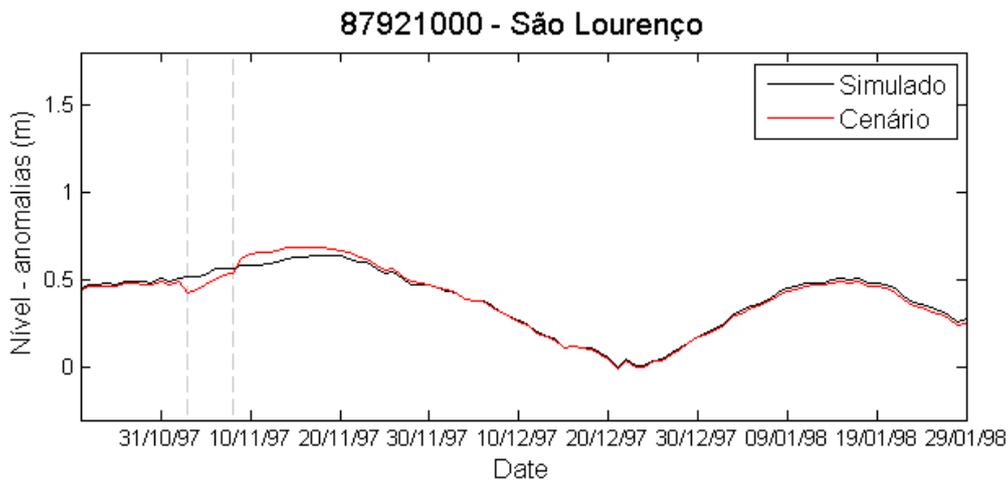


Figura C.6 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em São Lourenço.

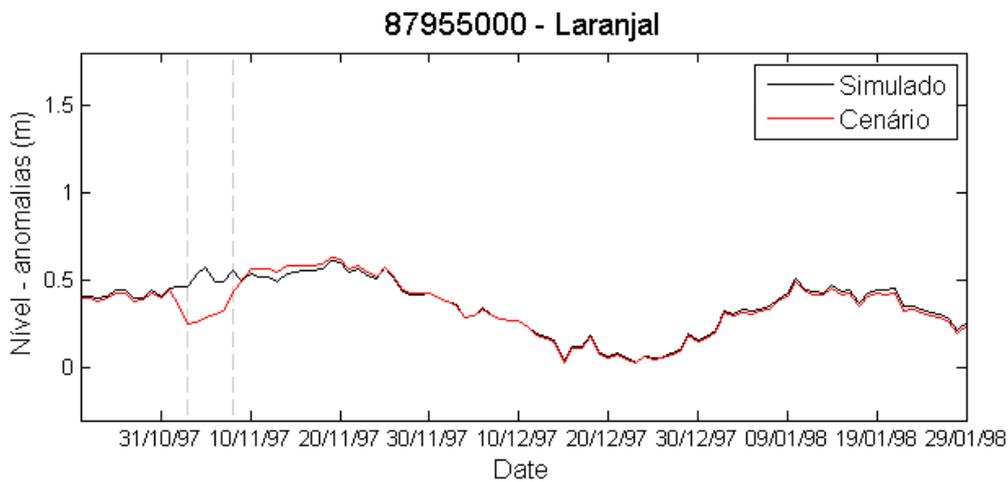


Figura C.7 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em Laranjal.

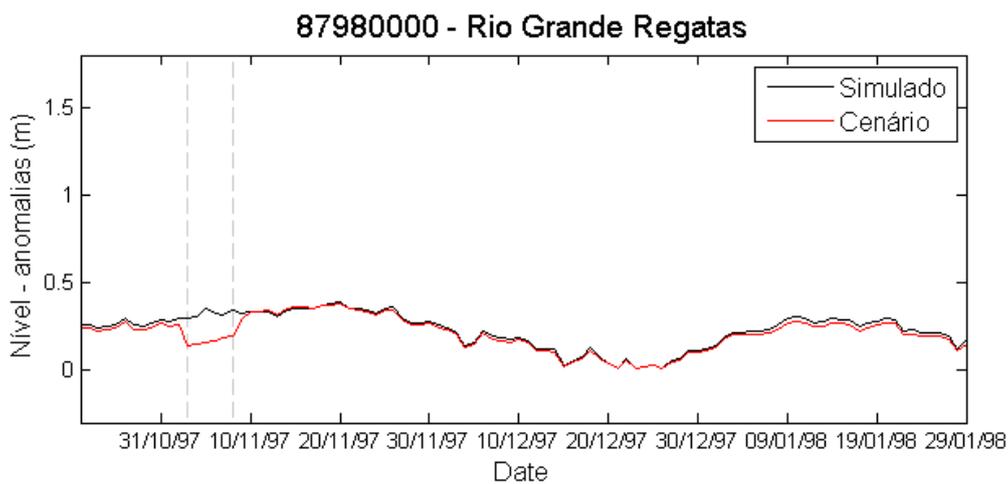


Figura C.8 – Cotogramas das anomalias dos níveis considerando a simulação sem alteração nos dados de vento e o cenário modificado no posto em Rio Grande Regatas.

ANEXO D – Parâmetros calibráveis do modelo hidrológico

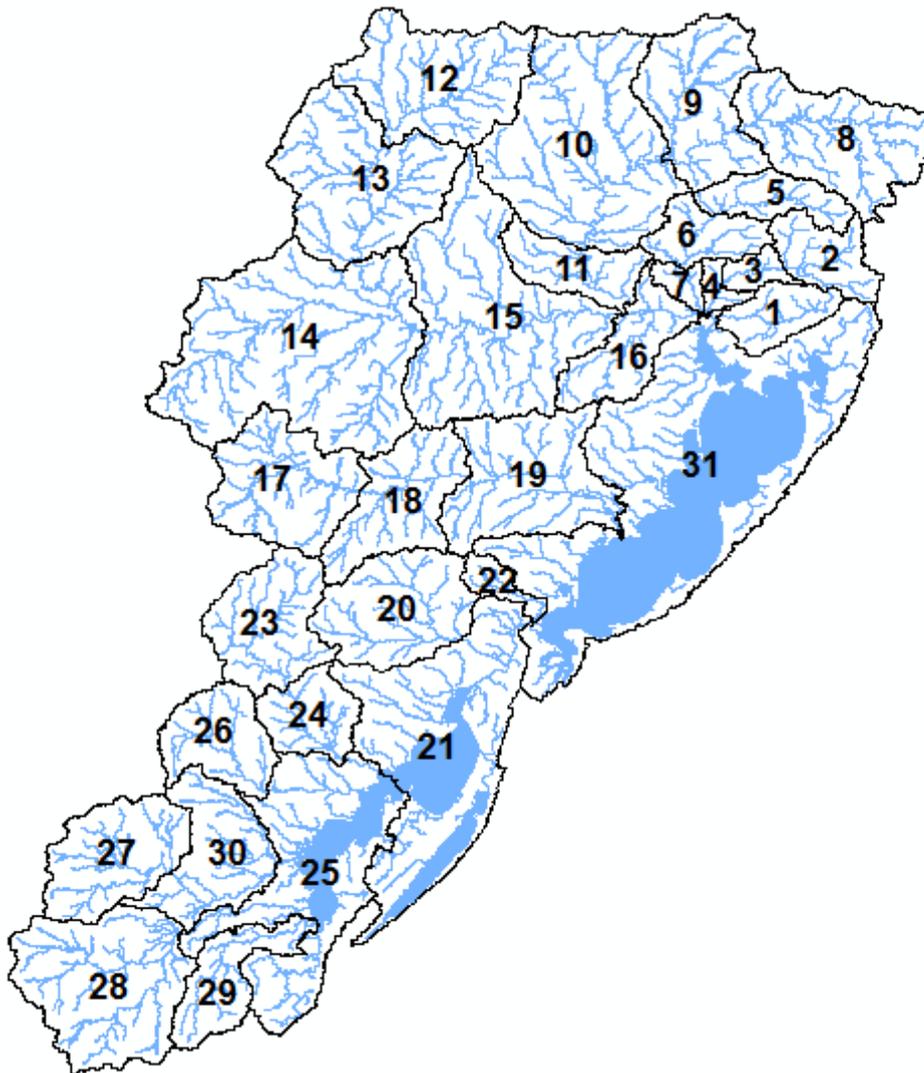


Figura D.1 – Número das sub-bacias

Tabela D.1 – Valores das métricas por sub-bacia e por URH

Sub-Bacia 1							
URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	300.0	0.20	0.30	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	500.0	0.20	0.60	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	300.0	0.20	0.30	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	500.0	0.20	0.60	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	300.0	0.20	0.30	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	500.0	0.20	0.60	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS	30.00						
CI	200.00						
CB	8000.00						
QB_M3/SKM2	0.0100						
Sub-Bacia 2							
URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	70.0	0.12	0.80	10.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	120.0	0.12	1.00	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	60.0	0.12	0.80	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	120.0	0.12	1.00	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	50.0	0.12	0.80	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	120.0	0.12	1.00	10.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.01	0.80	10.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.01	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS	15.00						
CI	150.00						
CB	800.00						
QB_M3/SKM2	0.0100						
Sub-Bacia 3							
URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	120.0	0.12	0.20	10.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	200.0	0.12	0.45	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	100.0	0.12	0.20	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	200.0	0.12	0.45	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	100.0	0.12	0.20	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	200.0	0.12	0.45	10.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.01	0.00	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.01	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS	25.00						
CI	250.00						
CB	800.00						
QB_M3/SKM2	0.0100						

Sub-Bacia 4

URH	uso	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP
Flor_SR	75.0	0.12	0.20	6.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	200.0	0.12	0.45	6.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	75.0	0.12	0.20	6.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	150.0	0.12	0.45	6.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	70.0	0.12	0.20	6.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	150.0	0.12	0.45	6.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.01	0.00	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.12	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	15.00
CI	50.00
CB	800.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 5

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	200.0	0.12	0.10	6.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	400.0	0.12	0.25	6.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	200.0	0.12	0.10	6.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	350.0	0.12	0.25	6.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	200.0	0.12	0.10	6.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	350.0	0.12	0.25	6.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.01	0.05	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.01	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	15.00
CI	50.00
CB	200.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 6

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	300.0	0.06	0.10	10.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	500.0	0.06	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	200.0	0.06	0.10	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	250.0	0.06	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	150.0	0.06	0.10	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	240.0	0.06	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	200.0	0.01	0.05	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.01	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	18.00
CI	150.00
CB	200.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 7

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	300.0	0.06	0.20	6.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	500.0	0.06	0.45	6.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	250.0	0.06	0.20	6.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	450.0	0.06	0.45	6.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	200.0	0.06	0.20	6.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	400.0	0.06	0.45	6.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	150.0	0.01	0.00	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.12	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	18.00
CI	150.00
CB	400.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 8

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	110.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	150.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	100.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	120.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	80.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	100.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	70.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	70.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	27.00
CI	150.00
CB	1100.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 9

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	110.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	150.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	100.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	120.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	80.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	100.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	70.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	70.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	27.00
CI	150.00
CB	1100.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 10

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	110.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	150.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	100.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	120.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	80.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	100.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	70.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	70.0	0.08	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	24.00
CI	160.00
CB	1400.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 11

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	160.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	200.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	110.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	150.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	100.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	140.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	200.00
CB	2000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 12

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	250.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	400.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	200.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	250.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	180.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	230.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	70.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	70.0	0.02	0.50	2.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	22.00
CI	125.00
CB	3500.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 13

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	200.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	250.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	180.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	220.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	170.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	210.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	70.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	70.0	0.02	0.30	2.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	15.00
CI	120.00
CB	2000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 14

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	300.0	0.05	0.08	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	260.0	0.05	0.15	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	280.0	0.05	0.08	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	230.0	0.05	0.15	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	250.0	0.05	0.08	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	190.0	0.05	0.15	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.05	0.08	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.05	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	300.00
CB	2000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 15

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	300.0	0.50	0.10	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	260.0	0.50	0.10	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	280.0	0.50	0.10	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	230.0	0.50	0.10	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	250.0	0.50	0.10	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	190.0	0.50	0.10	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.50	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.50	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	15.00
CI	150.00
CB	2500.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 16

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	400.0	0.20	0.20	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	600.0	0.20	0.30	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	400.0	0.20	0.20	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	600.0	0.20	0.30	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	400.0	0.20	0.20	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	600.0	0.20	0.30	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	200.00
CB	6000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 17

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	70.0	0.03	0.10	15.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	200.0	0.03	0.20	15.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	70.0	0.03	0.10	15.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	180.0	0.03	0.20	15.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	70.0	0.03	0.10	15.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	180.0	0.03	0.20	15.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	50.0	0.01	0.00	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.03	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	20.00
CI	200.00
CB	200.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 18

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	35.0	0.10	0.30	32.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	135.0	0.10	0.60	32.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	35.0	0.10	0.30	32.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	135.0	0.10	0.60	32.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	35.0	0.10	0.30	32.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	135.0	0.10	0.60	32.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	50.0	0.10	0.10	01.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.10	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	200.00
CB	200.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 19

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	70.0	0.05	0.30	35.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	240.0	0.05	0.60	35.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	70.0	0.05	0.30	35.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	240.0	0.05	0.60	35.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	70.0	0.05	0.30	35.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	240.0	0.05	0.60	32.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	50.0	0.05	0.01	01.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.05	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	200.00
CB	200.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 20

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	40.0	0.15	0.30	12.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	210.0	0.15	0.30	4.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	30.0	0.15	0.30	4.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	145.0	0.15	0.30	4.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	30.0	0.15	0.30	5.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	132.0	0.15	0.30	12.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.01	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.40	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	20.00
CI	165.00
CB	2100.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 21

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	200.0	0.30	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	500.0	0.30	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	200.0	0.30	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	500.0	0.30	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	200.0	0.30	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	500.0	0.30	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	10.00
CI	150.00
CB	4000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 22

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	1000.0	0.02	0.20	0.50	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	1200.0	0.02	0.30	0.50	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	1000.0	0.02	0.20	0.50	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	1200.0	0.02	0.30	0.50	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	1000.0	0.02	0.20	0.50	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	1200.0	0.02	0.30	0.50	0.67	0.00	0.10
VF_inund	800.0	0.02	0.01	0.50	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	100.0	0.02	0.01	0.50	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	20.00
CI	200.00
CB	6000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 23

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	40.0	0.40	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	100.0	0.40	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	40.0	0.40	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	100.0	0.40	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	40.0	0.40	0.25	10.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	100.0	0.40	0.20	10.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	20.0	0.35	0.00	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.40	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	20.00
CI	200.00
CB	600.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 24

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	40.0	0.30	0.10	16.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	180.0	0.30	0.10	16.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	35.0	0.30	0.10	16.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	180.0	0.30	0.10	16.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	45.0	0.30	0.10	16.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	180.0	0.30	0.10	16.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	20.0	0.35	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.40	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	20.00
CI	200.00
CB	600.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 25

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	200.00
CB	6000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 26

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	050.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	120.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	050.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	120.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	050.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	120.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	60.0	0.15	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.03	0.01	1.15	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	20.00
CI	300.00
CB	3600.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 27

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	30.0	0.01	0.35	2.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	100.0	0.01	0.35	2.50	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	30.0	0.01	0.35	2.50	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	100.0	0.01	0.35	2.50	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	30.0	0.01	0.35	2.50	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	100.0	0.01	0.35	2.50	0.67	0.00	0.10
VF_inund	40.0	0.01	0.00	2.50	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.03	0.01	1.15	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	25.00
CI	250.00
CB	3500.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 28

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	40.0	0.01	0.10	5.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	100.0	0.01	0.10	05.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	40.0	0.01	0.10	5.50	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	100.0	0.01	0.10	5.50	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	40.0	0.01	0.10	5.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	100.0	0.01	0.10	5.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	50.0	0.01	0.50	0.93	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.03	0.01	1.15	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	400.00
CB	3500.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 29

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	2.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	30.00
CI	200.00
CB	8000.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 30

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	40.0	0.20	0.20	5.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	110.0	0.20	0.20	05.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	40.0	0.20	0.20	5.50	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	110.0	0.20	0.20	5.50	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	40.0	0.20	0.20	5.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	110.0	0.20	0.20	5.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	50.0	0.01	0.50	0.93	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.03	0.01	1.15	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS	05.00
CI	080.00
CB	1500.00
QB_M3/SKM2	0.0100

Sub-Bacia 31

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	CAP	Wc
Flor_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Flor_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Agric_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SR	500.0	0.20	0.40	1.00	0.67	0.00	0.10
Campo_SP	700.0	0.20	0.80	1.00	0.67	0.00	0.10
VF_inund	200.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Semi_imp	10.0	0.20	0.01	1.00	0.67	0.00	0.10
Agua	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS	30.00						
CI	200.00						
CB	8000.00						
QB_M3/SKM2	0.0100						

ANEXO E – Influência da largura das conexões laterais considerando o efeito do vento

Tabela E.1 – Variação do NS para diferentes valores de b considerando a influência do vento e C_D igual a 10×10^{-6} .

Postos	NS		
	b=0m	b=50m	b=100m
Ilha da Pintada	0,786	0,788	0,781
Cristal	0,691	0,694	0,684
Ipanema	0,763	0,764	0,760
P. dos Coatis	0,768	0,770	0,764
Arambaré	0,772	0,778	0,754
São Lourenço	0,743	0,753	0,718
Laranjal	0,714	0,721	0,695
Rio Grande R.	0,197	0,182	0,187

Tabela E.2 – Variação do NSm para diferentes valores de b considerando a influência do vento e C_D igual a 10×10^{-6} .

Postos	NSm		
	b=0m	b=50m	b=100m
Ilha da Pintada	0,527	0,526	0,540
Cristal	0,375	0,375	0,380
Ipanema	0,501	0,500	0,513
P. dos Coatis	0,519	0,518	0,536
Arambaré	0,410	0,407	0,409
São Lourenço	0,202	0,204	0,196
Laranjal	0,226	0,224	0,224
Rio Grande R.	-0,172	-0,196	-0,188