

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS
HIDRÁULICAS

SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA DE RIOS COM
GRANDES PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO

Adriano Rolim da Paz

Tese 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 Doutor em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci

Co-orientador: Prof. Dr. Walter Collischonn

Banca Examinadora:

Dra. Marie-Paule Bonnet

IRD/UNB

Prof. Dr. José Almir Cirilo

UFPE

Prof. Dr. Carlos André Bulhões Mendes

IPH/UFRGS

Porto Alegre, RS
Janeiro de 2010

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci e co-orientação do prof. Dr. Walter Collischonn, ambos do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

*A minha família, Alisson, Ilma, Alexandre e Andréa,
e a minha noiva, Marina,
dedico.*

AGRADECIMENTOS

A satisfação em desenvolver este trabalho foi enorme e maior ainda em vê-lo concluído. Nessa longa e exaustiva caminhada, a ajuda e o apoio de muitas pessoas foram fundamentais. A todos agradeço sinceramente e, em especial, agradeço:

à Marina, pelo amor, carinho, paciência e apoio em todos os aspectos da vida, e com quem espero trilhar novos rumos pelo resto da vida;

aos meus pais, Alisson e Ilma, e a meus irmãos, Alexandre e Andréa, pela paciência, amor e apoio incondicional em todos os meus planos e sonhos;

aos amigos Nilson, Diogo e Christopher (e Daniela), pelo apoio e companheirismo durante a vida em Porto Alegre;

ao amigo Juan Martín, pelo apoio, pelas dicas dos parafusos a apertar no ajuste do modelo hidrodinâmico ao Pantanal e pelo companheirismo na incrível jornada de publicações;

aos amigos Luis Gustavo (e Rysleine), Márcio e Eduardo, pela amizade e apoio mesmo à distância em alguns momentos;

aos amigos Diego e Marilu, extensivo às famílias Carrillo (Miguel, Sandra, Felipe e Fabíola) e Fiegenbaum (Marino, Marli e Mariele), pela amizade e disponibilidade para ajudar durante a vida em Porto Alegre;

ao grupo da sala de projetos do IPH: trata-se de um ambiente extremamente estimulante e rico de experiências e idéias;

aos colegas Rodrigo e J. Martín, pelas dicas com a paralelização via Open-MP;

aos orientadores Prof. Tucci e Walter, pela orientação, experiência e conhecimentos passados, pela oportunidade de trabalhar com esse tema, pelos conselhos profissionais, pelos exemplos incríveis de profissionalismo e entusiasmo pela pesquisa;

aos demais professores do IPH, pela abertura e disposição a ajudar;

a todos os colegas do IPH, ex-IPH e amigos do IPH, que compartilharam juntos toda ou parte dessa jornada: Ane e Roger, Daniel e Ruth, Uziel e Otaciana, Ruberto e Regina, Sidnei e Karina, Adalberto, Fernando Bike, Dante, Bruno e Lidiane, Martin Delgado, Claudinéia, Tatiana, Angélica, Francisco, Rodrigo, Marcus Cruz e Francys, Ferdnando, Jaildo...;

ao amigo Marcos Caju, pelo companheirismo;

à cidade de Porto Alegre, pela nova acolhida durante o Doutorado;

à Nadir, Andreas e demais funcionários da secretaria do IPH, pela disponibilidade e ajuda;

a minha família em SP, pelo apoio durante a temporada em São Paulo e Campinas: Lêda, Claret, Ludmila, Maria Beatriz e Vinícius;

à Cíntia Uvo, pelo apoio durante o período em SP;

a Paulo e Érica, pelo apoio durante o período em Campinas;

ao Prof. Humberto Rocha do IAG/USP, pela oportunidade em trabalhar alguns meses em seu laboratório, extensivo aos colegas de lá (Jonatan, Jonathan, Hélber, Emília, Marta, Clair);

aos colegas da Embrapa Daniel, Ricardo e Sandra, pelo apoio, e deles estendo aos demais colegas da empresa;

a Carlos Padovani da Embrapa Pantanal, pela cessão de imagens de satélite e análises de inundações no Pantanal;

a Paul Bates e Neil Hunter, pelo esclarecimento de dúvidas quanto ao modelo Lisflood-fp;

ao CNPq, pela concessão de bolsa de Doutorado.

RESUMO

Além de conhecer o comportamento hidrológico atual de um sistema de rios e planícies, é importante poder prever seu comportamento futuro frente a possíveis impactos decorrentes de atividades antrópicas e face a cenários de variabilidade climática. A modelagem matemática constitui a ferramenta ideal para esse propósito. No caso de sistemas hidrológicos de grande escala, caso o interesse do estudo seja simular padrões espaço-temporais de inundação na planície, as metodologias tradicionais atualmente empregadas não são adequadas. Nesta Tese é apresentado um sistema computacional de simulação desenvolvido com esse propósito, o qual é composto pelo acoplamento de um modelo hidrodinâmico 1D (modelo IPH4), aplicado para simular o escoamento na calha principal dos rios, e um modelo 2D do tipo raster, para a simulação da inundação na planície. Esse modelo discretiza a planície em uma grade regular e simula o escoamento pela planície conforme a topografia e a diferença de níveis de água entre elementos da grade. Um módulo específico simula as trocas laterais canal e planície, conforme a diferença de nível de água, as quais podem acontecer ao longo de toda a extensão dos canais. Outro módulo realiza o balanço vertical entre precipitação e evapotranspiração na planície. Um conjunto de rotinas computacionais foi desenvolvido para agilizar a preparação dos dados de entrada de forma coerente e georreferenciada, principalmente quanto à conexão entre as discretizações do canal e da planície. Como estudo de caso, foram simulados 3965 km de canais de drenagem e 219.514 km² de planícies (Pantanal) da Bacia do Alto Paraguai, por um período de 11 anos e 4 meses (set/1995 a dez/2006). Apesar da escassez de dados para caracterização física, os resultados obtidos foram satisfatórios, tanto em termos do regime de vazões e variação de nível d'água nos canais de drenagem quanto em termos de áreas inundadas e padrões espaço-temporais de inundações na planície. Nesse último aspecto, o sistema desenvolvido foi capaz de simular o pulso sazonal de inundação do Pantanal. Foram obtidos valores de área inundada coerentes com estimativas de outros autores e manchas de inundação que diferenciaram áreas permanentemente inundadas, devido ao extravasamento de água dos canais, daquelas áreas inundadas sazonalmente pela ocorrência de precipitação. Esse resultado evidenciou a necessidade da consideração dos processos hidrológicos verticais para a simulação das inundações sazonais. Estatísticas de desempenho obtidas pela comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por satélite em outro estudo foram consideradas equivalentes às obtidas na literatura para estudos de planícies de menor escala e com maior disponibilidade de dados.

ABSTRACT

Besides understanding the current hydrologic behavior of a river and floodplain drainage system, it is important to be able to predict its future conditions in light of possible impacts due to anthropogenic activities and climate variability. Mathematical modeling is the ideal tool for this purpose. For large scale hydrologic systems, if the objective is to simulate spatio-temporal inundation patterns over floodplain, the traditional methodologies currently being used are not adequate. This Thesis presents a computational simulation system developed for this purpose, which is composed by coupling a 1D-hydrodynamic model (IPH4 model), to simulate flow routing along main channels, and a 2D-raster based model, to simulate floodplain inundation. This floodplain model discretizes the floodplain into a regular grid and simulates the flow over floodplain according with its topography and water level differences between grid elements. A specific module simulates lateral water exchanges between channel and floodplain according with water level differences, which may occur along the whole channel flowpath. Another module performs the vertical water balance between precipitation and evapotranspiration over floodplain. A set of computational routines was developed aiming at facilitating input data preparation in a coherent and georeferenced way, mainly focused on establishing connections between channel and floodplain discretizations. As study case, a total of 3965 km of main channels and of 219.514 km² of floodplains (Pantanal) of the Upper Paraguay River Basin was simulated for a period of 11 years and 4 months (set/1995 to dez/2006). In spite of data scarcity regarding physical characteristics, the results obtained were satisfactory, in terms of flow regime and water level variation in main channels and also in terms of inundated areas and spatio-temporal inundation patterns over floodplain. Regarding this last issue, the developed system was able to simulate the Pantanal seasonal flood pulse. Calculated inundated areas were coherent with estimates from others authors, and in the inundation maps obtained it was possible to distinguish permanent flooded areas, due to main channel flow spilling, from areas seasonally inundated due to precipitation. This result showed the importance of taking into account the vertical hydrologic processes for simulating seasonal floodplain inundation. Performance measures obtained by comparing simulated floodplain maps with those from other study estimated using satellite images were considered similar to the reported values in literature, which in turn refer to modeling lower scale sites with larger data availability.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa e caracterização do problema	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Organização do texto.....	4
2 ESCOAMENTO EM PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO.....	6
2.1 Formação e caracterização dos sistemas fluviais.....	6
2.2 Processos governantes do escoamento	7
2.3 Modelagem de rios com planícies de inundação	13
2.3.1 Métodos unidimensionais	13
<i>Visão geral.....</i>	<i>13</i>
<i>Seções transversais.....</i>	<i>15</i>
<i>Aplicabilidade e limitações</i>	<i>18</i>
2.3.2 Modelo hidrodinâmico bidimensional.....	19
<i>Formulação</i>	<i>19</i>
<i>Aplicabilidade e limitações</i>	<i>20</i>
2.3.3 Modelo de células	22
<i>Formulação</i>	<i>22</i>
<i>Limitações.....</i>	<i>24</i>
2.3.4 Modelo de inundação tipo raster	24
<i>Visão geral.....</i>	<i>24</i>
<i>Discretização.....</i>	<i>26</i>
<i>Passo de tempo de cálculo.....</i>	<i>30</i>
2.3.5 Modelo hidrodinâmico tridimensional	31
2.3.6 Combinação de modelos distintos para rio e planície	32
2.3.7 Calibração e avaliação do desempenho de modelos de inundação	35
<i>Generalidades.....</i>	<i>35</i>
<i>Análise de hidrogramas e cotogramas</i>	<i>36</i>
<i>Análise do padrão de inundação</i>	<i>37</i>
<i>Análise da conservação de massa</i>	<i>41</i>
2.3.8 Acomplamento com modelo hidrológico chuva-vazão	42
2.3.9 Uso de programação paralela	42
2.4 Uso de Sistemas de Informação Geográfica na modelagem	44
2.5 Sensoriamento remoto das inundações.....	46
3 O SISTEMA DE SIMULAÇÃO DE RIOS E PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO (SIRIPLAN)	48
3.1 Visão geral e estrutura	48
3.2 Modelagem do escoamento nos canais principais.....	49
3.3 Modelagem do escoamento na planície de inundação.....	51
3.3.1 Formulação geral e discretização	51
3.3.2 Nível de água na planície	52

3.3.3 Reservatório do solo	53
3.3.4 Vazão entre elementos da planície	54
3.3.5 Condições iniciais e de contorno	56
3.4 Processos hidrológicos verticais na planície de inundação	56
3.4.1 Precipitação	56
3.4.2 Evapotranspiração	57
3.4.3 Infiltração.....	58
3.4.4 Balanço vertical	58
3.5 Trocas de água entre canal e planície	59
3.6 Acoplamento com modelo hidrológico chuva-vazão	63
3.6.1 Forma de acoplamento	63
3.6.2 O modelo hidrológico MGB-IPH	64
<i>Visão geral</i>	64
<i>Dados de precipitação e meteorológicos</i>	65
<i>Características físicas</i>	66
<i>Balanço hídrico no solo e propagação do escoamento</i>	66
<i>Evapotranspiração</i>	67
<i>Ajuste de parâmetros</i>	68
3.7 Sistema computacional e programação paralela	69
3.7.1 Composição do sistema computacional.....	69
3.7.2 Programação paralela	69
4 PREPARAÇÃO DA BASE DE DADOS DE ENTRADA	71
4.1 Dados de entrada e saída	71
4.2 Canais principais	72
4.2.1 Traçado	72
4.2.2 Seções transversais, comprimentos e declividades	73
4.3 Planícies de inundação	75
4.3.1 Máscara da planície	75
4.3.2 Discretização e área superficial	76
4.3.3 Topografia	76
4.4 Conexão canal-planície.....	77
4.4.1 Representação dos canais de drenagem em formato raster	77
4.4.2 Localização das seções transversais na planície.....	80
4.4.3 Definição dos elementos da planície conectados aos canais	81
4.4.4 Definição da topologia dos canais e planície.....	81
4.5 Parâmetros	84
4.5.1 Canais principais	84
4.5.2 Planícies de inundação	85
<i>Coefficiente de rugosidade de Manning (n_{plan})</i>	85
<i>Dimensões dos canais de troca entre elementos (L_{can}, B_{can})</i>	85
<i>Combinação dos parâmetros n_{plan}, L_{can} e B_{can}</i>	85
<i>Capacidade máxima do reservatório do solo (H_{smax})</i>	86
4.5.3 Ligação canal-planície.....	86
<i>Largura dos vertedores</i>	87
<i>Coefficientes de vertedor</i>	88
4.6 Interpolação dos dados de precipitação	88
4.7 Preparação dos dados de evapotranspiração potencial	89
4.8 Condições de contorno	89
4.9 Condições iniciais.....	90

5 BACIA DO ALTO PARAGUAI	91
5.1 Localização e caracterização da BAP	91
5.1.1 Localização e sub-divisões	91
5.1.2 Clima	92
5.1.3 Solos e uso da terra.....	94
5.1.4 Geomorfologia e inundações	95
5.2 Estudos hidrológicos anteriores	98
5.2.1 Estudos com base em imagens orbitais	98
5.2.2 Estudos de modelagem	99
5.3 Modelagem da BAP.....	101
5.3.1 Visão geral.....	101
5.3.2 Sub-bacias contribuintes do Planalto.....	102
<i>Domínio simulado e estudo anterior</i>	<i>102</i>
<i>Discretização e rede de drenagem</i>	<i>103</i>
<i>Dados de precipitação e meteorológicos</i>	<i>103</i>
<i>Tipo de solo e cobertura vegetal</i>	<i>104</i>
5.3.3 Canais principais no Pantanal.....	105
<i>Domínio simulado</i>	<i>105</i>
<i>Seções transversais.....</i>	<i>106</i>
<i>Topologia.....</i>	<i>109</i>
<i>Passo de tempo de cálculo do modelo 1D.....</i>	<i>111</i>
<i>Condições iniciais</i>	<i>111</i>
<i>Condições de contorno</i>	<i>111</i>
<i>Pontos de controle.....</i>	<i>112</i>
5.3.4 Planície de inundação	113
<i>Domínio simulado e discretização</i>	<i>113</i>
<i>Topografia.....</i>	<i>114</i>
<i>Conexão canal-planície e topologia.....</i>	<i>115</i>
<i>Balanco vertical: precipitação e evapotranspiração potencial</i>	<i>115</i>
<i>Condições iniciais</i>	<i>117</i>
<i>Passo de tempo de cálculo da planície.....</i>	<i>117</i>
6 SIMULAÇÃO DA BACIA DO ALTO PARAGUAI.....	118
6.1 Organização das simulações e resultados.....	118
6.2 Desempenho numérico do sistema	119
6.2.1 Paralelização.....	119
6.2.2 Erro de balanço de massa	121
6.3 Ajuste do modelo hidrológico às sub-bacias do Planalto	122
6.4 Procedimento geral do ajuste conjunto dos modelos hidrodinâmico e de inundação	123
6.5 Ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais no Pantanal	124
6.5.1 Procedimento de ajuste.....	124
6.5.2 Qualidade geral do ajuste e comparação com estudo anterior.....	124
6.5.3 Análise detalhada do ajuste: vazões	128
<i>Rio São Lourenço</i>	<i>128</i>
<i>Rio Piquiri</i>	<i>129</i>
<i>Rio Cuiabá.....</i>	<i>131</i>
<i>Rio Taquari.....</i>	<i>136</i>
<i>Rio Negro.....</i>	<i>139</i>
<i>Rio Aquidauana</i>	<i>140</i>

<i>Rio Miranda</i>	142
<i>Rio Jauru</i>	144
<i>Rio Paraguai</i>	145
6.5.4 Análise detalhada do ajuste: níveis.....	152
6.6 Ajuste do modelo de planície ao Pantanal.....	157
6.6.1 Definição dos parâmetros	157
6.6.2 Inundação e escoamento na planície	158
<i>Padrão de inundação</i>	158
<i>Amplitude e frequência de inundação</i>	165
<i>Comparação com estimativas de Padovani(2007)</i>	168
6.6.3 Total de áreas inundadas	173
6.6.4 Sensibilidade dos resultados aos parâmetros do modelo de planície	178
<i>Parâmetro fator de condutância hidráulica</i>	178
<i>Parâmetro capacidade máxima do reservatório do solo</i>	183
6.6.5 Influência do balanço entre precipitação e evapotranspiração	185
7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	190
7.1 Aspectos gerais.....	190
7.2 Representação das características físicas de rios e planícies com dados limitados	191
7.3 Representação do regime de vazões na calha principal	192
7.4 Simulação do padrão temporal das inundações sazonais	193
7.5 Reprodução das manchas de inundação na planície	194
7.6 Relevância dos processos hidrológicos verticais na planície para a simulação de cheias sazonais	195
7.7 Aplicações e limitações do sistema de simulação desenvolvido	195
7.8 Recomendações	196
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	198
ANEXOS	211
Anexo A – Listagem dos postos pluviométricos e disponibilidade de dados.....	212
Anexo B – Listagem dos postos meteorológicos e disponibilidade de dados.....	216
Anexo C – Disponibilidade de dados diários de vazão no período 1995 a 2006 nos postos fluviométricos selecionados como condição de contorno ou ponto de controle do modelo hidrodinâmico 1D.....	219
Anexo D – Perfis longitudinais dos grandes trechos de rio representados no modelo hidrodinâmico 1D	222
Anexo E - Hidrogramas observado e calculado em parte do período de ajuste do modelo hidrológico MGB-IPH às sub-bacias do Planalto.....	232

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seção transversal típica de um curso d'água: (a) nível d'água durante época de estiagem limitada ao canal principal; (b) nível d'água durante a cheia, ocupando a planície.....	7
Figura 2 – Diferentes etapas da inundação sobre a planície: (a) escoamento restrito à calha principal do rio, com água armazenada em lagoas da planície decorrentes de cheia anterior, chuva local ou água subterrânea; (b) Início do extravasamento da calha; (c), (d) Extravasamento da calha inunda a planície, alcançando lagoas e seguindo fluxos independentes do escoamento principal na calha; (e) Inundação ocorrendo sobre toda a planície e interagindo com a calha do rio ao longo de toda sua extensão; (f) Após passagem da cheia, acréscimo do volume armazenado na planície em relação à situação inicial..	9
Figura 3 – Hidrogramas em Aquidauana (montante) e Porto Ciríaco (jusante) no rio Aquidauana, afluente do rio Miranda e este do rio Paraguai.....	10
Figura 4 – Relação entre celeridade da onda de cheia e vazão estimadas para o rio Murrumbidgee (trecho de 195 km, declividade de 17 cm/km) (Fonte: Wong e Laurenson, 1983).....	11
Figura 5 – Relação entre tempo de deslocamento da cheia no rio São Francisco no trecho entre São Francisco e Morpará em função da vazão máxima em São Francisco (Fonte: Souza et al., 2007).....	11
Figura 6 - (a) Divisão de seção transversal em áreas de escoamento e de armazenamento na modelagem 1D; (b) Formas simplificadas de representar seções transversais em modelos 1D (Fonte: Adaptado de Souza et al., 2007).....	15
Figura 7– Composição de uma seção transversal baseada em dados detalhados do canal principal e valores de elevação extraídos de um MDE para caracterização da planície de inundação (Fonte: adaptado de Paz et al., 2010).....	17
Figura 8 – Relação entre elevações do terreno tendo como datum vertical um geóide e um elipsóide e a ondulação geoidal no ponto correspondente.	17
Figura 9 – Alinhamento de seções transversais ao longo da planície seguindo (a) orientação da seção do canal principal e (b) ortogonal a uma linha-guia pré-definida. (Fonte: adaptado de Paz et al., 2010).	18
Figura 10 – Discretização da planície em um modelo de células (a) e em um modelo raster (b) na combinação com um modelo 1D aplicado ao canal principal.....	34
Figura 11 – Comparação pixel a pixel entre manchas de inundação calculada e observada.....	38
Figura 12 – Tabela de contingência com análise comparativa dos acertos e erros nas estimativas da ocorrência (“sim”) e não ocorrência (“não”) de um determinado evento.	39
Figura 13 – Visão geral do sistema de modelagem desenvolvido.....	48
Figura 14 – Representação da seção transversal restrita à calha principal no modelo.....	50
Figura 15 – Vazões trocadas entre um elemento (i,j) do modelo raster e seus quatro vizinhos, as quais são representadas nas interfaces do elemento, enquanto o nível da água é representado no centro.	51
Figura 16 – Discretização da planície e do canal principal, com indicação dos elementos da planície conectados ao canal (em cinza) e seções transversais do rio (traços pretos).....	51
Figura 17 – Reservatório de água no solo de um elemento da planície no modelo raster de inundação.	53
Figura 18 – Fases da inundação [(a) para (d)] e secagem [(d) para (a)] de um elemento da planície no modelo raster (Z_r é a elevação do terreno ou cota do fundo; Z_a é a cota do nível da água; h_a é a lâmina	

de água sobre a célula; h_{sub} é a lâmina de água no reservatório do solo, h_{solo} é o volume de água disponível no reservatório do solo, cuja capacidade máxima é H_{smax}).	53
Figura 19 – Determinação da profundidade disponível para escoamento (h_{fluxo}) entre dois elementos (1 e 2) do modelo raster: Z_a se refere à cota do nível da água e Z_f à cota do fundo.	55
Figura 20 – Esquema de troca de água entre elementos da planície ao longo de toda a lateral dos elementos (a) e via canais (b).	56
Figura 21 – Fluxograma da simulação combinada dos modelos de rio e de planície e do módulo de balanço vertical.	59
Figura 22 – Interpolação dos níveis de água entre duas seções de um trecho de rio para cálculo da vazão de troca com os elementos da planície conectados ao trecho.	60
Figura 23 – Determinação da cota de vertimento (Z_{vert}) entre uma seção do canal principal e um elemento da planície na situação de planície abaixo (a) e acima (b) da margem do canal ($Z_{m_{can}}$ é a cota da margem do canal e $Z_{f_{plan}}$ é a cota do elemento da planície).	61
Figura 24 – Condições de troca de água entre canal e o elemento da planície diretamente conectado conforme o nível da água no canal ($Z_{h_{can}}$), na planície ($Z_{h_{plan}}$) e a cota de vertimento (Z_{vert}): (a),(e) não ocorre fluxo; (b),(g),(h) fluxo determinado por equação de vertedor afogado; (c),(d),(f) fluxo determinado por equação de vertedor livre. A lâmina de água sobre o vertedor é indicada por h_v e dh_v representa a diferença de nível quando vertedor afogado.	62
Figura 25 – Esquemas de troca de volume de água entre elemento da planície e rio (a) através de toda a lateral do elemento da planície e (b) via vertedor mais estreito (de largura B_v) que o elemento da planície.	63
Figura 26 – Ilustração das áreas contribuintes às condições de contorno de montante da rede de drenagem simulada.	64
Figura 27 – Visão geral do modelo hidrológico distribuído MGB-IPH (Fonte: Paz e Collischonn, 2007b).	65
Figura 28 – Relação dos dados de entrada e saída do sistema de simulação de rios e planícies de inundação.	72
Figura 29 – Sequência de passos para preparação de dados relativos à rede de drenagem, topologia e seções transversais.	73
Figura 30 – Interpolação de seções transversais com esquema linear ponto a ponto.	74
Figura 31 – Aproximação linear do perfil longitudinal (linha cheia) entre duas seções transversais com dados disponíveis (A e B) de forma direta (linha traço-ponto) e de forma indireta por meio da fixação de um ponto de controle C (linha tracejada).	75
Figura 32 – (a) Drenagem vetorial; (b) Drenagem convertida para raster (pixels cinza); (c) Direções de fluxo; (d) Áreas acumuladas de drenagem expressas em quantidade de pixels; (e) Drenagem raster com caminhamento único pixel a pixel (pixels escuros foram excluídos da drenagem raster original).	78
Figura 33 - (a) Oito direções de fluxo possíveis no método D8; (b) atribuição de direção de fluxo pela regra da maior declividade.	78
Figura 34 – Drenagem gerada em uma região plana a partir das direções de fluxo determinadas pelo método original D8 (a) e pelo mesmo método com a introdução de um fator aleatório no tratamento de áreas planas (b). (Fonte: Paz e Collischonn, 2008).	79
Figura 35 – Conexão entre elementos da planície e seções transversais do canal principal: (a),(b) localização das seções transversais na drenagem vetorial e raster; (c) indicação da seção a qual está conectado cada elemento da drenagem raster.	82
Figura 36 – Relação entre grandes trechos, trechos, sub-trechos e seções transversais na organização topológica da rede de drenagem.	82

Figura 37 – Exemplo de definição da topologia para uma rede de canais de drenagem composta por 3 grandes trechos, 8 trechos, 20 sub-trechos e 22 seções transversais: (a) macro-topologia; (b) locação das seções transversais interpoladas e numeração de todas as seções; (c) numeração dos sub-trechos de rio.	83
Figura 38 – Identificação do posto pluviométrico mais próximo (P) de um elemento da planície (em cinza) e seleção dos postos (círculos pretos cheios) localizados dentro de um raio (r) igual a cinco vezes à distância mínima (dm) para efetuar a interpolação da precipitação para o elemento da planície (postos pluviométricos não selecionados são indicados pelos círculos pretos vazios).	89
Figura 39 – Localização da Bacia do Alto Paraguai e divisão nas regiões Planalto, Pantanal e Chaco.	91
Figura 40 – Modelo digital de elevação da Bacia do Alto Paraguai, derivado dos dados do SRTM-90m.	92
Figura 41 – Isoietas de precipitação anual e médias mensais de precipitação em alguns postos na região da parte brasileira da BAP (Fonte: Tucci et al., 2005).	93
Figura 42 – Mapa dos tipos de solo da Bacia do Alto Paraguai (fonte: adaptado de Tucci et al., 2005).	94
Figura 43 – Perfil longitudinal do rio Paraguai de Cáceres até a foz do rio APA, estimado com base nos dados topográficos de 310 seções transversais.	96
Figura 44 – Histograma das declividades dos sub-trechos definidos entre duas seções transversais consecutivas ao longo do rio Paraguai, no trecho entre Cáceres e a foz do rio APA.	96
Figura 45 – Perfil longitudinal dos rios Miranda (a) e Aquidauana (b), com indicação da declividade do rio em alguns trechos: valores estimados a partir do MDE do SRTM-90m e entre parênteses valores estimados por DNOS (1974).	97
Figura 46 – Seções transversais da calha principal em postos fluviométricos dos rios Aquidauana e Miranda, na bacia do rio Miranda, contribuinte da margem esquerda do rio Paraguai (Fonte: Souza et al., submetido).	98
Figura 47 – Esquema de modelagem da Bacia do Alto Paraguai no estudo desenvolvido por Tucci et al. (2005).	101
Figura 48 – Sub-bacias do Planalto simuladas com o modelo hidrológico MGB-IPH e consideradas como condições de contorno do modelo hidrodinâmico 1D.	102
Figura 49 – Rede de drenagem representada no modelo 1D com indicação das condições de contorno, pontos de controle e bacias contribuintes do Planalto.	105
Figura 50 – Mapa de ondulação geoidal do geóide EGM96 em relação ao elipsóide WGS84.	108
Figura 51 – (a) Ondulação geoidal do geóide EGM96 em relação ao elipsóide WGS84 para a região da Bacia do Alto Paraguai; (b) Perfil da ondulação geoidal ao longo do rio Paraguai entre o posto fluviométrico de Cáceres (A) e a foz do rio Apa (B); (c) nível de água medido nas seções transversais do rio Paraguai com e sem a correção de datum vertical em comparação com os valores de elevação do MDE do SRTM. (Fonte: adaptado de Paz et al., 2010).	108
Figura 52 – Representação topológica inicial da rede de drenagem representada no modelo 1D aplicado à BAP, com indicação dos grandes trechos (gt), dos pontos que definem os trechos (P) de rio e das condições de contorno.	110
Figura 53 – Representação topológica final da rede de drenagem representada no modelo 1D aplicado à BAP, com indicação dos grandes trechos e a numeração definitiva das seções transversais principais que definem os trechos de rio.	110
Figura 54 – Disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos postos fluviométricos considerados condições de contorno do modelo 1D aplicado à BAP.	112
Figura 55 – Disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos postos fluviométricos tomados como pontos de controle do modelo 1D aplicado à BAP.	113

Figura 56 – Modelo digital de elevação da Bacia do Alto Paraguai derivado dos dados do SRTM com delimitação da área da planície representada no modelo de inundação.	114
Figura 57 – Discretização em grade regular de 0,02° x 0,02° da planície da Bacia do Alto Paraguai no modelo de inundação e estabelecimento da conexão rio-planície: (a) discretização da planície e drenagem em formato vetorial; (b) drenagem no formato raster (pixels em azul); (c) drenagem no formato raster com caminhamento único pixel a pixel (pixels em azul); (d) locação das seções transversais com dados disponíveis (pixel vermelho); (e) locação das seções geradas por interpolação (pixels em preto); (f) pixels da planície conectados aos canais de drenagem (pixels com ponto verde).	115
Figura 58 – Discretização em grade regular de 0,1° x 0,1° da Bacia do Alto Paraguai no modelo hidrológico MGB-IPH.	116
Figura 59 – Fator de aceleração e eficiência decorrentes da paralelização com 2, 4 e 8 processadores em diferentes simulações de inundações em planícies reportadas por Neal et al. (2009), utilizando esquemas de modelagem semelhantes ao desenvolvido nesta tese; eixo x é o número de elementos da discretização dos modelos; símbolos em cor preta se referem a simulações de áreas rurais e em cor cinza são relativos a áreas urbanas; os resultados obtidos nesta tese foram introduzidos nos gráficos e estão indicados pela faixa cinza (Fonte: Adaptado de Neal et al., 2009).	121
Figura 60 – Valores ajustados dos coeficientes de Manning nos canais principais simulados com o modelo hidrodinâmico 1D.	125
Figura 61 – Mapa das estatísticas (EVol e NS) do ajuste do modelo hidrodinâmico aos canais do rio Paraguai e afluentes (comparação entre vazões observadas e calculadas); estatísticas calculadas para o período de 1dez1997 a 31dez2006, à exceção dos postos P. Manga e P. Murtinho, cujo período foi de 1dez2000 a 31dez2006 para retirar influência das condições iniciais; * estatísticas não calculadas por indisponibilidade de dados observados.	127
Figura 62 – Comparação de estatísticas (EMQ e NS) de ajuste do modelo HEC-RAS aplicado por Paz et al. (2010) e do modelo IPH4 aplicado nesta pesquisa ao rio Paraguai e tributários no Pantanal.	127
Figura 63 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio São Lourenço (no gráfico superior CC é o hidrograma de condição de contorno; no gráfico intermediário, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre A.C. Grande e S.J. Borireu; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada e a vazão lateral é referente ao trecho de S.J. Borireu até a confluência com rio Cuiabá).	129
Figura 64 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Piquiri (no gráfico superior, CC é o hidrograma de condição de contorno; no gráfico intermediário, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre S. Jerônimo e S.J. Piquiri; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada e a vazão lateral é referente ao trecho de S.J. Piquiri até a confluência com rio Cuiabá).	130
Figura 65 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Cuiabá no trecho de Cuiabá até I. Camargo (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; CC é o hidrograma de condição de contorno em Cuiabá).	132
Figura 66 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Cuiabá entre Cuiabá (S1) e Barão de Melgaço (S27) (valor negativo e positivo indicam fluxo no sentido canal-planície e planície-canal, respectivamente).	133
Figura 67 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Cuiabá entre Barão de Melgaço (S27) e Porto Cercado (S48) (valor negativo indica fluxo no sentido canal-planície e negativo indica sentido planície-canal).	134
Figura 68 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Cuiabá no trecho de P. Taiamã até r. Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico inferior, não existem dados de vazões observada)...	135
Figura 69 – Vazões máximas mensais observadas em Coxim, S. Gonçalo e P. Rolom no rio Taquari no período de 1966 a 1978 (Fonte: adaptado de Assine, 2005).	137

Figura 70 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Taquari no trecho de Coxim até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é o hidrograma de condição de contorno em Coxim; nos demais gráficos não existem dados de vazão observada).	138
Figura 71 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Negro no trecho de P. Bocaína até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é o hidrograma de condição de contorno em P. Bocaína; nos demais gráficos, não existem dados de vazão observada).	140
Figura 72 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Aquidauana no trecho de Aquidauana até rio Miranda (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é a condição de contorno em Aquidauana; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada).	141
Figura 73 – Vazão observada no posto fluviométrico Tição de Fogo no período de 01/out/1968 a 31/12/1987.	142
Figura 74 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Miranda no trecho de Miranda até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é a condição de contorno em Miranda; nos demais gráficos não existem dados de vazão observada).	143
Figura 75 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Jauru no trecho de P. Esperidião até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante; no gráfico superior, CC é a condição de contorno em P. Esperidião; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada).	144
Figura 76 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Paraguai no trecho de Cáceres até rio Cuiabá (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante).	146
Figura 77 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai entre Cáceres (S248) e imediatamente a montante do rio Jauru (S259).	147
Figura 78 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante do rio Jauru (S261) até a montante de Descalvados (S279).	147
Figura 79 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante de Descalvados (S280) até a montante de P. Conceição (S305).	148
Figura 80 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Paraguai no trecho de Amolar até rio Taquari (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante).	149
Figura 81 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante da afluição do rio Cuiabá (S345) até a montante de Amolar (S349).	150
Figura 82 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante de Amolar (S350) até a montante de P. S. Francisco (S362).	151
Figura 83 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Paraguai no trecho de P. Manga até P. Murtinho (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante).	151
Figura 84 – Cotagramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio Cuiabá (Cuiabá, B. Melgaço, P. Cercado, S. João, I. Camargo, P. Taiamã e P. Alegre) e no rio Jauru (P. Esperidião).	155
Figura 85 – Cotagramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio S. Lourenço (A. C. Grande e S. J. Borireu), rio Piquiri (S. Jerônimo e S. J. Piquiri), rio Aquidauana (Aquidauana e P. Ciríaco), rio Miranda (Miranda) e rio Taquari (Coxim). ..	156
Figura 86 – Cotagramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio Paraguai, de Cáceres a Porto Murtinho.	157

Figura 87 – Manchas de inundação simuladas no período de set/95 a jun/98 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês).....	159
Figura 88 – Manchas de inundação simuladas no período de set/99 a mar/01 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês).....	160
Figura 89 – Mancha de inundação simulada referente à data 1 de março de 2002, com indicação de padrões de inundação e acúmulo de água na planície, os quais são descritos no texto.....	162
Figura 90 – Lâmina d'água simulada (em metros) em pontos da planície no período de 1set1995 a 31dez2006.	163
Figura 91 – Foto do rio Taquari com indicação do Arrombado do Caronal (C1) na margem direita (Fonte: Adaptado de Assine, 2005).....	163
Figura 92 – Mapa das lâminas d'água máxima, mínima e amplitude (máxima-mínima) no período de 1/jan/1998 a 31/12/2006.....	166
Figura 93 – Frequência de ocorrência das classes de profundidades máximas e mínimas no período de 1jan1998 a 31dez2006.....	166
Figura 94 – Frequência de ocorrência de inundação da planície considerando diferentes profundidades mínimas (limiares de 2 cm, 10 cm e 1 m) no período de 1jan1998 a 31dez2006.	167
Figura 95 – Frequência de ocorrência das classes de frequência de inundação considerando limiares de 2 cm, 10 cm e 1m, no período de 1jan1998 a 31dez2006.	168
Figura 96 – Mapas de inundação resultantes das simulações e estimadas por Padovani (2007), com base em imagens orbitais, em duas datas específicas (06out2004: seca; 13fev2005: cheia).	169
Figura 97 – Sub-regiões do Pantanal segundo delimitação feita por Hamilton et al. (1996).....	171
Figura 98 – (a) Total de áreas inundadas simuladas no período set/95 a dez/06 (linhas horizontais vermelhas indicam valor máximo e mínimo nas estimativas de Hamilton et al. 1996 para o período 1979-1987); (b) Comparação entre áreas inundadas médias sazonais de Hamilton et al. 1996 (período 1979-1987) e simuladas (período 1998-2006).	173
Figura 99 – Total de áreas inundadas ao longo do período de simulação em cada sub-região do Pantanal (linhas grossas horizontais representam valor máximo e mínimo estimado por Hamilton et al. 1996 para o período 1979-1987).	175
Figura 100 – Valores médios mensais de área inundada simulados nesta pesquisa (período dez/1998 a dez/2006) e estimados por Hamilton et al. (1996) (período 1979 a 1987) em cada sub-região do Pantanal.	176
Figura 101 – Percentual médio de inundação simulada em cada um dos pantanais definidos por Hamilton et al. (1996) e no Pantanal como um todo.....	177
Figura 102 – Manchas de inundação simuladas no período de set/95 a jun/98 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês) com fch = 10 e Hsmax = 1,0 m.	179
Figura 103 – Manchas de inundação simuladas no período de set/95 a jun/98 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês) com fch = 100 e Hsmax = 1,0 m.	180
Figura 104 – Lâmina d'água simulada nos pontos 1 (planície do rio Cuiabá entre B. Melgaço e P. Cercado) e 7 (margem direita do leque aluvial do rio Taquari) da Figura 90 variando valor do parâmetro fch no modelo de planície.	181
Figura 105 – (a),(c),(d) Vazões observadas e calculadas nos postos S. J. Piquiri (rio Piquiri), Amolar (rio Paraguai) e P. Murtinho (rio Paraguai) com diferentes valores de fch; (b) vazões laterais calculadas no trecho do rio Piquiri entre S. Jerônimo e S.J. Piquiri (valor > 0 é sentido canal para planície).....	182
Figura 106 – (a) Total de áreas inundadas no Pantanal simuladas no período set/95 a dez/06 para diferentes valores de Hsmax no modelo de planície; (b) detalhe para o período de set/05 a set/06. ...	183

Figura 107 – Lâmina d'água simulada nos pontos 1 (planície do rio Cuiabá entre B. Melgaço e P. Cercado) e 7 (margem direita do leque aluvial do rio Taquari) da Figura 90 variando valor do parâmetro Hsmax no modelo de planície.	184
Figura 108 – (a),(b) Vazões observadas e calculadas nos postos Amolar e P. Murtinho, respectivamente, em simulações com diferentes valores de Hsmax.	185
Figura 109 – Manchas de inundação calculadas em diferentes simulações e estimadas por Padovani (2007) para as datas 06/out/04 e 13/fev/05.	186
Figura 110 – Manchas de inundação calculadas em diferentes simulações e estimadas por Padovani (2007) para as datas 06/out/04 e 13/fev/05.	187
Figura 111 – Hidrogramas observados e calculados no cenário sem balanço vertical na planície (P=ET=0), no período set/1995 a dez/2006.	188

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aplicações na literatura de modelos de inundação da planície.	28
Tabela 2 – Relação dos índices de desempenho derivados da tabela de contingência utilizados neste estudo.	40
Tabela 3 – Valores do coeficiente fator de condutância hidráulica (f_{ch}) em $m^{5/6}.s^{-1}$ para diferentes combinações dos parâmetros rugosidade da planície (n_{plan}), comprimento (L_{can}) e largura (B_{can}) dos canais de ligação entre elementos da planície.	87
Tabela 4 – Sub-bacias contribuintes do Planalto simuladas com o modelo hidrológico MGB-IPH para geração de condições de contorno ao modelo hidrodinâmico 1D.	103
Tabela 5 – Unidades de resposta hidrológica (patches) considerados na modelagem das sub-bacias do Planalto com o modelo MGB-IPH.	104
Tabela 6 – Descrição dos trechos de rio representados na modelagem 1D da BAP, com comprimentos estimados a partir de digitalização sobre imagens de satélite.	106
Tabela 7 – Declividades média, mínima e máxima do canal principal referentes a trechos individuais do rio Paraguai e tributários.	107
Tabela 8 – Discriminação da topologia da rede de drenagem representada no modelo 1D aplicado à BAP.	109
Tabela 9 – Postos fluviométricos utilizados como pontos de controle na modelagem dos canais principais do Rio Paraguai e afluentes.	112
Tabela 10 – Caracterização da simulação base quanto à configuração, parâmetros e condições iniciais e de contorno dos modelos hidrodinâmico e de inundação.	119
Tabela 11 – Performance da execução em modo sequencial e paralelizado do sistema computacional de simulação de inundações aplicado à BAP.	120
Tabela 12 – Estatísticas de ajuste do modelo hidrológico MGB-IPH às sub-bacias do Planalto da BAP (comparação entre vazão observada e calculada).	122
Tabela 13 – Estatísticas do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais do Rio Paraguai e afluentes (comparação entre vazão observada e calculada).	126
Tabela 14 – Estatísticas do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais do Rio Paraguai e afluentes – comparação entre níveis padronizados observado e calculado.	153
Tabela 15 – Estatísticas da comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por Padovani (2007).	170
Tabela 16 – Cenários de simulações realizadas para investigar influência dos processos verticais na planície sobre os resultados.	185
Tabela 17 – Estatísticas da comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por Padovani (2007).	187

LISTA DE SÍMBOLOS

1D	unidimensional
2D	bidimensional
3D	tridimensional
A	área da seção transversal
A_{calc}	área calculada
A_{obs}	área observada
API	Application Programming Interface
b	largura da seção transversal
BAP	Bacia do Alto rio Paraguai
B_{can}	largura do canal de ligação entre elementos da planície
BIAS	Taxa de Tendência
BM	balanço de massa
b_v	largura do vertedor
CBERS2	Satélite Sino-Brasileiro de Recursos Terrestres
C_d	coeficiente de arrasto do vento
c_p	calor específico do ar úmido
Cr	número de Courant
c_{va}	coeficiente de vertedor afogado
c_{vl}	coeficiente de vertedor livre
D8	deterministic eight neighbours
dh_v	diferença de nível de água no cálculo da vazão através de um vertedor
E	taxa de evaporação da água
e_d	pressão do vapor
Ef	eficiência
EGM-96	Earth Gravitational Model 1996
EMQ	erro médio quadrático
e_s	pressão de saturação do vapor
ET_{pot}	evapotranspiração potencial
ET_{real}	evapotranspiração real
EVol	erro de volume
FA	fator de aceleração ou speed-up
f_{ch}	fator de condutância hidráulica
f_{DE}	fração de demanda evaporativa
g	aceleração da gravidade
G	fluxo de energia para o solo
GRU	Grouped Response Unit
h	nível da água
H	profundidade
h_a	lâmina de água superficial sobre a célula
H_c	profundidade característica do corpo d'água
h_{fluxo}	profundidade disponível para escoamento
h_{min}	profundidade mínima
H_{smax}	capacidade máxima do reservatório do solo, expresso em lâmina de água
h_{solo}	volume livre no reservatório do solo expresso em lâmina de água
h_{sub}	lâmina de água do reservatório do solo

h_v	altura da lâmina de água sobre o vertedor
h_{veg}	altura média da vegetação
h_{vert}	resultado do balanço vertical expresso em termos de lâmina de água
IFSAR	Radar Interferométrico de Abertura Sintética
ISC	Índice de Sucesso Crítico
K	condutância hidráulica
Lc	comprimento característico do corpo d'água
L_{can}	comprimento do canal de ligação entre elementos da planície
LIDAR	light detection and ranging
MDE	modelo digital de elevação
MODIS	Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer
n	coeficiente de Manning
N	quantidade de dados
np	número de passos de tempo de cálculo subseqüentes da planície que correspondem a um passo de tempo de cálculo do modelo unidimensional
NP	número de processadores
npc	número de pontos de conexão canal-planície
n_{plan}	coeficiente de Manning da planície
npv	número de passos de tempo de cálculo subseqüentes da planície que correspondem a um passo de tempo de cálculo do balanço vertical
NS	coeficiente de Nash-Suttcliffe
NSlog	coeficiente de Nash-Suttcliffe aplicado ao logaritmo dos valores
On	ondulação geoidal
OpenMP	Open specifications for Multi-Processing
p	fração do tempo gasta na parte do código paralelizável
PC	Proporção Correta
pc	ponto de conexão canal-planície
POD	Probabilidade de Detecção
PV	precisão vertical
Q	vazão
q	vazão lateral
Q_{bai}	vazão trocada entre um elemento e seu vizinho abaixo
Q_{calc}	vazão calculada
Q_{cp}	vazão trocada entre o canal principal e o elemento (i,j)
q_{cp}	vazão lateral trocada entre canal e planície, expressa em vazão por unidade de comprimento
Q_{dir}	vazão trocada entre um elemento e seu vizinho direito
Q_{ent}	somatório das vazões de entrada
Q_{esq}	vazão trocada entre um elemento e seu vizinho esquerdo
Q_{obs}	vazão observada
Q_{sai}	somatório das vazões de saída
Q_{solo}	fluxo de água para o reservatório do solo
Q_{topo}	vazão trocada entre um elemento e seu vizinho acima
Q_{vert}	vazão resultante do balanço de entradas/saídas verticais
Q_{vert}	vazão de entrada/saída no elemento devido aos processos verticais
Q_x	vazão trocada na direção x entre elementos da planície
Q_y	vazão trocada na direção y entre elementos da planície
R	raio hidráulico
r_a	resistência aerodinâmica
RE	resolução espacial
R_L	radiação líquida na superfície
r_s	resistência superficial da vegetação

r_{si}	resistência superficial da vegetação não afetada pelas condições de solo
W_{PM}	umidade do solo correspondente ao ponto de murcha
s	fração do tempo gasta na parte do código estritamente sequencial
S	somatório de entradas e saídas de água em um elemento da planície
S_0	declividade do fundo do canal
SAR	radar de abertura sintética
S_f	declividade da linha de energia
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SIRIPLAN	Sistema de Simulação de Rios e Grandes Planícies de Inundação
SMMR	Scanning Multichannel Microwave Radiometer
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
t	tempo
T_0	tempo gasto para executar uma rotina computacional na forma sequencial
T_1	tempo gasto para executar uma rotina computacional na forma paralelizada
TAF	Taxa de Alarme Falso
u	celeridade da onda dinâmica
U	média na vertical da componente na direção x da velocidade do escoamento
u_{10}	velocidade do vento a 10 m de altura
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
V	média na vertical da componente na direção y da velocidade do escoamento
V_{fin}	volume final
V_i	volume de água no elemento i
V_{ini}	volume inicial
W	volume de água no solo
WFI	Wide Field Imager
WGS-84	World Geographic System 1984
W_L	limite do volume de água no solo
W_m	umidade máxima do solo
x	distância ao longo do comprimento longitudinal do rio
Z	nível d'água observado ou calculado
z_0	rugosidade da superfície
Z_a	cota do nível da água
Z_e	elevação em relação ao elipsóide
Z_f	elevação do terreno ou cota do fundo
$Z_{f_{plan}}$	cota da superfície do elemento da planície
Z_g	elevação em relação ao geóide
$Z_{h_{can}}$	cota do nível da água no canal principal
$Z_{h_{plan}}$	cota do nível da água na planície
z_i	cotas do nível d'água no elemento i
$Z_{m_{can}}$	cota da margem do canal
Z_{red}	nível d'água reduzido
Z_{vert}	cota de vertimento
Δ	taxa de variação da pressão de saturação do vapor
Δt	passo de tempo de cálculo
Δt_{canal}	passo de tempo de cálculo do modelo aplicado aos canais principais
Δt_{plan}	passo de tempo de cálculo do modelo de planície
Δt_{vert}	passo de tempo de cálculo do balanço vertical
ΔV	variação de volume
Δx	espaçamento da malha numérica na direção x
Δy	espaçamento da malha numérica na direção y
$\bar{\omega}$	velocidade do vento
γ	constante psicrométrica

ρ	massa específica da água
λ	calor latente de vaporização
η	nível de água em relação a um plano de referência
Ω	parâmetro de Coriolis
ρ_{ar}	massa específica do ar
τ_{fx}	tensão de cisalhamento no fundo na direção x
τ_{fy}	tensão de cisalhamento no fundo na direção y
τ_{sx}	tensão de cisalhamento na superfície da água na direção x
τ_{sy}	tensão de cisalhamento na superfície da água na direção y
ε_T	média vertical do coeficiente de viscosidade cinemática turbulenta
ω_x	componente da velocidade do vento $\vec{\omega}$ na direção x
ω_y	componente da velocidade do vento $\vec{\omega}$ na direção y

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa e caracterização do problema

O regime hidrológico é um dos fatores que garantem a manutenção e governam o funcionamento dos ecossistemas (Postel e Richter, 2003; Bayley, 1995). O regime de vazões está fortemente correlacionado com diversas características físico-químicas dos rios, como temperatura da água e concentração de sedimentos, nutrientes e oxigênio dissolvido, com a geomorfologia do canal e com a diversidade de habitats (Poff et al., 1997). Dessa forma, a vazão é uma das principais variáveis que limita a abundância e a distribuição de espécies e regula a integridade ecológica dos ecossistemas associados à rede de drenagem (Poff et al., 1997).

Em rios que apresentam planícies de inundação, a biota responde aos ciclos periódicos de cheia e estiagem através de adaptações morfológicas, anatômicas, fisiológicas e fenológicas e com a formação de estruturas de comunidades (Junk et al., 1989). A ocorrência periódica de cheias e o armazenamento de água na planície acarretam o aporte de nutrientes da planície para o rio, aumentam a oferta de nichos reprodutivos e alimentares para a fauna e influenciam toda a produtividade do ecossistema, entre outras conseqüências do ponto de vista ecológico (Postel e Richter, 2003).

Conhecer o comportamento hidrológico permite investigar as relações existentes entre o regime de vazões e as características ecológicas influenciadas por tal regime e ajuda a entender a estrutura e o funcionamento do ecossistema. Entretanto, mais do que conhecer o comportamento atual do ecossistema, é importante poder prever seu comportamento futuro frente a possíveis impactos decorrentes de atividades antrópicas e face a cenários de variabilidade climática, que podem inclusive amplificar os impactos antrópicos. A estimativa de possíveis impactos é fundamental para o processo de tomada de decisão, o ajuste de projetos de intervenção antrópica e para a elaboração de medidas de mitigação.

Prever o comportamento do sistema hidrológico requer descrever seu funcionamento e ser capaz de reproduzi-lo de forma satisfatória, considerando-o sob determinadas condições de contorno e iniciais. Para tanto, a modelagem matemática vem sendo empregada desde o século XIX, procurando representar o escoamento da água através de equações derivadas da mecânica dos fluidos (Abbott, 1979; Cunge et al., 1981). A despeito das dificuldades na

representação matemática de alguns processos físicos e da necessidade da discretização de processos contínuos, os modelos matemáticos têm a vantagem de permitir a geração de resultados para diferentes situações com alta velocidade de resposta (Tucci, 1998). Isso tem motivado amplamente o uso de modelos de simulação do escoamento também para sistemas de alerta e previsão de enchentes em tempo real (Moore et al., 2005).

No caso de rios com planícies de inundação, a representação matemática das trocas de água entre canal e planície e do escoamento sobre a planície requer uma abordagem específica, caso o interesse do estudo seja simular padrões de inundação na planície.

O extravasamento de água do rio para a planície é uma consequência natural do regime hidrológico. Durante a maior parte do tempo, correspondente às épocas de estiagem e de cheias moderadas, o escoamento está limitado ao canal principal do rio. Em eventos de cheia maiores, ocorre o aumento do nível da água acima das margens do canal e o extravasamento do escoamento para a planície.

Em alguns casos, o extravasamento pode levar à inundação de extensas áreas e ao surgimento de escoamentos independentes do fluxo principal no canal. Parte do volume extravasado pode ficar armazenada na planície e não retornar ao fluxo principal do rio, sendo perdida por evapotranspiração e infiltração, ou retornar parcialmente com a passagem de uma nova onda de cheia. As trocas de água entre canal e planície e o escoamento na planície comandam a propagação da onda de cheia, cujo deslocamento é lento e se estende por um longo período de tempo. Ocorrem inundações tanto devido à propagação da onda de cheia de montante como também devido às condições locais de chuva e hidrológicas. O processo se torna mais complexo quando há uma rede de rios, já que a onda de cheia em cada afluente pode alcançar o rio principal em instantes de tempo distintos entre si.

O uso de métodos simplificados, como a adoção de seções compostas em modelos unidimensionais (1D) de propagação do escoamento ou modelo de células acoplado a um modelo unidimensional, pode não ser adequado para representar as trocas de água entre canal e planície e o escoamento na planície (Hunter et al., 2007; Verwey, 2005). Modelos hidrodinâmicos tri (3D) ou bidimensionais (2D) podem ser aplicados com essa finalidade, mas com um elevado custo computacional e enfrentando problemas numéricos decorrentes da complexidade da topografia, das profundidades muito pequenas e do processo de secagem e inundação (Beffa e Connell, 2001).

Uma alternativa desenvolvida recentemente para a simulação de planícies de inundação é constituída pela combinação de modelos unidimensionais para a representação do escoamento na calha principal e um modelo de inundação bidimensional para o escoamento sobre a planície (Bates e De Roo, 2000; Horritt e Bates, 2001b; Verwey, 2005; Wilson et al.,

2007). Resultados bastante satisfatórios foram obtidos com tal abordagem, mas as aplicações relatadas na literatura têm sido restritas a trechos de rio relativamente curtos (da ordem de dezenas de quilômetros) e de drenagem simplificada (trechos de rios sem confluências), para os quais existiam dados detalhados para caracterização física do sistema.

Quando se trata de sistemas de drenagem complexos, constituídos por redes de rios e planícies de grande escala (da ordem de centenas de quilômetros quadrados), surgem dificuldades adicionais para a modelagem hidrológica de planícies: escassez de dados para caracterização física; necessidade de incorporação de processos hidrológicos verticais; restrição do custo computacional; dificuldade de validação dos resultados.

O problema da escassez de dados para caracterização física do sistema diz respeito principalmente às características do relevo da planície, às seções transversais dos rios e às conexões entre rio e planície. Adicionalmente, as grandes dimensões de tais sistemas restringem a discretização espacial adotada na modelagem, a qual deve ser equilibrada entre um nível suficiente para caracterizar a planície e o custo computacional decorrente.

O problema do custo computacional é agravado pelo fato de que as simulações devem se estender por longos períodos de tempo (alguns meses ou anos), a fim de conseguir representar a ocorrência das cheias sazonais, com passos de tempo computacional restritos por questões numéricas (algumas horas ou minutos, em alguns casos). Outra dificuldade é a escassez (ou inexistência em muitos casos) de estudos de mapeamento de inundações ocorridas no passado, que possam servir para aferir os resultados das simulações.

Esta pesquisa visa adaptar uma metodologia de simulação de rios e planícies para a situação de sistemas de drenagem complexos, de grande escala e com escassez de dados para caracterização física. Esse é o caso de diversos rios localizados no território brasileiro, como o rio Amazonas e seus afluentes, rio Araguaia, rio Paraguai e afluentes no Pantanal, por exemplo. Um sistema de modelagem e simulação desenvolvido com esse propósito contribui não só para o entendimento do funcionamento hidrológico do ecossistema, mas também permite representar cenários diversos de variabilidade climática e de interferência antrópica, tais como: retiradas de água de mananciais, aporte de cargas poluentes, modificações de uso e ocupação da terra, barramento de rios, dragagens e aprofundamento de leitos, construção de diques e desvios e retificações de canais. Além disso, estimativas da dinâmica de inundações podem ser utilizadas para derivar outros estudos, como relativos à dinâmica de erosão e sedimentos e à emissão de gases como metano.

A Bacia do Alto Paraguai é tomada como estudo de caso desta pesquisa. Nessa bacia está localizado o Pantanal, uma das maiores áreas úmidas do planeta e considerado Patrimônio Nacional pela Constituição Federal de 1988 e Reserva da Biosfera pela UNESCO

(Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura) em 2000. A sazonalidade das águas, os ciclos de cheias e secas e o longo período de armazenamento das águas condicionam a enorme biodiversidade, as paisagens, os processos bioquímicos, as ofertas de nichos reprodutivos e alimentares para a fauna silvestre e a produtividade ecológica do Pantanal.

Torna-se fundamental, portanto, estudar, compreender e conseguir representar matematicamente o padrão de escoamento durante as cheias e secas para qualquer estudo ecológico do Pantanal. Isso permitiria uma melhor estimativa dos impactos de atividades antrópicas, cuja ameaça à estabilidade ecológica do Pantanal tem aumentado ultimamente (da Silva e Girard, 2004; Germano, 2003; Junk e Cunha, 2005; Pott e Pott, 2004), como o projeto da hidrovía no rio Paraguai (Ponce, 1995; Hamilton, 1999) e o barramento do rio Cuiabá para geração hidroelétrica (Zeilhofer e Moura, 2009), por exemplo.

1.2 Objetivos

O objetivo geral da pesquisa é responder a seguinte questão: como representar matematicamente o comportamento hidrológico em sistemas complexos de rios e planícies de grande escala, onde há escassez de dados para caracterização física?

Dentro desse contexto, esta tese propõe um sistema computacional de simulação, com o qual se procura atender aos seguintes objetivos específicos:

- Como representar as características físicas de rios e planícies com dados limitados?
- Qual a influência da simulação das inundações na planície sobre a reprodução do regime de vazões na calha dos rios?
- Como simular o padrão espaço-temporal das inundações sazonais?
- Como reproduzir as manchas de inundações observadas?
- Qual a relevância da consideração dos processos hidrológicos verticais (balanço precipitação-*evapotranspiração*-umidade) para a simulação das cheias sazonais em planícies de inundação?
- Quais são as aplicações e limitações do sistema de simulação desenvolvido?

1.3 Organização do texto

No capítulo 2 é apresentada uma caracterização geral das planícies de inundação, abordando os processos de formação e funcionamento do padrão geral de escoamento e inundação. No mesmo capítulo são apresentados os diferentes tipos de abordagem utilizados para a modelagem do escoamento em rios com planícies de inundação, destacando-se as principais vantagens e limitações de cada abordagem.

É destacada a importância do uso de Sistemas de Informação Geográfica na modelagem de grandes planícies e o emprego de imagens obtidas por sensoriamento remoto para a geração de mapas de inundação, que podem ser usados para ajustar e validar os resultados da modelagem hidrológica.

O capítulo 3 descreve o sistema computacional desenvolvido nesta tese para a simulação de rios com grandes planícies de inundação. São descritos os módulos desenvolvidos para a modelagem do escoamento nos canais principais e nas planícies, o módulo que realiza as trocas de água entre canal e planície e o módulo onde são contabilizados os processos hidrológicos verticais na planície. Descreve-se também o acoplamento off-line do modelo hidrológico chuva-vazão para gerar as condições de contorno a montante, bem como o uso de computação paralela para diminuir o tempo de execução.

O capítulo 4 descreve a preparação das informações de entrada e saída do sistema de simulação de planícies de inundação. São apresentados os procedimentos computacionais elaborados para automatizar algumas tarefas e os requisitos necessários para estabelecer a discretização, topologia e conexão entre elementos dos canais principais e da planície.

Os capítulos 5 e 6 são dedicados ao estudo de caso tomado para aplicar o sistema de modelagem desenvolvido nesta tese: a Bacia do Alto rio Paraguai (BAP). No capítulo 5 é feita uma caracterização da bacia e do seu regime hidrológico e apresentado um panorama dos principais estudos anteriores que abordaram a modelagem hidrológica da bacia em questão. São apresentados também os dados disponíveis e as etapas de aplicação do sistema de modelagem ao estudo de caso.

O capítulo 6 descreve o processo de ajuste do modelo de simulação à BAP e os resultados alcançados tanto em termos de hidrogramas nas calhas dos rios principais quanto em termos das manchas de inundação nas planícies. Nesse capítulo também é apresentada uma análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo de planície e a simulação de cenários para avaliar a influência dos processos verticais sobre a dinâmica de inundações.

Por fim, o capítulo 7 reúne as conclusões alcançadas com o desenvolvimento da tese e apresenta recomendações para pesquisas futuras sobre a temática abordada.

2 ESCOAMENTO EM PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO

2.1 Formação e caracterização dos sistemas fluviais

Em uma bacia hidrográfica, a rede de drenagem constitui o caminho do escoamento desde as partes altas até o exutório, na parte mais baixa da bacia. A formação dos caminhos e canais de drenagem é função do próprio escoamento, da quantidade e características dos sedimentos transportados, e da característica e composição dos materiais que constituem o fundo e as margens dos canais (Leopold, 1994). Sistemas de drenagem naturais são dinâmicos, tendendo a se ajustar rapidamente às mudanças nas condições de declividade do terreno e no volume de água escoado (Manning, 1997).

Na parte alta da bacia, o terreno apresenta declividades maiores e geralmente o escoamento segue confinado a uma seção transversal encaixada, ocorrendo ativamente erosão do fundo da seção. À medida que o rio segue para jusante, o gradiente topográfico diminui e o escoamento tende a erodir tanto lateralmente quanto verticalmente, surgindo planícies de inundação em ambas as margens do canal.

De modo genérico, a planície de inundação pode ser definida como uma faixa de terreno relativamente plano margeando um curso d'água, formada por sedimentos transportados pelo escoamento e inundada regularmente com o aumento do nível da água no rio (Manning, 1997).

Cursos d'água naturais são sinuosos, apresentando trechos retilíneos apenas ao longo de curtas distâncias (Leopold, 1994). As curvas do rio levam à ocorrência de erosão na margem côncava e deposição de sedimentos na margem convexa, em um processo que é mais intensificado quanto mais acentuada é a curva. Esse processo acarreta na migração lateral do meandro do rio e constitui o principal mecanismo de formação da planície de inundação (Howard, 1996; Leopold, 1994; Manning, 1997). Adicionalmente, a ocorrência de cheias periódicas faz com que sedimentos sejam transportados longitudinalmente e depositados no vale próximo ao canal (EPA, 1998). Esses dois processos agem continuamente ao longo do tempo, alterando a forma da planície. Fatores como declividade do terreno, tipo de solo, geologia, regime pluviométrico e hidrológico interagem entre si e influenciam a formação das planícies.

Uma parte dos sedimentos depositados na planície fica próximo ao canal principal do rio, formando diques marginais. Devido principalmente às cheias, esses diques podem se romper, sendo carregados água e sedimentos para a planície, o que favorece a formação de canais efêmeros (Novo, 2008). Esse processo pode evoluir de tal forma que a água da calha principal do rio pode ser desviada para a planície através do canal efêmero, que eventualmente pode passar a ser perene ao longo do tempo.

O processo de deposição em planície de inundação acarreta a derivação de escoamento da calha principal do rio para a planície, provavelmente caracterizado pela criação de novos canais e pelo preenchimento de canais abandonados. Tal processo é denominado de avulsão (Novo, 2008; Assine, 2005). A avulsão fluvial ocorre em rios em que a planície se encontra ativa, ainda em formação, resultando na mudança significativa da posição do canal fluvial. No caso de rios aluviais que atravessam áreas bastante planas, a tendência é a ocorrência de extensas planícies de inundação, que podem alcançar larguras de vários quilômetros.

2.2 Processos governantes do escoamento

O canal principal e a planície constituem o sistema de drenagem através do qual segue o escoamento superficial gerado em uma bacia hidrográfica até alcançar o mar ou outro corpo d'água receptor. Geralmente, o escoamento está limitado ao canal principal durante a maior parte do tempo, correspondente às épocas de estiagem e de cheias moderadas (Figura 1-a). O canal é moldado por e para as vazões dessa magnitude, embora as vazões maiores também contribuam para a definição da sua forma.

Na situação de pequenas vazões, a seção transversal do escoamento é definida pelas margens do canal, e pequenas alterações no nível da água conduzem a pequenas mudanças na área disponível para escoamento.

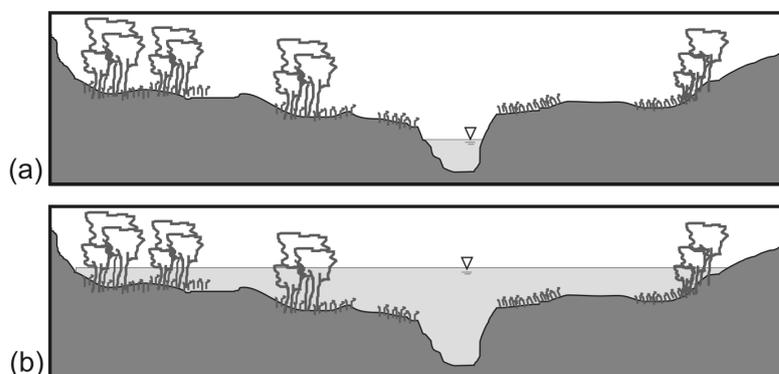


Figura 1 - Seção transversal típica de um curso d'água: (a) nível d'água durante época de estiagem limitada ao canal principal; (b) nível d'água durante a cheia, ocupando a planície.

Em eventos de cheia de grande intensidade, ocorre o aumento do nível da água acima das margens do canal e o extravasamento do escoamento para a planície, que pode inundar extensas áreas (Figura 1-b). A planície passa a atuar tanto como área de armazenamento temporário quanto conduzindo o escoamento. Pequenos acréscimos no nível da água significam grandes aumentos na área inundada e na área transversal ao escoamento.

O escoamento na planície ocorre sobre um terreno de topografia complexa, sujeito a uma série de mecanismos distintos que operam em uma faixa ampla nas escalas de tempo e espaço (Stewart et al., 1999): turbulência, desenvolvimento de tensões de cisalhamento e a transferência de água do canal para a planície com o subsequente retorno.

Enquanto confinado ao canal principal, o escoamento é predominantemente unidimensional na direção do curso d'água. A partir do extravasamento para a planície, a complexidade do escoamento aumenta significativamente (Cunge et al., 1981). Processos tridimensionais começam a se tornar importantes, principalmente na interação canal-planície de inundação (Knight e Shiono, 1996).

A planície de inundação apresenta rugosidade e topografia complexas relativamente ao canal principal. Com a inundação da planície, o escoamento segue com uma diferença de velocidade entre as parcelas escoadas pelo canal principal (maior velocidade) e pela planície (menor velocidade). O escoamento mais lento na planície retarda o escoamento mais rápido no canal, surgindo uma camada de cisalhamento que se estende lateralmente por uma distância considerável tanto no canal quanto na planície (Knight, 1989).

A interação canal-planície ocorre sob a forma de turbulência e fluxos secundários, com transferência de quantidade de movimento entre canal e planície e perda de energia (Knight e Shiono, 1996; Villanueva, 1998). A presença de vegetação e rochas na margem do canal torna os processos hidráulicos da interação entre o escoamento do canal e da planície ainda mais complexos.

Em escala maior, o efeito da interação canal-planície pode ser visto como um fator de retardamento e amortecimento do fluxo. Esse efeito é adicional à resistência ao escoamento imposta pelos obstáculos presentes na planície, como rochas, vegetação e as próprias feições topográficas do terreno. Além disso, a inundação da planície interfere no escoamento sob outras duas formas principais: funciona como área de armazenamento e altera ou cria caminhos para o escoamento (Figura 2-b a Figura 2-e).

A água extravasada do canal pode ficar armazenada temporariamente na planície, retornando à medida que o nível da água baixa. A presença de depressões no terreno e lagos marginais contribui para que parte da água extravasada não retorne imediatamente para o canal (Figura 2-f). Em alguns casos, esse volume armazenado é perdido apenas por

evapotranspiração e infiltração no solo, podendo retornar ao canal por fluxos sub-superficial e subterrâneo. A ocorrência de um novo evento de cheia pode renovar a água armazenada. Diversos processos bioquímicos e ecológicos dependem desse processo de inundação e armazenamento periódico de água em áreas da planície (Junk et al., 1989; Postel e Richter, 2003).

A inundação da planície também acarreta alterações no caminho do escoamento. Seja, por exemplo, o caso de um trecho de rio com meandros no canal principal e uma planície de forma mais uniforme e plana. Durante a estiagem, o fluxo segue estritamente o curso sinuoso do canal. Com a inundação, o escoamento passa a não respeitar o traçado do canal e segue de forma predominante em sentido mais retilíneo, encurtando sua trajetória. Entretanto, é mais comum que a inundação não ocupe toda a planície, e a água extravasada do canal encontre caminhos preferenciais de escoamento (Cunge et al., 1981). Surgem então fluxos independentes do escoamento principal no canal, como ilustrado na Figura 2.

Os caminhos preferenciais de escoamento ao longo da planície podem conduzir a água de volta ao canal em pontos mais a jusante ou a lagos e depressões mais distantes do canal. Em regiões bastante planas, o escoamento pode seguir sobre a planície e alcançar diretamente o corpo d'água receptor da bacia, sem passar pela seção do canal que representa seu exutório. Isso é comum, por exemplo, durante a cheia no Pantanal, quando a água extravasada do canal principal dos afluentes do rio Paraguai segue pela planície até alcançar diretamente o referido rio.

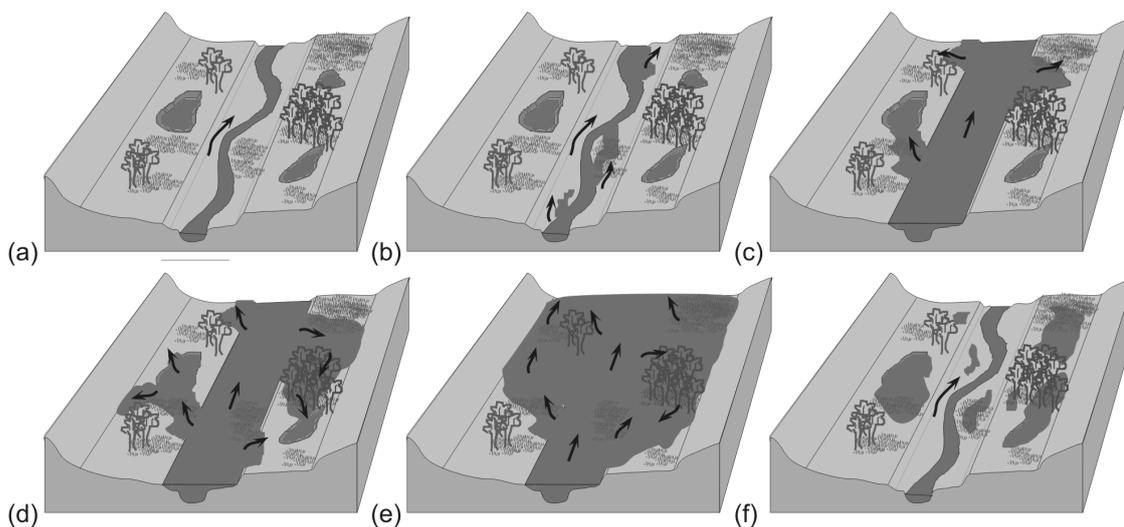


Figura 2 – Diferentes etapas da inundação sobre a planície: (a) Escoamento restrito à calha principal do rio, com água armazenada em lagoas da planície decorrentes de cheia anterior, chuva local ou água subterrânea; (b) Início do extravasamento da calha; (c), (d) Extravasamento da calha inunda a planície, alcançando lagoas e seguindo fluxos independentes do escoamento principal na calha; (e) Inundação ocorrendo sobre toda a planície e interagindo com a calha do rio ao longo de toda sua extensão; (f) Após passagem da cheia, acréscimo do volume armazenado na planície em relação à situação inicial.

O transbordamento de água do canal para planície, com o aumento da área da seção transversal, efeitos de armazenamento e surgimento de fluxos independentes, governa a propagação da onda de cheia ao longo do rio. A planície de inundação tende a retardar e amortecer a cheia, o que fica claro ao comparar os hidrogramas em pontos a montante e a jusante de um trecho onde ocorre inundação da planície. O pico da cheia é retardado no tempo e sua magnitude é reduzida. Em alguns casos, a cheia é tão amortecida que o hidrograma a jusante praticamente não apresenta um pico, como ocorre no rio Aquidauana entre os postos fluviométricos de Aquidauana e Porto Ciriaco (Figura 3), no Pantanal.

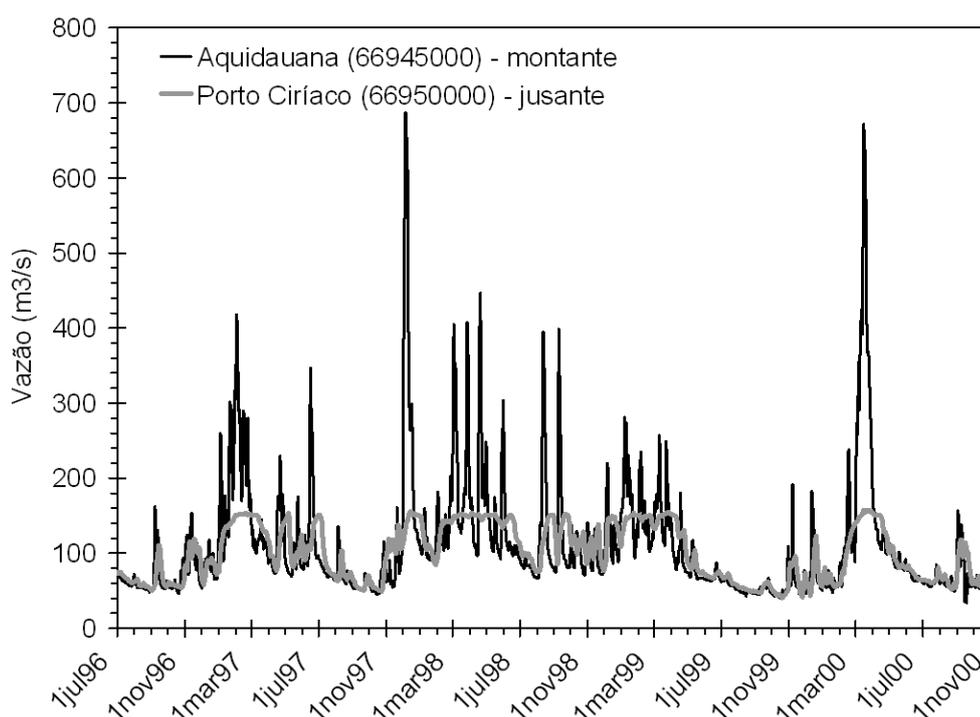


Figura 3 – Hidrogramas em Aquidauana (montante) e Porto Ciriaco (jusante) no rio Aquidauana, afluente do rio Miranda e este do rio Paraguai.

O efeito da inundação da planície sobre o regime de escoamento é evidenciado também ao analisar o comportamento da celeridade da onda de cheia antes e depois de ocorrer a inundação. Wong e Laurenson (1983) estimaram valores de celeridade da onda de cheia em rios naturais na Austrália, relacionando-os com as vazões correspondentes (Figura 4). Tais autores identificaram claramente que a celeridade da onda apresenta comportamentos bem distintos quando o escoamento está restrito ao canal principal e quando o escoamento ocorre também sobre a planície.

Enquanto o escoamento está confinado à calha principal, a celeridade aumenta com o nível da água, ocorrendo um decréscimo considerável na celeridade da onda ao ocorrer a inundação da planície. Com o aumento subsequente do nível da água, a celeridade retorna a aumentar, mas de forma muito mais suave. Como resultado do decréscimo da celeridade da

onda de cheia decorrente da inundação da planície, o tempo de deslocamento do pico do hidrograma nessa situação é bastante retardado em relação à quando o escoamento está restrito ao canal principal.

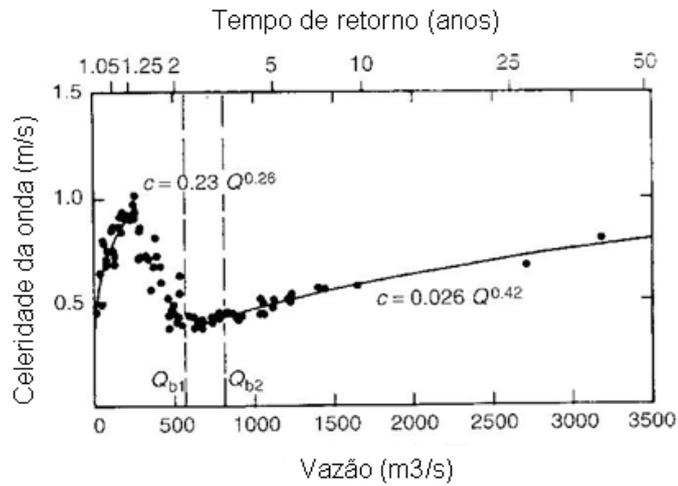


Figura 4 – Relação entre celeridade da onda de cheia e vazão estimadas para o rio Murrumbidgee (trecho de 195 km, declividade de 17 cm/km) (Fonte: Wong e Laurenson, 1983).

Estimativas do tempo de deslocamento da cheia apresentadas em Souza et al. (2007) para o trecho do rio São Francisco entre São Francisco e Morpará ilustram o efeito do retardamento da propagação da onda de cheia causada pela inundação da planície (Figura 5). Para vazões inferiores a 6000 m³/s, o escoamento se restringe à calha principal e o tempo de deslocamento da cheia é em torno de 6 a 7 dias. No caso das cheias maiores, quando ocorre o extravasamento para a planície, esse tempo aumenta para 13 a 20 dias.

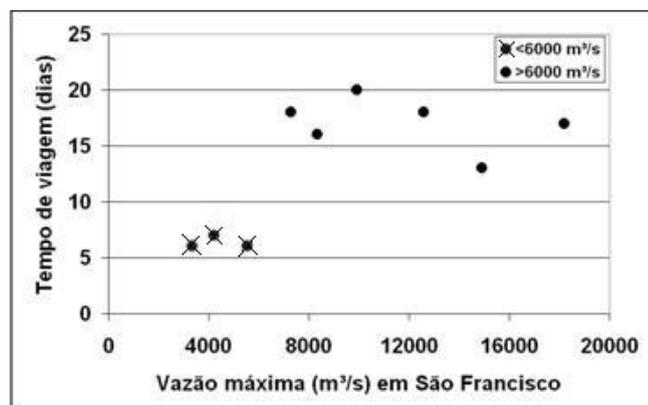


Figura 5 – Relação entre tempo de deslocamento da cheia no rio São Francisco no trecho entre São Francisco e Morpará em função da vazão máxima em São Francisco (Fonte: Souza et al., 2007).

Devido ao armazenamento na planície, o volume do hidrograma a jusante de onde ocorre o extravasamento do canal também pode ser reduzido. Tal redução é função da existência de depressões e lagos na planície, e das condições anteriores nessas regiões em termos de nível de água e umidade no solo. Se uma cheia ocorre pouco tempo após o evento de cheia anterior, a planície ainda poderá ter água armazenada desde a inundação anterior e o volume armazenado nesse segundo evento será relativamente menor, assim como a própria extensão da área inundada.

A extensão da inundação sobre a planície durante um evento de cheia é influenciada por diversos fatores, com destaque para os seguintes: características do evento de cheia; condutância hidráulica do canal principal; características físicas da planície; condições antecedentes de água armazenada e umidade do solo na planície. Todos esses fatores estão inter-relacionados de forma bastante complexa, através de processos hidrológicos de grande variabilidade espacial e temporal, mas é possível inferir em termos gerais sobre como cada um contribui no processo de inundação da planície.

A intensidade e duração da ocorrência da cheia estão, obviamente, diretamente relacionadas à definição da área que é inundada na planície. Mantidos constantes os demais fatores, maiores inundações devem ocorrer para os eventos de maior intensidade e maior duração.

A capacidade do canal em conduzir o escoamento, que está relacionada com a rugosidade, área da seção transversal e declividade, comanda o transbordamento da água para a planície, influenciado posteriormente pelos fenômenos que regem a interação canal-planície. Já as características do relevo e da vegetação na planície ditam a forma como a inundação se propaga espaço-temporalmente sobre a própria planície. Tal propagação é influenciada pelas condições antecedentes em termos de água armazenada em depressões e lagos e, em menor importância, no solo.

A chuva local sobre a planície e as contribuições de escoamento superficial da bacia que aportam diretamente à planície também interferem na inundação da planície (Stewart et al., 1999), embora geralmente com menor importância relativamente aos fatores já mencionados.

Em sistemas de drenagem mais complexos, formados por redes de rios ramificados situados em áreas extremamente planas, contribuições de afluentes podem influenciar bastante a forma como um evento de cheia inunda e se propaga na planície.

O escoamento em cada bacia contribuinte é governado por condições de chuva e hidrológicas locais, de modo que a onda de cheia em cada afluente pode alcançar o rio principal em instantes de tempo distintos entre si. Conforme a contribuição de cada afluente

cheie antecipada ou retardada no tempo em relação à onda de cheia propagada de montante ao longo do rio principal, ocorrerão efeitos distintos não só sobre o pico da cheia no canal principal, mas também sobre a extensão da inundação na planície. Tais contribuições podem ser pontuais via o canal principal de cada afluente ou sob a forma de escoamento sobre a planície, o que torna ainda mais complexo todo o processo de inundação e propagação da cheia na planície (Stewart et al., 1999).

2.3 Modelagem de rios com planícies de inundação

A modelagem matemática do escoamento em rios tem sido empregada desde o início do século XIX (Cunge et al., 1981). Simplificações na representação matemática são adotadas conforme a disponibilidade de dados, a capacidade do modelo em produzir informações apropriadas para responder às questões formuladas, as características do sistema modelado e a disponibilidade de recursos computacionais, de tempo e de material humano (Fread, 1992).

Atualmente, além do próprio desenvolvimento dos métodos numéricos, novas tecnologias para coleta de dados têm influenciado a seleção dos modelos numéricos (Stelling e Verwey, 2005). Existe a forte tendência atual de passar da tradicional coleta de dados pontual para a obtenção de dados espacialmente distribuídos, abrangendo topografia, rugosidade, áreas inundadas e níveis de enchente (Verwey, 2001).

No caso do escoamento em rios com planícies de inundação, diferentes abordagens têm sido utilizadas: modelos unidimensionais com seções compostas; modelos hidrodinâmicos bidimensionais; modelos bidimensionais simplificados como modelos de células e tipo raster; combinação de modelo 1D para o canal principal e modelo 2D para a planície; e até modelos tridimensionais. Tais abordagens são brevemente descritas a seguir, com enfoque para as vantagens, dificuldades, limitações e aplicabilidade de cada uma.

2.3.1 Métodos unidimensionais

Visão geral

Para a simulação da propagação do escoamento em rios e canais, métodos unidimensionais (1D) são comumente aplicados, adotando a simplificação de que o escoamento segue apenas na direção longitudinal do curso d'água. Nesses modelos, a rede de rios é representada por uma série de trechos conectados por nós computacionais. Cada nó corresponde a uma seção transversal, geralmente representada no modelo através de uma tabela do tipo cota-área-largura. Assume-se que cada seção transversal é representativa das características geométricas do trecho de rio a jusante, até a seção transversal seguinte (Cunge et al., 1981).

Ao utilizar modelos 1D para a simulação do escoamento em rios, assume-se que a vazão é suficientemente bem definida como a integral das velocidades ao longo da seção transversal e que o nível da água e a declividade da linha da água na direção do escoamento são constantes na seção (Stelling e Verwey, 2005). Para produzir mapas de inundação, os níveis de água calculados em cada seção do modelo 1D podem ser projetados e interpolados para o plano bidimensional, com base em um modelo digital de elevação. Procedimentos mais rebuscados podem ser utilizados para essa tarefa, considerando um mapa de direções de fluxo sobre a planície, a identificação de caminhos preferenciais e conectividade das áreas inundadas, entre outras questões, como na abordagem proposta por Kastens (2008).

Existem diferentes modelos 1D conforme a consideração das forças governantes e do equacionamento na simulação do escoamento. Os modelos hidrodinâmicos 1D utilizam as equações completas de Saint Venant. Além da equação da continuidade (eq. 1), é utilizada uma equação dinâmica que representa as principais forças atuantes no escoamento (eq. 2), que são as forças de inércia, pressão, gravidade e atrito (Cunge et al., 1981).

Dependendo do sistema modelado, a atuação de algumas das forças que agem sobre o escoamento pode ser desprezível e os termos correspondentes são eliminados do equacionamento, obtendo-se modelos do tipo difusão, onda cinemática ou armazenamento. Quando se trata de rios onde o efeito de jusante é importante, como é o caso em geral de trechos de rio situados em áreas planas, um modelo de difusão ou hidrodinâmico deve ser empregado. O modelo hidrodinâmico utiliza as seguintes equações da continuidade e dinâmica:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{b} \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (\text{Eq. 2})$$

onde: h é o nível da água; t é o tempo de cálculo; Q é a vazão; x é a distância ao longo do comprimento longitudinal do rio; b é a largura da seção transversal; A é a área da seção transversal; g é a aceleração da gravidade; S_f é a declividade da linha de energia e S_0 a declividade do fundo do canal; q é a vazão lateral (vazão por unidade de comprimento) ou vazão de contribuição de aportes laterais.

Em geral, a declividade da linha de energia é parametrizada pela equação de Manning (ou de Chèzy) para escoamento uniforme, considerando que a resistência ao escoamento pode ser representada pelo coeficiente de Manning (ou de Chèzy). Considerando a formulação de Manning, o termo S_f é expresso por:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot |Q| \cdot Q}{A^2 \cdot R^{4/3}}, \quad (\text{Eq. 3})$$

onde n é o coeficiente de Manning e R é o raio hidráulico, dado pelo quociente entre a área A e o perímetro molhado da seção transversal.

Métodos 1D de propagação do escoamento são empregados na grande maioria dos modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão para simular o escoamento ao longo da rede de drenagem (Singh e Frevert, 2006). Na maioria dos casos, são adotados modelos simples, como de armazenamento do tipo Muskingum-Cunge (modelo MGB-IPH – Collischonn et al., 2007; modelo SLURP – Kite, 2001), reservatório linear simples (modelo THMB – Coe et al., 2007) ou modelo de onda cinemática (modelo DBHM – Tang et al., 2006), mas também têm sido utilizados modelos de difusão (Wang e Hjelmfelt, 1998) e hidrodinâmico 1D (modelo SHE – Bathurst et al., 1995; modelo MGB-IPH na versão adaptada por Paiva, 2009).

Seções transversais

Para levar em conta os efeitos de armazenamento e resistência adicional ao escoamento provocados pela planície, em modelos 1D a seção transversal é representada pelo canal principal em conjunto com uma faixa mais larga referente à planície.

Em geral, são adotados coeficientes de rugosidade distintos entre canal e planície. Além disso, pode haver partes da seção com velocidade de escoamento praticamente desprezível na direção longitudinal do curso d'água. Essas regiões não contribuem para o escoamento das águas, mas têm efeito importante na atenuação das cheias (Maidment, 1993; Werner, 2004). Nesse caso, em geral a geometria da seção completa é representada no modelo 1D, mas é feita uma distinção entre a parte da seção efetivamente usada para o escoamento e a parte usada apenas como armazenamento (Figura 6-a).

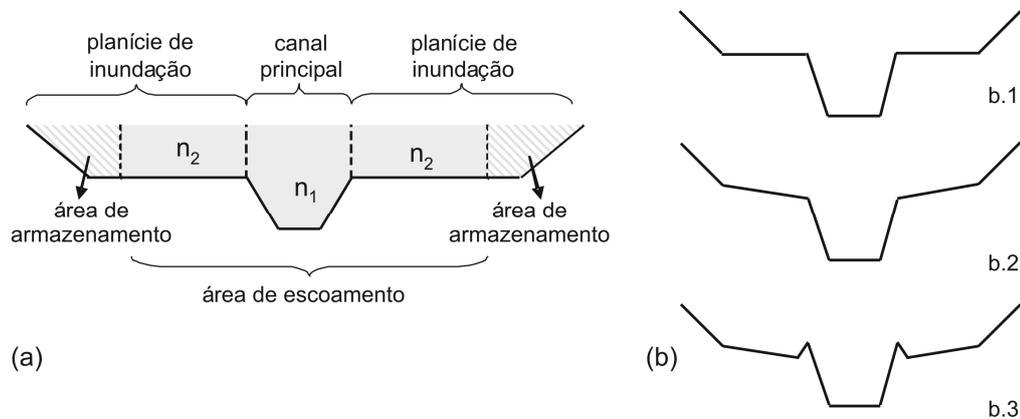


Figura 6 - (a) Divisão de seção transversal em áreas de escoamento e de armazenamento na modelagem 1D; (b) Formas simplificadas de representar seções transversais em modelos 1D (Fonte: Adaptado de Souza et al., 2007).

Uma forma usual de representação das seções transversais em modelos 1D é a adoção de seções trapezoidais simplificadas, geralmente motivada pela escassez de dados topográficos disponíveis. O procedimento mais comum é considerar as seções da forma esquemática b.1 da Figura 6-b, mas esquemas do tipo b.2. ou b.3 também têm sido utilizados (Souza et al., 2007).

Em relação à seção b.1, uma seção do tipo b.2 tem a vantagem de proporcionar um aumento mais gradual de área em função do aumento do nível de água na região de transição entre canal e planície. A seção tipo b.3 também apresenta essa vantagem em relação à seção b.1, com a modificação adicional de representar o efeito de diques marginais, embora simplificadamente.

O impacto efetivo da adoção de um ou outro tipo de simplificação das seções sobre os resultados das simulações depende de vários aspectos, dentre eles: dimensão das seções e dimensão relativa entre o canal e a planície; regime hidrológico do rio; e foco da análise (vazões de estiagem, eventos extremos de cheias, vazões sazonais, etc).

É possível que uma representação geométrica que seria deficiente quanto à reprodução das características hidráulicas do curso d'água seja compensada pelo ajuste do coeficiente de Manning, gerando resultados satisfatórios entre hidrogramas calculados e observados para os dados usados na calibração. Nesse caso, simulações de eventos de magnitudes distintas das utilizadas na calibração podem ter resultados bastante questionáveis (Werner et al., 2000; Horritt e Bates, 2002; Stelling e Verwey, 2005).

Quando existentes dados de seções transversais, eles geralmente são referentes apenas à região do canal principal, sem abranger completamente a planície. Valendo-se da crescente disponibilidade de modelos digitais de elevação e de técnicas de geoprocessamento, alguns métodos têm sido desenvolvidos para gerar seções transversais que englobem toda a planície (Werner et al., 2000; Paz et al., 2010).

Dados das seções correspondentes ao canal principal provenientes de levantamentos topográficos de campo são combinados com valores de elevação do terreno em pontos da planície ao longo do alinhamento da seção do canal. Com essa abordagem, são obtidos perfis transversais que abrangem o canal principal em nível detalhado e a planície de inundação com menor refinamento, mas que proporcionam ao modelo uma boa representação das áreas disponíveis para escoamento e armazenamento. Por exemplo, no procedimento adotado por Paz et al. (2010) para o rio Paraguai e afluentes, valores de elevação da planície foram extraídos do Modelo Digital de Elevação (MDE) do SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*) em pontos ao longo de um alinhamento reto, com uma distância de 50 m para os

primeiros 4 pontos, 200 m para os próximos 5 pontos e 500 m para os demais pontos até alcançar uma distância máxima de até 30 km em cada margem (Figura 7).

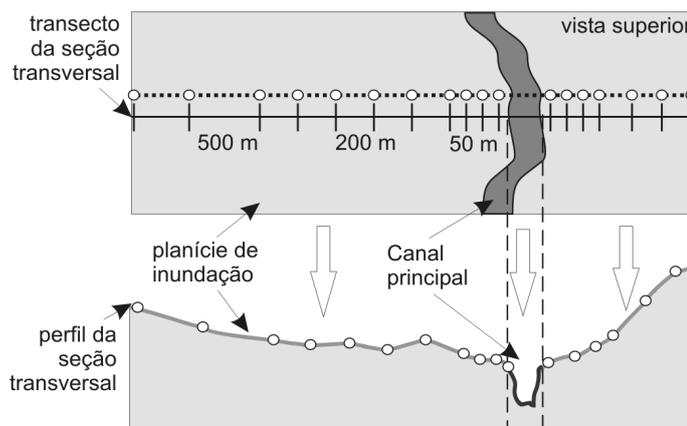


Figura 7– Composição de uma seção transversal baseada em dados detalhados do canal principal e valores de elevação extraídos de um MDE para caracterização da planície de inundação (Fonte: adaptado de Paz et al., 2010).

Uma questão fundamental ao combinar dados topográficos do canal principal e dados de elevação da planície extraídos de MDEs consiste na verificação e acerto de referencial vertical dos dados. Por exemplo, pode ser necessária a transformação de dados referidos a um elipsóide para um geóide ou vice-versa. Para isso deve-se levar em conta a ondulação geoidal em cada ponto, isto é, a diferença de elevação entre geóide e elipsóide, que varia espacialmente ao longo da Terra (Figura 8).

Os pontos da planície usados para estender a seção transversal do canal principal nem sempre devem seguir o alinhamento ortogonal ao canal, ou seja, manter o alinhamento da seção do canal. Em casos de rios meandrícticos e grandes planícies, o traçado da seção na planície seguindo o alinhamento da seção do canal pode gerar uma topografia irreal no perfil (seção S2 da Figura 9-a).

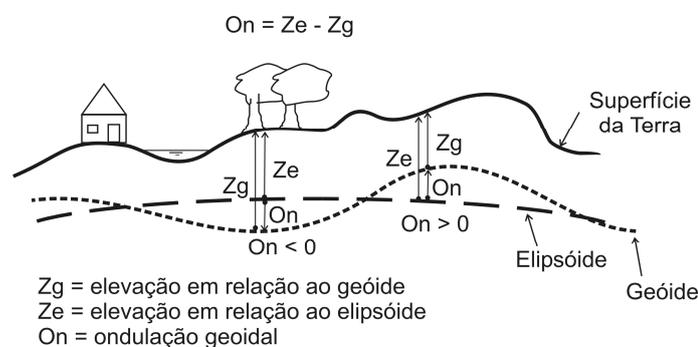


Figura 8 – Relação entre elevações do terreno tendo como datum vertical um geóide e um elipsóide e a ondulação geoidal no ponto correspondente.

Uma alternativa para obter uma seção transversal mais coerente é estabelecer uma linha-guia que retrate a orientação principal do curso d'água ignorando a sinuosidade dos

meandros menores e traçar a seção ao longo da planície seguindo um alinhamento ortogonal àquela linha-guia (seção S2 da Figura 9-b) (Paz et al., 2010).

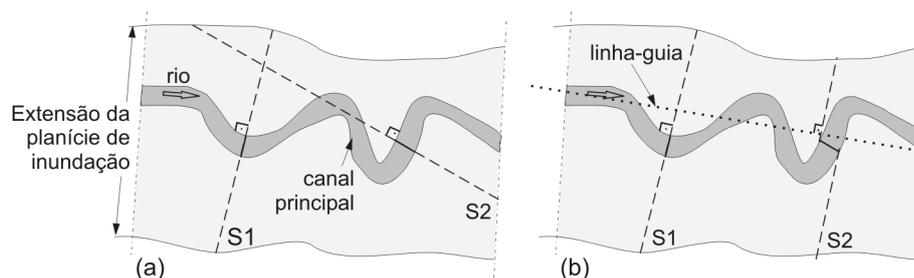


Figura 9 – Alinhamento de seções transversais ao longo da planície seguindo (a) orientação da seção do canal principal e (b) ortogonal a uma linha-guia pré-definida. (Fonte: adaptado de Paz et al., 2010).

Aplicabilidade e limitações

Em alguns casos, a aplicação de um modelo 1D com seções compostas é suficiente para simular a propagação do escoamento ao longo de um trecho de rio com planície, seja pela pequena influência da planície sobre o escoamento ou pelos próprios objetivos do estudo.

Em um modelo 1D, a simplificação considerada de nível de água constante ao longo da seção transversal implica assumir que o nível da água sobe e desce em todos os pontos da seção ao mesmo tempo. Tal simplificação pode ser aceitável quando canal e planície têm a mesma ordem de grandeza e não há diques marginais (Stelling e Verwey, 2005).

No caso de planícies com grandes dimensões (da ordem de dezenas de vezes superior à largura do canal), a inundação da planície governa a propagação da onda de cheia. Por assumir que o escoamento ocorre apenas no sentido longitudinal do curso d'água e por não representar nem os fluxos independentes na planície e nem a interação canal-planície, métodos 1D podem não ser adequados nesse caso, principalmente se o interesse do estudo abranger a propagação da inundação sobre a planície (Hunter et al., 2007; Verwey, 2005).

A geração de mapas de inundação com base na interpolação dos níveis de água das seções transversais pode resultar na inundação de áreas sem conexão com o rio e, portanto, que não deveriam ser inundadas. As simplificações assumidas na abordagem 1D comprometem a simulação de cenários como construção de diques marginais e outras intervenções estruturais na planície, em termos da análise de como variam os padrões de inundação ao longo do tempo. Também fica comprometida a simulação de eventos extremos, justamente para os quais é maior o interesse em estudar as inundações (Stelling e Verwey, 2005).

2.3.2 Modelo hidrodinâmico bidimensional

Formulação

Alguns tipos de corpos d'água se caracterizam pela predominância dos processos horizontais sobre os verticais e pela coluna d'água ser bem misturada, com pouca ou nenhuma estratificação vertical – são os chamados corpos d'água rasos. Especificamente, pode-se considerar um corpo d'água raso aquele cuja profundidade H_c seja muito menor que o comprimento de onda ou que seu comprimento característico L_c , sendo encontrada a relação H_c/L_c da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} (Weiyan, 1992). Outro critério é classificar escoamento em águas rasas aqueles nos quais as escalas dos movimentos horizontais sejam, pelo menos, 20 vezes maiores do que a profundidade (Rosman, 2001).

Lagoas, estuários, zonas costeiras e banhados são tipicamente classificados como corpos d'água rasos, assim como também podem ser consideradas as planícies de inundação.

Para descrever o escoamento em corpos d'água rasos, pode-se assumir uma abordagem bidimensional (2D) no plano, empregando as chamadas equações de águas rasas através de modelos hidrodinâmicos bidimensionais (horizontais). São utilizadas as equações completas de Navier-Stokes integradas na vertical, constituídas por uma equação da continuidade e duas equações dinâmicas nas direções que definem o plano horizontal (Weiyan, 1992):

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial(HU)}{\partial x} + \frac{\partial(HV)}{\partial y} = 0, \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = \Omega V - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{(\tau_{fx} - \tau_{sx})}{H} + \varepsilon_T \cdot \Delta U \quad (\text{Eq. 5})$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -\Omega U - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{(\tau_{fy} - \tau_{sy})}{H} + \varepsilon_T \cdot \Delta V, \quad (\text{Eq. 6})$$

onde t é o tempo; U e V são as médias verticais das componentes das velocidades do escoamento nas direções x e y , respectivamente; g é a aceleração da gravidade; Ω é o parâmetro de Coriolis; H é a profundidade total e η o nível de água em relação a um plano de referência ($H = h + \eta$, com h sendo a profundidade do plano em relação ao fundo); ε_T é a média vertical do coeficiente de viscosidade cinemática turbulenta; τ_{fx} e τ_{fy} são as tensões de cisalhamento no fundo nas direções x e y , respectivamente; τ_{sx} e τ_{sy} são as tensões de cisalhamento na superfície da água nas direções x e y , respectivamente.

Simplificadamente estima-se τ_{fx} e τ_{fy} pela declividade da linha de energia definida pela equação de Manning (por exemplo: Podsetchine e Schernewski, 1999; Zhang et al., 1990; Boudreau e Leclerc, 1990):

$$\tau_{fx} = \rho g H S_{fx} = \frac{\rho g n^2 U \sqrt{U^2 + V^2}}{H^{1/3}} \quad (\text{Eq. 7})$$

$$\tau_{fy} = \rho g H S_{fy} = \frac{\rho g n^2 V \sqrt{U^2 + V^2}}{H^{1/3}} \quad (\text{Eq. 8})$$

onde ρ é a massa específica da água.

A tensão de cisalhamento na superfície da água representa a ação do vento e é comumente parametrizada em modelos hidrodinâmicos 2D em função de um coeficiente de arrasto (C_d) e da velocidade do vento, como simplificação da teoria de Von Kármán para escoamento turbulento (Weiyang, 1992):

$$\tau_{sx} = \rho_{ar} C_d \omega_x |\omega| \quad (\text{Eq. 9})$$

$$\tau_{sy} = \rho_{ar} C_d \omega_y |\omega| \quad (\text{Eq. 10})$$

onde ω_x e ω_y são as componentes da velocidade do vento $\vec{\omega}$ nas direções x e y, respectivamente, e ρ_{ar} é a massa específica do ar.

Quando há disponibilidade de dados da velocidade e direção do vento em mais de um posto de medição, costuma-se adotar algum tipo de interpolação para considerar a variação espacial das condições de vento (Podsetchine e Schernewski, 1999; Almeida et al., 1990; Rosauero e Schettini, 1989). Se não há dados disponíveis, o campo de ventos é considerado homogêneo em todo o domínio simulado (Pinho et al. 2001; Rajar et al., 1997). Para o coeficiente C_d usualmente é adotado um valor de referência em torno de $1,0 \times 10^{-3}$ a $3,0 \times 10^{-3}$ (Weiyang, 1992) ou alguma relação para calculá-lo em função da velocidade do vento (Leitão, 2002; Weiyang, 1992; Rosman, 1989). Uma alternativa menos usual é ajustar esse parâmetro durante a calibração do modelo (Almeida et al., 1990).

Nos modelos hidrodinâmicos 2D, o sistema modelado é representado por uma malha quadrada, no caso do uso de esquemas numéricos do tipo diferenças finitas para resolução do sistema de equações, ou por uma discretização em elementos de formas geométricas variadas, no caso do método de elementos finitos.

Aplicabilidade e limitações

Embora a aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D seja muito mais comum para a modelagem de lagoas, estuários e banhados (por exemplo: Guardo e Tomasello, 1995; Podsetchine e Schernewski, 1999; Pinho et al., 2001; Somes et al., 1999), também existem exemplos para o caso de rios com planícies de inundação (Horritt e Bates; 2001a, 2002; Marks e Bates; 2000; Werner, 2004; Stewart et al.; 1999; Beffa e Connell, 2001).

A abordagem 2D permite uma representação espacial muito mais detalhada do sistema canal-planície relativamente aos métodos 1D, incluindo uma representação contínua da topografia. Outro aspecto positivo da modelagem 2D é que a resistência ao escoamento parametrizada pela formulação de Manning pode ser considerada variável espacialmente, com base em mapas de tipos de vegetação e uso/ocupação da terra. Além disso, modelos 2D não requerem um passo secundário para determinar as manchas de inundação na planície como no caso de modelos 1D (Bates et al., 1997).

A demanda por dados disponíveis suficientes para caracterizar a topografia da planície geralmente constitui uma dificuldade para a aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D. Recentemente, a obtenção de dados topográficos obtidos via sensoriamento remoto têm se tornado mais comum e viabilizado tal aplicação (Marks e Bates, 2000; Stelling e Verwey, 2005; Verwey, 2001). Entretanto, quando se trata de grandes áreas, raramente estão disponíveis dados topográficos de alta resolução, cujo custo de aquisição nem sempre é viável.

Os exemplos de aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D encontrados na literatura consistem de trechos de rio relativamente curtos, da ordem de algumas dezenas de quilômetros ou menos (Horritt e Bates, 2001a; Marks e Bates, 2000; Haile e Rientjes, 2005; Stewart et al., 1999; Horritt e Bates, 2002). Além disso, modelos desse tipo têm sido aplicados a trechos de rio sem aporte de afluentes e sem interações com a bacia contribuinte (Stewart et al., 1999).

A aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D a sistemas de rios e planícies de inundação se depara com outras dificuldades (Beffa e Connell, 2001): problemas numéricos devido à complexidade da topografia, com degraus e declividades locais acentuadas; profundidades muito pequenas; processo de secagem/inundação; dificuldade em compatibilizar discretização do canal e da planície.

O processo de inundação e secagem da planície naturalmente conduz à ocorrência de profundidades muito pequenas e à instabilidade das soluções numéricas. Isso requer um tratamento numérico especial para lidar com a alternância dos estados inundado e seco (isto é, com e sem lâmina de água) de elementos numéricos ao longo da simulação. Para tratar essa questão, duas abordagens principais são utilizadas (Martin e McCutcheon, 1999): (i) métodos que “desligam” ou “ligam” elementos internos ao contorno, conforme a situação de “seco” ou “inundado”; (ii) métodos que utilizam contornos móveis, com um malha numérica adaptativa.

O primeiro grupo de métodos utiliza algum artifício para considerar que determinados elementos do contorno sejam isolados do escoamento, caso sejam classificados como secos, sem alterar a configuração do contorno modelado (Paz et al., 2004; Leitão, 2002; Ramming,

1979; Stelling e Duijnmeijer, 2003). O segundo grupo de métodos modifica a malha numérica efetivamente, excluindo os elementos rotulados como secos (Awruch, 1983; Feng e Molz, 1997; Bates e Hervouet, 1999; Das e Nassehi, 2004). Uma alternativa menos usual é o método das fronteiras virtuais, que consiste em adicionar um termo de força de campo às equações dinâmicas do escoamento, de modo a simular a presença de uma fronteira imersa no escoamento, sem alterar a malha cartesiana uniformemente espaçada (Ribeiro, 2002).

A representação do canal principal no modelo hidrodinâmico 2D requer uma discretização refinada da malha numérica. Gillam et al. (2005) recomendam que a largura do canal ocupe pelo menos 4 elementos da grade numérica, enquanto Verwey (2005) sugere um mínimo de 10 elementos para adequadamente simular o escoamento em canais com meandros.

Ao refinar a discretização numérica para tentar capturar as características hidráulicas do canal principal, a representação de planícies extensas conduz a um número excessivo de elementos na grade, aumentando o custo computacional e inviabilizando a aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D (Bates e De Roo, 2000; Gillam et al., 2005; Verwey, 2005; Werner, 2004).

2.3.3 Modelo de células

Formulação

Outra abordagem para simular planícies de inundação consiste no emprego de modelos de células, nos quais a planície é representada por células interconectadas formando uma rede bidimensional no plano horizontal (Cunge et al., 1981). Tais modelos são às vezes referidos como pseudo-bidimensionais.

As células são consideradas áreas de armazenamento, com localização, forma e conexões determinadas conforme a morfologia e topografia locais. O estabelecimento das células do modelo segue a presença de fronteiras ou contornos naturais, como estradas, diques, variação de topografia do terreno e canais de drenagem.

Cada célula é representada por um valor constante de elevação do terreno, e assume-se um nível d'água horizontal. Vazões são trocadas entre células vizinhas conforme a estrutura topológica definida, por meio de equações hidráulicas como equações de resistência ao escoamento, de vertedor ou de orifício, e em função da diferença de nível de água.

A formulação geral da vazão trocada entre duas células pode ser expressa por:

$$Q_{1,2} = K \sqrt{\frac{|z_1 - z_2|}{\Delta x_{1,2}}}, \quad (\text{Eq. 11})$$

onde: $Q_{1,2}$ é a vazão trocada entre os elementos 1 e 2, K é a condutância hidráulica da ligação entre tais elementos, z_1 e z_2 são as cotas do nível d'água em 1 e 2, respectivamente, e $\Delta x_{1,2}$ é a distância entre os dois elementos.

No caso de considerar uma ligação do tipo vertedor livre ou afogado entre duas células, a vazão é dada por:

$$Q_{1,2} = C_{vl} b_v h_v \sqrt{2g \cdot h_v} \quad (\text{Eq. 12})$$

para vertedor livre e por

$$Q_{1,2} = C_{va} b_v h_v \sqrt{2g \cdot dh_v}, \quad (\text{Eq. 13})$$

para vertedor afogado, onde: C_{vl} é o coeficiente do vertedor livre, C_{va} é o coeficiente do vertedor afogado, b_v é a largura do vertedor, h_v é a altura da lâmina de água sobre o vertedor, e dh_v é a diferença de nível de água entre as duas células.

Em cada célula, a variação de volume é calculada em função do balanço de vazões trocadas com os elementos vizinhos interconectados, computando-se outras possíveis fontes e sumidouros:

$$\frac{\partial V_i}{\partial t} = \sum Q_{i,j} + S_i, \quad (\text{Eq. 14})$$

onde V_i representa o volume de água no elemento i e S_i representa outras entradas e saídas de água.

O termo S pode englobar contribuições de bacias de montante, captações de água e processos hidrológicos verticais como precipitação, evapotranspiração e infiltração em cada elemento. A inclusão ou não de cada termo é função de quão relevante é a interferência do processo que ele representa sobre o escoamento da planície e para o propósito do estudo. Por exemplo, no caso de simulações de eventos de cheia de curta duração (alguns dias), os processos verticais de precipitação, evapotranspiração e infiltração podem não ser relevantes para a modelagem. Quando se trata de cheias sazonais, com duração de meses, a não consideração de tais processos pode levar a uma representação deficiente do rebaixamento do nível da água na planície após a passagem da cheia (Wilson et al., 2007).

Modelos de células foram empregados com resultados satisfatórios na simulação de rios com planícies (Moussa e Bocquillon, 2009; Carmona, 1990; Miguez, 1994; Mascarenhas e Miguez, 1994), banhados (Villanueva, 1998) e áreas urbanas (Miguez e Mascarenhas, 1999).

Limitações

O uso de modelos de células para a simulação da inundação na planície é uma abordagem simplificada da representação do escoamento. A discretização em elementos de grandes dimensões com ligações pré-definidas e nos quais é assumido nível de água horizontal limita e pode comprometer a propagação da inundação. Cada célula da planície alterna entre os estados seco e inundado, mas sempre existe uma condição única homogênea sobre toda sua superfície.

Em alguns casos pode ser alcançada uma representação satisfatória do tempo de retardo e amortecimento da passagem de uma cheia com o modelo de células. Entretanto, esse tipo de modelagem simula de forma muito simplista o deslocamento da extensão da inundação, gerando resultados limitados em termos de análise de padrões espaciais de inundação. A simulação de eventos extremos de cheia e de cenários de intervenções estruturais na rede de drenagem com essa metodologia fica, portanto, bastante prejudicada.

2.3.4 Modelo de inundação tipo raster

Visão geral

O aumento da capacidade computacional e a crescente disponibilidade de dados topográficos obtidos por sensoriamento remoto têm propiciado a oportunidade de uma maior discretização do sistema modelado em relação ao modelo de células na sua concepção original. Com essa motivação, tem sido desenvolvida e aplicada uma abordagem para a modelagem de rios e planícies de inundação que discretiza todo o sistema em uma grade de elementos regularmente espaçados – trata-se dos modelos denominados do tipo raster.

No modelo de inundação tipo raster, procura-se reduzir a representação do comportamento hidráulico da planície a um mínimo necessário para simular a propagação da inundação (Bates e De Roo, 2000). Em relação aos modelos hidrodinâmicos 2D, a simplificação do equacionamento matemático do modelo raster permite trabalhar com um elevado número de elementos na grade numérica, sem aumentar excessivamente o custo computacional (Horritt e Bates, 2001b).

As hipóteses básicas e o equacionamento de um modelo raster seguem analogamente o modelo de células: nível de água horizontal nos elementos e troca de água entre o elemento e seus quatro vizinhos em função das diferenças de nível de água, incorporando ainda outras fontes e sumidouros.

A abordagem mais comum tem sido estimar o fluxo de água entre duas células através da equação de Manning (Bates e De Roo, 2000; Horritt e Bates, 2002; Bates et al., 2006), considerando a condutividade hidráulica da equação 11 dada pela equação 15. Trata-se de um

modelo de onda cinemática, onde as forças de inércia e de pressão são desprezadas da equação dinâmica de Saint Venant (eq. 2). Embora simplificada, essa abordagem tem se mostrado satisfatória para representar a propagação da inundação na planície, inclusive com diferenças desprezíveis em relação a utilizar uma aproximação do tipo modelo de difusão (Horritt e Bates, 2001a).

$$K = \frac{n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (\text{Eq. 15})$$

A formulação dos modelos raster considera que o volume de água que aportou a um determinado elemento em um passo de tempo pode se propagar para um elemento vizinho no passo de tempo seguinte. Ao aumentar a dimensão dos elementos, pode-se considerar que a água leve um tempo maior para percorrer a totalidade da extensão do elemento e, portanto, não poderia estar disponível no passo de tempo de cálculo seguinte para aportar a um elemento vizinho (Bradbrook et al., 2004; Yu e Lane, 2006a). Uma forma simplificada de representar esse efeito na modelagem é estimar o deslocamento da frente de inundação ao longo da célula a cada passo de tempo e considerar que só poderá ocorrer saída de água para a célula vizinha após essa frente alcançar a interface com a célula vizinha (Bradbrook et al., 2004).

Apesar de semelhante ao modelo de células em vários aspectos, a forma de discretizar a planície traz uma série de vantagens ao modelo raster:

- discretização automática dos elementos da planície, ao contrário da delimitação manual das células;
- incorporação da variabilidade espacial das características físicas da planície em um nível maior de detalhe, como topografia e coeficiente de resistência ao escoamento;
- melhor representação da propagação da inundação sobre a planície. No modelo de células, são simulados os efeitos de armazenamento e amortecimento da planície, mas a simulação da inundação propriamente dita fica prejudicada. Devido às grandes dimensões e à reduzida quantidade de células, as trocas de água ocorrem ao longo de algumas poucas conexões entre as células. No modelo raster, a discretização mais refinada possibilita simular a inundação se propagando de forma gradual no espaço, com possibilidade de seguir múltiplos caminhos preferenciais;
- facilidade de integração com outros planos de informação. Resultados produzidos pelo modelo raster, como as manchas de simulação em determinados instantes de tempo, podem ser facilmente integrados com outros planos de informação em um ambiente de Sistema de Informações Geográficas (SIG), como áreas de ocupação urbana, de preservação, estradas, etc.

Discretização

Na abordagem mais simples, o modelo de inundação raster é aplicado para simular o sistema formado pelo canal principal e pela planície de inundação (Bates e De Roo, 2000). O canal principal ocupa elementos da grade numérica, sendo representado com largura igual à da discretização da grade ou tomando a largura do canal como parâmetro adicional do modelo (Bates e De Roo, 2000).

Existe a necessidade de refinar a discretização de forma suficiente a representar satisfatoriamente a largura e o traçado do canal principal, com a limitação de não aumentar demasiadamente o custo computacional. Caso o canal seja bem mais estreito do que a discretização adotada, o canal estará ocupando uma extensão da planície bem maior do que o necessário, diminuindo as áreas da planície próximas ao canal que são inundadas imediatamente quando ocorre o extravasamento (Horritt e Bates, 2001b). Como o armazenamento de água nessas áreas tem efeito importante na celeridade de propagação da onda de cheia, a representação deficiente desse processo de inundação lateral causa inabilidade do modelo em simular corretamente o retardo da onda de cheia.

Para contornar os problemas advindos da representação do canal e da planície em uma mesma grade numérica, uma solução tem sido limitar o modelo raster à simulação da planície e acoplar um módulo específico para simular o escoamento ao longo da calha principal do rio (Horritt e Bates, 2001b; Horritt e Bates, 2002; Bates et al., 2005; Wilson et al., 2007). A combinação de um modelo para a planície com um modelo para a calha principal é tratada detalhadamente em item específico a seguir.

Ao restringir a aplicação do modelo raster apenas à planície de inundação, a discretização numérica deve ser definida considerando o compromisso entre conseguir representar a variabilidade espacial da topografia da planície e o custo computacional resultante (Horritt e Bates, 2001b). Variáveis hidráulicas como profundidade do escoamento podem ter grande variabilidade espacial em pequenas escalas e serem extremamente sensíveis à representação topográfica (Wilson e Atkinson, 2005).

Pequenos erros na elevação dos elementos da planície podem ter grande impacto na extensão espacial da inundação (Hunter et al., 2007; Bates e De Roo, 2000) e no volume de água armazenado na planície (Horritt e Bates, 2001b). Por outro lado, em alguns casos, refinar a discretização implica tornar inviável computacionalmente a simulação sem necessariamente aumentar a precisão dos resultados do modelo (Werner, 2004).

Os modelos do tipo raster foram inicialmente propostos e têm sido amplamente utilizados para a simulação de eventos isolados de cheias com duração de algumas horas ou

alguns dias no máximo (Tabela 1). Além do mais, têm sido simulados trechos de rio relativamente curtos, da ordem de 2 a 60 km, à exceção do trabalho de Wilson et al. (2007).

Tipicamente são adotadas grades numéricas cujos elementos têm algumas dezenas de metros, valendo-se da disponibilidade de modelos digitais de elevação de alta resolução provenientes de sistemas imageadores a laser aerotransportados (LIDAR – light detection and ranging – Jensen, 2009) ou de sistemas de radar interferométrico de abertura sintética (IFSAR) (Mertes, 2002; Jensen, 2009).

Quando se trata de trechos de rio de maior escala (centenas de quilômetros), não há disponibilidade ou viabilidade de levantamentos LIDAR ou SAR (radar de abertura sintética), além do refinamento da grade numérica tornar o custo computacional proibitivo. Isso é agravado pelo fato de que, para domínios de maior escala espacial, a tendência é que os eventos de cheia também sejam de mais longa duração, de até alguns meses, o que aumenta o custo computacional. Isso pode também impedir ou dificultar a simulação de cenários diversos, como cenários de intervenções estruturais antrópicas ou de eventos extremos decorrentes de variabilidade climática.

Uma alternativa para representar a topografia de grandes planícies são os dados provenientes do SRTM. Trata-se de dados de elevação da superfície da Terra com resolução espacial de $0,00833333^\circ$ (~ 90m) e abrangência global, disponíveis gratuitamente na rede mundial de computadores (CGIAR-CSI, 2007). Dos exemplos encontrados na literatura, apenas a simulação do trecho do Rio Solimões feita por Wilson et al. (2007) abrange uma área de grandes extensões (trecho de rio de ~ 300 km). Em tal estudo, dados do SRTM foram reamostrados para uma discretização de 270 m como entrada para o modelo raster da planície e foi simulado um período contínuo de 22 meses.

Ressalta-se que os dados do SRTM representam a elevação da superfície e não do terreno propriamente dito, visto que o sensor utilizado (banda C de radar tipo SAR) opera em uma faixa de comprimento de onda que não é capaz de penetrar na cobertura da vegetação (Kellndorfer et al., 2004; Sun et al., 2003).

Estimativas de altura da vegetação e mapas de vegetação da área de estudo podem ser usadas para derivar o modelo de elevação do terreno propriamente dito a ser utilizado na modelagem (Wilson et al., 2007). Um procedimento mais simplificado consiste em rebaixar todo o MDE de um valor constante representativo da altura média da vegetação (Coe et al., 2007), o que deve ser aplicado restritamente às áreas com vegetação densa, como na Amazônia.

Tabela 1 – Aplicações na literatura de modelos de inundação da planície.

Referência	Método e resolução numérica	Escala do domínio, discretização espacial e dimensão da matriz de elementos	Duração do evento simulado e passo de tempo do modelo de planície	MDE - fonte, resolução espacial (RE) e precisão vertical (PV)	Dados utilizados para ajuste do modelo
Horritt e Bates, 2001a	Planície: raster cinemático explícito; Canal: 1D difusivo implícito	Trecho = 4 km; $\Delta x = 50\text{m}$; matriz = 76 x 48	Evento < 5 dias; $\Delta t = 0,5$ a 1,0 s	RE = 50 m; PV = 25 cm; Fonte: n.i.	Imagem ERS-1 SAR com resolução espacial 12,5 m
Horritt e Bates, 2001a	Planície + canal: Hidrod. 2D implícito	Trecho de rio de 4 km; $\Delta x = 50$ a 100 m; matriz n.i.	Evento < 5 dias; $\Delta t = ds$	RE = 50 m; PV = 25 cm; Fonte: n.i.	Imagem ERS-1 SAR com resolução espacial 12,5 m
Horritt e Bates, 2001b	Planície: raster cinemático explícito; Canal: 1D cinem. implícito	Trecho de rio de 60 km; $\Delta x = 50$ m; matriz n.i.	Evento < 5 dias; $\Delta t = \text{n.i.}$	RE = 10 m; PV = 10 cm; Fonte: LIDAR	Imagem Radarsat (res.esp. 12,5 m) e hidrogramas observados
Bates et al. 2006	Planície: raster cinemático explícito; Canal: 1D cinem. implícito	Trecho de rio de 16 km; $\Delta x = 18$ m; matriz 333 x 683	Evento = 23 dias; $\Delta t = 5$ s	RE = 1 m; PV = n.i.; Fonte: LIDAR	4 imagens ASAR, 1,2 m resolução espacial
Bates et al., 2005	Planície e rio: raster cinemático explícito	Trecho de 12,5 x 9 km; $\Delta x = 50$ m; matriz: 45000 elementos	Evento = 62 h; $\Delta t = 1$ s	RE = 5 m; PV = 1 m Fonte: IFSAR	Área inundada máxima para evento histórico
Bates et al., 2005	Planície e rio: raster cinemático explícito	Trecho de 2,3 x 6,3 km; $\Delta x = 10$ m; matriz: 145 000 elementos	Evento = 12,5 h; $\Delta t = 2,5$ s	RE = 2 m PV = 0,15 m Fonte: LIDAR	Área inundada máxima para evento histórico
Bates et al., 2005	Planície e rio: raster cinemático explícito	Trecho de 40,25 x 42 km; $\Delta x = 250$ m; Matriz: 27000 elementos	Evento = 10 h; $\Delta t = 1$ s	RE = 2 m PV = 0,15 m fonte: LIDAR	Área inundada máxima para evento histórico

Bates et al., 2005	Planície e rio: raster cinemático explícito	Trecho de 140 x 60 km; $\Delta x = 250$ m; matriz: 134 000 elementos	Evento = 10 h; $\Delta t = 0,1$ s	RE = 5 m PV = 0,5 m Fonte: IFSAR	Não ajustado
Bates e De Roo, 2000	Planície e rio: raster cinemático explícito	Trecho de 35 km; $\Delta x = 25$ a 100 m; matriz: 108000 elementos	Evento = 20 dias; $\Delta t = 2$ a 5 s	RE = 5 m PV = 0,06 m Fonte: Stereoaerofot. + dados campo;	Imagem ERS-1 SAR e foto aérea
Bradbrook et al., 2004	Planície e rio: raster difusivo explícito	Trecho: 4 km $\Delta x = 10$ a 100 m; matriz: n.i.	Evento < 16 h; $\Delta t = 0,18$ a 1,8 s	RE = 25 m PV = 0,25 m Fonte: n.i.	Imagem ERS-1 SAR
Haile e Rientjes, 2005	Planície e rio: Hidrodinâmico 2D implícito	Trecho: n.i. $\Delta x = 2,5$ a 15 m; Matriz: n.i.	Evento: n.i. Δt : n.i.	RE = 1,5 m PV: n.i. Fonte: LIDAR	Não ajustado
Tayefi et al., 2007	Planície: raster difusivo explícito; Rio: hidrod. 1D implícito	Trecho: 6 km $\Delta x = 8$ m; Matriz: n.i.	Evento: 1 dia Δt : n.i.	RE = n.i. PV = n.i. Fonte: LIDAR	Mapa inundação segundo observação em campo
Wilson et al., 2007	Planície: raster cinemático explícito; Rio: 1D cinemático implícito	Trecho = 260 km; $\Delta x = 270$ m; Matriz = 900 x 460	Evento: 22 meses $\Delta t = 20$ s	RE = 90 m PV = n.i. Fonte: SRTM	Imagem JERS-1 (res. esp. 18 m) e dados observados de nível d'água

n.i. = não informado.

A remoção do efeito da vegetação demanda um mapeamento da cobertura vegetal e pode ser necessária inclusive para MDEs de alta resolução espacial (Bates et al., 2005). No caso de levantamentos feitos por LIDAR, é possível obter um MDE do terreno e, inclusive, gerar a informação a respeito da altura do dossel da vegetação (Bates, 2004).

Passo de tempo de cálculo

Para a resolução numérica das equações que descrevem o escoamento em um determinado modelo hidrológico, podem ser utilizados esquemas numéricos explícitos ou implícitos no tempo. Nos esquemas explícitos, a cada passo de tempo são calculadas as condições do escoamento (nível de água e vazões) em cada elemento da grade numérica em função das condições no instante de tempo anterior (Fread, 1992).

No esquema implícito, as condições de escoamento em um determinado elemento no instante de tempo atual são dependentes tanto das condições no instante anterior quanto das condições atuais nos demais elementos. Forma-se um conjunto de equações para serem resolvidas e são determinados o nível e a vazão em todos os elementos da grade simultaneamente.

Modelos tipo raster têm sido aplicados tipicamente com esquemas numéricos do tipo explícito no tempo (Tabela 1). Trata-se de uma alternativa mais fácil de implantar, de menor custo computacional (Fread, 1992) e que favorece a integração dos modelos em ambientes dinâmicos de SIG (Hunter et al., 2007). A desvantagem dos esquemas explícitos é a restrição de estabilidade numérica condicionada ao passo de tempo de cálculo (Δt). Pode ser necessário um valor de Δt muito pequeno em relação ao fenômeno modelado para evitar instabilidade numérica (Cunge et al., 1981; Fread, 1992).

A complexidade da topografia da planície é um fator agravante para gerar instabilidades numéricas, exigindo valores extremamente baixos de passo de tempo em algumas situações. O passo de tempo suficiente para evitar problemas numéricos é determinado por processo de tentativa e erro e varia conforme a complexidade e rugosidade do terreno, condições do escoamento e tamanho dos elementos da malha numérica (Hunter et al., 2005).

Nas aplicações de modelos raster de simulação de inundação em planícies publicadas na literatura, foram utilizados valores de Δt variando entre 0,5 s e 22 s (Tabela 1) em esquemas numéricos explícitos, os quais são extremamente pequenos em relação ao processo da inundação representado.

Esquemas implícitos são mais complexos de implantar e têm maior custo computacional do que esquemas explícitos. Entretanto, os métodos implícitos são incondicionalmente estáveis, o que permite trabalhar com passos de tempo de cálculo muito maiores do que os requeridos para os métodos explícitos.

Um método de avaliar a adequação do passo de tempo de cálculo em esquemas explícitos é o atendimento à condição de Courant ($\Delta t \leq \Delta x/u$), que estabelece que o valor de Δt deva ser inferior ao tempo necessário para uma perturbação infinitesimal percorrer uma distância Δx , considerando u como a celeridade da onda dinâmica (Fread, 1992).

Para o caso bidimensional, o número de Courant pode ser expresso pela equação 16 (Benqué et al., 1982). Valores de $Cr < 1$ indicam a estabilidade numérica da solução.

$$Cr = \Delta t \sqrt{gH} \sqrt{\frac{1}{\Delta x^2} + \frac{1}{\Delta y^2}}, \quad (\text{Eq. 16})$$

onde Δx e Δy são os espaçamentos da malha numérica nas direções x e y , respectivamente.

Alguns autores propuseram um passo de tempo adaptativo para uso em modelos raster com esquemas numéricos explícitos (Hunter et al., 2005). Esse procedimento consiste em determinar a cada instante de tempo de simulação o maior passo de tempo que atende simultaneamente à condição de estabilidade em todos os elementos da malha numérica. Embora evite instabilidades numéricas, tal procedimento conduz a passos de tempo excessivamente reduzidos (inferior a 1 s) e pode inviabilizar a simulação no caso de extensas planícies de inundação e/ou eventos de longa duração.

2.3.5 Modelo hidrodinâmico tridimensional

Modelos hidrodinâmicos tridimensionais empregam as equações completas de Navier-Stokes discretizadas nas três dimensões, em alguns casos acoplando ainda modelos de turbulência. Esse tipo de modelagem é mais comumente aplicado a sistemas estuarinos (Levasseur et al., 2007; Galperin e Mellor, 1990), zonas costeiras (Liu et al., 2007) e lagos (Fragoso Jr. et al., 2008), onde a componente vertical do escoamento passa a ser importante para os processos de mistura, estratificação e transporte de constituintes.

O escoamento em rios com meandros e planícies de inundação também apresenta características tridimensionais, principalmente quando ocorre o extravasamento do canal para a planície. Entretanto, para a maioria dos casos, utilizar uma modelagem 3D aumenta excessivamente o custo computacional sem incrementar a representação das características do escoamento e inundação que interessam ao estudo (Hunter et al., 2007). Por exemplo, a representação detalhada 3D do campo de velocidades ao longo de um meandro do rio pode ser interessante para entender os processos geomorfológicos da migração do meandro, mas não

contribui substancialmente para o entendimento da dinâmica sazonal de inundação em um trecho de rio com dezenas ou centenas de meandros.

Além do custo computacional em si, a dificuldade de aplicação de modelos 3D a sistemas de rios e planícies também é devido a instabilidades numéricas causadas pela complexidade da topografia, ao processo de secagem/inundação da planície e à escassez de dados para alimentar o modelo e para validar seus resultados. Quando se trata de sistemas de grande escala, todos esses problemas tornam a aplicação de modelos 3D completamente inviável e, por isso, os exemplos de aplicação encontrados na literatura são para trechos curtos de rios e canais (Lane et al., 1999; Morvan et al., 2002; Nicholas e McLelland, 2004).

2.3.6 Combinação de modelos distintos para rio e planície

A simulação de rios com planícies de inundação através de modelos distintos para o canal principal e para a planície remonta ao desenvolvimento dos modelos de células (Cunge et al., 1981). Enquanto um modelo 1D de difusão ou hidrodinâmico, por exemplo, é aplicado à calha principal do rio, o modelo de células simula o fluxo sobre a planície de inundação.

O acoplamento de modelos de rio e planície é hoje a alternativa de modelagem dada como mais promissora e capaz de se adequar a uma maior gama de situações devido à relação custo-benefício obtida (Verwey, 2001; Gillam et al., 2005; Hunter et al., 2007; Chatterjee et al., 2008). Exemplos são os sistemas de simulação SOBEK (Verwey, 2001; Dhondia e Stelling, 2002), TUFLOW (Syme e Apelt, 1990; Gillam et al., 2005), LISFLOOD-fp (Horritt e Bates, 2001a) e JFLOW (Bradbrook et al., 2004).

Utilizam-se modelos 1D para a simulação do escoamento ao longo da calha principal dos rios e modelos 2D (hidrodinâmicos ou simplificados) para a simulação da inundação na planície. Com essa abordagem procura-se usufruir dos benefícios da representação bidimensional das características físicas e do escoamento na planície, mas sem dispensar a eficiência e praticidade de representar o escoamento na calha de forma unidimensional.

Uma diversidade de situações complexas podem ser pensadas nas quais a combinação de modelos 1D e 2D provêem uma representação satisfatória, por exemplo: áreas de delta com topografia plana e rede de drenagem complexa; rio meandrítico onde a inundação ao longo da planície corta meandros; deslocamento da onda de cheia ao longo do canal e da planície com velocidades distintas; planície de inundação com canais preferenciais e diferentes graus de conectividade com o canal ao longo de sua extensão.

Combinações de modelos de rio e planície podem ser realizadas sob diferentes formas, desde o acoplamento implícito de modelos hidrodinâmicos 1D e 2D (Stelling e Verwey,

2005) até esquemas mais simplificados, como um modelo 1D tipo onda cinemática para o canal e um modelo raster para a planície (Horritt e Bates, 2001a).

Usar modelos hidrodinâmicos 1D e 2D acoplados tende a recair sobre as principais limitações apontadas para o emprego de modelos hidrodinâmicos 2D em planícies de inundação: complexidade da topografia, problemas de instabilidade numérica, pequenas profundidades, processo de secagem/inundação e custo computacional.

Para trechos de rio e planície relativamente curtos (de até algumas dezenas de quilômetros), os métodos numéricos mais recentes e a disponibilidade de dados com maior detalhamento da planície têm viabilizado a aplicação acoplada de modelos hidrodinâmicos 1D e 2D. Entretanto, todos os fatores apontados tornam impraticável tal abordagem para rios com planícies de inundação de grande escala (da ordem de centenas de quilômetros).

No acoplamento de modelo 1D com um modelo de células, a simulação das trocas de água entre a calha e a planície enfrenta problemas numéricos, devido às grandes dimensões das células e sua reduzida quantidade (Cunge et al., 1981). Há também as desvantagens inerentes ao emprego do modelo de células para simular o escoamento sobre a planície. O uso de modelos tipo raster permite superar ou minimizar esses problemas, obtendo uma representação da interação canal-planície de forma bastante satisfatória.

No esquema de integração de modelo 1D com o modelo raster, o canal é representado discretizado como um eixo vetorial simples, sem ocupar elementos da grade numérica do modelo raster. Isso permite que a calha principal do rio seja representada pelos dados das seções transversais disponíveis e não seja forçadamente representada pela dimensão do elemento do modelo raster, como ocorre ao aplicar um modelo raster para simular o sistema rio-planície completo (Bates e De Roo, 2000; Horritt e Bates, 2001a).

O modelo 1D simula o escoamento na calha principal e, quando o nível da água alcança as margens do canal e ocorre o extravasamento, a água inunda os elementos do modelo raster contíguos ao canal. O modelo raster simula a propagação da inundação ao longo dos elementos da sua grade numérica, podendo ocorrer o retorno de volume de água para o canal no mesmo ponto onde extravasou ou em outro ponto qualquer, a montante ou a jusante.

As trocas (ganho ou perda) de volume de água entre a planície e o canal principal podem ocorrer através de qualquer elemento da malha numérica do modelo raster localizado sob o eixo do canal e não necessariamente em algumas ligações específicas como acontece no modelo de células (Figura 10).

As trocas de água entre canal e planície são estabelecidas por equações hidráulicas simples, como equações de resistência ao escoamento (Manning, por exemplo) e de vertedor.

Nos elementos da planície, a água extravasada do canal entra como uma fonte externa no balanço de volume (termo S na eq. 14). No canal, a água trocada com a planície entra como contribuição lateral na equação da continuidade (termo q na eq. 1).

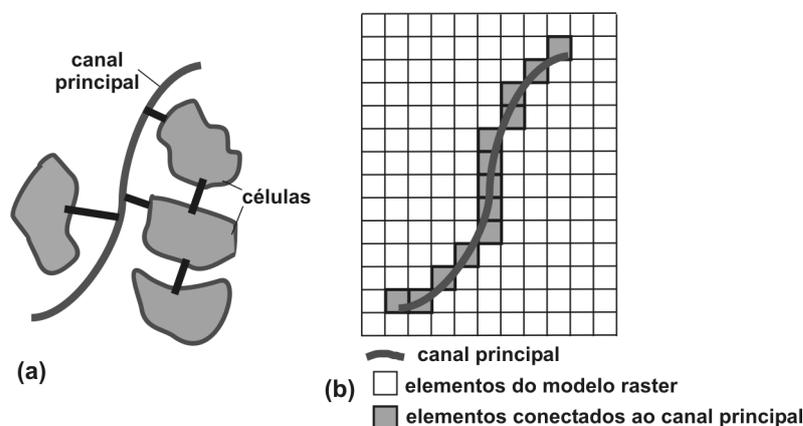


Figura 10 – Discretização da planície em um modelo de células (a) e em um modelo raster (b) na combinação com um modelo 1D aplicado ao canal principal.

Ao combinar modelos 1D com modelos raster, apenas a transferência de massa entre canal e planície é representada, assumindo que essa transferência é dependente dos níveis de água relativos (Horritt e Bates, 2001a). São desprezados efeitos como transferência de quantidade de movimento entre canal e planície e efeitos de advecção e circulação secundária na transferência de massa (Horritt e Bates, 2002; Bates et al., 2005). Apesar de tais simplificações, esse esquema de conexão rio-planície provê uma solução computacionalmente simples para o problema do acoplamento e é capaz de reproduzir o comportamento predominante do sistema real (Bates et al., 2005). Além do mais, para canais de largura pequena relativamente às dimensões dos elementos 2D da planície, a simplificação de desprezar os efeitos da transferência de quantidade de movimento na interface entre canal e planície é aceitável (Verwey, 2005).

Um esquema explícito é comumente adotado para acoplar modelos raster e 1D (Horritt e Bates, 2001a). Ambos os modelos são executados de forma separada e, a cada instante de tempo, são calculadas as vazões de troca entre rio e planície. É necessário, contudo, fazer a compatibilização dos passos de tempo de cálculo dos modelos de rio e planície.

Modelos raster de planície têm tipicamente passos de tempo pequenos, da ordem de no máximo dezenas de segundos. Modelos 1D aplicados à calha principal de rios têm, por sua vez, passos de tempo da ordem de minutos ou horas. Para combinar tais modelos, uma solução é utilizar sub-iterações no modelo 1D com intervalo de tempo igual ao passo de tempo de cálculo do modelo raster (Horritt e Bates, 2001a).

2.3.7 Calibração e avaliação do desempenho de modelos de inundação

Generalidades

Nas formulações dos modelos de propagação do escoamento, costuma-se utilizar a equação de Manning para representar a resistência ao escoamento provocada pela rugosidade do fundo. Em tal equação, o coeficiente de Manning é o parâmetro a ser definido em função das características do sistema modelado. Entretanto, esse coeficiente varia não só com a rugosidade do fundo, mas também devido à presença de vegetação, irregularidades morfológicas e de alinhamento do canal, ocorrência de obstruções e das próprias condições de escoamento, como profundidade e vazão (Chow, 1959; Chow, 1964; Maidment, 1993).

A presença de vegetação oferece uma grande resistência adicional ao escoamento, o que tem motivado alguns autores a proporem a variação do expoente do coeficiente n na formulação de Manning (Bolster e Saiers, 2002; Abdelsalam et al., 1992; Kadlec, 1990; Turner et al., 1978; Chow, 1959) ou a consideração de um termo análogo ao arrasto sobre cilindro para computar tal resistência (Fischer-Antze et al., 2001; Tsujimoto, 1999; Petryk e Bosmajian III, 1975).

Na aplicação de modelos hidrodinâmicos 1D, a abordagem mais comum é simplificarmente adotar valores de n que não dependem das condições do escoamento. Alguns estudos simplesmente adotam valores desse coeficiente recomendados na literatura em função das características do canal simulado (tipo de canal, material de fundo, presença ou não de vegetação, etc), como a tabela de valores apresentada por Chow (1959, 1964). Entretanto, na maioria das aplicações os valores do coeficiente de Manning são definidos procurando o melhor ajuste entre a resposta calculada pelo modelo e as observações.

No caso do acoplamento de modelos 1D para o rio e raster para a planície, o procedimento mais comum é a adoção de valores distintos do coeficiente de Manning para o canal e a planície, mas de valor constante em cada um dos sistemas. Alternativamente, podem ser adotados valores variáveis no espaço.

Para o canal principal, as características de cada sub-trecho podem ser utilizadas para definir valores específicos de n . Analogamente, informações sobre a distribuição espacial da vegetação e do uso da terra podem ser empregadas para estimar coeficientes de rugosidade na planície variáveis no espaço (Yu e Lane, 2006a). Informações acerca da altura da vegetação derivadas de dados obtidos por sensores do tipo LIDAR também podem auxiliar na definição de rugosidades variáveis na planície (Bates, 2004).

A adoção de coeficiente de rugosidade variável espacialmente na planície é questionada por alguns autores. Devido às simplificações do modelo raster, os parâmetros contidos nas equações de escoamento entre elementos (coeficiente de Manning, por exemplo)

compensam de forma parcial os processos hidráulicos não explicitados. Nesse sentido, a relação entre coeficientes de rugosidade e as características físicas da planície torna-se enfraquecida (Hunter et al., 2007) e a investigação da variabilidade espacial da rugosidade na planície pode se tornar inviável (Horritt e Bates, 2001b).

Alguns estudos indicam que o desempenho de um modelo integrado 1D-2D é muito mais sensível ao valor da rugosidade no canal principal do que à rugosidade da planície (Werner et al., 2005). Resultados da calibração obtidos por tais autores sugerem que a rugosidade do canal deve ser calibrada, mas que a rugosidade da planície pode ser definida a partir de valores de literatura referentes ao uso da terra e vegetação preponderantes.

Análise de hidrogramas e cotagramas

Até recentemente, a única fonte de dados disponível para a validação de modelos hidrológicos ou hidráulicos 1D era composta por dados de estações fluviométricas (nível ou vazão ao longo do tempo) (Bates, 2004). Por isso, tradicionalmente, a comparação entre hidrogramas observados e calculados é empregada como forma de verificação do desempenho dos modelos. Tal comparação pode ser traduzida em termos de estatísticas como o coeficiente de Nash-Suttcliffe (NS) aplicado às vazões (eq. 17) ou ao logaritmo das vazões (NSlog, eq. 18), o erro de volume (EVol, eq. 19), o erro médio quadrático (EMQ, eq. 20) e o coeficiente de correlação.

$$NS = 1 - \frac{\sum (Q_{obs}^t - Q_{calc}^t)^2}{\sum (Q_{obs}^t - \bar{Q}_{obs})^2} \quad (\text{Eq. 17})$$

$$NS_{log} = 1 - \frac{\sum [\log(Q_{obs}^t) - \log(Q_{calc}^t)]^2}{\sum [\log(Q_{obs}^t) - \log(\bar{Q}_{obs})]^2} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$EVol = \frac{\sum Q_{calc}^t - \sum Q_{obs}^t}{\sum Q_{obs}^t} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$EMQ = \frac{1}{N} \left[\sum (Q_{calc}^t - Q_{obs}^t)^2 \right]^{1/2} \quad (\text{Eq. 20})$$

A comparação entre níveis de água calculados e observados em seções transversais também pode ser utilizada para avaliar os resultados da modelagem. Uma dificuldade para essa análise é a incerteza do referencial (zero da régua limnimétrica) dos dados observados. Entretanto, em muitos estudos a avaliação dos níveis de água simulados pelo modelo tem como interesse a variabilidade e os valores relativos, e não os valores absolutos de elevação com relação a um referencial.

Para avaliar os valores relativos de níveis de água, pode-se realizar uma transformação nos dados do tipo (Paiva, 2009):

$$Z_{red}^t = Z^t - \frac{1}{N} \sum Z^t \quad (\text{Eq. 21})$$

onde Z_{red} é o nível d'água reduzido no instante t em uma determinada seção transversal, Z é o nível d'água observado ou calculado e N a quantidade de dados.

O nível d'água reduzido tem média zero e exclui da análise a incerteza do zero da régua nos dados observados.

Análise do padrão de inundação

No caso de modelos combinados 1D-2D, além do comportamento dos hidrogramas e cotogramas ao longo da rede de drenagem, o interesse da simulação também abrange a representação do escoamento sobre a planície. Nesse caso, a comparação de hidrogramas em pontos de controle na calha do rio não permite inferir sobre a qualidade dos resultados quanto a esse aspecto. O uso de alguma forma de validação do padrão 2D do escoamento simulado sobre a planície torna-se fundamental, mesmo que seja baseada em observações visuais feitas em campo para distinção entre as áreas inundadas e não inundadas (Werner, 2004).

Para trechos relativamente curtos de rio, visitas a campo após a passagem da cheia podem identificar rastros da inundação e inferir sobre em quais pontos do rio ocorreu o extravasamento do canal para a planície (Tayefi et al., 2007). Esse tipo de inspeção não produz informações sobre a dinâmica espaço-temporal da inundação, mas permite estabelecer de forma razoável a extensão da área inundada.

Atualmente, é crescente a disponibilidade de dados obtidos por sensoriamento remoto (radar, satélite, fotografia aérea), os quais podem ser utilizados para gerar mapas de inundação ao longo de uma determinada cheia (Bates, 2004). Tais mapas servem para comparação e validação dos resultados das simulações de inundação da planície (Hunter et al., 2007; Horritt e Bates, 2001b).

O foco principal desse tipo de análise é inferir sobre o quanto os padrões espaciais de inundação na planície calculados pelo modelo raster reproduzem os padrões de inundação detectados nas imagens orbitais ou fotografias aéreas, consideradas como a verdade. O primeiro passo é transformar tanto os dados de sensores remotos quanto calculados com o modelo em imagens binárias, diferenciando as áreas inundadas das não inundadas. Tais imagens representam a extensão da inundação em um determinado instante de tempo.

O modelo raster produz manchas de inundação quantitativas, onde cada pixel ou elemento tem um valor que representa a altura da lâmina de água. Em alguns pontos, por

questões numéricas podem resultar lâminas de água muito pequenas, mas que efetivamente podem ser descartadas na delimitação da extensão da inundação. Pode-se adotar um valor de corte ou profundidade mínima (h_{\min}) que estabeleça a separação entre áreas consideradas inundadas ou não:

se $h \geq h_{\min} \Rightarrow$ elemento inundado

se $h < h_{\min} \Rightarrow$ elemento não inundado

A comparação entre a extensão da inundação derivada de dados de sensores remotos com a extensão da inundação estimada com o modelo raster consiste em avaliar as diferenças entre duas imagens. O procedimento mais comum de comparar duas imagens é analisar pixel a pixel (Figura 11), o que requer que ambas tenham a mesma resolução espacial (elementos de igual tamanho). Caso necessário, uma das imagens pode ser reamostrada espacialmente para atender esse critério (Horritt e Bates, 2001a).

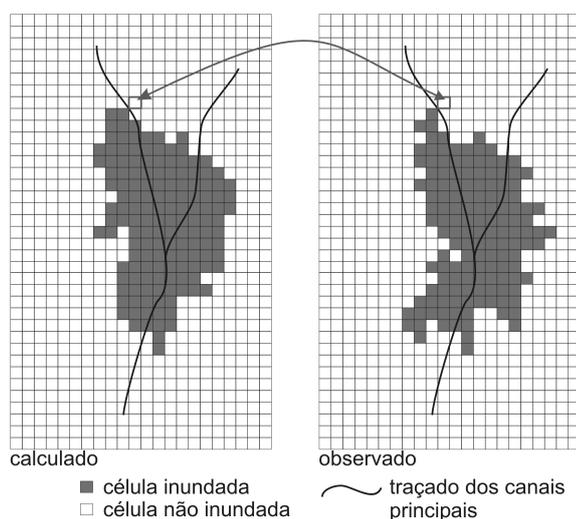


Figura 11 – Comparação pixel a pixel entre manchas de inundação calculada e observada.

Comparando pixel a pixel dois mapas de inundação, pode-se gerar uma tabela de contingência indicando as quantidades de acertos e erros na estimativa de ocorrência e de não ocorrência do evento ao longo do domínio de estudo (Figura 12). Nesse caso, a inundação (ou não) em cada elemento isolado é tomada como a ocorrência (ou não) do evento.

As grandezas “a” e “d” são a quantidade de acertos na estimativa de ocorrência e de não ocorrência do evento, respectivamente. No caso em questão, “a” representa a quantidade de elementos corretamente simulados como inundados e “d” representa a quantidade de elementos corretamente simulados como não inundados. A quantidade “b” denota o número de vezes em que foi estimada a ocorrência do evento, mas ele não aconteceu (quantidade de elementos erroneamente simulados como inundados). Analogamente, o valor “c” é a

quantidade de vezes em que a ocorrência do evento foi observada, mas sua ocorrência não foi estimada (quantidade de elementos erroneamente simulados como não inundados).

observado sim não	a	b
	c	d
estimado não sim		

Quantidade de vezes em que ocorreu o evento e sua ocorrência foi estimada.

Quantidade de vezes em que não ocorreu o evento mas sua ocorrência foi estimada.

Quantidade de vezes em que ocorreu o evento mas sua ocorrência não foi estimada.

Quantidade de vezes em que não ocorreu o evento e sua ocorrência não foi estimada.

Figura 12 – Tabela de contingência com análise comparativa dos acertos e erros nas estimativas da ocorrência (“sim”) e não ocorrência (“não”) de um determinado evento.

A partir dos valores da tabela de contingência, diversos índices de desempenho podem ser deduzidos com enfoques diferentes quanto à avaliação das estimativas realizadas de ocorrência/não ocorrência do evento (Wilks, 2006; Stephenson, 2000). A escolha dos índices varia conforme o tipo de evento estudado, o tipo de estimativa realizada e o propósito do uso dessa informação.

Exemplos mais usuais de índices de desempenho são os índices Proporção Correta (PC), Probabilidade de Detecção (POD), Índice de Sucesso Crítico (ISC), Taxa de Alarme Falso (TAF) e Taxa de Tendência (BIAS), descritos na tabela. Esse tipo de avaliação de desempenho é comumente utilizado na análise de estimativas de modelos meteorológicos, inclusive com o emprego de vários outros índices derivados da tabela de contingência. Na avaliação de modelos raster de simulação de inundação em planícies, a ampla maioria dos estudos tem utilizado os índices PC ou ISC.

O índice de desempenho PC pontua tanto os acertos da estimativa da ocorrência do evento quanto os acertos da não ocorrência (Tabela 2). Para a análise de estimativas de áreas inundadas, esse índice pode não ser adequado no caso de domínios extensos com pequenas áreas inundadas, visto que a estimativa das áreas não inundadas torna-se bastante fácil (Horritt e Bates, 2001a; Bradbrook et al., 2004; Tayefi et al., 2007; Bates et al., 2005).

O Índice de Sucesso Crítico difere do índice PC apenas por ignorar o acerto das áreas não inundadas e tem sido utilizado com maior frequência na avaliação do desempenho de modelos raster (Bates et al., 2005; Tayefi et al., 2007; Horritt e Bates, 2001b; Bates e De Roo, 2000; Hunter, 2006; Wilson et al., 2007). O índice ISC também pode ser entendido como o

percentual da área corretamente simulada como inundada pelo modelo em relação à soma das áreas inundadas na simulação e observação:

$$ISC = \frac{A_{calc} \cap A_{obs}}{A_{mod} \cup A_{obs}} \quad (\text{Eq. 22})$$

onde A_{calc} é a área inundada calculada pelo modelo e A_{obs} é a área inundada observada.

Tabela 2 – Relação dos índices de desempenho derivados da tabela de contingência utilizados neste estudo.

Índice	Formulação	Significado	Valor
PC (proporção correta)	$PC = \frac{a + d}{n}$, onde $n = a + b + c + d$	Percentual de acertos geral, sem distinção entre acertos da ocorrência ou não ocorrência do evento.	Varia de 0 a 1; Quanto maior o valor, melhor o desempenho.
ISC (índice de sucesso crítico)	$ISC = \frac{a}{a + b + c}$	Percentual de acertos nas estimativas, descontando as vezes em que a não ocorrência do evento foi corretamente prevista.	Varia de 0 a 1; quanto maior o valor, melhor o desempenho.
POD (probabilidade de detecção)	$POD = \frac{a}{a + c}$	Dado que o evento ocorreu, percentual de acertos em estimar sua ocorrência.	Varia de 0 a 1; quanto maior o valor, melhor o desempenho.
TAF (taxa de alarme falso)	$TAF = \frac{b}{a + b}$	Dentre as vezes em que foi estimada a ocorrência do evento, percentual em que o evento não ocorreu.	Varia de 0 a 1; quanto menor o valor, melhor o desempenho.
BIAS (taxa de tendência)	$BIAS = \frac{a + b}{a + c}$	Relação entre o número de estimativas de ocorrência do evento e o número de eventos ocorridos.	Assume qualquer valor > 0; Quanto mais próximo de 1 melhor o desempenho; se > 1 indica superestimativa da ocorrência do evento; se < 1 indica subestimativa.

O índice Probabilidade de Detecção (POD) avalia o desempenho em termos do percentual de acertos da ocorrência de inundação, relativamente às vezes que a inundação efetivamente ocorreu. Em outras palavras, esse índice avalia apenas o grau de detecção da ocorrência de inundação, sendo ignorados os erros e acertos das áreas que não foram inundadas.

O índice Taxa de Alarme Falso (TAF) avalia o desempenho do modelo quanto ao percentual de elementos estimados como inundados que na realidade não foram inundados, segundo a imagem de inundação tomada como verdade. Por sua vez, o índice BIAS (Taxa de Tendência) avalia se há tendência do modelo em superestimar ou subestimar a ocorrência de inundações.

Cada índice de desempenho avalia um aspecto distinto das estimativas, sendo complementares para traçar um panorama geral da destreza do modelo. Por exemplo, valores altos dos índices PC e POD alcançados pelos resultados de um determinado modelo não necessariamente significam um desempenho aceitável do modelo. Se um modelo sempre estimar a inundação e esta ocorrer sobre uma extensa área do domínio simulado, serão obtidos valores elevados de PC e POD. Entretanto, o modelo apresenta forte tendência em superestimar a ocorrência de inundação e, certamente, os índices TAF e BIAS permitem dar esse diagnóstico. Por outro lado, um modelo com pequenas taxas de alarme falso e de tendência não necessariamente apresentará desempenho preditivo satisfatório. O índice ISC, por sua vez, proporciona uma análise do modelo de forma mais completa dentre os índices apresentados, já que pune os erros de superestimativa (estimar inundação onde não ocorreu) e de subestimativa (estimar não ocorrência de inundação onde ocorreu) e premia apenas os acertos da estimativa de ocorrência.

As estatísticas derivadas de tabelas de contingência na forma descrita têm limitações de avaliação por se restringirem à comparação individual entre os pixels de duas imagens. Trata-se de uma forma de avaliação que pode ser considerada muito rígida em alguns casos. Não são levadas em conta as formas ou feições das manchas de inundação nem o deslocamento no espaço e no tempo entre elas. Métricas têm sido desenvolvidas nesse sentido para avaliação de estimativas de campos de precipitação (Venugopal et al., 2005), mas ainda sem exemplos de aplicação na área de inundação de planícies.

Análise da conservação de massa

Outro tipo de análise dos resultados de um modelo de inundação consiste na verificação da conservação de massa (água). A ocorrência de criação ou extinção artificial de massa pode ocorrer devido a questões numéricas, sendo desejável que isso represente um volume irrisório em relação às características do sistema modelado. O balanço de massa em um sistema computacional de modelagem hidrológica pode ser escrito da seguinte forma:

$$BM = V_{ini} + \sum Q_{ent} \cdot \Delta t - V_{fin} - \sum Q_{sai} \cdot \Delta t \quad (\text{Eq. 23})$$

onde BM representa o balanço de massa após um determinado instante de tempo t ; V_{ini} é o volume inicial no sistema e V_{fin} é o volume final no instante t ; Q_{ent} e Q_{sai} representam as

entradas e saídas do sistema a cada passo de tempo Δt , as quais são somadas do instante inicial até o instante final t .

O balanço de massa indicado na eq. 23 está representado em termos absolutos, porém é mais comum tratá-lo com valores relativos, relacionando-o à vazão média de entrada no sistema (Horritt e Bates, 2001a), à vazão total de entrada no sistema (Bradbrook et al., 2004) ou ao volume total do sistema ao final da simulação (Bates et al., 2005). No caso de planícies de inundação, também é interessante avaliar o quanto o erro no balanço de massa representa em termos de lâmina de água sobre a planície a cada determinado passo de tempo.

2.3.8 Acomplamento com modelo hidrológico chuva-vazão

Modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão podem ser acoplados a modelos hidráulicos de simulação de rio e/ou modelos de inundação de planícies tanto de forma on-line quanto off-line.

No primeiro tipo de acoplamento, as simulações das bacias contribuintes e do sistema de rios e planícies ocorrem simultaneamente e a cada passo de tempo o modelo chuva-vazão fornece as condições de contorno para o modelo de simulação de rios e planícies. Esse tipo de acoplamento é dito uni-direcional, já que a informação trocada ocorre apenas em um sentido, do modelo hidrológico para o modelo hidráulico.

Alternativamente, o estado atual dos rios e planícies simulado pelo modelo hidráulico pode ser utilizado para atualizar determinadas condições ou variáveis do modelo hidrológico para a simulação do passo de tempo seguinte. Nesse caso, trata-se de um acoplamento do tipo bi-direcional, no qual as informações são trocadas entre o modelo hidrológico e o hidráulico nos dois sentidos.

No acoplamento do tipo *off-line*, é possível apenas estabelecer a troca de informações uni-direcional. O modelo chuva-vazão é executado para todo o período de interesse e os resultados ao final da simulação são utilizados com condições de contorno impostas à simulação dos rios e planícies pelo modelo hidráulico. O acoplamento on-line aumenta de sobremaneira o custo computacional em relação ao acoplamento off-line, podendo inclusive inviabilizar a simulação.

2.3.9 Uso de programação paralela

A modelagem hidrológica/hidráulica de grandes sistemas de rios e planícies pode conduzir a um custo computacional excessivo para simulações por longos períodos de tempo (vários anos) (Wilson et al., 2007; Paiva, 2009). Técnicas de processamento computacional

paralelo têm sido desenvolvidas e utilizadas recentemente visando reduzir o tempo computacional de tais simulações (Baldassarre et al., 2009).

A idéia geral da programação paralela é dividir o problema a ser resolvido em problemas menores, os quais são resolvidos em paralelo por vários computadores ou vários processadores no mesmo computador. Por exemplo, um domínio espacial pode ser dividido em sub-regiões e a simulação ser executada para cada sub-região em paralelo.

Outro tipo de problema é a paralelização de ciclos ou loops de cálculos, quando determinada seqüência de operações são repetidas diversas vezes em cada ciclo, mas de forma independente entre os ciclos, isto é, os cálculos ao longo de um ciclo não interferem nos resultados dos demais ciclos.

A escolha da forma de paralelização é função do problema a ser resolvido, do algoritmo de cálculo, do esquema numérico e da disponibilidade de recursos computacionais.

A computação paralela pode ser realizada de diversas formas, seja através de redes de computadores interconectados (computação em grade) ou mesmo usando apenas um computador dotado de vários processadores (computador multi-core), em uma arquitetura de memória compartilhada. Essa última abordagem pode ser considerada a de mais fácil implementação, pois independe da existência de uma rede de computadores gerenciados para trabalhar em paralelo e usufrui da disponibilidade cada vez mais crescente de computadores pessoais do tipo multi-core.

Em um sistema computacional qualquer adaptado para paralelização, tem-se parte do código sendo executado de forma seqüencial e parte do código em forma paralela. Mesmo fazendo-se a reprogramação das rotinas para permitir a máxima paralelização possível, sempre haverá trechos que precisam ser executados seqüencialmente. Por isso, o ganho de desempenho que pode ser obtido com a paralelização é limitado pela fração de tempo com que a parte paralelizável é utilizada pelo sistema durante a sua operação.

Um sistema executado na forma seqüencial gasta um tempo T_0 que pode ser escrito da forma:

$$T_0 = (s + p) \cdot T_0, \quad (\text{Eq. 24})$$

onde s é a fração do tempo gasta na parte do código estritamente seqüencial e p é a fração do tempo gasta na parte do código paralelizável, sendo $s + p = 1$.

Em uma paralelização ideal com NP processadores, o tempo gasto na parte paralelizável é reduzido para $(p / NP) \cdot T_0$, de forma que o tempo total do sistema fica:

$$T_1 = (s + p / NP) \cdot T_0 \quad (\text{Eq. 25})$$

Um índice usualmente utilizado para traduzir o benefício da paralelização é o fator de aceleração ou *speed-up* (FA), dado pela relação entre o tempo total na execução sequencial (T_0) e o tempo total na execução paralelizada (T_1):

$$FA = \frac{T_0}{T_1} = \frac{1}{s + (1-s)/NP} \quad (\text{Eq. 26})$$

O índice FA varia de 1, quando $NP = 1$ processador, até $1/s$ para a situação idealizada com uma quantidade infinita de processadores.

Outra métrica utilizada para avaliar o desempenho da paralelização é a eficiência, definida pelo quociente entre o fator de aceleração e o número de processadores (Eq. 27). A eficiência varia de 0 a 1, sendo 1 o valor referente a uma situação ideal.

$$Ef = \frac{FA}{NP} = \frac{T_0}{N \cdot T_1} \quad (\text{Eq. 27})$$

2.4 Uso de Sistemas de Informação Geográfica na modelagem

Uma dificuldade adicional para a modelagem hidrológica ou hidráulica de grande escala é a manipulação e compatibilização dos dados de entrada, geralmente provenientes de diferentes fontes e inclusive com datum horizontal e vertical distintos entre si. Procedimentos computacionais automatizados podem ser desenvolvidos para resolver essa questão, reduzindo o tempo necessário para preparar os dados para o modelo e também garantindo a coerência entre os dados.

Nesse sentido, um SIG constitui uma poderosa ferramenta, pois permite a ligação dos dados hidráulicos com sua localização espacial (Yang et al., 2006; Sui e Maggio, 1999; Ross e Tara, 1993), assim como possibilita analisar os resultados em um contexto espacial (Pullar e Springer, 2000). O SIG também auxilia na modelagem por permitir o manuseio de uma forma especial de dados que de outra forma seria comprometida se armazenada em uma base de dados não espacial (Miles e Ho 1999).

A ligação de modelos hidrológicos com um SIG pode ser realizada sob três formas básicas: (i) troca de dados manual entre modelo e SIG; (ii) troca de dados automática entre modelo e SIG; (iii) integração entre modelo e SIG, pela inserção do SIG no modelo ou vice-versa (Martin et al. 2005). Essa última abordagem tem a desvantagem de elevar o custo computacional da execução do modelo, mas por outro lado tem maior potencial de agilizar as etapas de pré- e pós-processamento de dados do modelo. Esse tipo de integração completa entre modelo e SIG cria um sistema interativo que possibilita tomadores de decisão facilmente modificar parâmetros e visualizar os resultados das simulações (Pullar e Springer, 2000).

O procedimento mais comum tem sido a separação entre modelo e SIG, seja com troca manual ou automática de dados. Diversas ferramentas computacionais têm sido desenvolvidas para facilitar a entrada de dados em modelos hidrológicos ou hidráulicos, principalmente visando a preparação de dados relativos às características geométricas de canais e rios, o estabelecimento de redes de drenagem e a conexão topológica entre elementos da discretização numérica. São exemplos dessas ferramentas computacionais:

- o pré-processador denominado CRWR-PREPRO proposto para o sistema de modelagem HEC-RAS (Hellweger e Maidment, 1999), o qual inspirou posteriormente o desenvolvimento de uma ferramenta similar para o modelo HEC-HMS (Olivera, 2001);
- o HEC-GeoRAS, que é uma extensão do software ArcGIS desenvolvida especificamente para processar dados geoespaciais para o modelo HEC-RAS (Ackerman et al. 2005) e o qual pode ser útil para a extração de seções transversais a partir de MDE (Remo e Pinter, 2007);
- o ArcGis-SWAT, proposto para auxiliar as simulações do modelo hidrológico SWAT em ambiente ArcGis (Olivera et al., 2006);
- a ferramenta Arc Hydro, composta por várias funções de processamento do MDE e estabelecimento de conexões topológicas dentro do software ArcGis (Maidment, 2002);
- o conjunto de rotinas computacionais desenvolvidas para geração de rede de drenagem e discretização numérica do modelo hidrológico MGB-IPH (Paz et al., 2006; Paz e Collischonn, 2007a; 2007b);
- o NRCS GeoHydro, desenvolvido para a preparação de dados relativos às características físicas de bacias e rios, incluindo a extração de seções topográficas (Merkel et al., 2008);
- rotinas desenvolvidas para aplicação dos sistemas de modelagem da Delft Hydraulics, como o SOBEK (Verwey, 2001; Dhondia e Stelling, 2002), e do Danish Hydraulic Institute, como o MIKE FLOOD (DHI, 2009).

A despeito da existência de várias ferramentas computacionais disponíveis para preparação de dados hidrológicos/hidráulicos, quando se lida com sistemas de grande escala pode ser necessário intenso trabalho manual, principalmente para a conversão e compatibilização da enorme quantidade de dados provenientes de diferentes fontes e com distintos formatos (Paz et al., 2010).

Um SIG constitui o mecanismo ideal para fazer a ligação entre modelos com diferentes discretizações espaciais (Ross e Tara, 1993). Nos sistemas de modelagem que combinam modelos distintos para a simulação de rio e planície de inundação, SIG e ferramentas computacionais podem ser empregadas para estabelecer a conexão topológica entre rio e planície. Tal conexão é função basicamente das discretizações adotadas para o rio e para a planície, do traçado do rio e das regras topológicas específicas de cada modelo. Além disso, a localização geográfica de cada elemento dos modelos de rio e planície deve ser mantida, o que facilita posteriormente a análise e superposição das manchas de inundação simuladas com outros planos de informação em ambiente SIG.

2.5 Sensoriamento remoto das inundações

O sensoriamento remoto da superfície terrestre tem fornecido uma interessante e ampla gama de informações, com aplicações a diversos estudos ambientais. A quantidade, diversidade e qualidade dos sensores e dos dados disponíveis têm crescido, principalmente no que diz respeito a informações relativas ao uso da terra, elevação do terreno, tipo de vegetação e nível e propriedades da água (Mertes, 2002).

Além de servir como meio para estudar a dinâmica temporal de inundação em si (Bonnet et al., 2008; Hamilton et al., 2002; Mertes, 2002; Overton, 2005), a caracterização da inundação em planícies derivada de dados de sensoriamento remoto têm grande potencial para auxiliar no ajuste ou validação dos resultados de modelos hidrológicos (Bates et al., 2006; Horritt e Bates, 2001a; Horritt e Bates, 2001b).

Características importantes dos dados de sensores remotos para o estudo da dinâmica de cheias são a resolução temporal, a resolução espacial e a área de abrangência da imagem. Os dados são adquiridos em geral na forma de imagens ou cenas, cujas dimensões podem englobar áreas que variam de dezenas a milhares de quilômetros quadrados conforme o sensor.

Em cada cena, a imagem é discretizada em elementos (resolução espacial), cada um contendo uma informação. Dependendo do sensor, a aquisição entre cenas vizinhas pode ser realizada com alguns dias de diferença. A resolução temporal do sensor diz respeito à frequência de aquisição de uma mesma cena no espaço.

No caso das inundações sobre grandes áreas, que se estendem sobre mais de uma cena, a diferença temporal na aquisição de imagens vizinhas pode ser um problema. Por outro lado, a inundação ocorre geralmente de forma lenta, e a repetição da aquisição da mesma cena em intervalos de tempo de alguns dias pode não ter interferência.

A discretização dos dados no tempo e no espaço varia entre os diversos sensores. Informações são produzidas com resoluções espaciais variando de metros a quilômetros, e adquiridas em escala de horas até anos. Em particular, para estudos hidrológicos envolvendo inundações sobre planícies, sensores do tipo radar, satélites ópticos e sensores do tipo LIDAR têm sido utilizados com o objetivo de monitorar e compreender a dinâmica das águas durante eventos de cheia (Smith, 1997; Bates, 2004).

A grande maioria dos estudos utilizou dados de sensores SAR (radar de abertura sintética) ou LIDAR para detectar as manchas de inundação observadas em trechos curtos de rios (< 60 km), com resoluções espaciais da ordem de poucos metros (1 a 10 m) (Bates et al., 2006; Horritt e Bates, 2001a Horritt e Bates, 2002).

Dados de sensores SAR têm a vantagem de praticamente não sofrer interferência de nuvens e outras condições atmosféricas em geral, e de conseguir uma maior penetração na cobertura vegetal do terreno (Mertes, 2002; Novo, 2006; Smith, 1997). Este último fator pode ser bastante relevante no caso da inundação das planícies, visto que em parte da área inundada o nível da água está abaixo do dossel da vegetação. Diversos exemplos de aplicação de imagens SAR para o monitoramento de áreas alagáveis são encontrados na literatura (Wilson et al., 2007; Bates et al., 2006; Horritt e Bates, 2002; Horritt et al., 2003).

Sensores do tipo LIDAR são conduzidos em aeronaves e consistem de um sistema de controle e um transmissor e receptor. Com base na emissão de pulsos de luz laser e do sinal captado de volta são derivadas informações da superfície imageada (Jensen, 2009). Dependendo do comprimento de onda do laser, podem ser adquiridas informações da copa da vegetação, do terreno propriamente dito e até do fundo de corpos d'água (dados batimétricos).

Tipicamente, dados obtidos por LIDAR têm resolução espacial em torno de 2 m e precisão vertical de 15 cm (Bates, 2004). Por ser transportado em aeronave, o sensor LIDAR tem largura da faixa imageada muito estreita (algumas centenas de metros), relativamente à largura de imagens de sensores orbitais. Isso torna inviável o levantamento com esse tipo de sensor para grandes planícies de inundação (com centenas de quilômetros).

No caso de sistemas de rios e planícies de grandes dimensões, uma alternativa viável são as imagens do sensor óptico MODIS (Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer), pois a largura das cenas (2330 km) e as resoluções espacial (250 m) e temporal (1 a 2 dias) são consideradas suficientes para o monitoramento da passagem da cheia. Imagens do sensor MODIS têm sido utilizadas para monitoramento de grandes sistemas aquáticos (Novo et al., 2007; Freitas et al., 2007). Além da detecção das áreas inundadas, informações relativas à distribuição e abundância de fitoplâncton, sedimentos e macrófitas aquáticas também são produzidas a partir de dados do MODIS (Silva et al., 2007).

3 O SISTEMA DE SIMULAÇÃO DE RIOS E PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO (SIRIPLAN)

3.1 Visão geral e estrutura

O sistema de simulação desenvolvido, denominado SIRIPLAN, consiste na combinação de um modelo de escoamento 1D (modelo IPH4; Tucci et al., 1978) para o canal principal e um modelo tipo raster para a simulação da inundação da planície, além de um módulo específico para representar o balanço hídrico vertical na planície (precipitação, evapotranspiração e infiltração) (Figura 13). Um módulo de conexão faz as trocas de vazão entre canal e planície. A contribuição de bacias a montante da região simulada entra como condição de contorno no modelo 1D, seja com dados observados ou através do acoplamento off-line de modelo hidrológico chuva-vazão (modelo MGB-IPH; Collischonn et al., 2007).

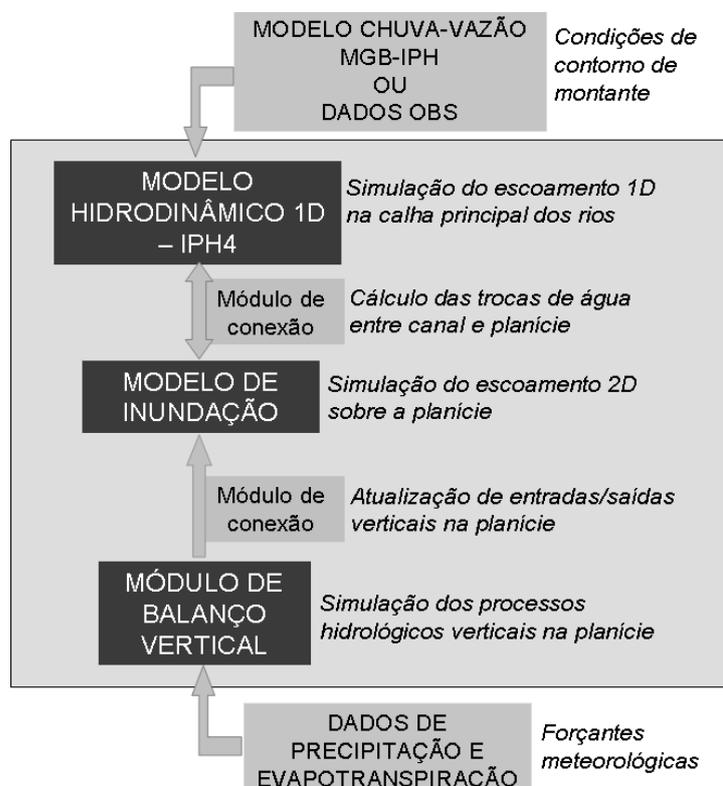


Figura 13 – Visão geral do sistema de modelagem desenvolvido.

Enquanto o nível da água está baixo, o escoamento está confinado ao canal principal e o modelo 1D propaga as vazões ao longo da rede de canais. Quando o nível da água sobe,

ocorre o transbordamento de água do canal para a planície. Elementos do modelo raster conectados ao canal são inundados. Paralelamente, o módulo de balanço vertical simula a entrada de água na planície por meio de precipitação e a perda de água através de evapotranspiração. O acúmulo de água decorrente do balanço vertical também inunda elementos da planície. O escoamento pela planície é simulado pelo modelo raster, em função da elevação do terreno e da diferença de níveis de água entre os elementos.

O escoamento sobre a planície segue de forma independente do escoamento do canal, sendo simulado pelo modelo raster. Mesmo durante as cheias, o modelo 1D continua simulando apenas o escoamento ao longo dos canais principais, contabilizando as vazões trocadas com a planície sob a forma de vazões laterais.

3.2 Modelagem do escoamento nos canais principais

O escoamento no canal principal do rio é simulado com o modelo hidrodinâmico unidimensional IPH4, desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH-UFRGS) (Tucci, 1978). Tal modelo resolve as equações completas de De Saint Venant (eq. 28 e 29) usando um método de diferenças finitas, com um esquema implícito resolvido por um processo de eliminação de Gauss modificado (Tucci, 1998; Tucci, 1978).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{b} \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{cp} \quad (\text{Eq. 28})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (\text{Eq. 29})$$

onde: q_{cp} é a vazão lateral trocada entre canal e planície, expressa em vazão por unidade de comprimento.

No modelo IPH4, o canal principal é discretizado em trechos de acordo com a topologia e geomorfologia da rede de drenagem e a disponibilidade de dados de seções transversais. Para sistemas de drenagem de grande escala, é comum a escassez de dados de seções transversais, sendo necessária a interpolação entre duas seções com dados disponíveis para a geração de seções intermediárias

Os dados de seções transversais são representados no modelo IPH4 sob a forma de tabelas que discretizam o perfil em pontos com informação de cota, área, raio hidráulico e largura. Para cada trecho da discretização da rede de drenagem, devem ser fornecidos também o comprimento e a declividade do rio. O coeficiente de rugosidade de Manning e o coeficiente de Boussinesq, utilizado para corrigir o efeito da variabilidade da velocidade na seção (Tucci, 1998; Chow, 1959), também podem ser definidos com valores específicos para cada trecho. O

coeficiente de Manning pode ainda variar ao longo da simulação em função da cota do nível da água em cada seção.

Como o escoamento simulado é apenas no canal principal, as seções transversais representadas no modelo 1D se restringem à região definida pela transição entre canal e planície em cada margem (Figura 14).

As vazões trocadas com a planície são tratadas como contribuição lateral na equação da continuidade (termo q_{cp} na eq. 28). A contribuição lateral por unidade de comprimento de um determinado trecho é calculada como a soma das vazões laterais trocadas com a planície em todos os pontos do trecho dividida pelo comprimento do trecho (eq. 30).

$$q_{cp} = \frac{\sum_{pc=1}^{npc} q_{cp}}{L} \quad (\text{Eq. 30})$$

onde: q_{cp} é a vazão lateral trocada entre canal e planície em um determinado ponto de conexão (pc) de um trecho de rio de comprimento L, onde existem npc pontos de conexão canal-planície.

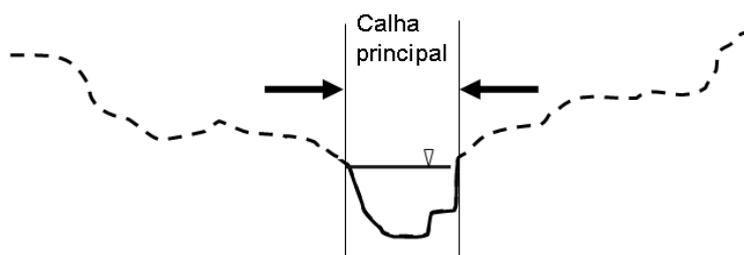


Figura 14 – Representação da seção transversal restrita à calha principal no modelo.

As condições iniciais de simulação do modelo IPH4, ou seja, os valores de nível e vazão em todas as seções transversais, podem ser fornecidas ou calculadas por remanso com aproximação de regime permanente (Tucci, 1998). Como condição de contorno, é possível definir vazões, níveis ou profundidades constantes ou variáveis ao longo do tempo, bem como é possível usar uma condição do tipo curva-chave ou a equação de Manning para relacionar nível e vazão.

Nas confluências, o modelo IPH4 considera a existência de condição de contorno interna, adotando nível constante entre as três seções que compõem a confluência e a vazão de jusante sendo dada pela soma das vazões de montante. Entretanto, é possível considerar uma perda de carga ou energia cinética nas confluências pela introdução de um coeficiente específico.

O modelo IPH4 conta ainda com módulos para transformação chuva-vazão utilizando de forma acoplada o modelo IPH2 (Tucci, 1998) e simulação de reservatórios através da inclusão de uma curva de descarga representando a operação da barragem.

3.3 Modelagem do escoamento na planície de inundação

3.3.1 Formulação geral e discretização

O modelo raster de planície desenvolvido nesta pesquisa segue em linhas gerais as formulações do modelo LISFLOOD-FP (Bates e De Roo, 2000; Horritt e Bates, 2001), com variações principalmente quanto às trocas de água entre elementos da planície e entre planície e canal principal, a consideração de armazenamento de água no solo e a consideração de perdas/ganhos devido aos processos verticais de precipitação e evapotranspiração.

A planície é discretizada em elementos retangulares interconectados, havendo trocas de vazões entre elementos vizinhos e entre alguns elementos com o canal principal (Figura 15 e Figura 16).

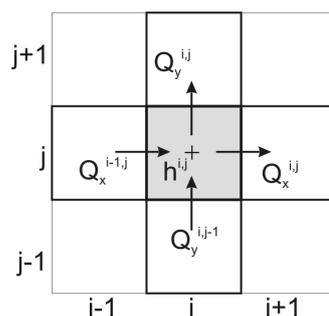


Figura 15 – Vazões trocadas entre um elemento (i,j) do modelo raster e seus quatro vizinhos, as quais são representadas nas interfaces do elemento, enquanto o nível da água é representado no centro.

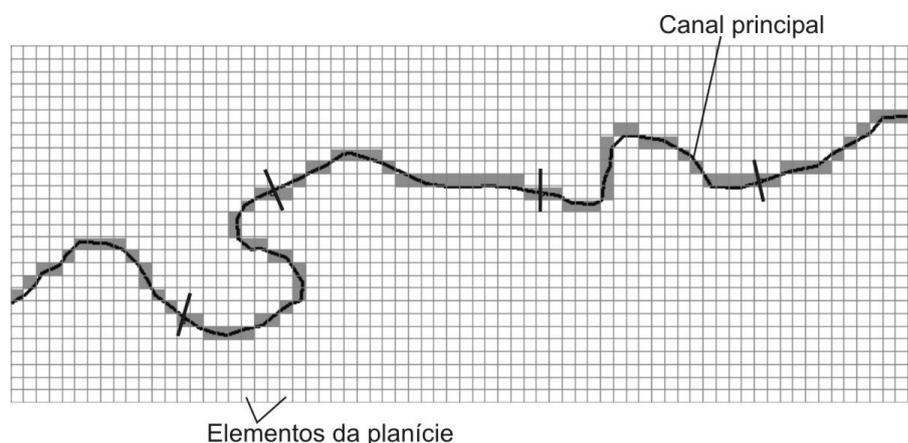


Figura 16 – Discretização da planície e do canal principal, com indicação dos elementos da planície conectados ao canal (em cinza) e seções transversais do rio (traços pretos).

A variação de volume ao longo do tempo em um determinado elemento é expressa da seguinte forma:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = Q_{topo} + Q_{bai} + Q_{esq} + Q_{dir} + Q_{cp} + Q_{vert} + Q_{solo}, \quad (\text{Eq. 31})$$

onde: ΔV é a variação de volume no intervalo de tempo Δt ; Q_{topo} , Q_{bai} , Q_{esq} e Q_{dir} são as vazões trocadas com os elementos vizinhos situados acima, abaixo, à esquerda e à direita, respectivamente, do elemento analisado; Q_{vert} representa o balanço de entradas/saídas verticais e Q_{solo} representa o fluxo de água para o reservatório do solo.

É utilizada uma discretização numérica explícita no tempo e do tipo progressiva no espaço, onde o nível da água em cada elemento é representado no seu centro e as vazões trocadas com os elementos vizinhos são referidas às correspondentes interfaces (Figura 15). A elevação do fundo de cada elemento da planície é representada no modelo de inundação através de um MDE de mesma resolução espacial da discretização da planície.

3.3.2 Nível de água na planície

A equação de variação de volume de água (eq. 31) em um elemento (i,j) da planície é discretizada da seguinte forma:

$$\frac{{}^{t+\Delta t}h^{i,j} - {}^th^{i,j}}{\Delta t} = \frac{{}^tQ_x^{i-1,j} - {}^tQ_x^{i,j} + {}^tQ_y^{i,j-1} - {}^tQ_y^{i,j} + {}^tQ_{cp}^{i,j} + {}^tQ_{vert}^{i,j} + {}^tQ_{solo}^{i,j}}{\Delta x \cdot \Delta y}, \quad (\text{Eq. 32})$$

onde ${}^th^{i,j}$ é a profundidade do nível da água no elemento (i,j) no instante t; ${}^tQ_x^{i,j}$ é a vazão trocada na direção x entre o elemento (i,j) e o elemento (i+1,j); ${}^tQ_y^{i,j}$ é a vazão trocada na direção y entre o elemento (i,j) e o elemento (i, j+1); ${}^tQ_{cp}^{i,j}$ é a vazão trocada entre o canal principal e o elemento (i,j); ${}^tQ_{vert}^{i,j}$ é a vazão de entrada/saída no elemento devido aos processos verticais; ${}^tQ_{solo}^{i,j}$ é a vazão aportada para o reservatório do solo; Δx e Δy são os espaçamentos da grade numérica nas direções x e y, respectivamente.

A partir da eq. 32 determina-se o nível de água no instante de tempo $t + \Delta t$:

$${}^{t+\Delta t}h^{i,j} = {}^th^{i,j} + \frac{\left({}^tQ_x^{i-1,j} - {}^tQ_x^{i,j} + {}^tQ_y^{i,j-1} - {}^tQ_y^{i,j} + {}^tQ_{cp}^{i,j} \right) \cdot \Delta t}{\Delta x \cdot \Delta y} + {}^th_{vert}^{i,j} + {}^th_{solo}^{i,j} \quad (\text{Eq. 33})$$

onde ${}^th_{vert}^{i,j}$ representa o resultado do balanço vertical expresso em termos de lâmina de água e ${}^th_{solo}^{i,j}$ representa o volume livre ou de vazios no reservatório do solo, também expresso em lâmina de água.

3.3.3 Reservatório do solo

O reservatório do solo é considerado no modelo de inundação explicitamente como uma demanda ou perda de água da planície. A formação de lâmina de água sobre a superfície de um elemento da planície, isto é, a inundação, ocorre somente a partir do momento que o reservatório do solo desse elemento é completamente preenchido com água (Figura 17 e Figura 18). Dessa forma, o termo h_{solo} na verdade representa o volume disponível para ser ocupado com água e não o volume de água no reservatório da célula, expresso em termos de coluna de água.

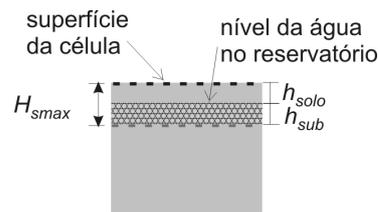


Figura 17 – Reservatório de água no solo de um elemento da planície no modelo raster de inundação.

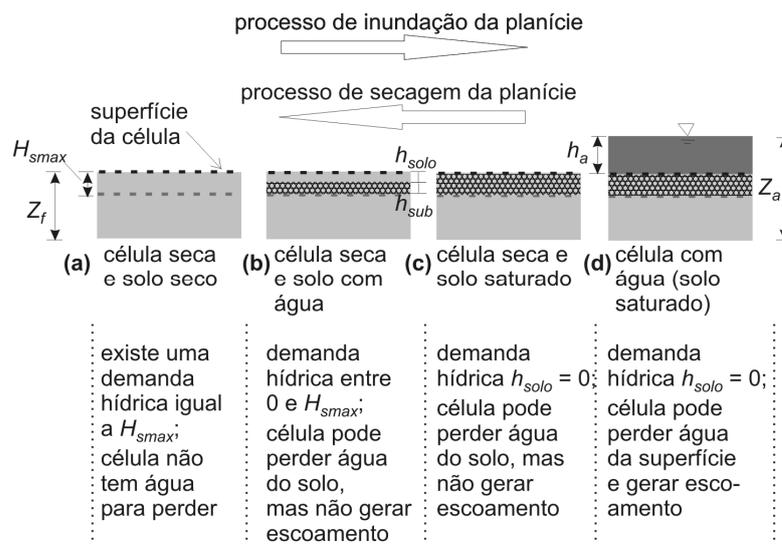


Figura 18 – Fases da inundação [(a) para (d)] e secagem [(d) para (a)] de um elemento da planície no modelo raster (Z_f é a elevação do terreno ou cota do fundo; Z_a é a cota do nível da água; h_a é a lâmina de água sobre a célula; h_{sub} é a lâmina de água no reservatório do solo, h_{solo} é o volume de água disponível no reservatório do solo, cuja capacidade máxima é H_{smax}).

O esquema de reservatório do solo permite guardar uma demanda hídrica na planície ao longo do tempo, para que seja atendido em um instante de tempo posterior em que haja disponibilidade de água na célula (superfície ou solo).

Dado que há uma lâmina de água h_{sub} no reservatório do solo, o termo h_{solo} é expresso da seguinte forma:

$$h_{solo} = h_{sub} - H_{smax} \quad (\text{Eq. 34})$$

onde H_{smax} é a capacidade máxima do reservatório do solo, tido como parâmetro do modelo. O termo h_{solo} assume sempre valores não positivos, variando de $h_{solo} = 0$ (quando o reservatório está cheio) até $h_{solo} = -H_{smax}$, quando o reservatório está vazio.

O resultado do balanço entre todos os aportes e saídas no modelo raster para um determinado elemento da planície (eq. 33) pode resultar uma lâmina de água positiva (${}^{t+\Delta t}h^{i,j} > 0$) ou negativa (${}^{t+\Delta t}h^{i,j} < 0$). Caso seja positiva, isso significa que o reservatório do solo foi preenchido, fazendo com que $h_{solo} = 0$, e que restou água armazenada sobre a superfície da célula:

$$se \quad {}^{t+\Delta t}h^{i,j} > 0 \quad \Rightarrow \quad {}^{t+\Delta t}h_{solo}^{i,j} = 0 \quad (\text{Eq. 35})$$

Caso o resultado do balanço da eq. 33 seja negativo, isso significa que foi retirada toda a água da superfície da célula. O volume disponível no reservatório do solo deve ser atualizado, podendo ocorrer que o reservatório esteja completamente sem água ou que reste uma lâmina de água (eq. 36). Em ambos os casos, a lâmina de água sobre a superfície da célula torna-se nula.

$$se \quad {}^{t+\Delta t}h^{i,j} < 0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} {}^{t+\Delta t}h_{solo}^{i,j} = {}^{t+\Delta t}h^{i,j}, & se \quad |{}^{t+\Delta t}h^{i,j}| < H_{smax} \\ {}^{t+\Delta t}h_{solo}^{i,j} = -H_{smax}, & se \quad |{}^{t+\Delta t}h^{i,j}| > H_{smax} \\ {}^{t+\Delta t}h^{i,j} = 0 \end{cases} \quad (\text{Eq. 36})$$

3.3.4 Vazão entre elementos da planície

A vazão trocada entre dois elementos é calculada empregando a equação de resistência ao escoamento de Manning, com uma discretização numérica no tempo e no espaço da seguinte forma:

$${}^tQ_x^{i,j} = \pm \frac{{}^t h_{fluxo}^{5/3}}{n^{i,j}} \left(\frac{|{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i+1,j}|}{\Delta x} \right)^{1/2} \cdot \Delta y, \quad (\text{Eq. 37})$$

onde $n^{i,j}$ é o coeficiente de Manning no elemento (i,j) e ${}^t h_{fluxo}$ é a profundidade disponível para escoamento entre os elementos (i,j) e $(i+1,j)$ no instante t , entre os quais a vazão ${}^tQ_x^{i,j}$ está sendo calculada.

Analogamente ao cálculo da vazão na direção x , a vazão de troca na direção y (${}^tQ_y^{i,j}$) entre os elementos (i,j) e $(i,j+1)$ é determinada por:

$${}^tQ_y^{i,j} = \pm \frac{{}^t h_{fluxo}^{5/3}}{n^{i,j}} \left(\frac{|{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i,j+1}|}{\Delta y} \right)^{1/2} \cdot \Delta x \quad (\text{Eq. 38})$$

O coeficiente de Manning pode ser adotado com valor constante para todos os elementos da planície ou variável.

A profundidade h_{fluxo} no cálculo da vazão entre dois elementos (eq. 37 e 38) é definida como sendo a diferença entre o maior dos níveis d'água dos dois elementos e a maior elevação do fundo (Figura 19). Dados dois elementos da planície denotados por 1 e 2, com cotas do nível da água e de fundo (elevação do terreno) representadas por Za e Zf , respectivamente, o valor de h_{fluxo} é determinado por:

$$h_{fluxo} = \text{máx}(Za_1, Za_2) - \text{máx}(Zf_1, Zf_2) \quad (\text{Eq. 39})$$

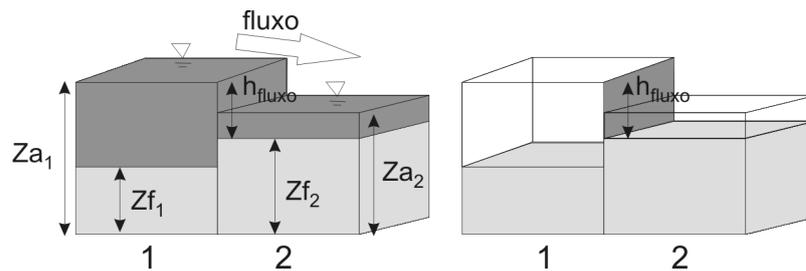


Figura 19 – Determinação da profundidade disponível para escoamento (h_{fluxo}) entre dois elementos (1 e 2) do modelo raster: Za se refere à cota do nível da água e Zf à cota do fundo.

Em aplicações a sistemas de grande escala, onde a largura das planícies de inundação se estende por dezenas de quilômetros, a discretização pode resultar em elementos de grandes dimensões para diminuir o custo computacional. Nesse caso, pequenas diferenças de nível da água entre dois elementos são suficientes para causar trocas de enormes volumes de água, devido à grande extensão através da qual ocorre o vertimento da água (termo Δy na eq. 38 e termo Δx na eq. 39). Além de instabilidades numéricas, isso pode conduzir a uma propagação do escoamento muito mais rápida do que ocorre na realidade.

Uma alternativa para evitar o problema é considerar que as trocas de água ocorram via canais de largura inferior à dimensão dos elementos (Figura 20). Nas equações anteriores de cálculo das vazões, as dimensões dos elementos (grandezas Δx e Δy) são substituídas pela largura e comprimento do canal (L_{can} e B_{can} , respectivamente):

$${}^tQ_x^{i,j} = \pm \frac{{}^t h_{fluxo}^{5/3}}{n^{i,j}} \left(\frac{|{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i+1,j}|}{L_{can}} \right)^{1/2} \cdot B_{can}, \quad (\text{Eq. 40})$$

$${}^tQ_y^{i,j} = \pm \frac{{}^t h_{fluxo}^{5/3}}{n^{i,j}} \left(\frac{|{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i,j+1}|}{L_{can}} \right)^{1/2} \cdot B_{can} \quad (\text{Eq. 41})$$

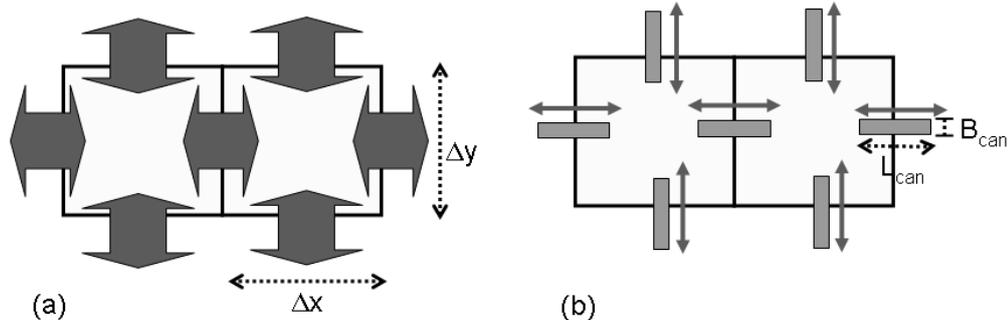


Figura 20 – Esquema de troca de água entre elementos da planície ao longo de toda a lateral dos elementos (a) e via canais (b).

No modelo raster desenvolvido, há a opção de utilizar diretamente as dimensões Δx e Δy no cálculo das vazões, supondo água vertendo ao longo de toda a extensão dos elementos, ou utilizar canais para fazer a ligação entre elementos. Nesse último caso, devem ser especificados os valores da largura e comprimento do canal (B_{can} e L_{can}), os quais podem ser constantes ou variáveis entre os elementos da planície.

3.3.5 Condições iniciais e de contorno

As condições iniciais do modelo raster de inundação são definidas em termos de profundidade ou lâmina de água inicial em cada elemento, tomando vazões nulas. É possível iniciar a simulação com a planície completamente seca ou adotar uma condição de inundação inicial, representada por valor de lâmina de água para cada elemento.

A condição de inundação inicial pode ser interessante para levar em conta o armazenamento de água em lagos da planície ou para simular cenários diversos.

O modelo de inundação de planícies foi formulado para trabalhar com condições de contorno fechadas, isto é, as células da discretização da planície situadas na borda do domínio modelado têm fluxo nulo de água nas faces que definem essa borda. Não há aporte ou perda de água do domínio simulado para o exterior.

3.4 Processos hidrológicos verticais na planície de inundação

No sistema de simulação desenvolvido, são considerados os processos hidrológicos verticais de precipitação, evapotranspiração e infiltração, como descrito a seguir.

3.4.1 Precipitação

A precipitação é um dado de entrada, variável ao longo do tempo e do espaço, e fornecida ao modelo sob a forma de lâmina de água a cada passo de tempo (diário, por exemplo) e para cada elemento da planície.

A interpolação e preparação dos dados de precipitação são realizadas previamente à simulação, com o objetivo de reduzir o custo computacional durante a execução do modelo, tal qual realizado no modelo MGB-IPH. Podem ser utilizados dados de pluviômetros, estimativas obtidas por sensores remotos ou geradas por modelos numéricos de circulação da atmosfera. No item 4.6 é descrito detalhadamente o processo de interpolação e preparação dos dados de chuva para entrada no modelo de inundação da planície.

3.4.2 Evapotranspiração

A evapotranspiração potencial (ET_{pot}), variável no tempo e no espaço, é considerada um dado de entrada para o modelo de inundação da planície. Trata-se de uma simplificação adotada na formulação do sistema de simulação desenvolvido, já que a evapotranspiração potencial e a real variam conforme a situação de inundação superficial e de armazenamento de água no reservatório do solo de cada elemento da planície. Além disso, não se considera no modelo de inundação a especificação de qual uso da terra e tipo de solo ocorre em cada elemento da planície, características que influem no processo de evapotranspiração.

No modelo de inundação, pode-se optar por considerar a evapotranspiração potencial variável a cada passo de tempo e para cada elemento da planície ou adotar valores médios mensais em cada elemento. A decisão sobre qual abordagem utilizar depende basicamente da disponibilidade de estimativas de evapotranspiração potencial e das características do sistema modelado. Se não houver grandes gradientes de precipitação e evapotranspiração na região de estudo, é possível que usar uma ou outra abordagem não repercuta em diferenças significativas nos resultados das simulações. O item 4.7 detalha a preparação dos dados de evapotranspiração potencial para entrada no modelo de inundação.

Enquanto há lâmina de água sobre a superfície do elemento (ou seja, ele está inundado), a evapotranspiração real (ET_{real}) ocorre à taxa máxima igual ao valor potencial fornecido como entrada:

$$se \ ^t h^{i,j} > 0 \quad \Rightarrow \quad {}^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} = {}^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \quad (\text{Eq. 42})$$

Quando não há lâmina de água à superfície do elemento, ocorre evapotranspiração da água armazenada no reservatório do solo, mas segundo uma taxa inferior a potencial. Nesse caso, a evapotranspiração real é calculada linearmente proporcional ao volume de água no reservatório do solo (eq. 43), seguindo esquema adotado no modelo hidrológico IPHII (Tucci, 1998).

$$se \ ^t h^{i,j} \leq 0 \quad \Rightarrow \quad {}^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} = \begin{cases} {}^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \cdot \left(\frac{{}^t h_{sub}^{i,j}}{H_{smax}} \right) \\ ou \\ {}^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \cdot \left(1 - \frac{|{}^t h_{solo}^{i,j}|}{H_{smax}} \right) \end{cases} \quad (Eq. 43)$$

3.4.3 Infiltração

O processo de infiltração é simulado simplificado considerando a existência de um reservatório abaixo da superfície de cada elemento da planície, denominado de reservatório do solo. Esse reservatório precisa ser preenchido completamente para iniciar a formação de lâmina de água no elemento e geração de escoamento do elemento em questão para os vizinhos ou para o canal principal.

O enchimento ou esvaziamento do reservatório do solo ocorre segundo o balanço de todos os aportes e saídas de água do elemento, conforme descrito no item 3.3. Em resumo, enquanto o reservatório não está completamente cheio, pode ocorrer a infiltração de água da planície para o solo à medida que o balanço entre entradas e saídas resulte positivo. Se tal balanço é negativo, ocorre o rebaixamento do nível de água do reservatório do solo.

Não é considerada a percolação de água do reservatório do solo para camadas mais profundas nem fluxos laterais da água armazenada no reservatório. Assim, a perda de água do reservatório do solo acontece apenas devido à evapotranspiração.

3.4.4 Balanço vertical

Dentre os processos verticais considerados, apenas a infiltração é contabilizada de forma conjunta e indissociável com o balanço de massa nos elementos da planície. Os processos de precipitação e evapotranspiração, por sua vez, constituem um balanço entre um aporte externo e uma perda definitiva do sistema que é realizado separadamente da simulação da planície. Tal balanço é feito paralelamente às simulações da planície e do canal principal, mas com um passo de tempo específico (Δt_{vert}) e de valor superior aos passos de tempo de cálculo do modelo de rio e do modelo da planície (Figura 21).

A cada Δt_{vert} é computado um balanço simples da forma:

$${}^{t+\Delta t} h_{vert}^{i,j} = {}^{t+\Delta t} P^{i,j} - {}^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} \quad (Eq. 44)$$

onde os valores de precipitação, evapotranspiração e h_{vert} são expressos em lâmina de água por passo de tempo do balanço vertical. O resultado da eq. 44 representa um aporte (se $h_{vert} >$

0) ou retirada de água (se $h_{vert} < 0$) a ser considerado no balanço de entradas e saídas da planície.

Como $\Delta t_{vert} \gg \Delta t_{plan}$ (passo de tempo de cálculo da simulação da planície), o resultado do balanço vertical é considerado constante durante os npv passos de tempo de cálculo da planície subsequentes, sendo $npv = \Delta t_{vert} / \Delta t_{plan}$. Para isso é necessária a conversão do valor de h_{vert} para a unidade de passo de tempo da planície, fazendo $h_{vert} = h_{vert} / npv$.

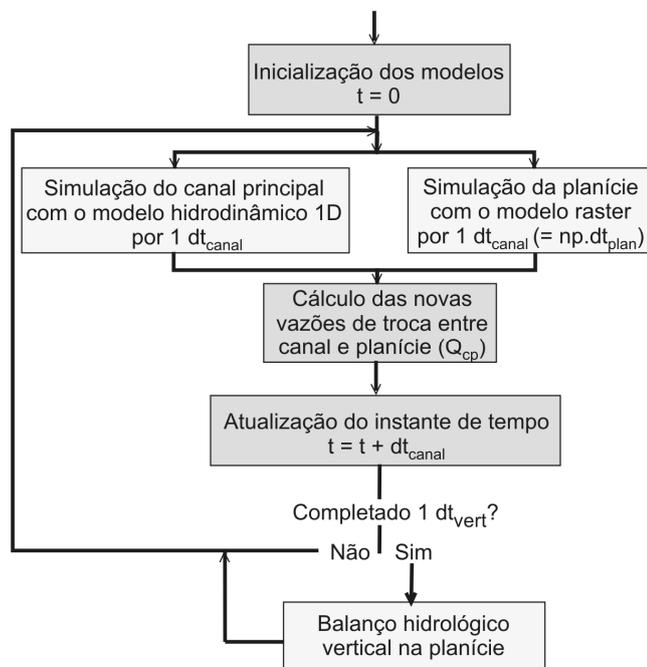


Figura 21 – Fluxograma da simulação combinada dos modelos de rio e de planície e do módulo de balanço vertical.

3.5 Trocas de água entre canal e planície

As trocas de água entre canal e planície podem ocorrer para todas as seções transversais dos canais principais e para os elementos da planície conectados a elas.

A conexão entre canal e planície é estabelecida previamente à simulação, quando da preparação dos dados e topologia do sistema modelado. Considera-se que todos os elementos da malha numérica da planície situados sob o eixo da calha principal do rio têm conexão com este (Figura 22). A definição e o estabelecimento de tais conexões são descritos detalhadamente no item 4.4 do capítulo 4.

As trocas de água entre canal e planície são determinadas em função da diferença de nível da água entre tais sistemas. A discretização espacial do canal normalmente é superior à resolução do modelo raster, de modo que conectado a um determinado trecho do canal podem existir diversos elementos da planície.

Os níveis de água em pontos intermediários a duas seções transversais do canal são determinados por uma aproximação linear do nível nessas seções, procedimento também

utilizado por Gillam et al. (2005). Por exemplo, o trecho de rio entre as seções transversais S1 e S2 da Figura 22 está conectado a seis elementos da planície. Com a aproximação linear entre os níveis de água nas seções S1 e S2, determinam-se os níveis nos quatro pontos intermediários i1 a i4. A vazão de troca entre canal e planície é calculada em seis pontos: para a planície, são tomados os níveis de água em cada um dos elementos E1 a E6, enquanto no canal são tomados os níveis nas seções S1 e S2 e nos pontos i1 a i4.

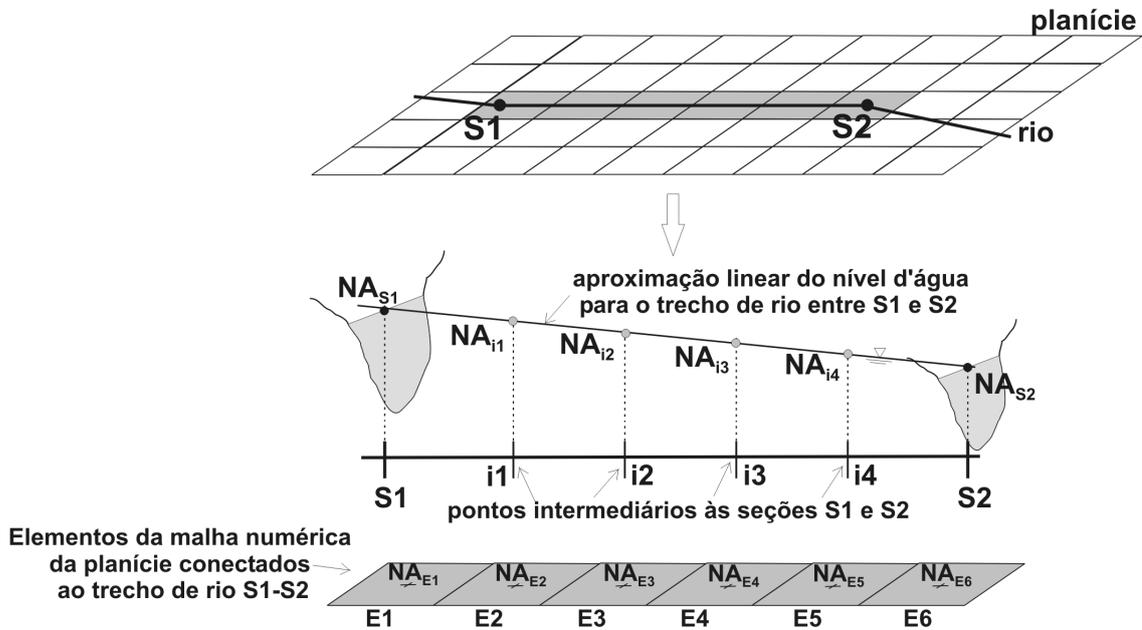


Figura 22 – Interpolação dos níveis de água entre duas seções de um trecho de rio para cálculo da vazão de troca com os elementos da planície conectados ao trecho.

Para determinar se há fluxo entre canal e planície em um determinado ponto de conexão é preciso identificar inicialmente a cota de vertimento (Z_{vert}). Essa cota representa o maior obstáculo que precisa ser vencido para permitir a conexão hidráulica entre canal e planície em um determinado ponto do canal. Considerando $Z_{m_{can}}$ como a cota da margem do canal e $Z_{f_{plan}}$ como a cota da superfície do elemento da planície, Z_{vert} é dada pelo valor máximo dessas duas cotas:

$$Z_{vert} = \text{máx}(Z_{m_{can}}, Z_{f_{plan}}) \quad (\text{Eq. 45})$$

Quando a planície está abaixo da margem do canal (Figura 23-a), é preciso acumular água na planície (lâmina de água $h > Z_{m_{can}} - Z_{f_{plan}}$) para que ocorra fluxo da planície para o canal. Por outro lado, o fluxo no sentido do canal para a planície poderá ocorrer tão logo o nível do canal ultrapasse a cota da margem.

Na situação em que a planície está mais elevada do que a margem do canal (Figura 23-b), qualquer formação de lâmina de água na planície pode gerar fluxo desta para o canal. Por sua vez, o fluxo do canal para a planície só poderá ocorrer quando o nível de água no canal estiver acima da margem e vencer também o desnível entre canal e planície ($Z_{f_{plan}} - Z_{m_{can}}$).

Em termos práticos, a segunda situação funciona como se a seção do canal fosse estendida verticalmente até encontrar a planície, ou seja, como se a margem do canal estivesse na cota $Z_{f_{plan}}$.

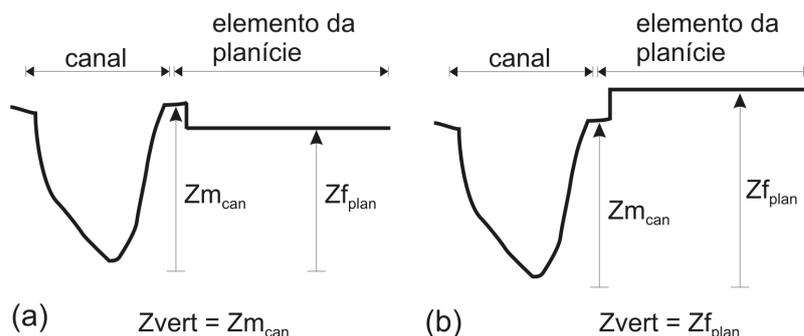


Figura 23 – Determinação da cota de vertimento (Z_{vert}) entre uma seção do canal principal e um elemento da planície na situação de planície abaixo (a) e acima (b) da margem do canal ($Z_{m_{can}}$ é a cota da margem do canal e $Z_{f_{plan}}$ é a cota do elemento da planície).

São utilizadas equações de vertedor simples ou afogado para determinar a vazão de troca entre o canal principal e os elementos da planície. A condição de haver fluxo entre canal e planície e de um ou outro tipo de vertedor é determinada pela comparação entre a cota do nível da água no canal, na planície e a cota de vertimento.

Na Figura 24 são ilustradas as situações mais comuns de níveis de água entre canal e planície: quando a planície está em cota inferior à margem do canal (Figura 24-a a Figura 24-d) e quando a planície está acima da margem do canal (Figura 24-e a Figura 24-h).

Quando os níveis de água no canal e na planície estão abaixo da cota de vertimento, não ocorre fluxo (Figura 24-a e Figura 24-e).

Quando apenas o canal ou a planície tem nível de água acima da cota de vertimento (Figura 24-c, Figura 24-d e Figura 24-f), a vazão é calculada pela equação de vertedor livre (eq. 46). Quando canal e planície têm nível da água acima da cota de vertimento (Figura 24-b, Figura 24-g e Figura 24-h), considera-se vertedor tipo afogado para cálculo da vazão (eq. 47).

$$Q_{cp} = c_{vl} \cdot b_v \cdot h_v \cdot \sqrt{h_v} \quad (\text{Eq. 46})$$

$$Q_{cp} = c_{va} \cdot b_v \cdot h_v \cdot \sqrt{|dh_v|} \quad (\text{Eq. 47})$$

onde c_{vl} e c_{va} são os coeficientes dos vertedores livre e afogado, respectivamente, b_v é a largura do vertedor, h_v é a altura da lâmina de água sobre o vertedor e dh_v é a diferença de nível de água entre canal e planície no caso de vertedor afogado.

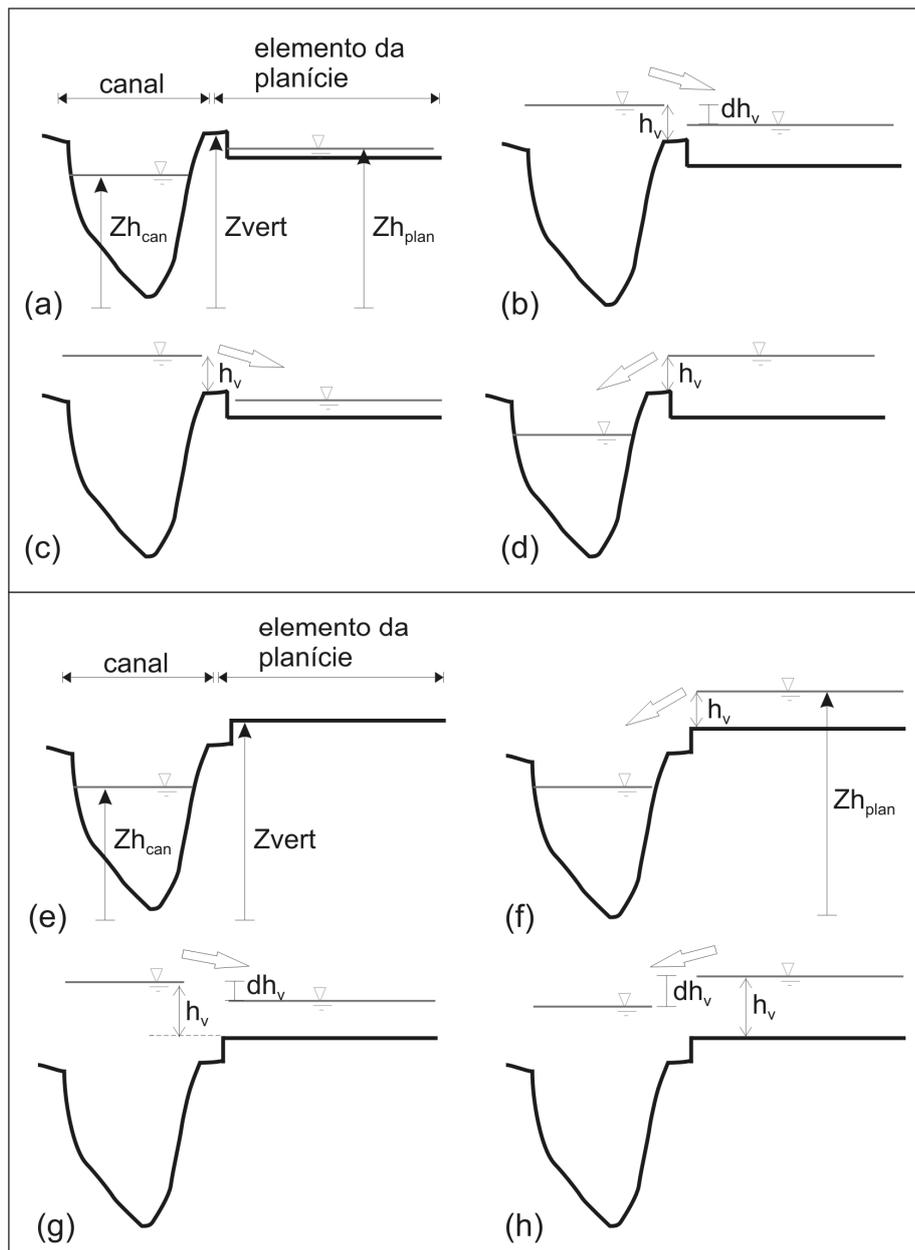


Figura 24 – Condições de troca de água entre canal e o elemento da planície diretamente conectado conforme o nível da água no canal ($Z_{h_{can}}$), na planície ($Z_{h_{plan}}$) e a cota de vertimento (Z_{vert}): (a),(e) não ocorre fluxo; (b),(g),(h) fluxo determinado por equação de vertedor afogado; (c),(d),(f) fluxo determinado por equação de vertedor livre. A lâmina de água sobre o vertedor é indicada por h_v e dh_v representa a diferença de nível quando vertedor afogado.

A largura do vertedor pode ser tomada como a dimensão do elemento da planície. Entretanto, assim como no caso da troca de água entre dois elementos da planície, se a dimensão dos elementos é grande, pequenas lâminas de água podem resultar em fluxo de volumes enormes de água, causando instabilidades numéricas e propagação do escoamento exageradamente rápida. Por isso, é possível optar por considerar o vertimento de água via canais (no caso, vertedores) mais estreitos (Figura 25).

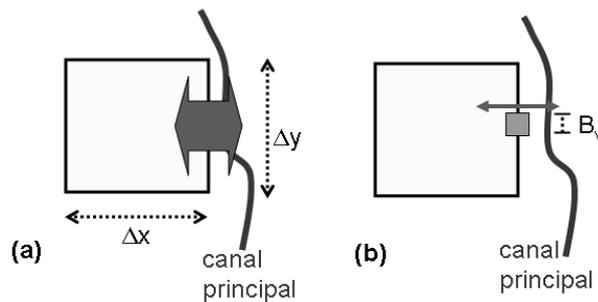


Figura 25 – Esquemas de troca de volume de água entre elemento da planície e rio (a) através de toda a lateral do elemento da planície e (b) via vertedor mais estreito (de largura B_v) que o elemento da planície.

A integração do canal e da planície é realizada de forma defasada no tempo, de forma que em um instante de tempo t , cada um dos sistemas é simulado independentemente usando as vazões de troca determinadas no passo de tempo anterior (Figura 21). A defasagem é igual ao passo de tempo de cálculo do canal (Δt_{canal}), já que o passo de tempo adotado no modelo de inundação (Δt_{plan}) é muito inferior ao passo de tempo do modelo 1D.

No instante de tempo t , simula-se o escoamento na calha principal com o modelo 1D por $1 \Delta t_{canal}$, ou seja, até o instante $t + \Delta t_{canal}$. Analogamente, simula-se o modelo de planície np vezes até completar $1 \Delta t_{canal}$ (até atingir o instante $t + \Delta t_{canal}$), sendo $np = \Delta t_{canal} / \Delta t_{plan}$. Em ambas as simulações, são usadas como perdas ou ganhos de água as vazões de troca canal-planície calculadas no instante t .

Ao final do instante $t + \Delta t_{canal}$, são calculadas as novas vazões de troca entre os dois sistemas, que serão usadas nas próximas rodadas dos modelos até o instante $t + 2\Delta t_{canal}$.

No canal principal, as vazões trocadas com a planície são consideradas como vazões laterais na equação da continuidade do modelo hidrodinâmico 1D. No modelo de inundação, as vazões entram diretamente no balanço de volume de cada elemento da planície.

3.6 Acoplamento com modelo hidrológico chuva-vazão

3.6.1 Forma de acoplamento

As condições de contorno a montante da rede de drenagem simulada com o modelo 1D podem ser definidas em termos de nível ou vazão ao longo do tempo. Em ambos os casos, podem ser utilizados dados observados em postos fluviométricos (ou limnimétricos). Essa opção requer a existência de séries contínuas de dados ao longo do período de simulação. Uma alternativa é a geração de vazões por simulação hidrológica chuva-vazão das áreas de contribuição a cada condição de contorno (Figura 26).

No caso do sistema de modelagem desenvolvido nesta pesquisa, a troca de informações entre modelo de rio e modelo hidrológico aplicado às bacias de montante se resume às vazões geradas pelo segundo como entrada para o primeiro. Logo, efetuar o acoplamento on-line não representa ganho em termos de representação das condições hidrológicas ou hidráulicas e optou-se por um acoplamento off-line para minimizar o custo computacional.

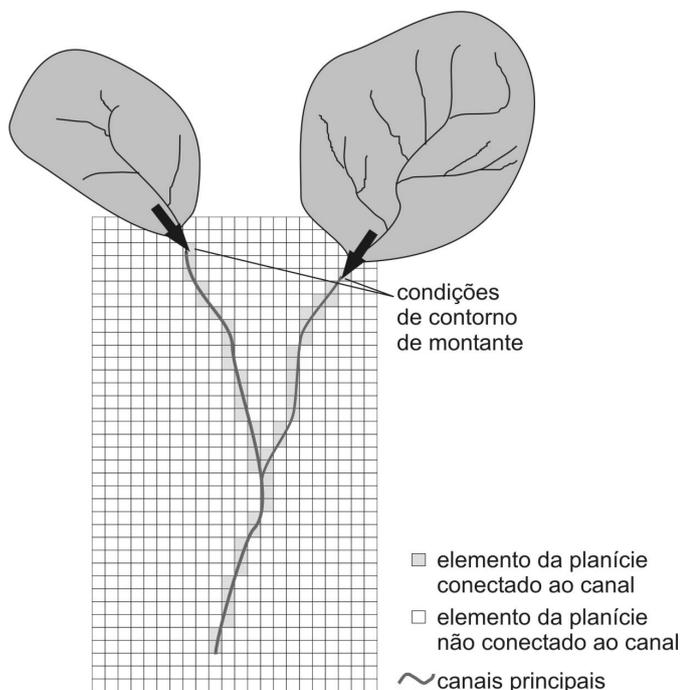


Figura 26 – Ilustração das áreas contribuintes às condições de contorno de montante da rede de drenagem simulada.

3.6.2 O modelo hidrológico MGB-IPH

Visão geral

Para o acoplamento com o sistema de modelagem de rios e planícies, foi utilizado como modelo chuva-vazão o MGB-IPH, que é um modelo hidrológico distribuído concebido para trabalhar com grandes bacias, com áreas de drenagem superiores a 10.000 km² (Collischonn et al., 2007; Collischonn e Tucci, 2001; Collischonn, 2001). Esse modelo já foi aplicado a diversas bacias da América do Sul, com resultados bastante satisfatórios (Allasia et al., 2006): bacia do rio São Francisco (Silva et al., 2007; Tucci et al., 2005); bacia do rio Uruguai (Collischonn et al., 2005; Tucci et al., 2003); bacia do rio Grande (Bravo et al., 2009; Tucci et al., 2007); bacia do rio Tapajós (Collischonn et al., 2008); bacia do rio Madeira (Ribeiro et al., 2005) e na bacia do Alto Paraguai (Tucci et al., 2005).

O MGB-IPH é composto dos seguintes algoritmos: balanço de água no solo; evapotranspiração; escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo na célula; escoamento na rede de drenagem (Figura 27). A bacia é sub-dividida em células quadradas

com dimensões da ordem de 5 a 20 km, interconectadas entre si por uma rede de drenagem (Paz et al., 2006; Paz e Collischonn, 2007a). Nos itens a seguir apresenta-se uma descrição resumida do modelo, já que o mesmo é detalhadamente apresentado em Collischonn e Tucci (2001), Collischonn et al. (2007) e Collischonn (2001).

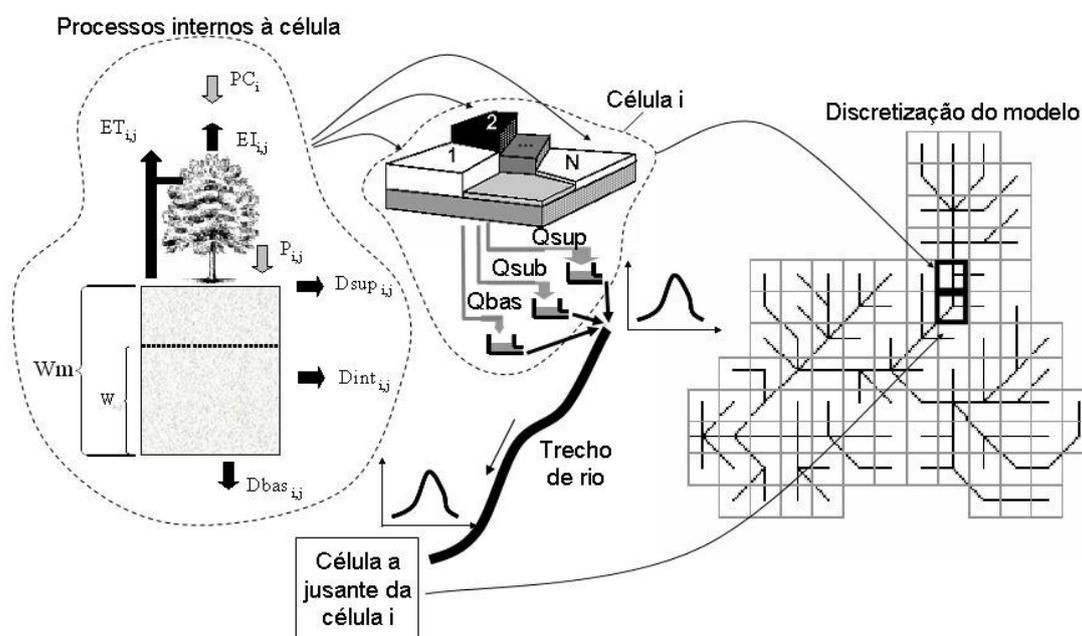


Figura 27 – Visão geral do modelo hidrológico distribuído MGB-IPH (Fonte: Paz e Collischonn, 2007b).

Dados de precipitação e meteorológicos

O campo de precipitação sobre a grade do modelo é gerado por interpolação dos dados disponíveis de pluviômetros, através do método do inverso do quadrado das distâncias. Em um determinado instante de tempo, para cada célula identifica-se o posto mais próximo com dado disponível e são tomados para a interpolação todos os postos situados em um raio de cinco vezes a distância do posto mais próximo. Alternativamente, campos de chuva estimados por satélite ou gerados por modelos atmosféricos podem ser utilizados para entrada no modelo hidrológico (Collischonn et al., 2008; Tucci et al., 2007; Collischonn et al., 2005).

Para as demais variáveis meteorológicas (radiação solar incidente, temperatura, umidade relativa, insolação, velocidade do vento e pressão atmosférica), para cada célula tomam-se os valores do posto meteorológico mais próximo com dados disponíveis em cada passo de tempo. Caso não existam dados disponíveis em um determinado passo de tempo de simulação, são usados valores médios mensais ou climatológicos do posto mais próximo.

Características físicas

Cada célula do modelo MGB-IPH é dividida em patches ou unidades de resposta hidrológica, sem considerar a localização dentro da célula. Essa abordagem segue a consideração das Grouped Response Units (GRUs) de Kouwen et al. (1993), permitindo levar em conta a variabilidade das características físicas da bacia no interior de cada célula.

O número de patches é escolhido de acordo com o número de classes resultantes da combinação das características de uso do solo, cobertura vegetal e tipo de solo. Um patch é caracterizado por uma série de parâmetros, como o armazenamento máximo de água no solo, altura da vegetação, resistência superficial de referência, índice de área foliar e albedo.

Balanco hídrico no solo e propagação do escoamento

Em cada célula do modelo, os processos de interceptação, evapotranspiração e geração de escoamento e o balanço de água no solo são simulados em cada patch de forma independente. Os escoamentos resultantes de todos os patches em uma célula são somados e armazenados em reservatórios distintos conforme sua natureza superficial, sub-superficial e subterrâneo. Um reservatório linear simples é utilizado para simular o aporte de cada um desses tipos de escoamento gerado na célula até a rede de drenagem.

Os três tipos de reservatórios (superficial, sub-superficial e subterrâneo) apresentam características distintas quanto aos efeitos de retardo e amortecimento sobre o escoamento gerado na célula. A soma dos escoamentos resultantes dos três reservatórios de uma célula aporta à rede drenagem e é propagada até a célula de jusante ao longo do trecho de rio que conecta as duas células (Paz e Collischonn, 2007a).

A propagação do escoamento na rede de drenagem é realizada através do método Muskingum-Cunge seguindo abordagem de Tucci (1998). Esse método relaciona a vazão de saída de um trecho de rio em um determinado intervalo de tempo com as vazões de entrada e saída no intervalo de tempo anterior e com a vazão de entrada no intervalo atual.

Os parâmetros do modelo Muskingum-Cunge são calculados com base nos dados de comprimento, declividade, rugosidade e largura média dos trechos de rio. O intervalo de tempo diário utilizado no modelo hidrológico é sub-dividido em intervalos menores durante a propagação por Muskingum-Cunge na rede de drenagem, considerando o intervalo de tempo ideal para a propagação apresentar precisão no tempo de viagem e no amortecimento do hidrograma.

Evapotranspiração

A evaporação do reservatório de interceptação e a evapotranspiração das diferentes coberturas vegetais são calculadas separadamente, utilizando a formulação de Penman-Monteith apresentada por Shuttleworth (1993) e seguindo abordagem de Wigmosta et al. (1994).

Seguindo a metodologia utilizada em diversos modelos, tais como VIC-2L e LARSIM, a interceptação é considerada dependente da cobertura do solo, expressa pelo índice de área foliar da vegetação. O volume de água interceptado é utilizado para atender inicialmente a evapotranspiração e o restante da demanda evaporativa é atendido pela evaporação do solo e transpiração da cobertura vegetal. A evapotranspiração da lâmina interceptada é determinada pela equação de Penman-Monteith (eq. 48), considerando resistência superficial nula e resistência aerodinâmica como função da velocidade do vento e da altura média da vegetação (equações 10 e 11).

$$E = \left(\frac{\Delta \cdot (R_L - G) + \rho_{ar} \cdot c_p \cdot (e_s - e_d) / r_a}{\Delta + \gamma \cdot (1 + r_s / r_a)} \right) \cdot \frac{1}{\lambda \cdot \rho} \quad (\text{Eq. 48})$$

onde E é a taxa de evaporação da água; λ é o calor latente de vaporização; Δ é a taxa de variação da pressão de saturação do vapor; R_L é a radiação líquida na superfície; G é o fluxo de energia para o solo; ρ_{ar} é a massa específica do ar; ρ é a massa específica da água; c_p é o calor específico do ar úmido; e_s é a pressão de saturação do vapor; e_d é a pressão do vapor; γ é a constante psicrométrica; r_s é a resistência superficial da vegetação; e r_a é a resistência aerodinâmica.

$$r_a = \frac{6,25}{u_{10}} \left[\ln \left(\frac{10}{z_0} \right) \right]^2, \quad \text{se } h_{veg} < 10 \text{ m} \quad (\text{Eq. 49})$$

$$r_a = \frac{94}{u_{10}}, \quad \text{se } h_{veg} \geq 10 \text{ m.} \quad (\text{Eq. 50})$$

onde u_{10} é a velocidade do vento a 10 m de altura, h_{veg} é a altura média da vegetação e z_0 é a rugosidade da superfície, considerada como um décimo da altura média da vegetação ($z_0 = h_{veg} / 10$).

Após a evaporação do volume interceptado, a demanda evaporativa restante é atendida pela evapotranspiração calculada para cada tipo de cobertura vegetal. A fração de demanda evaporativa remanescente, determinada pela eq. 51, é utilizada como um fator corretivo no cálculo da evapotranspiração das coberturas vegetais (eq. 52).

$$f_{DE} = \frac{(EIP_{i,j} - EI_{i,j})}{EIP_{i,j}} \quad (\text{Eq. 51})$$

$$E = f_{DE} \cdot E \quad (\text{Eq. 52})$$

No cálculo da evapotranspiração das coberturas vegetais, são utilizados valores de resistência aerodinâmica (r_a) e resistência superficial (r_s) variáveis conforme o tipo de cobertura vegetal e fatores ambientais.

A resistência aerodinâmica é estimada pelas equações 10 e 11, sendo dependente apenas da altura da vegetação e da velocidade do vento.

A resistência superficial representa a resistência ao fluxo de umidade do solo através das plantas até a atmosfera e varia conforme o tipo de planta e fatores ambientais como umidade do solo, temperatura do ar e radiação incidente. No modelo em questão, são adotados valores de referência para a resistência superficial característicos de cada vegetação, mas que podem variar conforme as restrições de umidade do solo (Wigmosta et al., 1994).

Assume-se que as condições de solo não restringem a evapotranspiração se o volume de água (W) no solo está acima de um limite dado por $W_L = W_m/2$ (Shuttleworth, 1993). Nesse caso a resistência superficial é considerada como um valor mínimo típico da vegetação não afetada pelas condições de solo ($r_s = r_{si}$). Se o armazenamento de água no solo está no intervalo entre W_L e o ponto de murcha (W_{PM}), a resistência superficial aumenta segundo a equação 50. Caso W seja inferior ao valor referente ao ponto de murcha, então a restrição é máxima e a evapotranspiração é nula. O valor de r_{si} para cada GRU é obtido segundo a literatura, podendo variar sazonalmente. Por simplificação, o armazenamento de água no solo referente ao ponto de murcha é considerado como sendo igual a 10% da capacidade máxima do solo ($W_{PM} = 0,1 \cdot W_m$).

$$r_s = r_{si} \frac{W_L - W_{PM}}{W_{i,j} - W_{PM}} \quad (\text{Eq. 53})$$

Ajuste de parâmetros

O modelo MGB-IPH tem parâmetros considerados fixos e outros calibráveis. Os primeiros têm seus valores obtidos por medições ou estimados com base em literatura, como o índice de área foliar. Em geral, são parâmetros para os quais o modelo é pouco sensível.

Os parâmetros calibráveis têm seus valores ajustados em cada aplicação do modelo conforme a comparação entre hidrogramas observados e calculados, mas procurando manter relação entre tais valores e as características físicas representadas. O processo de calibração do modelo pode ser realizado de forma manual ou automática. Na calibração automática, o algoritmo de otimização multi-objetivo MOCOM-UA é empregado (Yapo et al., 1998), considerando três funções-objetivo: erro de volume (EVol), coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe aplicado às vazões (NS) e ao logaritmo das vazões (NS_{log}).

3.7 Sistema computacional e programação paralela

3.7.1 Composição do sistema computacional

O sistema de simulação foi desenvolvido em linguagem de programação FORTRAN 90, sendo constituído por módulos preparatórios das informações de entrada e do módulo de simulação propriamente.

Os módulos de preparação das informações são rotinas que funcionam independentes e foram desenvolvidas para finalidades específicas, como estabelecer a conexão rio-planície, a topologia do sistema e realizar a interpolação dos perfis das seções transversais. No capítulo 4 são descritas detalhadamente as diversas etapas de preparação dos dados de entrada para o sistema de simulação desenvolvido.

O módulo de simulação inclui o modelo hidrodinâmico unidimensional IPH-4, o modelo raster de inundação da planície, rotinas para efetuar o balanço vertical na planície e para estabelecer as trocas de água entre canal e planície. Como o acoplamento com o modelo hidrológico MGB-IPH é do tipo off-line, tal modelo não integra a plataforma computacional do sistema de modelagem de inundação desenvolvido.

3.7.2 Programação paralela

Para o sistema de simulação de rios e planícies desenvolvido nesta pesquisa, foi identificado que o modelo de planície constitui o módulo de maior custo computacional das simulações e mais propício à paralelização. Uma das razões para isso é que, como o passo de tempo de cálculo do modelo da planície é da ordem de segundos enquanto o modelo de rio (hidrodinâmico 1D) tem passo de tempo da ordem de algumas horas, o modelo da planície é executado dezenas ou centenas de vezes até completar um passo de tempo de cálculo do modelo 1D.

Em segundo lugar, o modelo de planície tem esquema numérico do tipo explícito no tempo, isto é, o cálculo das novas condições de nível e vazão no instante de tempo t é dependente apenas das condições no instante $t-1$.

Por outro lado, o modelo hidrodinâmico IPH4 trabalha com esquema numérico implícito (Tucci, 1978), o que dificulta a paralelização. Além disso, testes realizados por Paiva (2009) resultaram que a paralelização do algoritmo de solução do sistema de equações numéricas do modelo IPH4 não traz benefícios do ponto de vista da redução do custo computacional em relação à execução em modo seqüencial tradicional.

Portanto, no sistema de simulação desenvolvido, foi introduzida a paralelização apenas no modelo de inundação, através do método de processamento paralelo com arquitetura de

memória compartilhada denominado OpenMP (Open specifications for Multi-Processing). Trata-se de uma API (Application Programming Interface) que abrange uma coleção de diretivas de compilador, uma biblioteca de rotinas e variáveis de ambiente (Chapman et al., 2008) e que pode ser utilizado em conjunto com a linguagem FORTRAN (Hermanns, 2002), dentre outras linguagens.

O uso de OpenMP permite fazer com que rotinas computacionais que normalmente funcionam de forma seqüencial sejam executadas de forma paralela, valendo-se de computadores dotados de vários processadores. A implementação desse método é bastante simples e praticamente não interfere no código original da rotina, o qual continua podendo ser executado de forma seqüencial.

Foram paralelizados dois ciclos de cálculos: o cálculo do nível de água em cada elemento e o cálculo das vazões de troca entre os elementos. A cada passo de tempo de cálculo do modelo de planície, o cálculo dos níveis de água e depois das vazões em cada elemento é realizado de forma distribuída pelos processadores do computador onde está sendo executada a simulação.

A redução do tempo computacional das simulações decorrente dessa paralelização é dependente das características do sistema modelado, principalmente da relação entre a quantidade de elementos da discretização da planície e o tempo gasto na simulação do escoamento nos rios e trocas de água entre canal e planície.

4 PREPARAÇÃO DA BASE DE DADOS DE ENTRADA

Neste capítulo é apresentada a preparação dos dados físicos e parâmetros do modelo. Esta etapa da aplicação do sistema desenvolvido é fundamental para a simulação, considerando a precisão esperada dos resultados e a agilidade no desenvolvimento da aplicação, face à quantidade de dados manipulados e por envolver diferentes modelos com discretizações distintas.

4.1 Dados de entrada e saída

O sistema de simulação de rios e planícies de inundação desenvolvido neste trabalho requer a preparação de diversos dados de entrada, de diferentes tipos e formatos (Figura 28).

Para a modelagem hidráulica 1D dos canais principais, são necessários dados relativos à discretização dos canais em trechos, comprimentos e declividades dos trechos, seções transversais, parâmetros, condições de contorno e condições iniciais. O modelo raster de planície requer basicamente um modelo digital de elevação para representar a topografia da planície, parâmetros e condições iniciais.

A maior parte do esforço de preparação dos dados reside no estabelecimento da conexão entre canais principais e planície (Figura 29). É preciso definir a representação da rede de canais e locar todas as seções transversais segundo a discretização da planície, com o propósito de estabelecer quais elementos da planície têm conexão direta com os canais. Tais conexões devem ser definidas em função da topologia da rede de drenagem e da discretização da planície. Além disso, como se trata de modelagem de grande escala, há uma grande quantidade de informações para manipulação, as quais geralmente são provenientes de diferentes fontes e com formatos distintos.

Para auxiliar a aplicação do sistema de simulação de rios e planícies, foram desenvolvidas rotinas computacionais específicas, de forma a tornar semi-automatizado o processo de geração das informações de entrada. Rotinas computacionais também foram desenvolvidas visando automatizar a exploração dos dados de saída gerados nas simulações. Em particular destaca-se a rotina desenvolvida para gerar mapas de inundação com diferentes escalas de tempo (quinzenal, mensal, anual, etc) e com enfoques distintos: lâmina máxima de água, máxima extensão da inundação, etc.

Os itens a seguir deste capítulo abordam detalhadamente os processos de preparação dos dados de entrada para o sistema de simulação de rios e planícies.

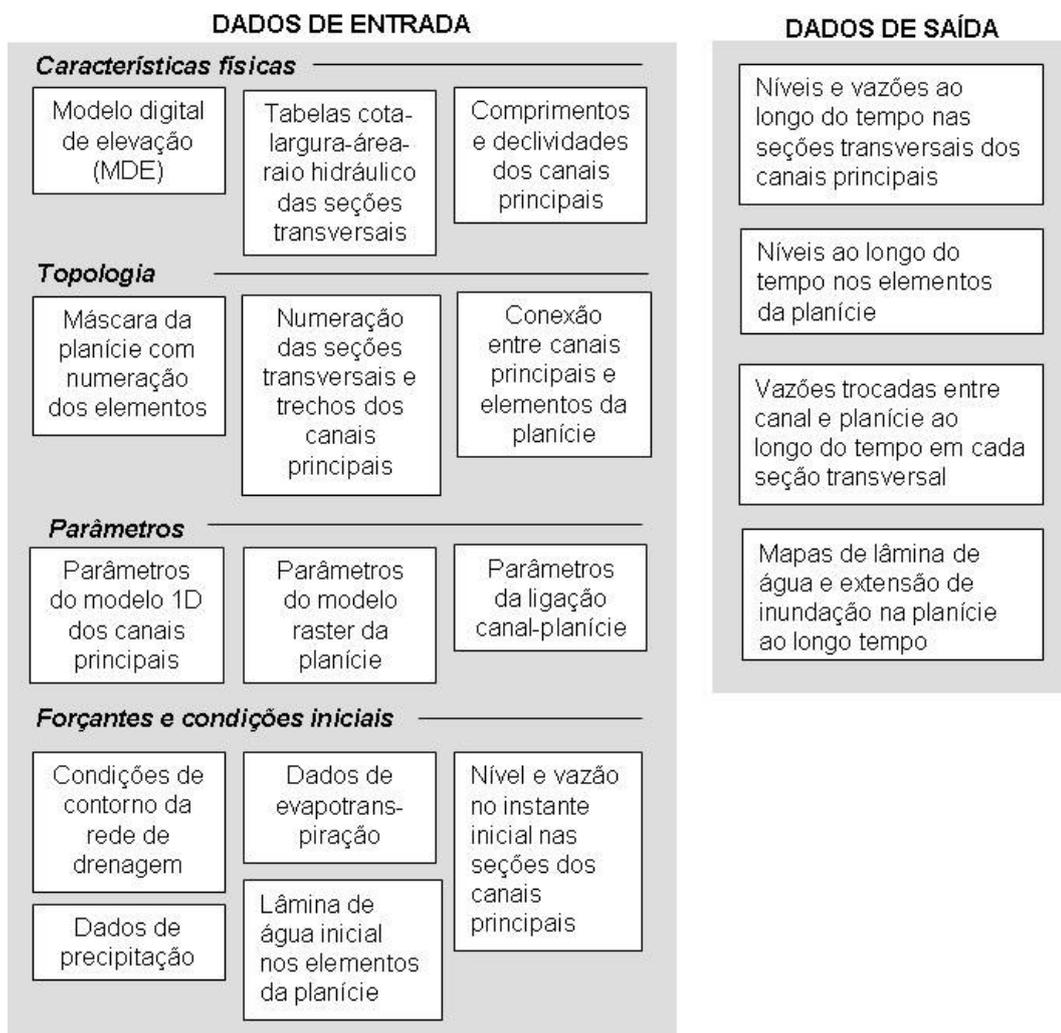


Figura 28 – Relação dos dados de entrada e saída do sistema de simulação de rios e planícies de inundação.

4.2 Canais principais

4.2.1 Traçado

A rede de drenagem a ser representada no modelo hidrodinâmico 1D é obtida de mapas vetoriais disponíveis ou por digitalização sobre imagens de satélite (atividade A1 na Figura 29). É gerada uma base de dados vetorial contendo o traçado dos canais principais georreferenciados.

Dois requisitos principais devem ser preservados no traçado dos canais em formato vetorial: (i) extensão de cada canal limitada exatamente ao trecho que será simulado, sem trechos adicionais ou omissos; (ii) conectividade nas confluências, isto é, os canais que constituem cada confluência devem compartilhar a mesma extremidade ou vértice.

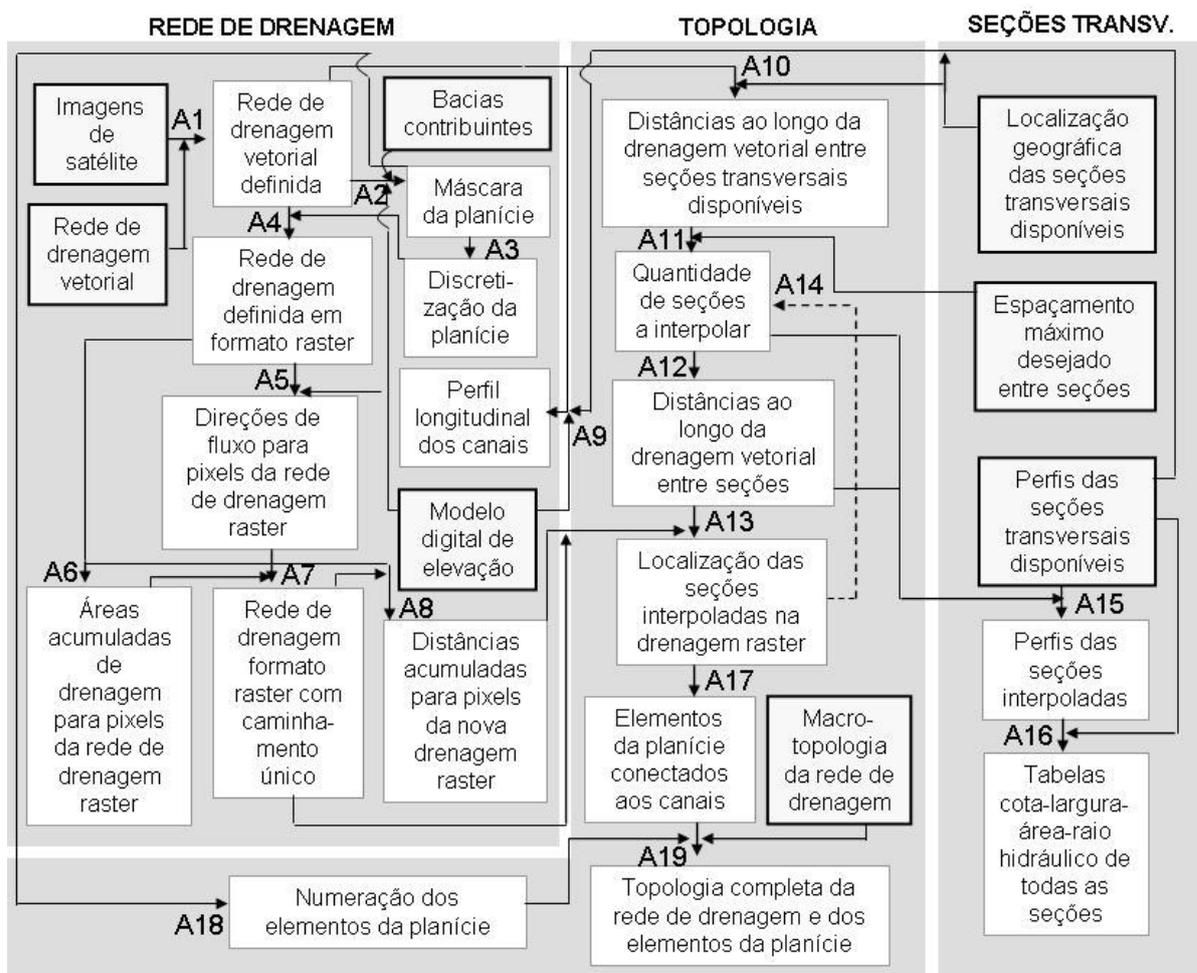


Figura 29 – Sequência de passos para preparação de dados relativos à rede de drenagem, topologia e seções transversais.

4.2.2 Seções transversais, comprimentos e declividades

A disponibilidade de dados de seções transversais geralmente é inferior à quantidade de perfis transversais necessária para a representação das características hidráulicas na modelagem de canais. Nesses casos, procede-se à interpolação das seções transversais disponíveis para gerar todos os perfis necessários.

Em função da rede vetorial com o traçado dos canais e da localização geográfica das seções transversais disponíveis, são obtidas as distâncias longitudinais (ao longo da rede de drenagem) entre tais seções (atividade A10).

Por questões numéricas, na modelagem hidrodinâmica 1D costuma-se adotar um limite superior para o espaçamento máximo entre seções consecutivas, ou seja, o comprimento máximo dos trechos de rio discretizados. De acordo com a definição desse espaçamento máximo e as distâncias longitudinais entre seções com dados disponíveis, são determinadas as quantidades de seções intermediárias a serem criadas para cada trecho de rio (atividade A11) e as distâncias longitudinais entre cada duas seções consecutivas (atividade A12). Eventualmente, a quantidade de seções intermediárias pode ser alterada conforme o

resultado do procedimento de localizar as seções transversais nos elementos da discretização da planície (atividade A14). Essa atividade é descrita no item relativo à conexão canal-planície (item 4.4).

A interpolação de seções transversais é realizada através de um esquema linear ponto a ponto, considerando a distância entre seções ao longo do traçado do canal (atividade A15). O primeiro passo consiste em determinar uma quantidade igual de pontos, entre as margens esquerda e direita, dos perfis transversais das seções localizadas a montante e a jusante. Em seguida, para cada perfil intermediário a ser criado por interpolação, a posição horizontal e vertical do *i*-ésimo ponto é determinada através de interpolação linear dos *i*-ésimos pontos a montante e a jusante (Figura 30).

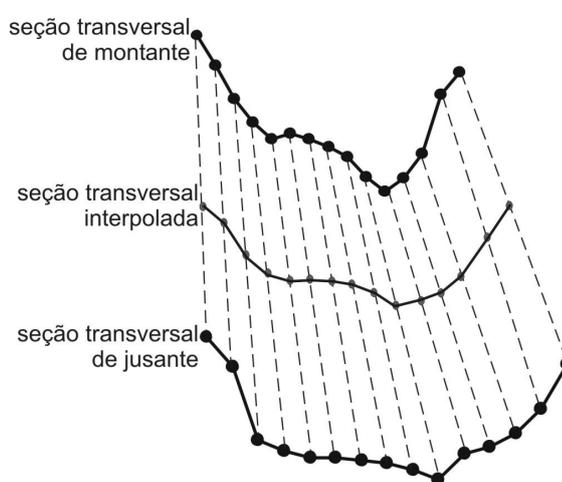


Figura 30 – Interpolação de seções transversais com esquema linear ponto a ponto.

Os dados das seções transversais disponíveis em conjunto com os traçados dos canais e o MDE são usados para elaborar perfis longitudinais (atividade A9), que servem de auxílio na definição das declividades dos canais.

Caso existam seções transversais com dados disponíveis em quantidade suficiente e não seja feita interpolação, as declividades dos trechos de rio entre cada duas seções podem ser extraídas diretamente tomando a diferença entre as cotas dos pontos mais baixos dos perfis e dividindo esse valor pela distância longitudinal. No caso de seções criadas por interpolação, a posição das seções no plano vertical é ditada por uma aproximação linear entre as seções de montante e jusante. A declividade em cada trecho incremental entre duas seções interpoladas tem valor constante e igual à declividade da linha reta entre as seções de montante e de jusante.

Dependendo do perfil longitudinal do rio entre duas seções transversais com dados disponíveis, elaborado com base no MDE, é possível que a aproximação linear entre as cotas

de tais seções seja uma representação muito distante da realidade (Figura 31). A introdução de um ou mais pontos de quebra na aproximação linear pode conduzir a uma representação mais coerente.

Um ponto de quebra ou de controle é definido pelo posicionamento vertical e longitudinal de uma seção chave de forma a dividir a aproximação linear em duas partes. Essa definição é de acordo com o perfil do MDE. No exemplo da Figura 31, a seção C foi criada e posicionada como ponto de quebra na aproximação linear entre as seções A e B. Os trechos AC e CB representam conjuntamente o perfil longitudinal do rio de forma mais coerente do que o trecho único AB. Se um ou mais pontos de quebra são introduzidos, as seções interpoladas são deslocadas verticalmente de modo a se alinhar com a subdivisão correspondente da aproximação.

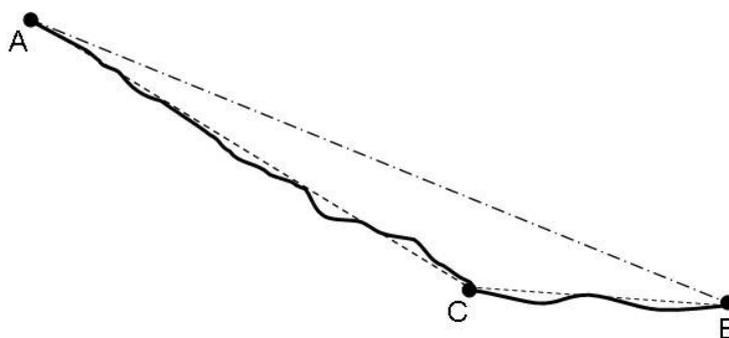


Figura 31 – Aproximação linear do perfil longitudinal (linha cheia) entre duas seções transversais com dados disponíveis (A e B) de forma direta (linha traço-ponto) e de forma indireta por meio da fixação de um ponto de controle C (linha tracejada).

Após todo o processo de interpolação e definição do posicionamento vertical das seções, cada perfil transversal é discretizado em uma série de pontos com informação de cota, área, raio hidráulico e largura (atividade A16). Tais tabelas de pontos em conjunto com a listagem dos comprimentos e declividades de cada trecho são dados efetivamente utilizados como entrada no modelo hidrodinâmico IPH4.

4.3 Planícies de inundação

4.3.1 Máscara da planície

O domínio de simulação do modelo raster é representado por uma máscara da planície, definida em função da rede de canais de drenagem simulada no modelo 1D, do MDE e da delimitação de bacias contribuintes (atividade A2). Uma regra fundamental é que a inundação sobre a planície não deve alcançar os limites da máscara. Se isso acontece, significa que a área inundável se estende além da delimitação traçada e, como é imposta uma condição de

contorno fechada para todos os elementos (não é permitida a entrada ou saída de água lateralmente do domínio simulado), os resultados da simulação podem ser prejudicados.

Para cada canal, a extensão da planície a ser representada no modelo raster pode ser estabelecida segundo apenas a topografia da planície, a fim de excluir áreas que certamente não serão inundadas e dessa forma reduzir a quantidade de elementos da discretização numérica e diminuir o custo computacional da simulação. Essa opção deve ser utilizada apenas quando não é considerada a entrada de água na planície diretamente via precipitação, pois áreas que não serão inundadas pelo extravasamento do canal podem ter o papel de áreas de contribuição para a inundação da planície.

Caso seja simulado o aporte vertical de água na planície, a definição da máscara deve seguir a delimitação das áreas contribuintes à planície e ao canal principal. As bacias contribuintes às seções transversais dos canais consideradas como condições de contorno de montante não são incluídas na máscara, visto que as contribuições de água correspondentes são entradas pontualmente em tais seções.

Se disponíveis, mapas com indicação de áreas historicamente suscetíveis às inundações podem fornecer informações adicionais para a definição da máscara da planície.

4.3.2 Discretização e área superficial

A discretização da planície é feita em uma grade de elementos regulares para a região delimitada pela máscara da planície (atividade A3). O tamanho dos elementos da grade é definido procurando equilibrar o custo computacional resultante com o nível de detalhamento da planície.

É adotado um sistema de coordenadas geográficas (latitude-longitude), de forma que as dimensões dos elementos da grade são constantes em unidades de graus, mas variáveis quando consideradas unidades planas (metros, quilômetros, etc) conforme a latitude que se encontra cada elemento.

Todos os elementos da planície internos à máscara são numerados sequencialmente ao longo da grade (atividade A18), para posteriormente compor a topologia do sistema completo.

4.3.3 Topografia

Cada elemento da discretização da planície deve ter associada uma elevação do terreno. Essa grade de valores de elevação é estabelecida por amostragem do MDE disponível para a resolução espacial de discretização da planície. Tal procedimento pode ser realizado através da maioria dos softwares de geoprocessamento disponíveis, comerciais ou livres.

4.4 Conexão canal-planície

A conexão entre elementos da planície e os canais principais de drenagem é estabelecida através de uma sequência de operações e da geração de vários produtos intermediários. Tais operações podem ser agrupadas em quatro passos principais: (a) representação dos canais de drenagem em formato raster; (b) locação das seções transversais na planície; (c) definição dos elementos da planície conectados aos canais; e (d) definição topológica completa do sistema simulado. Cada um desses passos é descrito a seguir.

4.4.1 Representação dos canais de drenagem em formato raster

Esta etapa tem a finalidade de gerar uma imagem raster com discretização espacial igual à da modelagem da planície e que indique por quais elementos da planície passam os canais de drenagem simulados no modelo 1D. Adicionalmente devem ser geradas informações sobre as sequências dos pixels da imagem raster que correspondem ao traçado de cada canal.

A operação inicial consiste em fazer uma conversão simples da rede de canais de drenagem do formato vetorial para o formato raster (Figura 32-a e Figura 32-b), considerando a máscara da planície como extensão do raster a ser gerado (atividade A4). Esse processo resulta em uma imagem raster que faz a distinção entre pixels representativos e não representativos da drenagem vetorial. Contudo, é necessário um tratamento na imagem para estabelecer um caminamento único pixel a pixel seguindo o traçado de cada canal de drenagem, o qual é realizado computando-se as direções de fluxo e as áreas acumuladas de drenagem.

As direções de fluxo constituem um plano de informações derivado do MDE segundo o qual se indica o sentido do escoamento ao longo dos elementos da grade numérica. A abordagem mais comum é considerar direções de fluxo únicas, isto é, cada elemento possui uma única direção que indica para qual dos elementos vizinhos segue o escoamento gerado naquele elemento. Alternativamente, podem ser consideradas direções múltiplas, particionando o escoamento entre mais de uma célula vizinha (Tarboton, 1997; Quinn et al., 1991; Seibert e McGlynn, 2007).

O método mais tradicionalmente utilizado para gerar direções de fluxo é o D8 (*deterministic eight neighbours*) (Jenson e Domingue, 1988; Mark, 1984). Segundo esse método, há 8 possibilidades para a direção de fluxo de cada elemento (Figura 33-a). A determinação de qual direção de fluxo atribuir em cada caso é feita escolhendo a direção que

proporcione a maior declividade, calculada como sendo a diferença de elevação entre os elementos vizinho e central dividida pela distância entre eles (Figura 33-b).

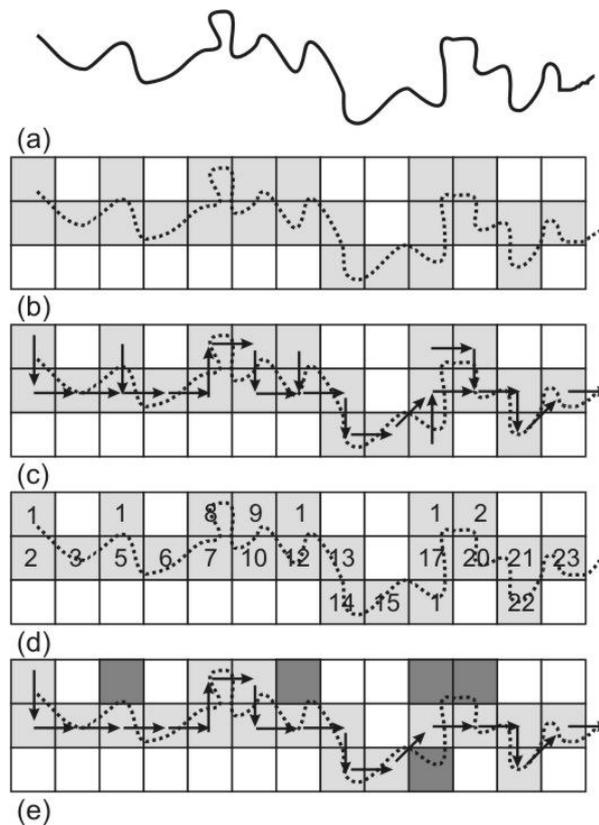


Figura 32 – (a) Drenagem vetorial; (b) Drenagem convertida para raster (pixels cinza); (c) Direções de fluxo; (d) Áreas acumuladas de drenagem expressas em quantidade de pixels; (e) Drenagem raster com caminamento único pixel a pixel (pixels escuros foram excluídos da drenagem raster original).

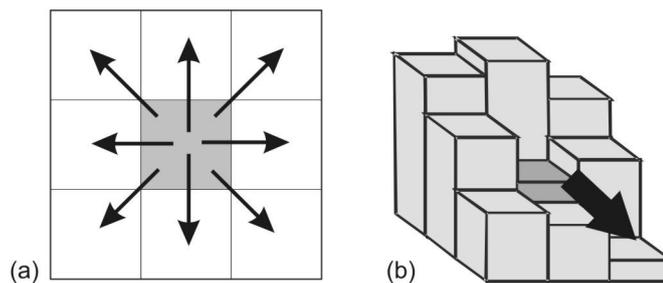


Figura 33 - (a) Oito direções de fluxo possíveis no método D8; (b) atribuição de direção de fluxo pela regra da maior declividade.

A regra da maior declividade aplicada isoladamente não resolve a direção de fluxo de todos os elementos da grade. Situações especiais ocorrem quando há empate entre duas ou mais direções com máxima declividade, elementos situados em áreas planas (declividade nula em todas as direções) ou elementos que representam depressões espúrias (elemento com elevação inferior a de todos os 8 vizinhos).

Um grande número de variações do método D8 tem sido proposto visando principalmente melhorar o tratamento desses casos especiais (Soille et al., 2003; Martz e Garbrecht, 1999; Fairfield e Leymarie, 1991; Tribe, 1992). Por exemplo, uma das deficiências do método original D8 é a geração de linhas paralelas irreais na drenagem nas áreas planas próximas aos canais principais (Figura 34). Esse problema pode ser minimizado facilmente pela introdução de um fator aleatório no tratamento de áreas planas (Fairfield e Leymarie, 1991), o que evita a tendenciosidade do método original em encontrar a mesma direção de fluxo como solução (Paz e Collischonn, 2008).

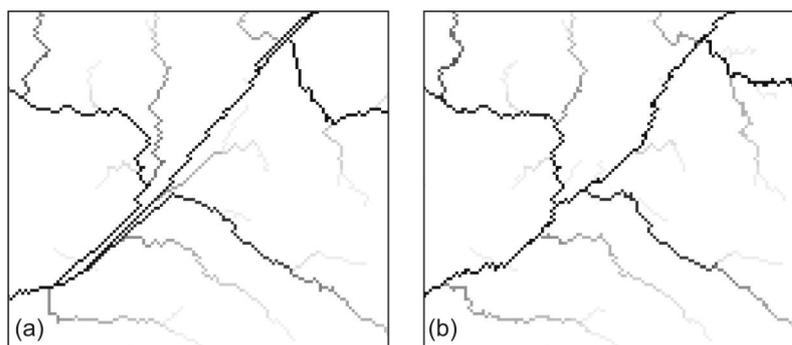


Figura 34 – Drenagem gerada em uma região plana a partir das direções de fluxo determinadas pelo método original D8 (a) e pelo mesmo método com a introdução de um fator aleatório no tratamento de áreas planas (b). (Fonte: Paz e Collischonn, 2008).

Neste trabalho é empregado o método D8 descrito por Jenson e Domingue (1988), com a introdução de um fator aleatório no tratamento de áreas planas seguindo procedimento de Fairfield e Leymarie (1991), para a geração das direções de fluxo. A drenagem convertida para o formato raster é usada como máscara para que sejam geradas direções de fluxo apenas para os pixels que representam os canais (Figura 32-c) (atividade A5).

Com base nas direções de fluxo, é gerado um plano de informações onde cada pixel da imagem tem como atributo o valor correspondente à quantidade de pixels cujo escoamento contribui para o pixel em questão (Jenson e Domingue, 1988). Esse atributo pode ser expresso em termos de área superficial contribuinte e por isso é conhecido como área acumulada de drenagem. Esse plano de informações é determinado apenas para os pixels que representam os canais (Figura 32-d) (atividade A6).

As direções de fluxo e as áreas acumuladas de drenagem são utilizadas como critérios para excluir da drenagem representada no formato raster os pixels que não compõem o caminhamento principal. Para um trecho de rio simples como exemplificado na Figura 32, seguir o caminho de fluxo desde o pixel situado na extremidade de montante da drenagem (pixel no canto superior esquerdo do exemplo) é suficiente para identificar os pixels que constituem o traçado principal do canal. Quando há uma rede de rios ramificados, um critério

auxiliar é a exclusão dos pixels cuja área de drenagem seja inferior a um valor pré-definido e que não estejam situados nas extremidades de montante de cada rio.

Como resultado do tratamento da rede de drenagem raster, obtém-se uma representação dos canais simulados em formato raster em conjunto com a informação de conectividade entre os pixels, os quais formam um caminho de fluxo único para cada rio ou braço de rio (atividade A7).

4.4.2 Locação das seções transversais na planície

A locação das seções transversais nos elementos da discretização da planície é realizada a partir de três conjuntos de informações (atividade A13): distâncias entre seções medidas na rede vetorial; rede de drenagem em formato raster com caminhamento único; distâncias acumuladas no raster de drenagem.

O plano de informações contendo distâncias acumuladas é gerado de forma semelhante às áreas acumuladas de drenagem, mas acumulando distâncias em vez de áreas ou quantidade de pixels. A partir dos pixels situados nas extremidades de montante de cada rio, percorre-se o caminho de fluxo para jusante pixel a pixel, conforme as direções de fluxo, e contabiliza-se a distância acumulada (atividade A8). Cada passo de um pixel para o de jusante equivale a uma distância incremental igual à dimensão do pixel, no caso de um passo ortogonal, ou a 1,414 vezes a dimensão do pixel, no caso de um passo diagonal.

Cada seção transversal da rede de drenagem deve ser associada a um pixel da discretização da planície. As seções transversais com dados disponíveis são locadas na drenagem raster diretamente conforme sua localização geográfica. Para as seções transversais geradas por interpolação, entretanto, isso é realizado através de vários passos.

Dadas duas seções com dados disponíveis em um determinado trecho de rio, as seções geradas por interpolação entre aquelas seções são, por definição, igualmente espaçadas ao longo desse trecho. A localização das seções interpoladas na drenagem raster é dificultada por que o comprimento do trecho de rio medido na drenagem raster não é o mesmo daquele medido no vetor. Isso decorre da dificuldade de representação dos meandros do rio na drenagem raster, já que a dimensão dos pixels é em geral muitas vezes maior do que a curvatura de alguns meandros. As distâncias medidas na drenagem raster são, portanto, inferiores àquelas medidas no dado vetorial. De fato, Paz et al. (2008) obtiveram subestimativas de até 30% em distâncias contabilizadas ao longo de drenagens no formato raster em relação à drenagem vetorial, para o caso de resolução grosseira do raster em relação à dimensão dos meandros.

Para locar as seções interpoladas, são calculados os espaçamentos entre seções ao longo do caminamento pixel a pixel da drenagem raster. Para cada trecho de rio entre duas seções com dados disponíveis, o espaçamento das seções interpoladas a ser considerado na drenagem raster é dado pela divisão entre o comprimento total do trecho medido na drenagem raster e a quantidade de seções geradas por interpolação. A distância do trecho de rio ao longo da drenagem raster é obtida do plano de informações contendo as distâncias acumuladas. Esse procedimento garante um espaçamento entre as seções locadas na drenagem raster de forma equilibrada, o que não seria alcançado se utilizados diretamente os espaçamentos estimados com as distâncias medidas na drenagem vetorial. Entretanto, tais distâncias medidas na drenagem vetorial são utilizadas efetivamente como comprimentos dos sub-trechos de rio para simulação do escoamento na calha principal com o modelo 1D.

4.4.3 Definição dos elementos da planície conectados aos canais

A conexão entre elementos da planície e canais de drenagem é efetivada definindo-se a qual seção transversal cada elemento da planície está conectado (atividade A17). Todos os elementos da planície que representam o caminamento único pixel a pixel da rede de drenagem são conectados aos canais, enquanto todos os demais elementos não têm tal conexão.

Os elementos nos quais está localizada uma seção transversal do canal estão, por definição, conectados a essa seção. Para os demais elementos ao longo da rede de drenagem, a regra é associar o elemento à seção de montante do trecho de rio correspondente (Figura 35). Trata-se de uma indicação de conectividade, mas que não significa que esses elementos troquem água diretamente com a seção de montante. A troca de água ocorre distribuída ao longo do canal, uma vez que o nível de água e a cota de vertimento do canal a ser comparado com o elemento da planície são estimados por uma aproximação linear entre as seções de montante e de jusante, conforme descrito no item 3.5.

4.4.4 Definição da topologia dos canais e planície

A rede de drenagem vetorial é sub-dividida para fins topológicos em três categorias: grandes trechos, trechos e sub-trechos (Figura 36). Um grande trecho de rio é composto por um ou mais trechos de rio, os quais por sua vez são formados por um ou mais sub-trechos.

Um grande trecho de rio é definido como todo segmento de rio entre uma condição de contorno de montante ou jusante e uma confluência, para o caso de uma rede de drenagem ramificada. Para uma rede de drenagem formada por um único rio, existe apenas um grande trecho definido pela extensão entre a condição de contorno de montante e de jusante.

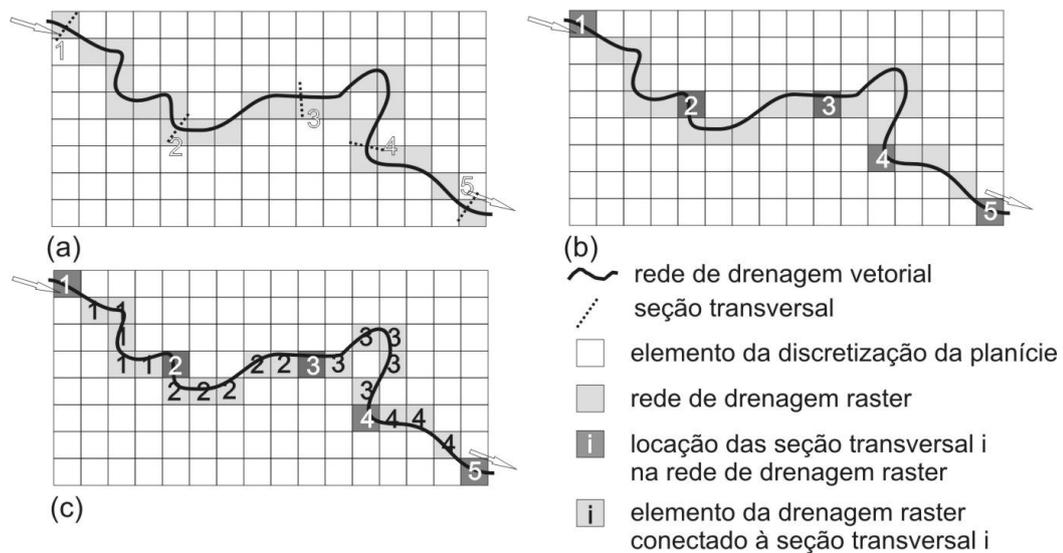


Figura 35 – Conexão entre elementos da planície e seções transversais do canal principal: (a),(b) localização das seções transversais na drenagem vetorial e raster; (c) indicação da seção a qual está conectado cada elemento da drenagem raster.

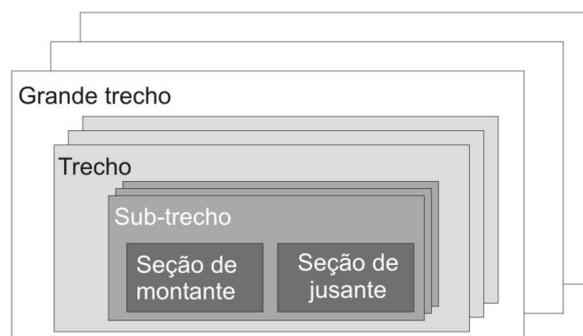


Figura 36 – Relação entre grandes trechos, trechos, sub-trechos e seções transversais na organização topológica da rede de drenagem.

A definição dos trechos de rio ocorre segundo a disponibilidade de dados de perfis transversais. Cada segmento de rio entre duas seções com dados de perfil disponíveis constitui um trecho de rio, ou cada segmento entre uma seção com dados e uma condição de contorno ou confluência. Se ao longo de um grande trecho de rio não houver seções com dados disponíveis, tem-se um único trecho de rio, de extensão igual ao grande trecho (trecho t4 do grande trecho gt2 da Figura 37).

O segmento de rio entre duas seções consecutivas quaisquer, seja com dados disponíveis ou geradas por interpolação, constitui um sub-trecho. Cada trecho de rio pode ser dividido em vários sub-trechos (trechos t1 a t4 na Figura 37), caso existam seções transversais geradas por interpolação. Em um trecho sem seções interpoladas, o trecho de rio é composto por um único sub-trecho (trechos t5 a t8 na Figura 37).

A macro-topologia da rede de drenagem é constituída pela definição dos grandes trechos, das confluências e dos trechos, esses últimos estabelecidos com base na identificação das seções transversais com dados disponíveis de perfil (Figura 37-a). É feita uma numeração dos grandes trechos, confluências, trechos e seções com dados de perfil por uma regra sequencial simples de montante para jusante. Para as seções, tal numeração é provisória, pois ainda não estão incluídas as seções interpoladas.

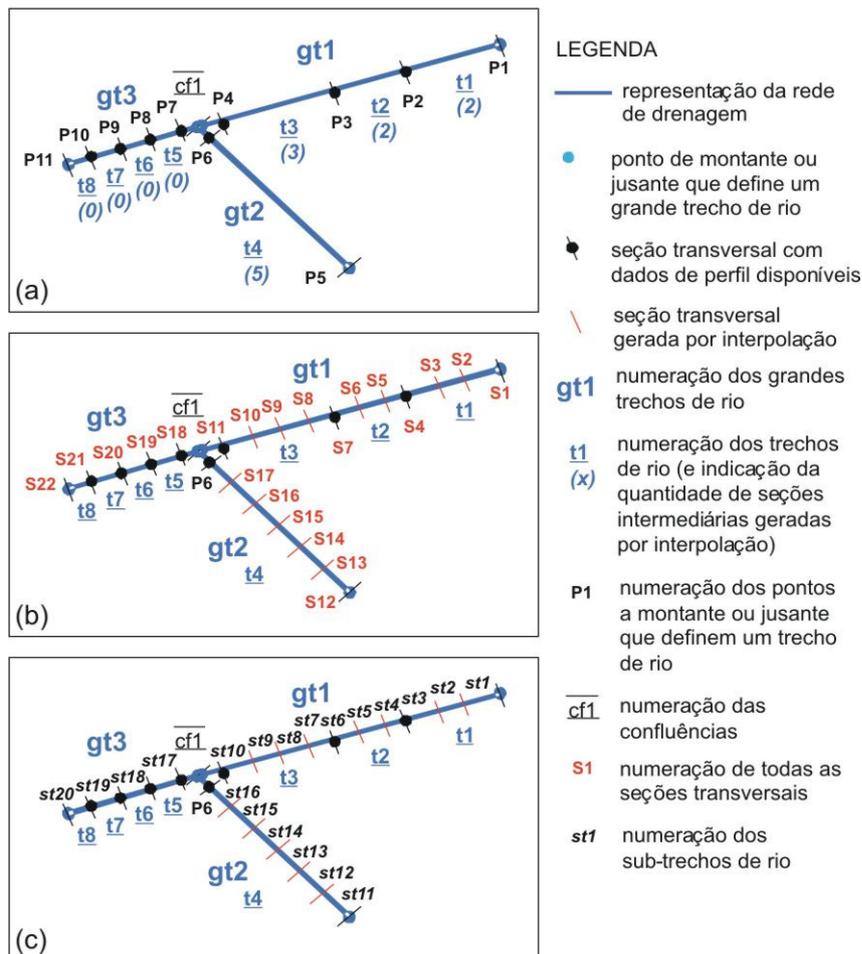


Figura 37 – Exemplo de definição da topologia para uma rede de canais de drenagem composta por 3 grandes trechos, 8 trechos, 20 sub-trechos e 22 seções transversais: (a) macro-topologia; (b) locação das seções transversais interpoladas e numeração de todas as seções; (c) numeração dos sub-trechos de rio.

Com a definição e locação das seções transversais intermediárias geradas por interpolação, procede-se ao estabelecimento da numeração definitiva das seções transversais (Figura 37-b) e o estabelecimento e numeração dos sub-trechos de rio (Figura 37-c). A numeração das seções é determinada visando minimizar a quantidade de elementos não nulos fora das diagonais principais das matrizes de resolução numérica do modelo hidrodinâmico unidimensional (Tucci, 1978). A numeração dos sub-trechos segue a mesma seqüência adotada para a numeração das seções.

Os elementos da discretização da planície são numerados sequencialmente ao longo da máscara da planície. Com base na numeração definitiva das seções transversais e dos sub-trechos de rio, a informação de conectividade dos elementos da planície é atualizada. Esse conjunto de informações (divisão e numeração de grandes trechos, trechos, sub-trechos e seções transversais de rio; numeração de elementos da planície; conectividade entre elementos da planície e seções transversais) constituem a topologia completa do sistema modelado (atividade A19).

4.5 Parâmetros

4.5.1 Canais principais

Na modelagem dos canais principais usando o modelo hidrodinâmico IPH4, existem os seguintes parâmetros a serem definidos: coeficiente de rugosidade de Manning, coeficiente de Boussinesq e coeficiente de perda de carga nas confluências.

O coeficiente de rugosidade de Manning representa uma parametrização da resistência ao escoamento devido ao atrito com as paredes laterais e fundo do canal, incluindo o atrito com pedras, vegetação, etc. Em geral, são adotados valores específicos para cada sub-trecho de rio, havendo a possibilidade de variar em um mesmo sub-trecho em função do nível da água ao longo da simulação.

Os valores de Manning podem ser definidos com base em valores recomendados em literatura em função das características dos canais modelados (Chow, 1959). Entretanto, o mais comum é o ajuste desse coeficiente por calibração, de modo que isso se torna inclusive um modo de compensar a ausência ou limitação na representação de processos ou características do sistema modelado (Fread, 1992). Por exemplo, processos como perdas de energia devido à turbulência, troca de quantidade de movimento canal-planície, redução/alargamento de seção transversal não são explicitamente representados na modelagem 1D. Além disso, é comum a escassez e/ou incerteza nos dados de seções transversais e declividades.

O coeficiente de Boussinesq é utilizado para corrigir o efeito da variabilidade da velocidade na seção transversal do canal (Tucci, 1998; Chow, 1959), também podendo ser definido com valor específico para cada sub-trecho. Esse efeito não é usualmente levado em conta nas modelagens hidrodinâmicas, sendo adotado valor unitário para tal coeficiente. A perda de carga nas confluências é representada por um coeficiente com valor usual de 1,1.

Em suma, para o modelo hidrodinâmico 1D utilizado nesta pesquisa, apenas o coeficiente de Manning é um parâmetro calibrável.

4.5.2 Planícies de inundação

No modelo raster de inundação da planície, existem os seguintes parâmetros a serem definidos: coeficiente de rugosidade de Manning, dimensões dos canais de troca de água entre elementos, capacidade máxima do reservatório do solo.

Coeficiente de rugosidade de Manning (n_{plan})

O coeficiente de Manning é utilizado como fator de resistência ao escoamento na formulação de troca de água entre os elementos da planície. Podem ser definidos valores variáveis espacialmente ao longo da planície, na intenção de distinguir o efeito da cobertura vegetal sobre a resistência ao escoamento. Isso requer um mapa do tipo de cobertura vegetal e a estimativa de coeficientes de Manning para cada uma das classes identificadas, o que não está disponível geralmente. Como alternativa, pode ser adotado um coeficiente constante para toda a planície, ajustado por calibração.

Dimensões dos canais de troca entre elementos (L_{can} , B_{can})

A troca de água entre os elementos da discretização da planície acontece por canais de dimensões inferiores às dimensões desses elementos. Ao trabalhar com elementos de grandes dimensões como ocorre na modelagem de planícies extensas, o vertimento de água por toda a dimensão do elemento conduz à troca de volumes de água a cada passo de tempo considerados enormes e irrealistas. Isso causa instabilidades numéricas e a propagação da inundação de forma excessivamente rápida em relação ao processo modelado.

As dimensões dos canais (comprimento e largura) são parâmetros empíricos, mas podem, entretanto, ser relacionados à discretização da planície. O comprimento pode ser estabelecido como uma fração da distância entre os centros de dois elementos vizinhos da planície e, analogamente, a largura dos canais pode ser definida como uma fração da dimensão dos elementos. Contudo, em termos de valores absolutos uma estimativa razoável para a largura dos canais é considerar um valor em torno de 10 a 100 m, que representa aproximadamente a largura dos caminhos preferenciais de escoamento que surgem em grandes planícies de inundação.

Combinação dos parâmetros n_{plan} , L_{can} e B_{can}

Os parâmetros coeficiente de Manning da planície (n_{plan}) e comprimento (L_{can}) e largura (B_{can}) dos canais de ligação entre elementos da planície são utilizados no modelo de inundação apenas nas equações de troca de água entre elementos (determinação de Q_x e Q_y).

Dessa forma, é possível combinar tais parâmetros em um único coeficiente empírico denominado aqui de fator de condutância hidráulica (f_{ch}), definido por:

$$f_{ch}^{i,j} = \frac{B_{can}^{i,j}}{n_{plan}^{i,j} \sqrt{L_{can}^{i,j}}}, \quad (\text{Eq. 54})$$

o qual é expresso em $m^{5/6} \cdot s^{-1}$. A equação para a determinação da vazão entre dois elementos da planície na direção x é reescrita (eq. 37) como:

$${}^t Q_x^{i,j} = \pm f_{ch}^{i,j} \cdot {}^t h_{fluxo}^{5/3} \cdot |{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i+1,j}|^{1/2} \quad (\text{Eq. 55})$$

Analogamente, para a direção y (eq. 38):

$${}^t Q_y^{i,j} = \pm f_{ch}^{i,j} \cdot {}^t h_{fluxo}^{5/3} \cdot |{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i,j+1}|^{1/2} \quad (\text{Eq. 56})$$

Como geralmente não há dados suficientes para estimativa razoável dos valores dos três parâmetros mencionados, a combinação em um único coeficiente e o ajuste por calibração deste torna-se uma alternativa mais sensata do ponto de vista prático e conceitual. Entretanto, é importante ter em mente o significado físico dos valores dos três parâmetros que representam cada valor ajustado do coeficiente f_{ch} , lembrando que, para um mesmo valor de f_{ch} , existem múltiplas combinações possíveis de n_{plan} , B_{can} e L_{can} (Tabela 3).

Capacidade máxima do reservatório do solo (H_{smax})

Em cada elemento da planície existe um reservatório do solo, o qual acumula ou perde água conforme o balanço entre aportes e retiradas de água (precipitação, evapotranspiração, escoamento na planície, trocas canal-planície). Para haver formação de lâmina de água sobre a superfície do elemento da planície, isto é, ocorrer inundação do elemento, é preciso que o reservatório do solo esteja completamente cheio.

O parâmetro H_{smax} representa a capacidade máxima de acumulação de água no solo, ou seja, indica o volume de água (expresso em termos de lâmina) que precisa ser preenchido para que inicie a formação de lâmina de água superficial. Esse parâmetro é calibrável e pode variar espacialmente na planície (valores distintos para cada elemento).

4.5.3 Ligação canal-planície

As trocas de água entre canal principal e elementos da planície ocorrem via vertedores, considerados livres ou afogados conforme a situação relativa entre níveis de água do canal, da planície e cota de vertimento (Figura 24). Como parâmetros das equações da vazão de troca, têm-se a largura do vertedor e os coeficientes de vertedor livre e afogado.

Tabela 3 – Valores do coeficiente fator de condutância hidráulica (fch) em $m^{5/6}.s^{-1}$ para diferentes combinações dos parâmetros rugosidade da planície (n_{plan}), comprimento (L_{can}) e largura (B_{can}) dos canais de ligação entre elementos da planície.

n_{plan} ($s.m^{-1/3}$)	$L_{can} = 100 m$								
	$B_{can} (m)$								
	10	15	30	50	100	200	500	1000	2000
0,50	2	3	6	10	20	40	100	200	400
0,30	3	5	10	17	33	67	167	333	667
0,25	4	6	12	20	40	80	200	400	800
0,20	5	8	15	25	50	100	250	500	1000
0,15	7	10	20	33	67	133	333	667	1333
0,10	10	15	30	50	100	200	500	1000	2000
0,05	20	30	60	100	200	400	1000	2000	4000
0,01	100	150	300	500	1000	2000	5000	10000	20000
n_{plan} ($s.m^{-1/3}$)	$L_{can} = 250 m$								
	$B_{can} (m)$								
	10	15	30	50	100	200	500	1000	2000
0,50	1	2	4	6	13	25	63	126	253
0,30	2	3	6	11	21	42	105	211	422
0,25	3	4	8	13	25	51	126	253	506
0,20	3	5	9	16	32	63	158	316	632
0,15	4	6	13	21	42	84	211	422	843
0,10	6	9	19	32	63	126	316	632	1265
0,05	13	19	38	63	126	253	632	1265	2530
0,01	63	95	190	316	632	1265	3162	6325	12649
n_{plan} ($s.m^{-1/3}$)	$L_{can} = 500 m$								
	$B_{can} (m)$								
	10	15	30	50	100	200	500	1000	2000
0,50	1	1	3	4	9	18	45	89	179
0,30	1	2	4	7	15	30	75	149	298
0,25	2	3	5	9	18	36	89	179	358
0,20	2	3	7	11	22	45	112	224	447
0,15	3	4	9	15	30	60	149	298	596
0,10	4	7	13	22	45	89	224	447	894
0,05	9	13	27	45	89	179	447	894	1789
0,01	45	67	134	224	447	894	2236	4472	8944
n_{plan} ($s.m^{-1/3}$)	$L_{can} = 1000 m$								
	$B_{can} (m)$								
	10	15	30	50	100	200	500	1000	2000
0,50	1	1	2	3	6	13	32	63	126
0,30	1	2	3	5	11	21	53	105	211
0,25	1	2	4	6	13	25	63	126	253
0,20	2	2	5	8	16	32	79	158	316
0,15	2	3	6	11	21	42	105	211	422
0,10	3	5	9	16	32	63	158	316	632
0,05	6	9	19	32	63	126	316	632	1265
0,01	32	47	95	158	316	632	1581	3162	6325

Largura dos vertedores

A largura do vertedor representa a dimensão através da qual ocorre o vertimento de água do canal para a planície ou da planície para o canal. A princípio, a largura do vertedor poderia ser tomada com valor igual à dimensão do elemento da planície. Porém, no caso de

grandes planícies de inundação, a discretização da malha numérica da planície tende a ser em elementos da ordem de até quilômetros. A adoção de valores dessa ordem de grandeza como largura de vertedor proporciona a passagem de volumes de água considerados excessivos, que não representam uma condição real do processo físico modelado e causam instabilidades numéricas na simulação.

A largura dos vertedores é considerada um parâmetro do modelo, cujo valor pode ser calibrado e opcionalmente variável entre cada ligação canal-planície. Valores considerados razoáveis são na faixa de 10 a 100 metros.

Coefficientes de vertedor

Os coeficientes de vertedor livre (c_{vl}) e afogado (c_{va}) não são parâmetros calibráveis, mas já definidos em estudos hidráulicos diversos. Os valores usuais recomendados na literatura são $c_{vl} = 1,83$ e $c_{va} = 1,71$ (Chow, 1959).

4.6 Interpolação dos dados de precipitação

O modelo de inundação da planície requer como dado de entrada os campos de precipitação com passo de tempo igual ao do balanço vertical na planície (Δt_{vert}), isto é, a lâmina de água de precipitação sobre cada elemento da planície a cada Δt_{vert} .

No sistema de simulação desenvolvido, o procedimento padrão para gerar tal informação é a interpolação de dados observados em pluviômetros, seguindo esquema do modelo hidrológico MGB-IPH (Collischonn et al., 2007; Collischonn e Tucci, 2001). Para cada elemento da planície, identifica-se o posto pluviométrico mais próximo e são selecionados para interpolação todos os postos situados dentro de um raio de comprimento igual a cinco vezes aquela distância relativa ao posto mais próximo (Figura 38). O método de interpolação utilizado é o inverso do quadrado das distâncias.

Procedimento análogo pode ser utilizado para adaptar estimativas de precipitação oriundas de sensores remotos ou calculados por modelos de circulação geral da atmosfera para entrada no modelo de inundação.

A preparação e geração dos campos de precipitação são realizadas previamente à simulação, com o objetivo de reduzir o custo computacional durante a execução do modelo. A rotina computacional INTERPLU (Collischonn, 2001), que faz parte da etapa de preparação de dados do modelo hidrológico MGB-IPH, foi adaptada para gerar a informação de entrada do modelo de inundação referente aos dados de chuva. É gerado um arquivo único de estrutura compacta, composto pela sequência de campos de precipitação a cada passo de

tempo dt_{vert} , limitando-se aos valores de lâminas de precipitação exclusivamente dos elementos que compõem a máscara da planície.

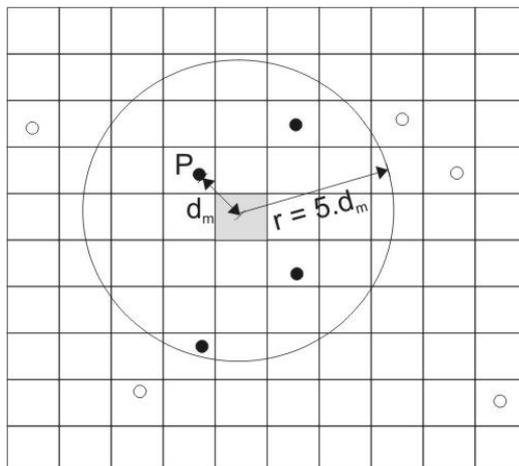


Figura 38 – Identificação do posto pluviométrico mais próximo (P) de um elemento da planície (em cinza) e seleção dos postos (círculos pretos cheios) localizados dentro de um raio (r) igual a cinco vezes à distância mínima (d_m) para efetuar a interpolação da precipitação para o elemento da planície (postos pluviométricos não selecionados são indicados pelos círculos pretos vazios).

4.7 Preparação dos dados de evapotranspiração potencial

Duas opções podem ser consideradas para os dados de evapotranspiração: (a) tomar valores que variam no espaço e a cada passo de tempo de cálculo do balanço vertical (Δt_{vert}) ou (b) adotar valores médios mensais constantes para todos os elementos da planície.

A primeira alternativa implica preparar um arquivo único de estrutura análoga ao arquivo de dados de precipitação, armazenando a cada passo Δt_{vert} o campo de evapotranspiração potencial da planície. O segundo caso se resume a estabelecer valores médios mensais de evapotranspiração potencial e adotá-los para todos os elementos da planície. Nesse caso, um arquivo tabular deve ser construído como entrada para o modelo de inundação.

Mesmo que não haja dados disponíveis de evapotranspiração potencial para todos os pontos da grade da planície, estimativas referentes a alguns pontos podem ser utilizadas para gerar por interpolação os campos espaciais sobre a planície. O procedimento é análogo ao utilizado para a preparação dos campos de precipitação, usando adaptação da rotina INTERPLU (Collischonn, 2001).

4.8 Condições de contorno

No sistema desenvolvido, o modelo de inundação da planície tem por definição condições de contorno fechadas, isto é, não ocorre fluxo de água através dos limites da

máscara de discretização da planície. No modelo 1D de propagação do escoamento nos canais principais, há a possibilidade de definir diferentes tipos de condição de contorno.

As condições de contorno a montante da rede de drenagem simulada com o modelo 1D podem ser definidas em termos de nível ou vazão ao longo do tempo. Em ambos os casos, podem ser utilizados dados observados em postos fluviométricos (ou limnimétricos) ou calculados por modelos hidrológicos chuva-vazão aplicados às bacias contribuintes. Para as condições de contorno de jusante, é possível optar por uma condição do tipo curva-chave, equação de Manning ou informar valores de nível ou vazão ao longo do tempo.

4.9 Condições iniciais

No modelo de inundação da planície, as condições iniciais se referem à definição da lâmina de água e da vazão nos elementos da planície no instante inicial da simulação. As vazões iniciais de troca entre os elementos são assumidas como nulas, enquanto que é possível optar por planície completamente seca ou inundada, seja com nível de água constante ou variável espacialmente.

A adoção de uma lâmina de água variável ao longo da planície no início da simulação requer a disponibilidade de um mapa de áreas inundadas ou outra informação que permita derivar esse dado, o que raramente ocorre na prática. Considerar um nível inicial de água não nulo e constante sobre toda a planície significa pode ser interessante para a simulação de cenários. O procedimento padrão, contudo, é iniciar a simulação com a planície totalmente seca. Alternativamente, é possível usar como mapa de lâmina de água inicial o resultado gerado por uma simulação anterior.

Para o modelo IPH4 aplicado aos canais principais, é possível optar por condições iniciais informadas pelo usuário (nível e vazão em cada seção transversal) ou estimar tais condições através de cálculo de regime permanente. A segunda alternativa é a mais recomendada, por indisponibilidade de dados de nível e vazão medidos simultaneamente em todas as seções e para evitar instabilidades numéricas.

5 BACIA DO ALTO PARAGUAI

5.1 Localização e caracterização da BAP

5.1.1 Localização e sub-divisões

A área de estudo é a Bacia do Alto Paraguai (BAP), definida como a área de contribuição à seção do rio Paraguai logo a jusante da afluição do rio Apa, na fronteira entre Paraguai e Brasil (Figura 39), estimada em torno de 600.000 km².

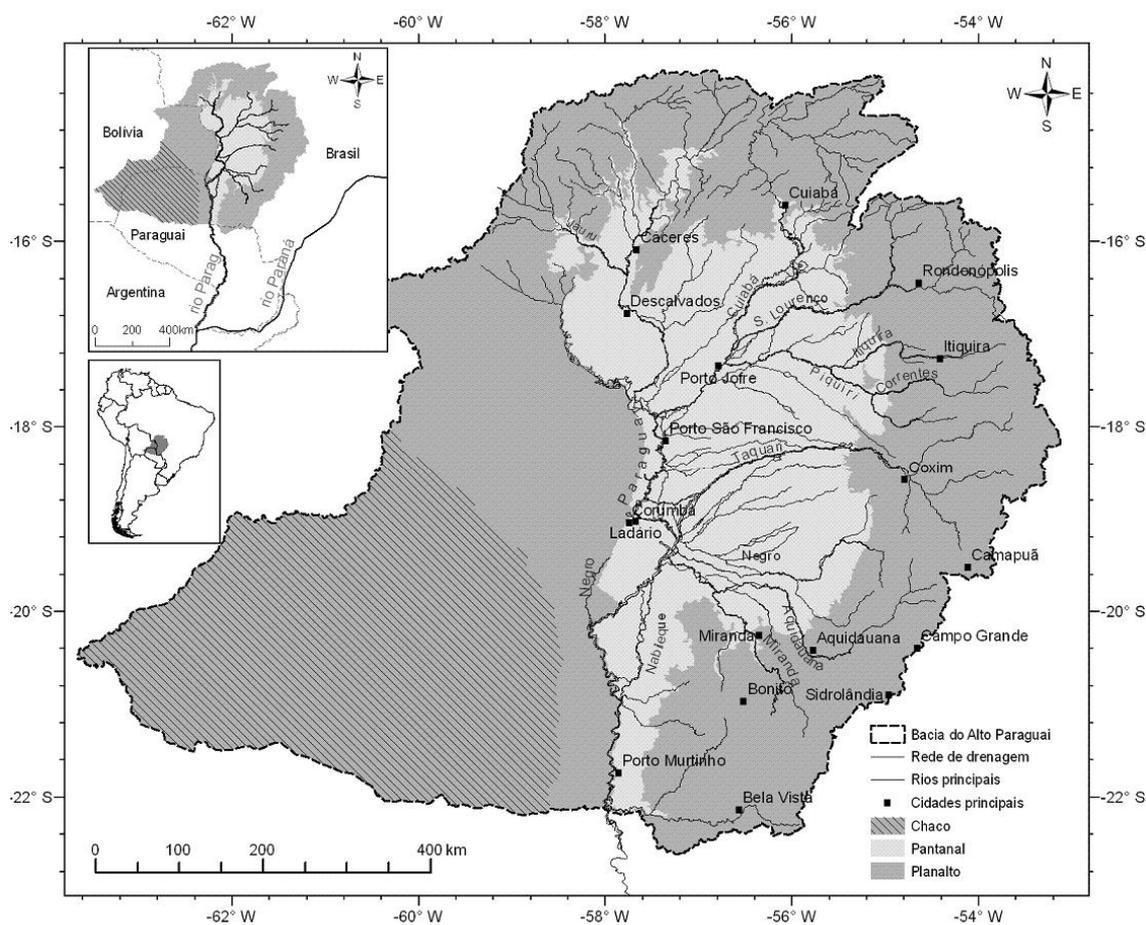


Figura 39 – Localização da Bacia do Alto Paraguai e divisão nas regiões Planalto, Pantanal e Chaco.

A BAP é parte da Bacia do rio da Prata e é composta por três regiões de características bem distintas: Planalto (260.000 km²), Pantanal (140.000 km²) e Chaco (200.000 km²). O Planalto compreende as áreas de maior elevação da bacia, com cotas entre 200 m e 1400 m (Figura 40), as quais se concentram nas porções leste e norte. O Pantanal está situado na

porção central da bacia, compreendendo áreas baixas e complexas redes de drenagem, onde ocorrem cheias periódicas.

O Chaco é a porção mais a oeste da bacia, já fora dos limites de terras brasileiras, caracterizada por um baixo índice pluviométrico e por ser tipicamente endorréica, sem um sistema de drenagem bem definido (Tucci et al., 2005). Por essas características, o Chaco é geralmente desconsiderado em termos de área de drenagem contribuinte para o rio Paraguai.

A linha divisória entre Planalto e Pantanal é representada aproximadamente pela curva de nível de 200 m (Tucci et al., 2005). O Pantanal constitui uma das maiores extensões úmidas do planeta, sendo considerado Patrimônio Nacional pela Constituição Federal de 1988 e Reserva da Biosfera pela UNESCO em 2000.

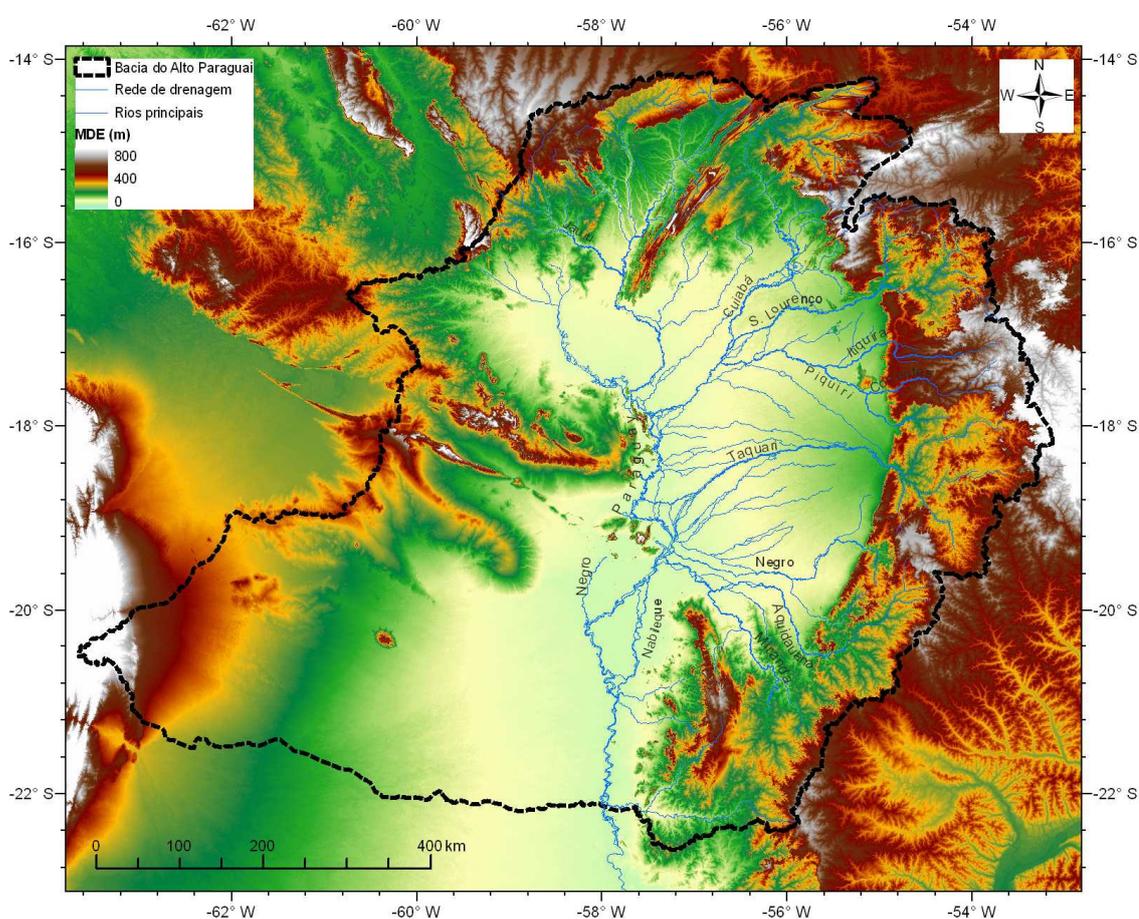


Figura 40 – Modelo digital de elevação da Bacia do Alto Paraguai, derivado dos dados do SRTM-90m.

5.1.2 Clima

O clima da região da BAP é caracterizado como do tipo tropical de Savana, ou clima tropical de estações úmida e seca, segundo a classificação de Köppen. O regime pluviométrico é marcadamente sazonal. O período úmido é de Outubro a Abril, sendo que os meses de Novembro, Dezembro e Janeiro concentram mais de 80% da precipitação e

Dezembro é o mês de maior precipitação no ano (Tucci et al., 2005). O período seco é Maio a Setembro, com destaque para o trimestre Junho-Julho-Agosto, onde a precipitação acumulada nesse período representa em torno de 2% do total anual (Figura 41).

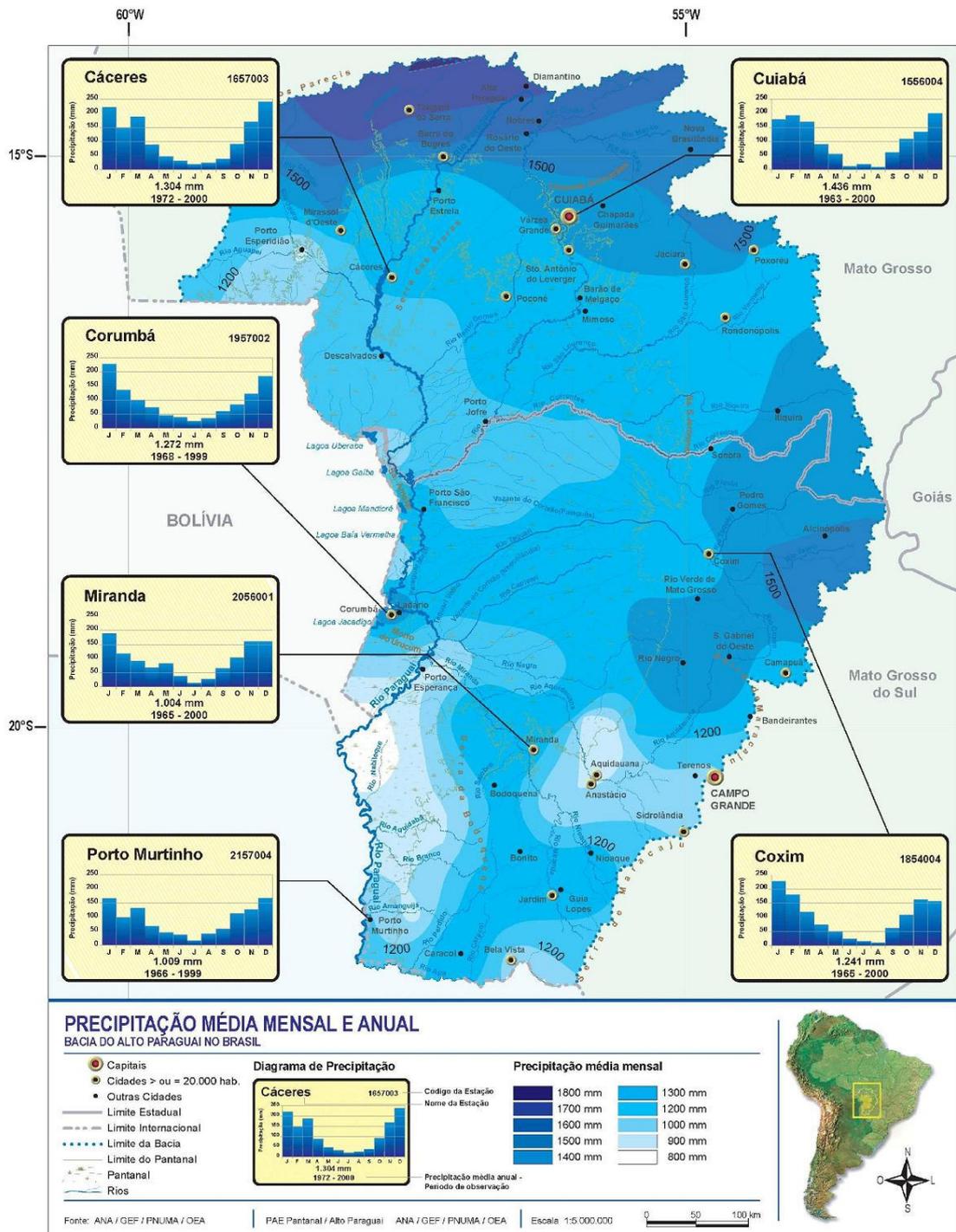


Figura 41 – Isoietas de precipitação anual e médias mensais de precipitação em alguns postos na região da parte brasileira da BAP (Fonte: Tucci et al., 2005).

Especialmente ao longo da BAP, a precipitação apresenta um gradiente no sentido do Planalto ao Norte e Leste para o Centro e Oeste da bacia, na região do Pantanal. Em termos

gerais, a precipitação média anual diminui da região do Planalto para o Pantanal. Nos extremos Leste e Norte da BAP, o total pluviométrico anual é superior a 1500 mm, enquanto na porções Centro-Oeste e Sul da bacia esse total é inferior a 1200 mm, alcançando até 1000 mm em algumas áreas como em Miranda e Porto Murtinho.

A temperatura média anual na região da BAP varia de 18° a 22° C, com médias variando de 24° C a 26° C nos meses mais quentes (Setembro e Outubro) e de 16° C a 18° C no mês mais frio (Julho). A amplitude de temperaturas na região varia de mínimas de até 2° C até máximas em torno de 33° C em Dezembro (Tucci et al., 2005).

5.1.3 Solos e uso da terra

A partir de informações do Projeto RADAMBrasil (Ministério das Minas e Energia, 1983), de PCBAP (Brasil, 1997) e de FAO (1998), Tucci et al. (2005) elaboraram o mapa de solos da BAP (Figura 42).

Observa-se a preponderância de solos hidromórficos e areias quartzosas na região do Pantanal. Do ponto de vista hidrológico, são solos que têm potencial de geração de escoamento superficial apesar do grande percentual de areia, devido à relativa proximidade do lençol freático com a superfície.

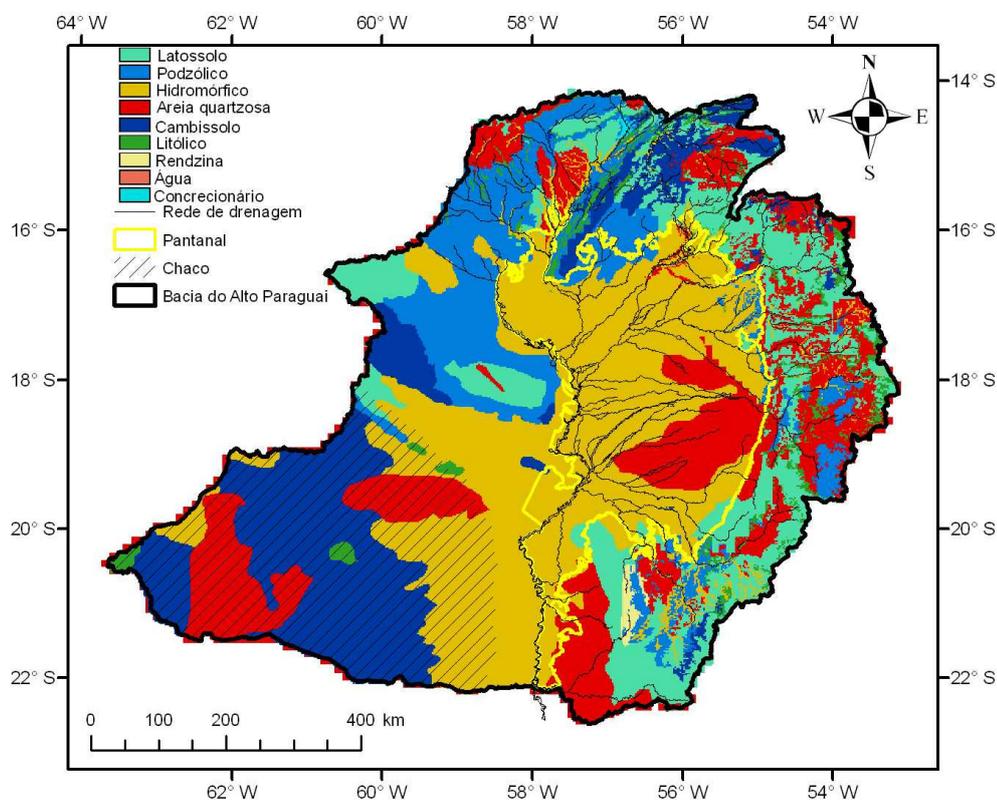


Figura 42 – Mapa dos tipos de solo da Bacia do Alto Paraguai (fonte: adaptado de Tucci et al., 2005).

Na região do Chaco, predominam os cambissolos, solos litólicos e hidromórficos no Chaco. Na região do Planalto, há predominância de areias quartzosas e latossolos, que apresentam a característica de pouca geração de escoamento superficial e muita geração de escoamento de base. No Planalto também ocorrem áreas de cambissolo e solo podzólico ao Norte, litólico e concrecionário no Leste, concrecionários no Sul e Podzólicos no Oeste.

5.1.4 Geomorfologia e inundações

O rio Paraguai adentra a região do Pantanal próximo ao município de Cáceres, e segue seu curso por quase 1300 km até receber a contribuição do rio Apa. Ao longo do seu percurso no Pantanal, o rio Paraguai recebe importantes contribuições pela margem esquerda, com destaque para os rios Cuiabá, Taquari, Negro e Miranda.

Tanto o rio Paraguai quanto seus tributários da margem esquerda descem do Planalto conduzindo água das partes altas do norte e do leste da BAP e, ao alcançar o Pantanal, encontram um terreno extremamente plano. O canal principal dos rios apresenta menores profundidades (margens mais baixas) e pequenas declividades à medida que avançam sobre o Pantanal, resultando em pequenas velocidades do escoamento (Tucci et al., 2005). Durante períodos de cheia, os canais não conseguem conduzir o escoamento, e ocorre o extravasamento e inundação de extensas áreas da planície, que abrangem em média uma área de 50000 km² e podem variar de 10.000 a 110.000 km² (Hamilton et al., 1996).

As declividades no rio Paraguai variam tipicamente entre 0,7 e 6,5 cm/km e de 12 a 50 cm/km nos tributários (Ponce, 1995). Tomando o trecho do Rio Paraguai de Cáceres até a foz do Rio Apa (trecho dentro do Pantanal e da BAP), a declividade média é de 3,2 cm/km segundo estimativa feita com base em dados de 310 seções transversais (Figura 43). Considerando individualmente cada sub-trecho entre duas seções transversais, 80% desses sub-trechos têm declividade inferior a 5 cm/km e apenas 5% do total têm declividade superior a 10 cm/km (Figura 44).

Os rios Aquidauana e Miranda exemplificam as características morfológicas distintas entre o Planalto e o Pantanal. Ambos nascem na Serra do Maracaju e percorrem mais de 300 km na região do Planalto até alcançar o Pantanal. Em valores aproximados, a declividade do rio Aquidauana passa de mais de 40 cm/km no Planalto para menos de 15 cm/km no Pantanal, enquanto para o rio Miranda essa transição é de 25 cm/km para em torno de 10 cm/km (Figura 45). A diferença entre as seções transversais da calha principal dos rios Aquidauana e Miranda ao longo do percurso Planalto-Pantanal também é marcante (Figura 46). No rio Aquidauana, a área da seção transversal diminui 37% entre as estações Palmeiras e Aquidauana, com redução adicional de 46% entre Aquidauana e Porto Ciriaco. No rio

Miranda, ocorre uma redução de 25% na área transversal da calha principal entre os postos de Estrada MT738 e Miranda.

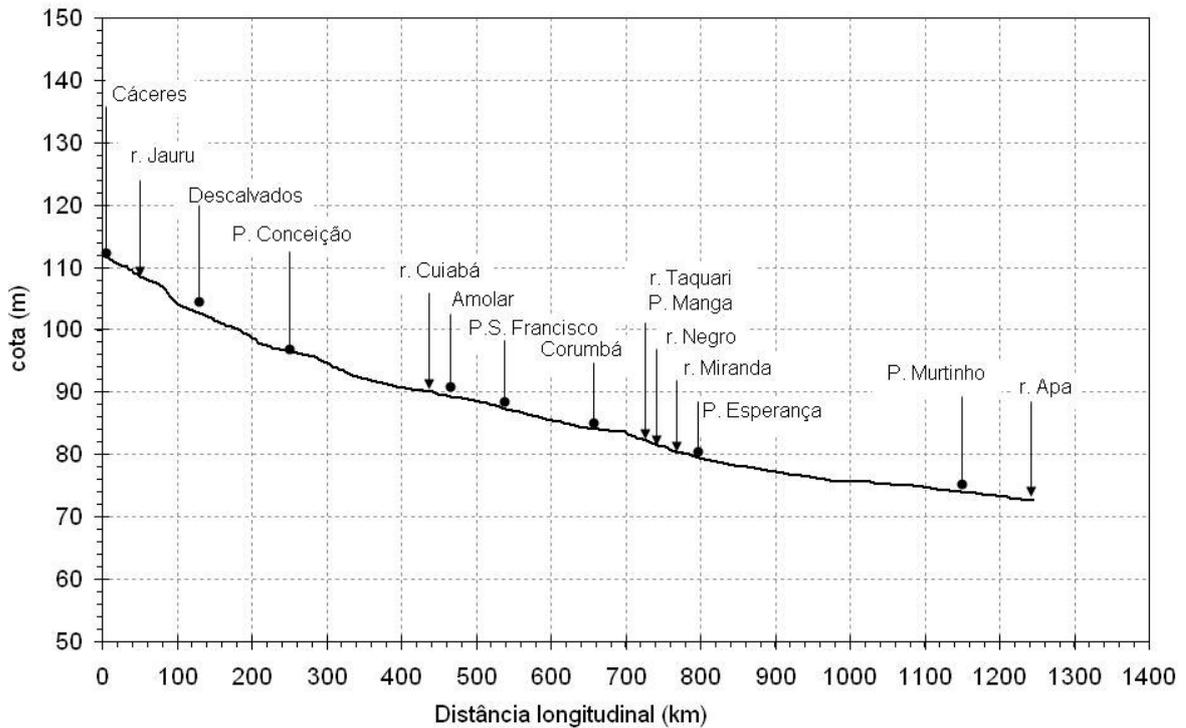


Figura 43 – Perfil longitudinal do rio Paraguai de Cáceres até a foz do rio APA, estimado com base nos dados topográficos de 310 seções transversais.

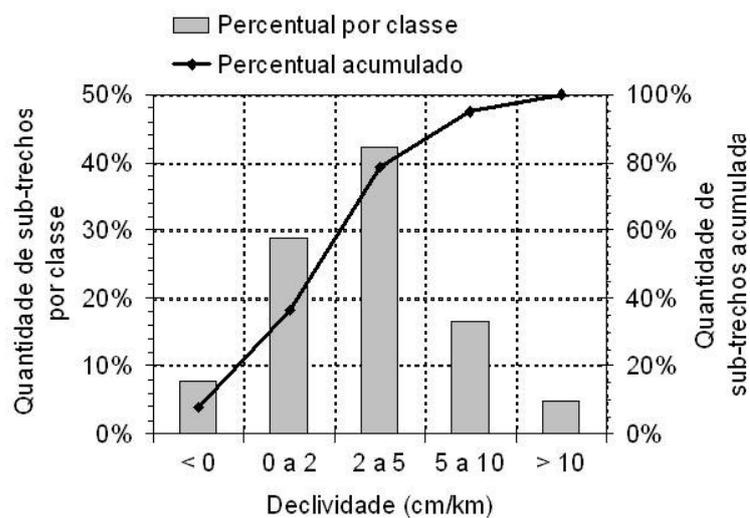


Figura 44 – Histograma das declividades dos sub-trechos definidos entre duas seções transversais consecutivas ao longo do rio Paraguai, no trecho entre Cáceres e a foz do rio APA.

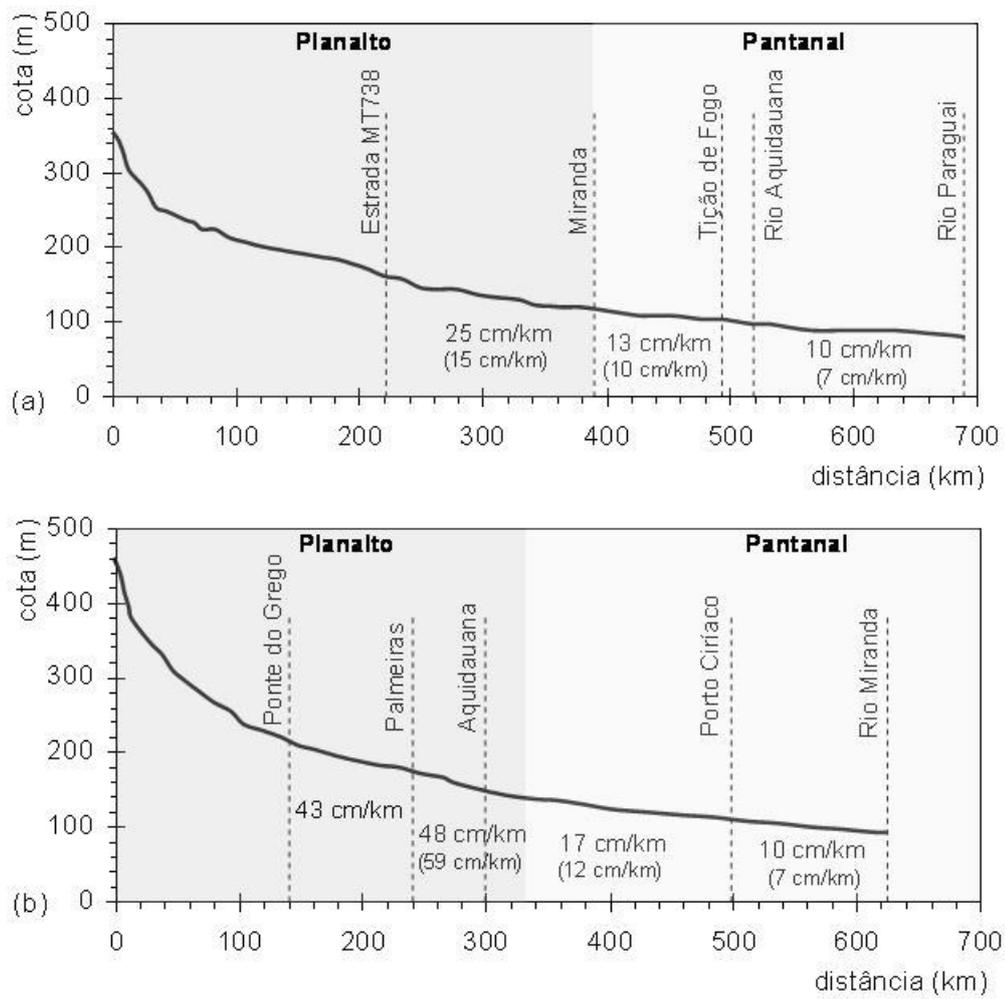


Figura 45 – Perfil longitudinal dos rios Miranda (a) e Aquidauana (b), com indicação da declividade do rio em alguns trechos: valores estimados a partir do MDE do SRTM-90m e entre parênteses valores estimados por DNOS (1974).

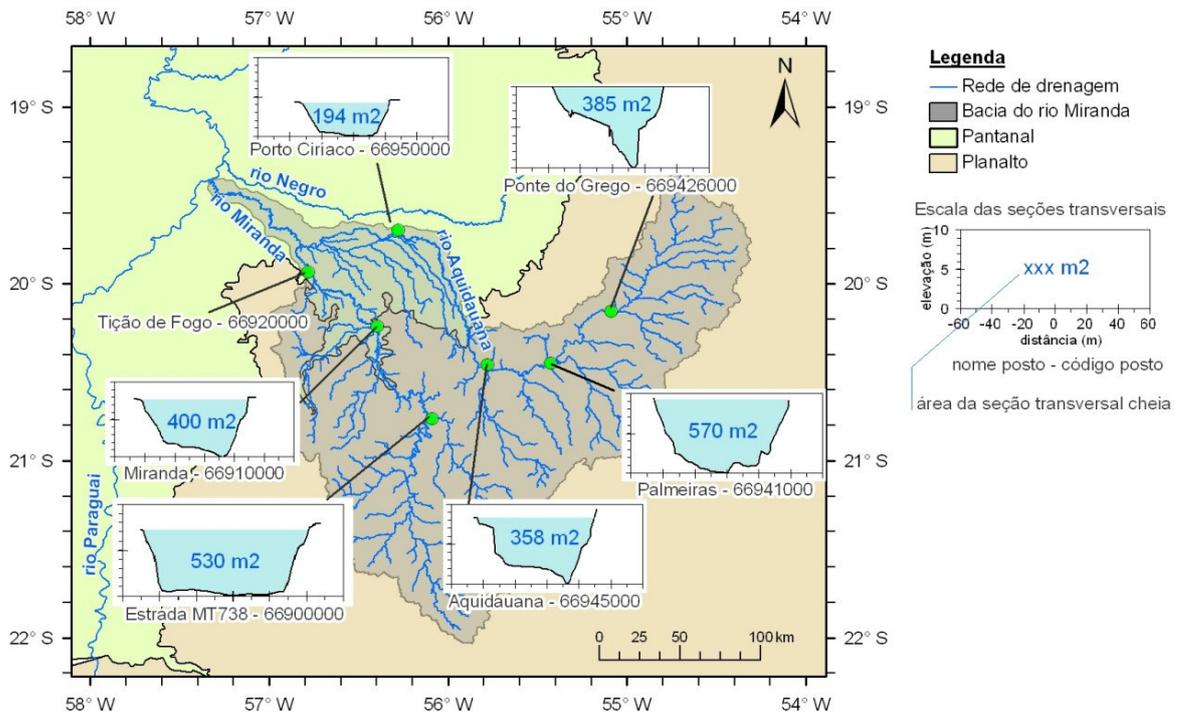


Figura 46 – Seções transversais da calha principal em postos fluviométricos dos rios Aquidauana e Miranda, na bacia do rio Miranda, contribuinte da margem esquerda do rio Paraguai (Fonte: Souza et al., submetido).

5.2 Estudos hidrológicos anteriores

5.2.1 Estudos com base em imagens orbitais

Usando imagens do satélite Landsat 5-TM e fotografias aéreas, Vila da Silva (1991) estudou a dinâmica da inundação em uma área das sub-regiões de Nabileque e Miranda.

Analisando imagens do sensor SMMR (Scanning Multichannel Microwave Radiometer, satélite Nimbus-7) referentes a um período de 9 anos (1979-1987), Hamilton et al. (1996) estudaram os padrões mensais de inundação no Pantanal durante as cheias, mas com enfoque na extensão da área inundada.

Os resultados obtidos por Hamilton et al. (1996) ressaltaram as diferenças na sazonalidade e variabilidade anual da inundação entre as diversas sub-regiões do Pantanal. Um modelo de regressão linear foi estabelecido, para prever a área inundada mensalmente no Pantanal em função do nível de água no posto fluviométrico de Ladário, no Rio Paraguai. A análise foi posteriormente estendida por Hamilton (1999) e regressões entre áreas inundadas e nível da água em cada sub-região foram estabelecidas.

O estudo de Hamilton et al. (1996) é considerado o mais completo até o momento quanto à análise de áreas inundadas no Pantanal. Entretanto, os resultados são limitados a

descrever o padrão geral da inundação no Pantanal em termos de área inundada, em função da pequena resolução espacial das imagens de satélites utilizadas (27 km), e com intervalo de tempo mensal. Não foram produzidas análises ou resultados acerca do padrão espacial ou manchas de inundação na planície.

Estudo realizado por Padovani (2007) produziu estimativas de manchas de inundação em todo o Pantanal em duas datas específicas, uma no período de estiagem (06/out/2004) e outra no período de cheias (13/fev/2005). Tais estimativas foram geradas a partir de imagens orbitais do sensor WFI (Wide Field Imager) do satélite CBERS2.

A resolução espacial dessas imagens é de 258 m e uma única cena imageada abrange toda a região do Pantanal, não sendo necessária composição de cenas para uma mesma data. Padovani (2007) utilizou o método de fatiamento do histograma e a composição colorida como referência, além de fotografias aéreas georreferenciadas e imagens Landsat como auxiliares, para determinar a distinção entre áreas consideradas inundadas das não inundadas.

5.2.2 Estudos de modelagem

Na parte de modelagem, Pfafstetter (1993) menciona a aplicação de um modelo tipo SSARR como parte de um sistema de previsões desenvolvido pelo DNOS na década de 60, o qual foi reformulado posteriormente pelo referido autor.

O modelo SSARR (Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation) foi desenvolvido pelo U. S. Army Corps of Engineerse e possui três módulos (Tucci, 1998), tendo sido utilizado no estudo do Pantanal apenas o módulo de escoamento em rios e reservatórios. Não foram utilizados os módulos precipitação-vazão na bacia e de regularização de reservatórios. O módulo precipitação-vazão teve recomendação de uso no relatório do estudo mencionado (Allasia, 2007), o que pode ser considerado um indicativo da necessidade de levar em conta a precipitação local no Pantanal para o estudo das inundações.

Em sua tese de doutorado, Miguez (1994) desenvolveu um modelo de células aplicado à área do Pantanal a montante de Amolar no rio Paraguai, cujos resultados foram também publicados em Mascarenhas e Miguez (1994). Os resultados foram considerados muito bons, mostrando a adequação desse tipo de abordagem simplificado para a representação da inundação no Pantanal.

No projeto EDIBAP (BRASIL, 1979), foi desenvolvido um estudo de modelagem da BAP compreendido por duas partes: (i) aplicação do modelo Muskingum-Cunge para a propagação do escoamento nas sub-bacias do Planalto; (ii) aplicação do modelo SSARR ao

Pantanal. No Pantanal, a contribuição lateral foi calculada com base na integração de volumes obtidos a partir de dados observados existentes (Allasia, 2007).

Um estudo mais recente abrangeu toda a extensão do Pantanal, desenvolvido em Tucci et al. (2005), posteriormente incrementado em Allasia (2007) e Paz et al. (2010). Nesse estudo, toda a região da BAP foi simulada com a combinação de um modelo hidrológico distribuído (modelo MGB-IPH) com um modelo hidrodinâmico 1D (modelo HEC-RAS) e células de armazenamento na planície.

A região do Planalto foi simulada em Tucci et al. (2005) com o modelo MGB-IPH, que possui o módulo de propagação de vazões do tipo Muskingum-Cunge. Na região do Pantanal, tal modelo foi aplicado para gerar as contribuições laterais a um modelo hidrodinâmico 1D aplicado à rede de drenagem, na qual foram representados o rio Paraguai e todos os seus principais tributários (Figura 47). Como condições de contorno a montante do modelo 1D, foram consideradas as vazões geradas pelo modelo MGB-IPH no Planalto. Células de armazenamento conectadas aos rios no Pantanal foram utilizadas para armazenar o volume de água durante as cheias e simular o retardo e amortecimento do escoamento.

O estudo desenvolvido em Tucci et al. (2005) é o estudo de modelagem do BAP mais completo até o momento. No incremento de tal estudo realizado por Paz et al. (2010), as seções transversais fornecidas como entrada no modelo hidrodinâmico foram reformuladas a partir de novos dados obtidos e fazendo-se uma composição com valores de elevação do terreno obtidos do MDE do SRTM. Além disso, tais autores revisaram as lagoas de armazenamento na planície e o ajuste do modelo. Os resultados obtidos são considerados muito bons em termos da reprodução do regime de vazões na rede de drenagem. Entretanto, a limitação do referido estudo é que não foram simuladas manchas de inundação na planície, devido à abordagem utilizada.

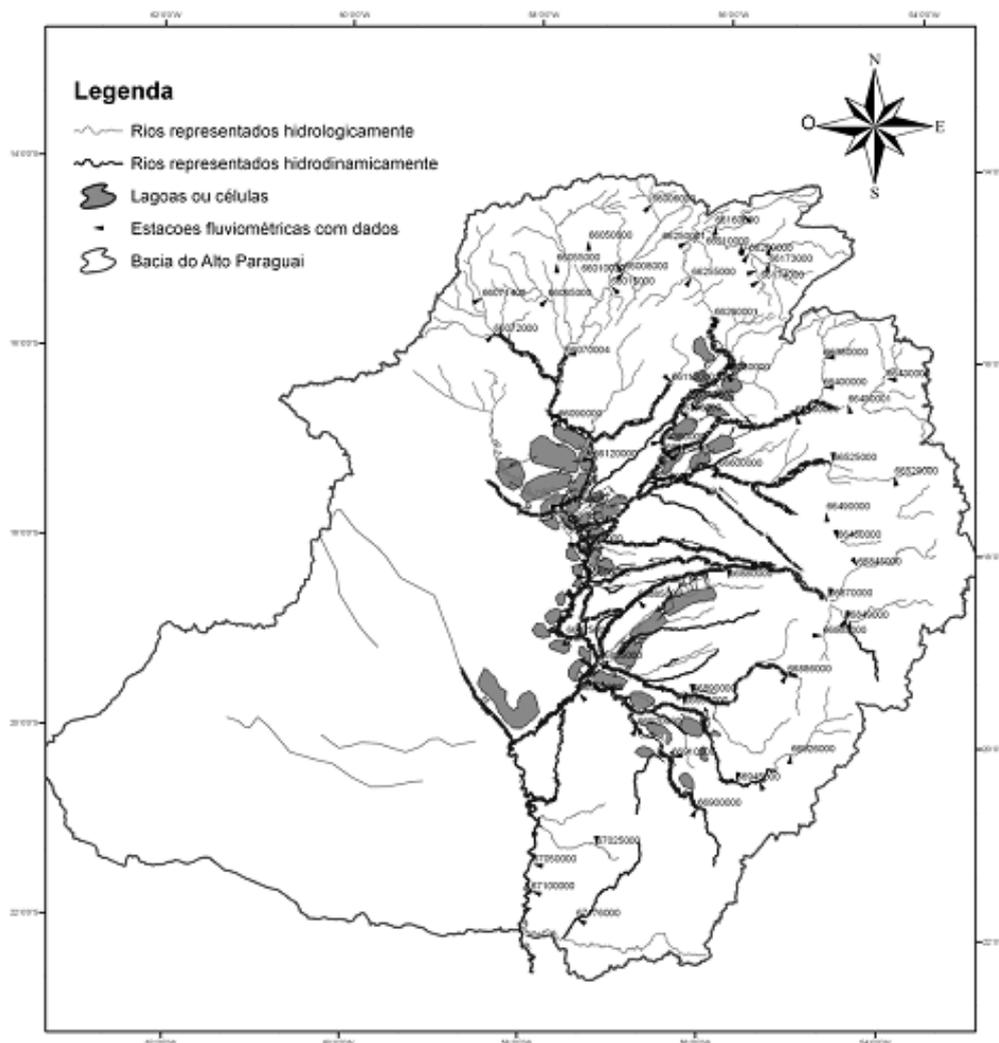


Figura 47 – Esquema de modelagem da Bacia do Alto Paraguai no estudo desenvolvido por Tucci et al. (2005).

5.3 Modelagem da BAP

5.3.1 Visão geral

A parcela da Bacia do Alto Paraguai representada na modelagem deste estudo compreende a rede de drenagem formada pelos rios Paraguai, Juru, Cuiabá, São Lourenço, Piquiri, Taquari, Negro, Miranda e Aquidauana.

Na região do Pantanal, os canais principais são representados no modelo 1D e as planícies no modelo de inundação 2D. As bacias contribuintes do Planalto são simuladas com o modelo hidrológico distribuído (modelo chuva-vazão) e consideradas como condições de contorno do modelo 1D aplicado ao Pantanal.

No Planalto, as condições hidráulicas (seções transversais mais amplas e maiores declividades em relação ao Pantanal) favorecem a condução do escoamento e inibem a ocorrência do extravasamento do escoamento dos canais para as planícies. Isso faz com que as contribuições do Planalto aportem ao Pantanal diretamente pelos canais principais. Portanto,

para fins de simulação das inundações no Pantanal, é simplificação aceitável tomar as vazões contribuintes geradas no Planalto como condições de contorno do modelo aplicado à rede de drenagem no Pantanal.

O período de interesse da simulação compreende de 1995 a 2006 e foi escolhido por ser uma época recente e com disponibilidade de dados fluviométricos e pluviométricos.

A seguir é descrita a modelagem dos três compartimentos que compõem a região de estudo, bem como a conexão entre eles: (a) bacias contribuintes do Planalto; (b) canais principais no Pantanal; (c) planícies de inundação no Pantanal;

5.3.2 Sub-bacias contribuintes do Planalto

Domínio simulado e estudo anterior

As sub-bacias contribuintes do Planalto simuladas com o modelo hidrológico MGB-IPH foram definidas como as áreas de drenagem de cada um dos nove postos fluviométricos considerados condições de contorno do modelo hidrodinâmico 1D (Figura 48). Foram modeladas nove sub-bacias com áreas de drenagem variando de 2.800 km² a 32.600 km² (Tabela 4).

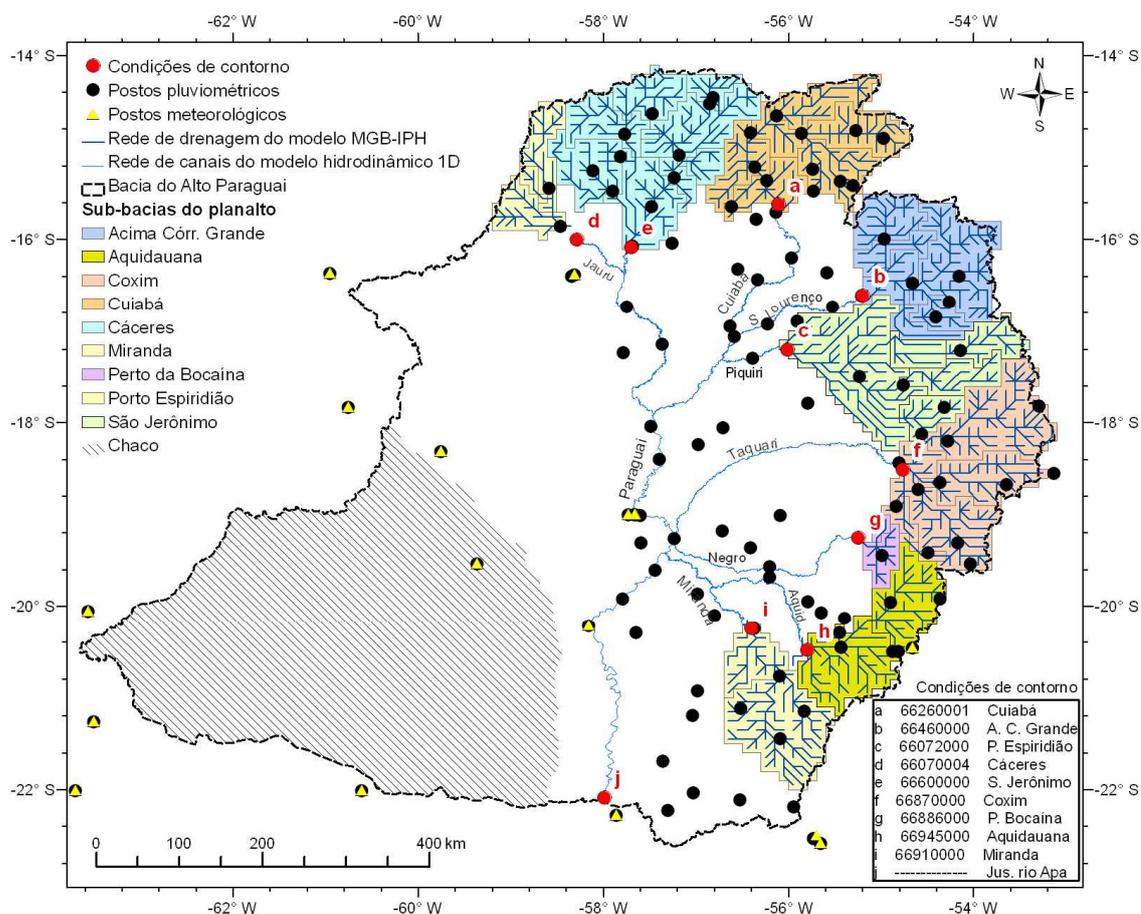


Figura 48 – Sub-bacias do Planalto simuladas com o modelo hidrológico MGB-IPH e consideradas como condições de contorno do modelo hidrodinâmico 1D.

A aplicação e calibração do modelo MGB-IPH a cada uma das sub-bacias é descrita detalhadamente em Tucci et al. (2005), estudo onde consta a modelagem de toda a Bacia do Alto Paraguai para o período de 1968 a 2000. Para esta tese, foi aplicado o modelo desenvolvido no referido estudo, estendendo o período das simulações até 2006.

Nos itens a seguir são descritas brevemente as principais informações referentes à discretização do modelo, características físicas e dados hidrometeorológicos utilizados na modelagem das sub-bacias do Planalto feita em Tucci et al. (2005) e as adaptações para esta pesquisa.

Tabela 4 – Sub-bacias contribuintes do Planalto simuladas com o modelo hidrológico MGB-IPH para geração de condições de contorno ao modelo hidrodinâmico 1D.

Posto fluviométrico que define a condição de contorno		Rio	Área de drenagem (km²)	Quantidade de células na discretização do modelo hidrológico
Código	Nome			
66260001	Cuiabá	Cuiabá	24.668	206
66460000	Acima do Córrego Grande	São Lourenço	23.327	195
66600000	São Jerônimo	Piquiri	9.215	77
66072000	Porto Espiridião	Jauru	6.221	52
66070004	Cáceres	Paraguai	32.574	273
66870000	Coxim	Taquari	28.688	240
66886000	Perto da Bocaína	Negro	2.807	23
66945000	Aquidauana	Aquidauana	15.350	13
66910000	Miranda	Miranda	15.502	130
total			158.302	1209

Discretização e rede de drenagem

O modelo MGB-IPH foi aplicado com uma discretização espacial em células regulares de 0,1° x 0,1°, totalizando 1209 células para o conjunto das nove sub-bacias do Planalto. A rede de drenagem que estabelece a conexão entre as células do modelo hidrológico foi derivada do MDE do SRTM-90m com correções manuais posteriores e é ilustrada na Figura 48.

Dados de precipitação e meteorológicos

Foram utilizados dados de precipitação de 105 postos pluviométricos distribuídos espacialmente sobre a BAP (Figura 48). Todos os dados de precipitação foram coletados do Sistema de Informações Hidrológicas HydroWeb da ANA. A relação dos postos pluviométricos e a indicação da disponibilidade de dados em cada um deles são apresentadas no Anexo A.

Os dados meteorológicos utilizados são referentes a 18 postos localizados na região da BAP (Figura 48). Para o período de 1995 a 2000, foram utilizados dados diários de temperatura, umidade relativa, pressão atmosférica, insolação solar e velocidade do vento, conforme a disponibilidade em cada posto. Nas datas desse período em que há falhas nos dados, é utilizado o valor médio mensal. No período inteiro de 2001 a 2006, são utilizados dados médios mensais, por indisponibilidade de dados diários. A listagem dos postos meteorológicos e a disponibilidade de dados das variáveis meteorológicas são apresentadas no Anexo B.

Tipo de solo e cobertura vegetal

O modelo hidrológico MGB-IPH representa a variabilidade interna das características físicas em cada célula através de unidades de resposta hidrológica (patches).

Na modelagem das sub-bacias do Planalto, os tipos de solo foram combinados com as informações de uso da terra e cobertura vegetal para compor os patches representados no modelo hidrológico. Combinações com pequena ocorrência foram agrupadas em classes de maior ocorrência, para efeito de simplificação e redução do número de parâmetros do modelo. Como resultado, foram estabelecidas dez unidades de resposta hidrológica (Tabela 5).

Tabela 5 – Unidades de resposta hidrológica (patches) considerados na modelagem das sub-bacias do Planalto com o modelo MGB-IPH.

Ordem	Patch
1	Cerrado – Areia
2	Cerrado – Cambissolo
3	Cerrado – Latossolo
4	Pastagem – Cambissolo
5	Pastagem – Areia
6	Cultivo
7	Pantanal
8	Rocha
9	Galeria
10	Água

Cada patch é caracterizado no modelo MGB-IPH por parâmetros como o armazenamento máximo de água no solo, altura da vegetação, resistência superficial de referência, índice de área foliar e albedo. Os valores dos parâmetros adotados foram aqueles definidos no ajuste do modelo realizado por Tucci et al. (2005).

5.3.3 Canais principais no Pantanal

Domínio simulado

A rede de drenagem representada no modelo 1D compreende simplificada apenas o rio Paraguai e seus principais afluentes: rio Jauru na margem direita do rio Paraguai e rios Cuiabá, São Lourenço, Piquiri, Taquari, Negro, Aquidauana e Miranda na margem esquerda do rio Paraguai (Figura 49). Tanto para o rio Paraguai quanto para os tributários, a extensão representada no modelo 1D exclui os trechos no Planalto e abrange apenas os trechos dentro do Pantanal, que é onde ocorrem as inundações da planície devido ao extravasamento dos canais principais.

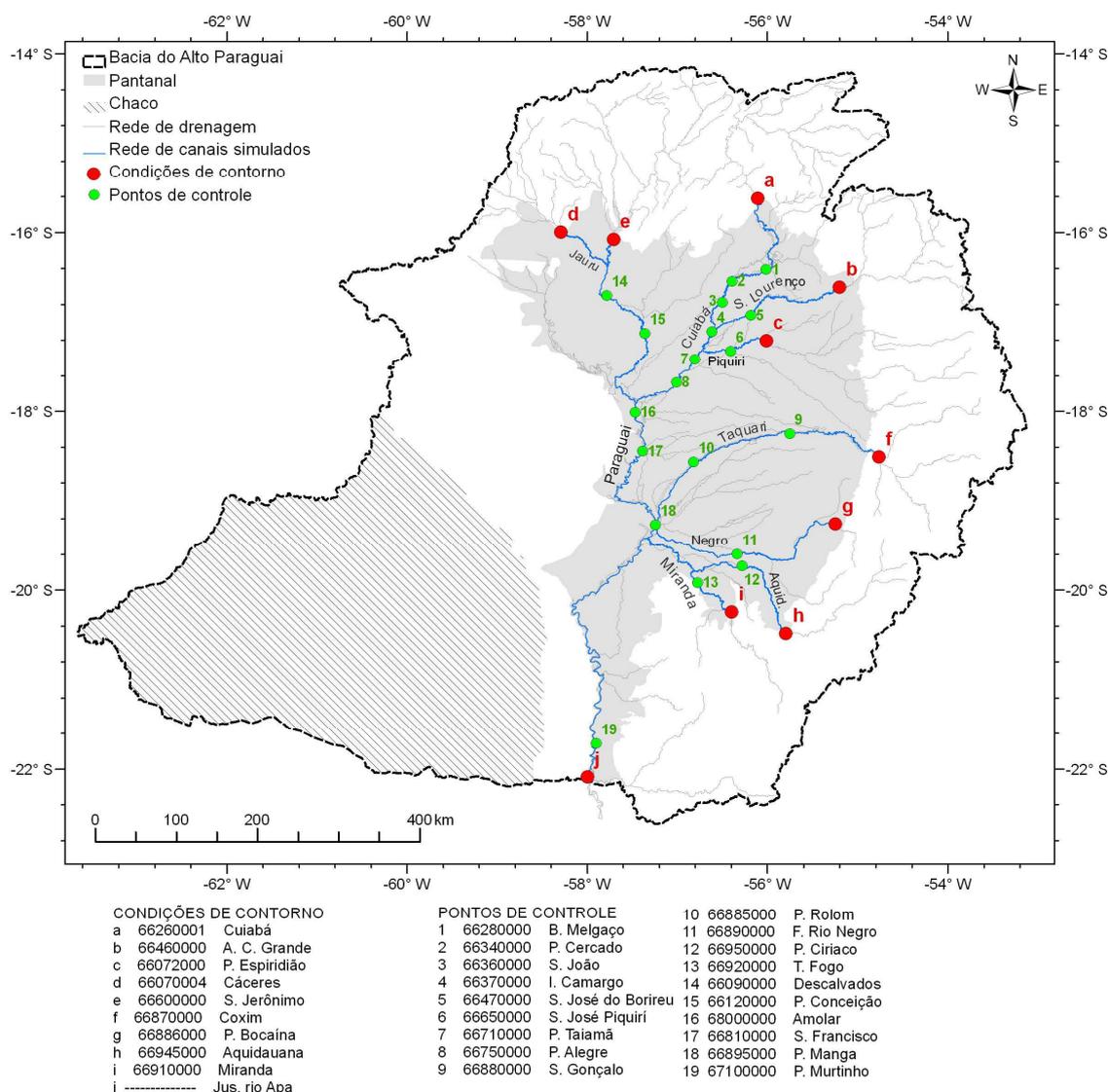


Figura 49 – Rede de drenagem representada no modelo 1D com indicação das condições de contorno, pontos de controle e bacias contribuintes do Planalto.

O traçado dos canais foi obtido por digitalização manual sobre imagens Landsat7 ETM+, sendo que a extremidade a montante (condição de contorno) de cada rio foi definida segundo a delimitação das regiões Planalto e Pantanal e a disponibilidade de postos

fluviométricos com dados observados. Ao total, são 3965 km de rios simulados no modelo 1D, sendo 1250 km do Rio Paraguai e 2715 km dos tributários (Tabela 6).

Tabela 6 – Descrição dos trechos de rio representados na modelagem 1D da BAP, com comprimentos estimados a partir de digitalização sobre imagens de satélite.

Rio	Ponto a montante (condição de contorno)	Ponto a jusante	Comprimento (km)	Seções transversais disponíveis
Cuiabá	Cuiabá (66260001)	Confl. com r. Paraguai	591,3	7
S. Lourenço	A. C. Grande (66460000)	Confl. com r. Cuiabá	336,3	2
Piquiri	S. Jerônimo (66460000)	Confl. com r. Cuiabá	144,3	2
Jauru	P. Esperidião (66072000)	Confl. com r. Paraguai	143,1	1
Taquari	Coxim (66870000)	Confl. com r. Paraguai	451,9	1
Negro	P. Bocaína (66886000)	Confl. com r. Paraguai	389,8	2
Aquidauana	Aquidauana (66945000)	Confl. com r. Miranda	337,6	2
Miranda	Miranda (66910000)	Confl. com r. Paraguai	320,5	2
Paraguai	Cáceres (66070004)	Foz do rio Apa	1250,0	310

Seções transversais

A disponibilidade de dados de seções transversais é bastante limitada para os tributários do rio Paraguai. Dados de apenas 19 perfis transversais estavam disponíveis para o conjunto de 2715 km dos trechos dos afluentes simulados (Tabela 6), os quais são provenientes da HidroWEB/ANA. Além disso, para a maioria dos perfis disponíveis há incerteza quanto à informação do zero da régua e dos dados em si.

Entre as seções disponíveis nos trechos dos afluentes, foram geradas seções intermediárias por interpolação linear, procurando manter o espaçamento entre duas seções consecutivas quaisquer em torno de 5 km. A quantidade final de seções geradas por interpolação e o valor dos espaçamentos resultantes foram posteriormente atualizados ao estabelecer a conexão entre canais e elementos da discretização da planície no modelo de inundação.

Devido à incerteza no zero da régua, o posicionamento vertical das seções dos afluentes foi orientado pelos valores de elevação do terreno referentes ao MDE da planície, derivado dos dados do SRTM, e também procurando obter declividades dos canais de

drenagem coerentes com valores descritos em outros estudos (por exemplo: DNOS, 1974; Tucci et al., 2005; Paz et al., 2010).

No Anexo D constam os perfis topográficos de todos os trechos de rio modelados, nos quais são confrontados os valores de elevação do terreno referentes ao fundo e à margem dos canais com a elevação dos elementos da planície adjacentes. As declividades média, mínima e máxima para cada rio é apresentada na Tabela 7.

Para o rio Paraguai há a disponibilidade de 310 perfis transversais, espaçados entre si de 600 a 8200 m. Trata-se de um conjunto de informações suficiente para a caracterização da calha do rio Paraguai no trecho em estudo, não sendo necessária a interpolação para geração de seções adicionais. Do total de perfis disponíveis, 275 foram efetivamente selecionados e utilizados para alimentar o modelo 1D. Os demais perfis foram excluídos por terem espaçamento em relação às seções a montante e a jusante insuficiente para estabelecer a conexão com elementos distintos da planície – cada seção do canal deve estar, obrigatoriamente, conectada a um elemento exclusivo da planície.

Tabela 7 – Declividades média, mínima e máxima do canal principal referentes a trechos individuais do rio Paraguai e tributários.

Rio	Declividade do fundo do canal principal (m/km)		
	mínimo	média	máximo
Aquidauana	0,15	0,15	0,15
Cuiabá	0,06	0,09	0,12
Jauru	0,12	0,19	0,25
Miranda	0,10	0,14	0,17
Negro	0,08	0,17	0,36
Piquiri	0,09	0,10	0,12
Taquari	0,22	0,26	0,29
São Lourenço	0,18	0,22	0,43
Paraguai	0,02	0,04	0,09

Os dados de elevação do terreno das seções transversais do rio Paraguai estão referidos ao elipsóide WGS-84 (World Geographic System 1984) como datum vertical. Tais dados foram convertidos para ter como datum vertical o geóide EGM-96 (Earth Gravitational Model 1996), que é a referência dos dados do MDE do SRTM, utilizado para representar a topografia da planície na modelagem.

A altura do geóide EGM-96 em relação ao elipsóide WGS-84, grandeza conhecida como ondulação geoidal, varia espacialmente sobre a Terra (Figura 50). Ao longo do rio Paraguai, essa altura varia de cerca de 6 m em Cáceres até mais de 15 m próximo à foz do rio Apa (Figura 51-a e Figura 51-b). Para cada seção do rio Paraguai, a ondulação geoidal

correspondente a sua localização geográfica foi aplicada para a conversão de datum vertical. Esse ajuste no datum tornou bastante coerente a relação entre o nível da água medido nas seções transversais durante o levantamento topográfico e a elevação do terreno extraída do MDE do SRTM (Figura 51-c).

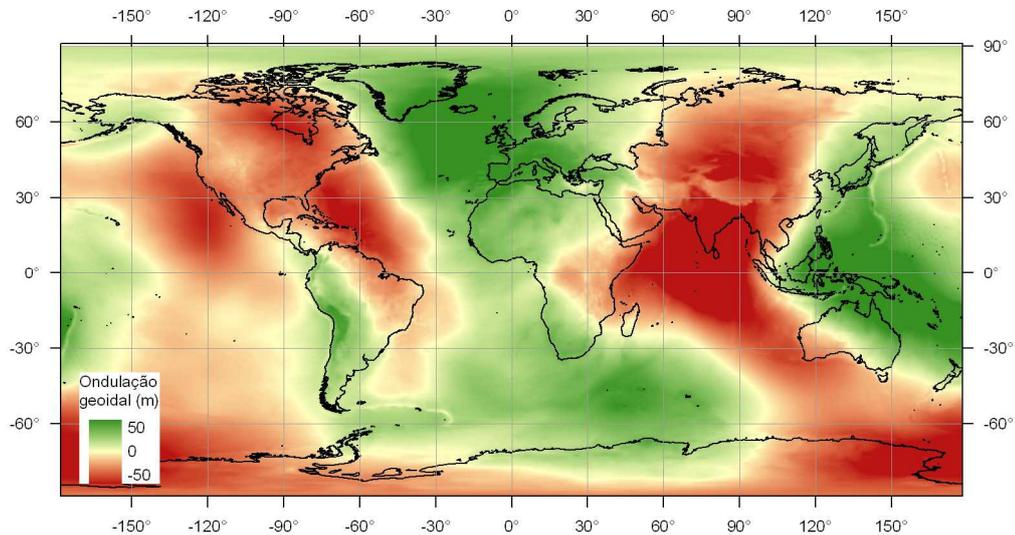


Figura 50 – Mapa de ondulação geoidal do geóide EGM96 em relação ao elipsóide WGS84.

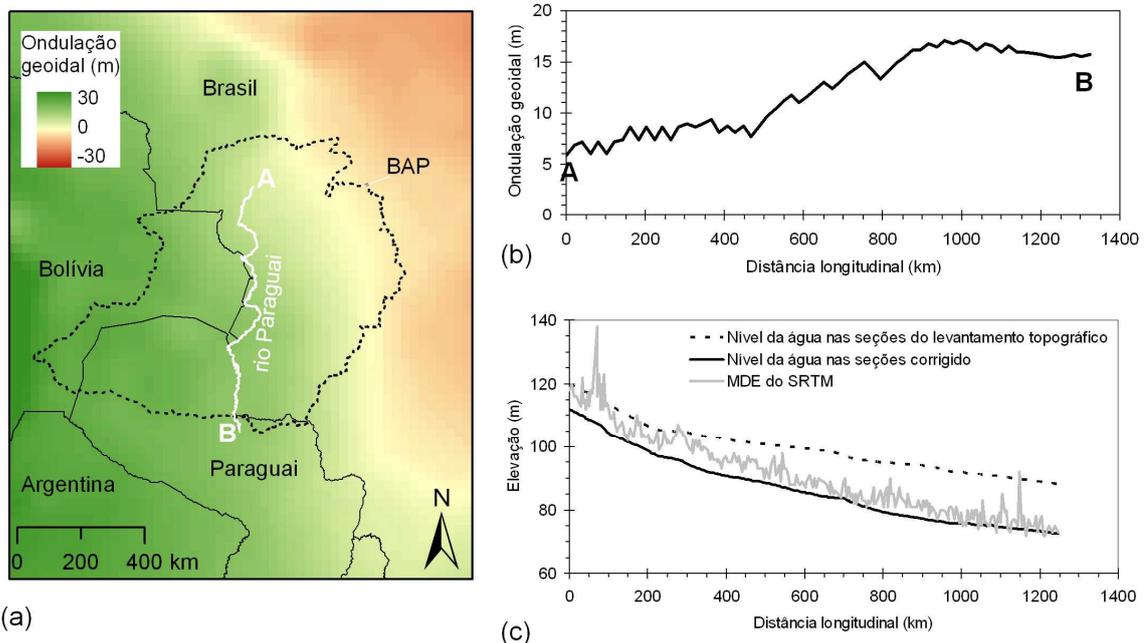


Figura 51 – (a) Ondulação geoidal do geóide EGM96 em relação ao elipsóide WGS84 para a região da Bacia do Alto Paraguai; (b) Perfil da ondulação geoidal ao longo do rio Paraguai entre o posto fluviométrico de Cáceres (A) e a foz do rio Apa (B); (c) nível de água medido nas seções transversais do rio Paraguai com e sem a correção de datum vertical em comparação com os valores de elevação do MDE do SRTM. (Fonte: adaptado de Paz et al., 2010).

Topologia

Considerando a disponibilidade de dados das seções transversais e a definição das seções que constituem as condições de contorno, foram definidos 292 trechos de rio. Segundo a nomenclatura adotada neste trabalho, a topologia inicial da rede de drenagem representada no modelo 1D da BAP é composta por 17 grandes trechos de rio, 8 confluências e 292 trechos de rio (Figura 52).

Após a interpolação das seções transversais, definição da conexão rio-planície e estabelecimento da numeração definitiva, a discretização da rede de drenagem abrange 811 sub-trechos e 828 seções transversais (Figura 53). A discriminação da topologia final da rede de drenagem é apresentada na Tabela 8 para cada grande trecho.

Tabela 8 – Discriminação da topologia da rede de drenagem representada no modelo 1D aplicado à BAP.

Grande trecho	Rio	Seção de montante	Seção de jusante	Espaçamento médio					
				Quantidade total de trechos (t), sub-trechos (st) e seções transversais (s)			(dx _{med}), máximo (dx _{máx}) e mínimo (dx _{mín}) entre seções consecutivas ao longo do gt (em metros)		
				t	st	s	dx _{med}	dx _{máx}	dx _{mín}
gt1	Cuiabá	Cuiabá	I.Camargo	4	76	77	5245	8810	4940
gt2	S. Lour.	A.C.Grande	r. Cuiabá	2	66	67	5006	5110	4970
gt3	Cuiabá	r. S.Lour.	r. Piquiri	1	7	8	5180	5180	5180
gt4	Piquiri	S.Jerôn.	r. Cuiabá	2	29	30	5011	5070	4960
gt5	Cuiabá	r.Piquiri	r. Paraguai	3	31	32	5149	6940	4920
gt6	Jauru	P.Esperid.	r. Paraguai	1	32	33	5200	5200	5200
gt7	Paraguai	Cáceres	r. Jauru	12	12	13	4539	7300	2000
gt8	Paraguai	r.Jauru	r. Cuiabá	83	83	84	4656	8000	600
gt9	Paraguai	r.Cuiabá	r. Taquari	57	57	58	4945	8000	1100
gt10	Taquari	Coxim	r. Paraguai	3	90	91	5020	5020	5020
gt11	Paraguai	r. Taquari	r. Negro	2	2	3	5900	7800	2100
gt12	Negro	P.Bocaína	r. Paraguai	2	78	79	4982	5030	4940
gt13	Paraguai	r. Negro	r. Miranda	4	4	5	3220	4500	1400
gt14	Aquid.	Aquid.	r. Miranda	2	68	69	4982	5050	4950
gt15	Miranda	Miranda	r. Aquid.	2	33	34	4886	4920	4790
gt16	Miranda	r. Aquid.	r. Paraguai	1	32	33	4940	4940	4940
gt17	Paraguai	r. Miranda	r. Apa	111	111	112	4393	8200	700
		Total		292	811	828	-	-	-
		Quantidade de confluências							8
		Quantidade de condições de contorno de montante							9
		Quantidade condições de contorno de jusante							1

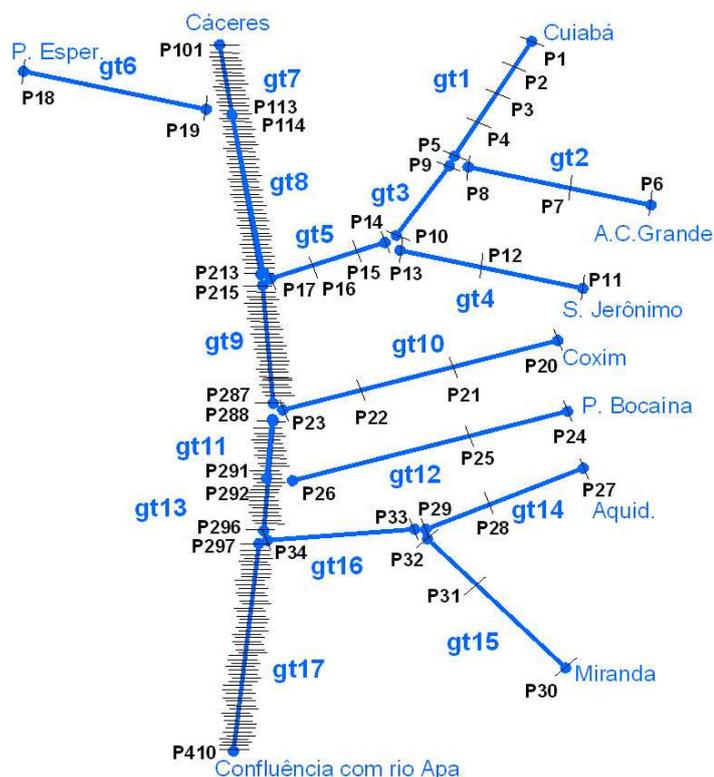


Figura 52 – Representação topológica inicial da rede de drenagem representada no modelo 1D aplicado à BAP, com indicação dos grandes trechos (gt), dos pontos que definem os trechos (P) de rio e das condições de contorno.

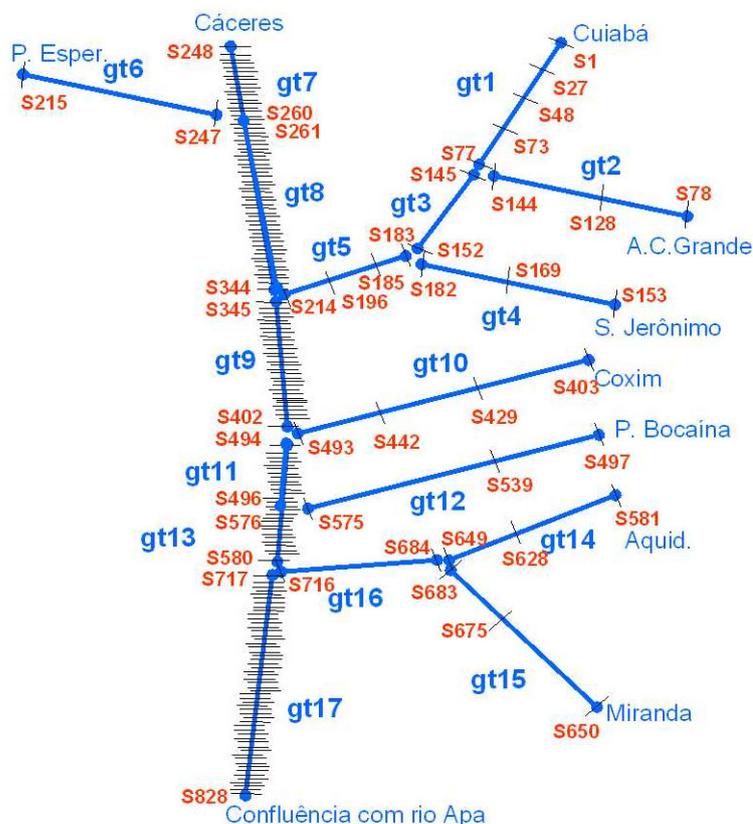


Figura 53 – Representação topológica final da rede de drenagem representada no modelo 1D aplicado à BAP, com indicação dos grandes trechos e a numeração definitiva das seções transversais principais que definem os trechos de rio.

Passo de tempo de cálculo do modelo 1D

O modelo hidrodinâmico 1D foi utilizado com um passo de tempo de cálculo (Δt_{rio}) de 1 h. Embora valores maiores possam ser utilizados para Δt_{rio} sem prejuízo dos resultados e com o benefício de redução do tempo de processamento, esse valor foi definido tendo em vista a forma como ocorre o acoplamento com o modelo de inundação da planície.

Como o passo de tempo do modelo de planície (Δt_{plan}) é da ordem de minutos e a troca de água rio-planície é atualizada apenas ao final de cada Δt_{rio} , o modelo de planície roda durante n_p passos de tempo ($n_p = \Delta t_{\text{rio}}/\Delta t_{\text{plan}}$) com valores constantes de aporte ou perda de água para os canais de drenagem. A adoção de um valor de Δt_{rio} mais próximo de Δt_{plan} minimiza o efeito dessa simplificação.

Condições iniciais

As condições iniciais no modelo hidrodinâmico 1D para a simulação da BAP foram determinadas estabelecendo uma condição de regime permanente e usando a equação de Manning, a partir da adoção de um determinado nível de água na seção de condição de contorno de jusante.

Condições de contorno

Como condição de contorno do modelo hidrodinâmico 1D, foram utilizados dados de vazão diária observadas e/ou calculadas com o modelo hidrológico aplicado às bacias contribuintes do Planalto.

Um resumo da ocorrência de falhas nas séries históricas diárias dos postos selecionados como condição de contorno é apresentado na Figura 54, mas o detalhamento da disponibilidade de dados consta no Anexo C.

Para o posto fluviométrico Perto da Bocaína, no rio Negro, não há disponibilidade de dados observados e, portanto, em todas as simulações foram utilizadas vazões calculadas pelo modelo hidrológico como condição de contorno. Analogamente, quando da ocorrência de falhas nos dados observados nos demais postos fluviométricos tomados como condição de contorno, tais falhas foram preenchidas com vazões calculadas com o modelo hidrológico.

Seja tomando dados observados seja considerando as vazões calculadas com o modelo hidrológico, os valores diários foram interpolados linearmente para o passo de tempo de cálculo do modelo 1D (Δt_{vert}) para compor os valores de condição de contorno propriamente ditos.

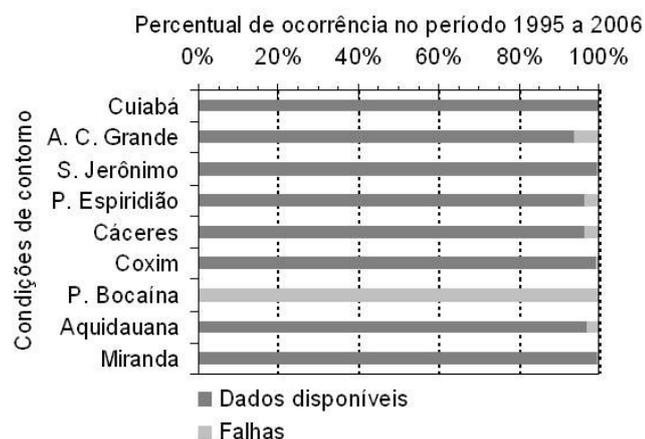


Figura 54 – Disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos postos fluviométricos considerados condições de contorno do modelo 1D aplicado à BAP.

Pontos de controle

Foram definidos como pontos de controle 19 postos fluviométricos localizados ao longo dos trechos de rio representados no modelo hidrodinâmico 1D (Tabela 9). Trata-se de pontos utilizados para verificar os hidrogramas calculados nas simulações e para analisar as trocas laterais entre rio-planície.

Tabela 9 – Postos fluviométricos utilizados como pontos de controle na modelagem dos canais principais do Rio Paraguai e afluentes.

Referência	Código	Nome	Rio
1	66280000	B. Melgaço	Cuiabá
2	66340000	P. Cercado	Cuiabá
3	66360000	S. João	Cuiabá
4	66370000	I. Camargo	Cuiabá
5	66470000	S. J. Borireu	S. Lourenço
6	66650000	S. J. Piquiri	Piquiri
7	66710000	P. Taiamã	Cuiabá
8	66750000	P. Alegre	Cuiabá
9	66880000	S. Gonçalo	Taquari
10	66885000	P. Rolom	Taquari
11	66890000	F. R. Negro	Negro
12	66950000	P. Ciríaco	Aquidauana
13	66920000	T. Fogo	Miranda
14	66090000	Descalvados	Paraguai
15	66120000	P. Conceição	Paraguai
16	66800000	Amolar	Paraguai
17	66810000	S. Francisco	Paraguai
18	66895000	P. Manga	Paraguai
19	67100000	P. Murtinho	Paraguai

À exceção de quatro dos pontos de controle, a comparação entre vazões calculadas e observadas foi utilizada como critério para o ajuste do modelo 1D. Nos postos fluviométricos São Gonçalo, Porto Rolom, Fazenda Rio Negro e Tição de Fogo tal comparação não foi realizada por indisponibilidade de dados observados.

Um resumo da disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos dados diários dos postos selecionados como pontos de controle é apresentado na Figura 55, enquanto o detalhamento de tal análise consta no Anexo C.

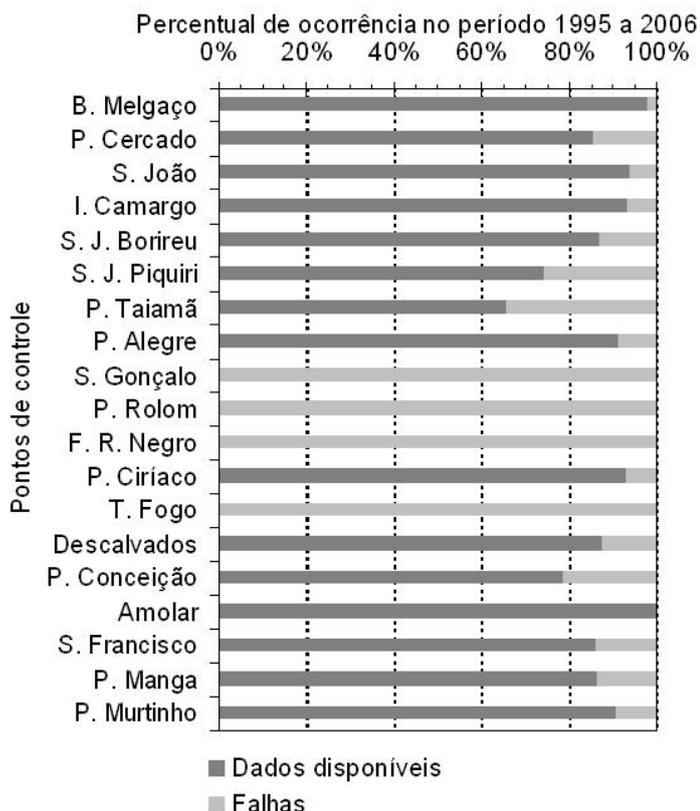


Figura 55 – Disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos postos fluviométricos tomados como pontos de controle do modelo 1D aplicado à BAP.

5.3.4 Planície de inundação

Domínio simulado e discretização

A extensão da planície de inundação representada no modelo de inundação foi definida com base na delimitação das bacias contribuintes do Planalto, na topografia do MDE do SRTM e na localização dos postos fluviométricos tomados como condição de contorno do modelo 1D. Ao total, foi estabelecida uma área de planície de 219.514 km² para a simulação com o modelo de inundação (Figura 56).

Na porção sudoeste da BAP, a delimitação da planície representada na modelagem exclui a extensa região conhecida como Chaco. Essa região tem pequeno índice

pluviométrico, grande escassez de dados de precipitação e comportamento tipicamente endorréico. A inclusão dessa área na modelagem aumentaria o custo computacional, devido ao aumento considerável do número de elementos da discretização da planície, sem contribuir efetivamente para simular os padrões de inundação no Pantanal.

A discretização da planície no modelo de inundação foi considerada em termos de uma grade regular com elementos de dimensões $0,02^\circ \times 0,02^\circ$ (Figura 57), totalizando 46.741 elementos. Em unidades planas, a discretização equivale a células de dimensões em torno de 2 km, com área superficial variando de 4,58 a $4,78 \text{ km}^2$ conforme a latitude.

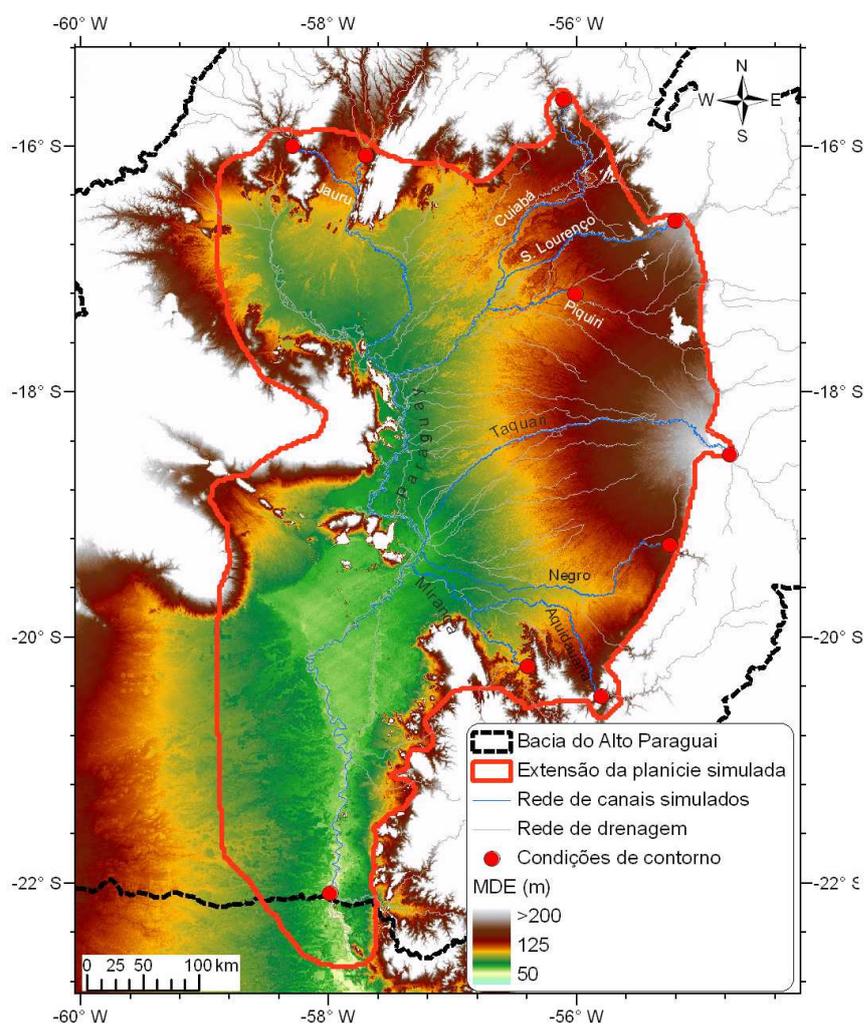


Figura 56 – Modelo digital de elevação da Bacia do Alto Paraguai derivado dos dados do SRTM com delimitação da área da planície representada no modelo de inundação.

Topografia

O valor da elevação do terreno em cada elemento da planície foi definido por reamostragem do MDE proveniente do SRTM da resolução original de 90 m ($0,008333^\circ$) para a resolução de $0,02^\circ$. Foi utilizado para isso o método de interpolação vizinho mais próximo.

Conexão canal-planície e topologia

Seguindo procedimento descrito no item 4.4 (capítulo 4), foi estabelecida a conexão entre as seções transversais e sub-trechos da rede de drenagem representada no modelo 1D com os elementos da discretização da planície no modelo de inundação (Figura 57). Ao total, 1.081 elementos da planície têm conexão direta com os canais, o que representa apenas cerca de 2,3% do total de elementos da planície. Desses 1.081 elementos, 828 (23,4%) correspondem especificamente às seções transversais dos canais, enquanto o restante dos 253 elementos representa pontos intermediários entre duas seções transversais dos canais. As trocas de água canal-planície podem ocorrer através do conjunto total de 1.081 elementos.

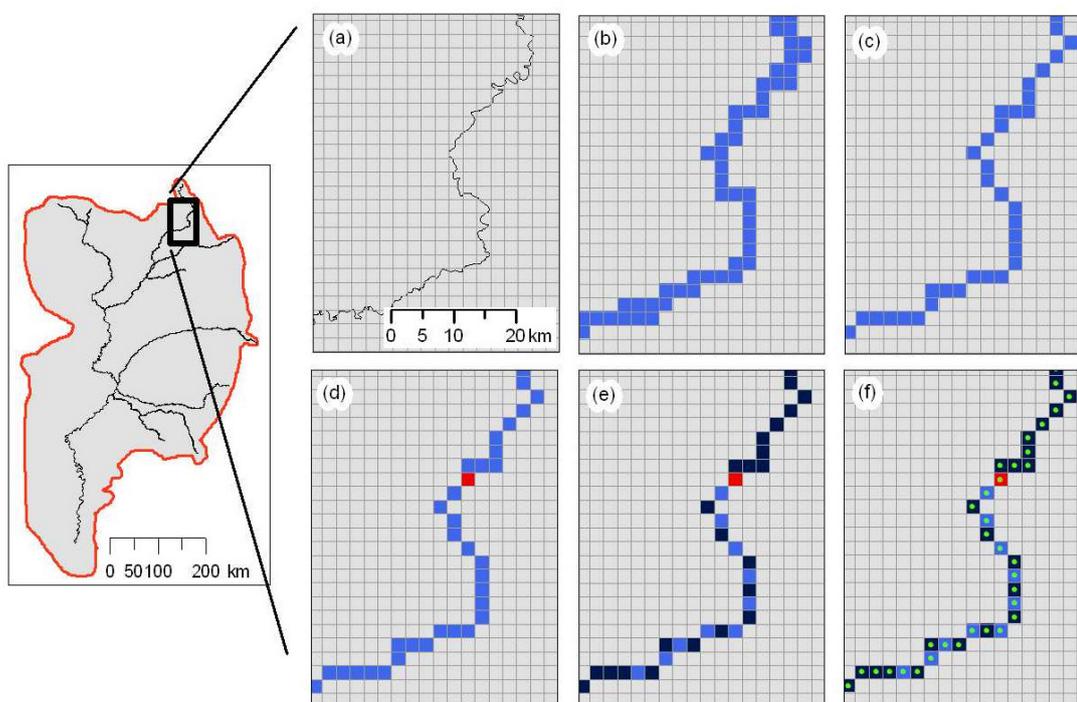


Figura 57 – Discretização em grade regular de $0,02^\circ \times 0,02^\circ$ da planície da Bacia do Alto Paraguai no modelo de inundação e estabelecimento da conexão rio-planície: (a) discretização da planície e drenagem em formato vetorial; (b) drenagem no formato raster (pixels em azul); (c) drenagem no formato raster com caminhamento único pixel a pixel (pixels em azul); (d) locação das seções transversais com dados disponíveis (pixel vermelho); (e) locação das seções geradas por interpolação (pixels em preto); (f) pixels da planície conectados aos canais de drenagem (pixels com ponto verde).

Balanco vertical: precipitação e evapotranspiração potencial

Para o balanço vertical na planície, foi definido um passo de tempo (Δt_{vert}) de 1 dia. Esse valor foi selecionado principalmente porque os dados de precipitação e as estimativas de evapotranspiração potencial disponíveis são a nível diário, mas também por ser um valor adequado para representar os processos modelados com a metodologia adotada.

Como o passo de tempo de cálculo da planície é pequeno (da ordem de alguns segundos), o resultado do balanço vertical entre precipitação e evapotranspiração em um elemento da planície é assumido constante ao longo de todos os Δt_{plan} necessários para completar um Δt_{vert} , com a devida correção de unidades (conforme descrito no item 3.6). A adoção de $\Delta t_{\text{vert}} = 1$ dia é aceitável frente a tal simplificação.

O modelo de inundação requer como dados de entrada a precipitação e a evapotranspiração potencial com um passo de tempo igual a Δt_{vert} (diário, neste caso) e em cada elemento da planície. Quanto à precipitação, as informações requeridas foram preparadas a partir da interpolação a nível diário dos dados dos 105 postos pluviométricos utilizados na simulação das sub-bacias do Planalto.

Como dados de evapotranspiração potencial, foram consideradas as estimativas geradas pelo modelo hidrológico MGB-IPH ajustado à Bacia do Alto Paraguai por Tucci et al. (2005). Trata-se do mesmo modelo aplicado às sub-bacias do Planalto, conforme descrito no item 5.3.2, mas tomando como domínio modelado toda a BAP (Figura 58). O modelo foi executado para o período de 1996 a 2005 a nível diário, tomando como dados de precipitação e meteorológicos aqueles já descritos na modelagem do Planalto.

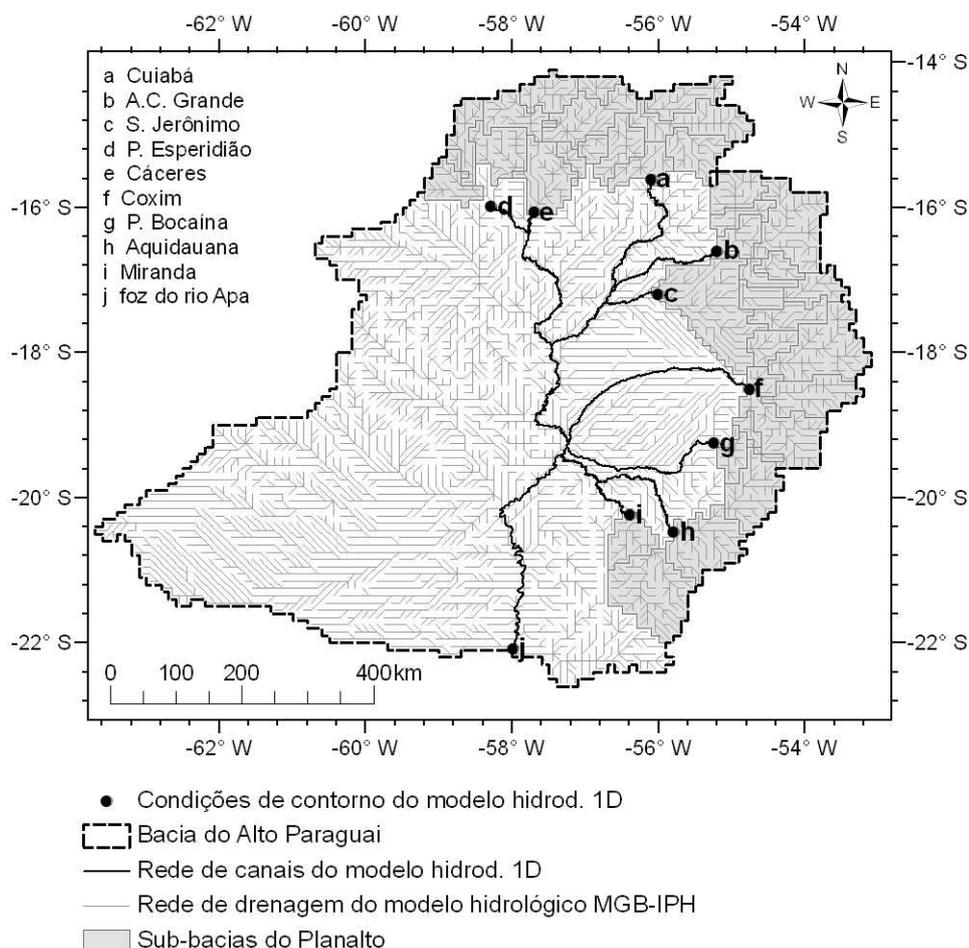


Figura 58 – Discretização em grade regular de $0,1^\circ \times 0,1^\circ$ da Bacia do Alto Paraguai no modelo hidrológico MGB-IPH.

Para cada célula do modelo hidrológico MGB-IPH aplicado à BAP, foram tomadas as estimativas diárias de ET_{pot} para o patch água, que representa a condição de evaporação potencial da lâmina de água no modelo de inundação. Tais dados de ET_{pot} gerados para a grade de $0,1^\circ \times 0,1^\circ$ foram interpolados para a grade do modelo de inundação da planície de $0,02^\circ \times 0,02^\circ$.

Condições iniciais

Como condição inicial no modelo de inundação, foi considerada a planície totalmente seca, ou seja, sem lâmina d'água à superfície e reservatório do solo seco em todos os elementos da discretização.

Passo de tempo de cálculo da planície

O passo de tempo de cálculo do modelo de planície foi adotado como $\Delta t_{plan} = 120$ s, de modo a não gerar instabilidades numéricas nas simulações.

6.1 Organização das simulações e resultados

Este capítulo apresenta os resultados das simulações da Bacia do Alto Paraguai, abrangendo sub-bacias do Planalto, planície e canais de drenagem. Inicialmente, no item 6.2 é apresentada uma análise do desempenho do sistema computacional de simulação de rios e planícies quanto à eficiência do esquema de paralelização introduzido e quanto à conservação da massa.

Uma avaliação do ajuste do modelo hidrológico MGB-IPH aplicado às sub-bacias do Planalto é apresentada no item 6.3, mas de forma resumida, por ser originada no estudo desenvolvido por Tucci et al. (2005).

O item 6.4 faz um panorama geral do procedimento de ajuste dos modelos de rio e planície, os quais são descritos detalhadamente nos itens 6.5 e 6.6, respectivamente. Na descrição do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aplicado aos canais de drenagem, são feitas comparações entre vazões observadas e calculadas, sendo as estatísticas resultantes comparadas com o desempenho obtido no estudo de Tucci et al. (2005) incrementado por Paz et al. (2010). Em seguida apresenta-se uma análise completa para cada rio do regime hidrológico e trocas laterais canal-planície. Os níveis d'água em termos de variável reduzida são também analisados e comparados com dados observados.

No item 6.6, os resultados do modelo de inundação da planície são analisados quanto ao padrão, amplitudes e frequência de inundações. Manchas de inundação em datas específicas são comparadas com as estimadas por Padovani (2007), enquanto as áreas totais inundadas são comparadas com as obtidas no estudo de Hamilton et al. (1996). Ao final, são apresentadas análises quanto à sensibilidade dos resultados aos parâmetros do modelo de planície e também quanto à influência do balanço vertical na planície.

Quando não especificado o contrário, os resultados apresentados em todos os itens são referentes a uma simulação base, cuja configuração e valores de parâmetros são explicitados na Tabela 10.

Tabela 10 – Caracterização da simulação base quanto à configuração, parâmetros e condições iniciais e de contorno dos modelos hidrodinâmico e de inundação.

<i>Modelo hidrodinâmico</i>	
Δt_{canal}	3600 s
Condição de contorno	Dados observados complementados com calculados com modelo hidrológico MGB-IPH aplicado às sub-bacias do Planalto
Condições iniciais	Determinadas considerando regime permanente
Coefficientes de Manning	Valores ajustados conforme item 6.5.2
<i>Modelo de inundação da planície</i>	
Δt_{plan}	120 s
Condições iniciais	planície seca
Δt_{vert}	1 dia
Precipitação	Dados diários observados em pluviômetros
Evapotranspiração potencial	Dados diários gerados com o modelo MGB-IPH aplicado à BAP
Parâmetro f_{ch}	50
Parâmetro H_{smax}	1,0 m
<i>Módulo de trocas laterais canal-planície</i>	
Parâmetro b_v	15 m
<i>Período de simulação</i>	
Início	01 de setembro de 1995
Final	31 de dezembro de 2006

6.2 Desempenho numérico do sistema

6.2.1 Paralelização

O benefício computacional da introdução da paralelização no sistema computacional de simulação de inundações via OpenMP foi avaliado em relação à execução em modo seqüencial. Avaliou-se a paralelização com 2 e 4 processadores. Em todas as simulações, foi utilizado um computador quad-core Intel com processadores de 3 GHz cada e memória RAM de 4 Gb.

Nas três rodadas do sistema computacional (seqüencial e paralelo com 2 e 4 processadores), foram mantidas as mesmas configurações do modelo hidrodinâmico 1D aplicado à calha principal dos rios e do modelo de inundação da planície, bem como as mesmas forçantes meteorológicas, condições de contorno e condições iniciais referentes à simulação base (Tabela 10).

É importante ressaltar que as simulações foram executadas mantendo ativas a geração e a escrita de todos os arquivos de saída. Esse tipo de tarefa consome um tempo considerável se a escrita de resultados ocorre ao longo da simulação. Os tempos de execução poderiam ser reduzidos com a desativação dessa tarefa. Porém, o objetivo dos testes realizados foi avaliar o desempenho computacional frente à situação padrão de simulação, que é com a geração de tais arquivos.

Previamente à avaliação de desempenho computacional em si, foi analisada a consistência dos resultados das simulações após a introdução da paralelização, no intuito de verificar a ocorrência de erros introduzidos ao algoritmo de cálculo. Os resultados obtidos com e sem paralelização foram exatamente idênticos, descartando definitivamente qualquer tipo de erro advindo da paralelização.

Em termos de tempo de execução, a simulação em modo seqüencial durou cerca de 4 h e 24 min (Tabela 11). A introdução da paralelização com 2 processadores reduziu em 45% o tempo de execução, ficando em 2 h e 25 min. A paralelização com 4 processadores proporcionou uma redução adicional de 40% desse tempo em relação à execução com 2 processadores e uma redução total de 67% em relação à execução no modo seqüencial.

Tabela 11 – Performance da execução em modo seqüencial e paralelizado do sistema computacional de simulação de inundações aplicado à BAP.

Tipo de execução	Tempo de execução	Desempenho relativo à execução em modo seqüencial		
		Redução do tempo de execução	Fator de aceleração	Eficiência
Seqüencial	4 h 23 min 47 s	-	-	-
Paralelização com 2 processadores	2 h 25 min 10 s	45%	1,82	0,91
Paralelização com 4 processadores	1 h 26 min 25 s	67%	3,07	0,77

A paralelização com 2 e 4 processadores proporcionou fatores de aceleração de 1,82 e 3,07, respectivamente. Em termos de eficiência, os valores alcançados foram de 0,91 com 2 processadores e de 0,77 com 4 processadores. Isso significa que a mudança de 2 para 4 processadores reduziu ainda mais o custo computacional das simulações em termos absolutos, mas, em termos relativos, a situação considerada mais eficiente é a configuração usando 2 processadores. Isso é esperado segundo os conceitos teóricos relativos à paralelização de rotinas computacionais, os quais estabelecem que a eficiência diminui com o aumento do número de processadores.

O desempenho computacional do sistema decorrente da paralelização obtido nesta pesquisa está coerente com os resultados alcançados nas simulações de outros domínios, usando sistema de modelagem semelhante, conforme reportado por Neal et al. (2009). Tais autores simularam diversos casos publicados na literatura usando o modelo de inundação LISFLOOD-fp (Horritt e Bates, 2001a; Bates e De Roo, 2000) com a introdução do paralelismo via OpenMP (Figura 59).

Os valores de fator de aceleração e de eficiência obtidos nesta pesquisa foram equivalentes aos melhores desempenhos alcançados por Neal et al. (2009) com 2 e 4 processadores, independente da quantidade de elementos da discretização dos modelos de inundação.

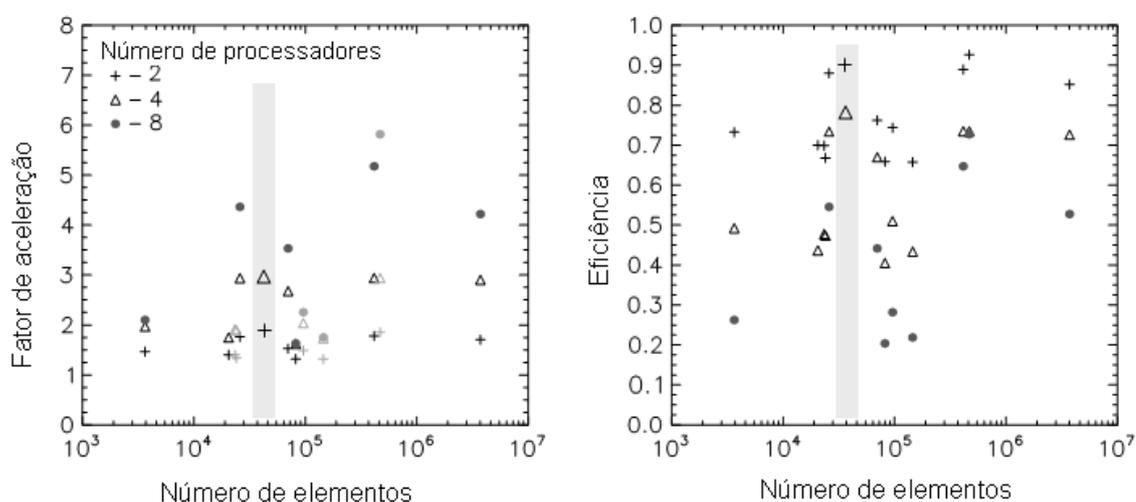


Figura 59 – Fator de aceleração e eficiência decorrentes da paralelização com 2, 4 e 8 processadores em diferentes simulações de inundações em planícies reportadas por Neal et al. (2009), utilizando esquemas de modelagem semelhantes ao desenvolvido nesta tese; eixo x é o número de elementos da discretização dos modelos; símbolos em cor preta se referem a simulações de áreas rurais e em cor cinza são relativos a áreas urbanas; os resultados obtidos nesta tese foram introduzidos nos gráficos e estão indicados pela faixa cinza (Fonte: Adaptado de Neal et al., 2009).

6.2.2 Erro de balanço de massa

Considerando a simulação base, foi realizado a verificação do balanço de massa confrontando todas as entradas e saídas de água do sistema e os volumes armazenados nos instantes inicial e final. Ao final dos 11 anos e 4 meses do período de simulação, foi obtido um erro de balanço de massa equivalente a 1,73% do volume de entrada total no sistema através das condições de contorno. Tal erro corresponde a uma vazão constante de 38 m³/s ao longo do período de simulação ou a uma lâmina diária de 0,02 mm sobre a planície. Os mesmos resultados foram obtidos considerando passos de tempo de cálculo na planície de 60, 120, 180 e 240 s.

O erro de balanço de massa obtido pode ser considerado desprezível em relação à escala do sistema simulado e, portanto, considera-se satisfatório o desempenho numérico do sistema computacional desenvolvido.

6.3 Ajuste do modelo hidrológico às sub-bacias do Planalto

O modelo hidrológico MGB-IPH foi ajustado às sub-bacias do Planalto conforme descrito em Tucci et al. (2005). Em cada sub-bacia, vários postos fluviométricos com dados disponíveis foram utilizados na avaliação de desempenho do modelo, em termos de reprodução do hidrograma observado. Tal desempenho foi medido através dos coeficientes NS, NSlog e do erro de volume (EVol), além da comparação visual entre hidrogramas observado e calculado.

Para a finalidade desta pesquisa, o ajuste do modelo MGB-IPH às sub-bacias do Planalto é mais relevante nos postos fluviométricos que representam as condições de contorno de montante do modelo hidrodinâmico 1D. A qualidade do ajuste nesses postos foi satisfatória, como ilustram as estatísticas correspondentes (Tabela 12) e a comparação entre hidrogramas observado e calculado (Anexo E).

Tabela 12 – Estatísticas de ajuste do modelo hidrológico MGB-IPH às sub-bacias do Planalto da BAP (comparação entre vazão observada e calculada).

Posto fluviométrico (condição de contorno)		Rio	Período de ajuste	Estatísticas de ajuste		
Código	Nome			NS	NS _{log}	EVol (%)
66260001	Cuiabá	Cuiabá	Jan80-Dez90	0,80	0,82	1,7
66460000	A.C. Grande	S. Lourenço	Jan80-Dez90	0,84	0,90	0,8
66600000	S. Jerônimo	Piquiri	*	*	*	*
66072000	P. Espiridião	Jauru	**	**	**	**
66070004	Cáceres	Paraguai	Jan80-Dez90	0,88	0,91	-0,5
66870000	Coxim	Taquari	Jul79-Dez84	0,81	0,84	-1,3
66886000	Negro	Negro	***	***	***	***
66945000	Aquidauana	Aquidauana	Jan92-Dez97	0,83	0,84	-2,0
66910000	Miranda	Miranda	Jan94-Dez99	0,63	0,59	2,1

* Sub-bacia calibrada ajustando hidrogramas em postos fluviométricos a montante: posto BR-163 (rio Itiquira, 5100 km²) com NS = 0,74, NSlog = 0,78 e EVol = 4,1%.

** Sub-bacia calibrada em conjunto com sub-bacia contribuinte ao posto fluviométrico de Cáceres no rio Paraguai, o qual foi usado no ajuste de hidrogramas.

*** Sub-bacia não calibrada por indisponibilidade de dados observados, sendo utilizados parâmetros ajustados em sub-bacias próximas.

Algumas deficiências foram constatadas no ajuste do modelo MGB-IPH, como por exemplo: a dificuldade em acertar a vazão de recessão no posto São Jerônimo, os picos no hidrograma do posto Porto Esperidião e o comportamento geral das vazões no posto Coxim. Entretanto, não foi realizado o refinamento desse ajuste na tentativa de melhorar tais deficiências, por estar fora do escopo desta pesquisa. A aplicação do modelo MGB-IPH às sub-bacias do Planalto tem como única finalidade a geração de condições de contorno para a simulação das inundações no Pantanal e, para esse fim, o ajuste obtido por Tucci et al. (2005) é suficiente e satisfatório.

6.4 Procedimento geral do ajuste conjunto dos modelos hidrodinâmico e de inundação

O modelo hidrodinâmico 1D aplicado aos canais principais e o modelo de inundação da planície foram ajustados de forma conjunta. Os hidrogramas ao longo da rede de drenagem e o padrão de inundação na planície foram basicamente os elementos utilizados para a definição dos parâmetros de ambos os modelos.

Inicialmente, foi adotado um valor único do coeficiente de Manning para todos os trechos de rio simulados no modelo 1D, considerando um valor recomendado na literatura para o tipo de canais estudado. Com essa configuração no modelo 1D, foram realizadas várias simulações variando-se os valores dos dois parâmetros calibráveis do modelo de inundação – o fator de condutância hidráulica (f_{ch}) e a capacidade máxima do reservatório do solo (H_{smax}). Tais parâmetros foram assumidos com valores constantes em todos os elementos da planície, em cada simulação.

Os resultados desse primeiro conjunto de rodadas foram analisados quanto à sensibilidade do modelo de planície aos seus parâmetros, considerando tanto os padrões de inundação simulados quanto o efeito deles sobre os hidrogramas calculados. Essas análises foram realizadas sob uma ótica mais geral, visando selecionar os valores de f_{ch} e H_{smax} considerados mais razoáveis.

Mantendo os parâmetros da planície com os valores definidos na etapa anterior, procedeu-se à calibração do modelo hidrodinâmico através da comparação entre hidrogramas observados e calculados e da análise das trocas de vazão lateral canal-planície.

O parâmetro b_v , relativo à largura do vertedor das ligações canal-planície, foi mantido com valor fixo igual a 15 m em todas as simulações. Esse parâmetro influi diretamente no ajuste dos coeficientes de Manning e, por simplificação para trabalhar com apenas um parâmetro de ajuste, o valor de b_v foi mantido fixo com um valor considerado razoável do ponto de vista físico.

Um terceiro conjunto de rodadas foi realizado considerando os valores do coeficiente de Manning calibrados no modelo hidrodinâmico e variando-se os parâmetros do modelo de planície. A motivação dessas rodadas foi avaliar a sensibilidade dos resultados de ambos os modelos aos parâmetros da planície, dado o modelo hidrodinâmico ajustado aos canais principais.

No item a seguir é detalhado o ajuste do modelo hidrodinâmico, enquanto a análise dos resultados do modelo de planície é apresentada no item 6.6.

6.5 Ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais no Pantanal

6.5.1 Procedimento de ajuste

O ajuste do modelo hidrodinâmico IPH4 aos canais principais no Pantanal foi realizado considerando simulações com a configuração base, mas um valor inicial constante do coeficiente de Manning para todos os trechos de rio. Tal valor foi escolhido como 0,035, conforme recomendação para rios naturais com seções irregulares e rugosas (Chow, 1959, 1964).

O procedimento de ajuste de tais coeficientes foi realizado inicialmente para todos os tributários e em seguida para o rio Paraguai. Em cada rio, o ajuste foi realizado de montante para jusante, tomando um a um cada segmento de rio definido entre dois postos fluviométricos com dados disponíveis (condições de contorno e/ou pontos de controle).

Para cada segmento de rio, a calibração do Manning foi efetuada por um processo manual, variando-se o valor de tal coeficiente e avaliando-se os resultados correspondentes em termos de comparação entre hidrogramas observado e calculado. Em alguns casos, o ajuste foi realizado procurando retratar alguma característica típica no hidrograma, mas sem efetuar a comparação com dados observados por indisponibilidade destes. Em outras situações, também motivado por falta de dados, foi mantido o valor do coeficiente de Manning ajustado em trecho a montante do mesmo rio ou mantido o valor base inicial de 0,035.

6.5.2 Qualidade geral do ajuste e comparação com estudo anterior

Os valores ajustados do coeficiente de Manning variam de 0,012 a 0,055 ao longo do rio Paraguai e de 0,02 a 0,055 nos afluentes (Figura 60). De modo geral, esses valores estão coerentes com aqueles ajustados na modelagem apresentada por Paz et al. (2010) usando o modelo HEC-RAS. No referido estudo, a amplitude de variação dos coeficientes de Manning

foi um pouco menor, ficando na faixa de 0,02 a 0,035 para os tributários e na faixa de 0,02 a 0,05 para o rio Paraguai.

Como este estudo e aquele reportado por Paz et al. (2010) foram desenvolvidos com abordagens de modelagem diferentes, o ajuste dos coeficientes de Manning serve como compensação a diferentes aspectos em cada estudo, de forma que não é possível tirar maiores conclusões da comparação entre os valores ajustados para tal coeficiente.

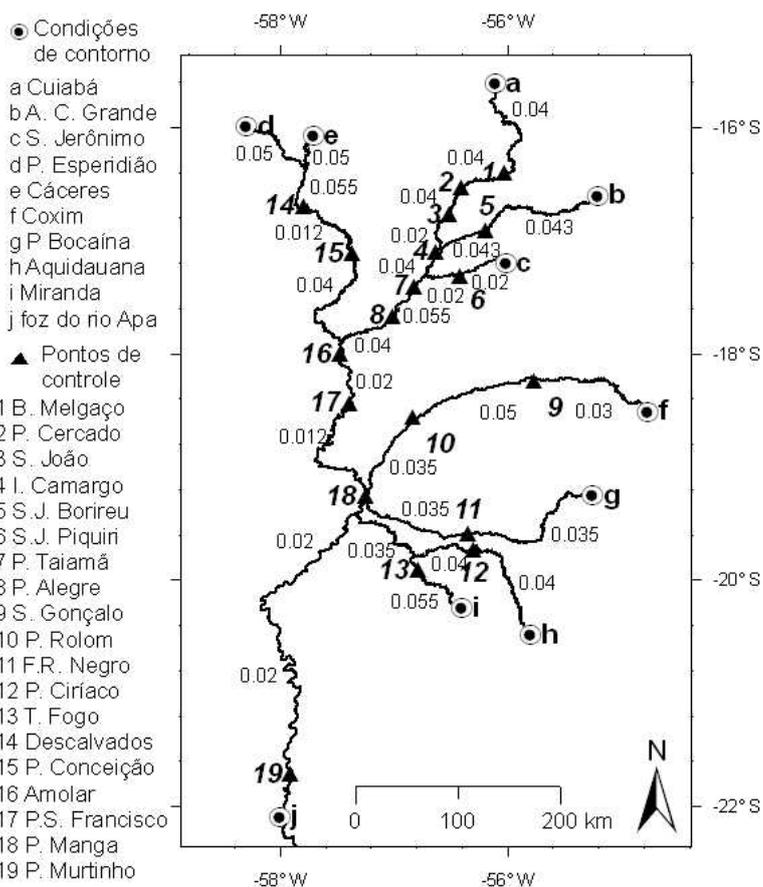


Figura 60 – Valores ajustados dos coeficientes de Manning nos canais principais simulados com o modelo hidrodinâmico 1D.

A qualidade do ajuste obtido é considerada bastante satisfatória em termos das estatísticas resultantes (Tabela 13 e Figura 61). Para os tributários do rio Paraguai, foi obtido um coeficiente NS superior a 0,75 e de NSlog superior a 0,80, enquanto o valor absoluto do erro de volume foi inferior a 10%, à exceção do posto Ilha Camargo com um erro de -13,5%. O EMQ variou de menos de 20 m³/s em P. Ciríaco até próximo de 100 m³/s em P. Taiamã. O coeficiente de correlação obtido ficou dentro da faixa de 0,88 a 0,97.

Para o rio Paraguai, os valores de NS e NSlog foram superiores a 0,60 e o valor absoluto de EVol foi inferior à 8% em todos os pontos de controle. O coeficiente de correlação variou de 0,83 a 0,96.

Tabela 13 – Estatísticas do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais do Rio Paraguai e afluentes (comparação entre vazão observada e calculada).

Referência	Nome	Rio	Estatísticas*				
			EMQ (m ³ /s)	NS	NSlog	EVol (%)	R
1	B. Melgaço	Cuiabá	70,2	0,94	0,97	-5,8	0,97
2	P. Cercado	Cuiabá	46,1	0,91	0,92	-4,6	0,96
3	S. João	Cuiabá	50,2	0,82	0,84	-8,8	0,93
4	I. Camargo	Cuiabá	85,3	0,78	0,80	-13,5	0,92
5	S. J. Borireu	S. Lour.	26,6	0,92	0,94	4,9	0,97
6	S. J. Piquiri	Piquiri	89,2	0,75	0,82	8,9	0,89
7	P. Taiamã	Cuiabá	98,5	0,90	0,92	-2,1	0,96
8	P. Alegre	Cuiabá	79,8	0,82	0,85	8,3	0,96
9	S. Gonçalo	Taquari	**	**	**	**	**
10	P. Rolom	Taquari	**	**	**	**	**
11	F. R. Negro	Negro	**	**	**	**	**
12	P. Ciríaco	Aquid.	18,0	0,76	0,83	-3,5	0,88
13	T. Fogo	Miranda	**	**	**	**	**
14	Descalvados	Paraguai	79,3	0,91	0,92	-5,0	0,96
15	P. Conceição	Paraguai	80,1	0,63	0,62	7,6	0,83
16	Amolar	Paraguai	180,7	0,67	0,72	6,3	0,88
17	S. Francisco	Paraguai	258,7	0,70	0,73	-2,0	0,86
18	P. Manga	Paraguai	191,3	0,82	0,76	2,5	0,90
19	P. Murtinho	Paraguai	343,5	0,61	0,65	-6,1	0,84

* Estatísticas calculadas considerando o período de 1dez1997 a 31dez2006, à exceção dos postos P. Manga e P. Murtinho, cujo período foi de 1dez2000 a 31dez2006 para retirar influência das condições iniciais.

** Estatísticas não calculadas por indisponibilidade de dados observados.

O desempenho geral em termos da reprodução dos hidrogramas observados, traduzido sob a forma de estatísticas, foi bastante semelhante ao obtido na abordagem descrita em Paz et al. (2010). Esta pesquisa apresentou desempenho ligeiramente inferior ao referido estudo quanto aos valores de EMQ e NS nos pontos de controle no rio Paraguai, mas um pouco superior nos pontos de controle dos tributários (Figura 62).

A análise detalhada do ajuste entre hidrogramas observado e calculado e das vazões laterais trocadas entre rio-planície em diferentes trechos é apresentada a seguir separadamente para cada rio. É importante ressaltar que as vazões laterais apresentadas para cada trecho representam a integral das vazões trocadas rio-planície em todas as seções transversais que compõem o trecho. Para cada sub-trecho de rio entre duas seções transversais, a troca lateral canal-planície tem comportamento específico em função das características hidráulicas, da cota de vertimento e da dinâmica de inundações na planície.

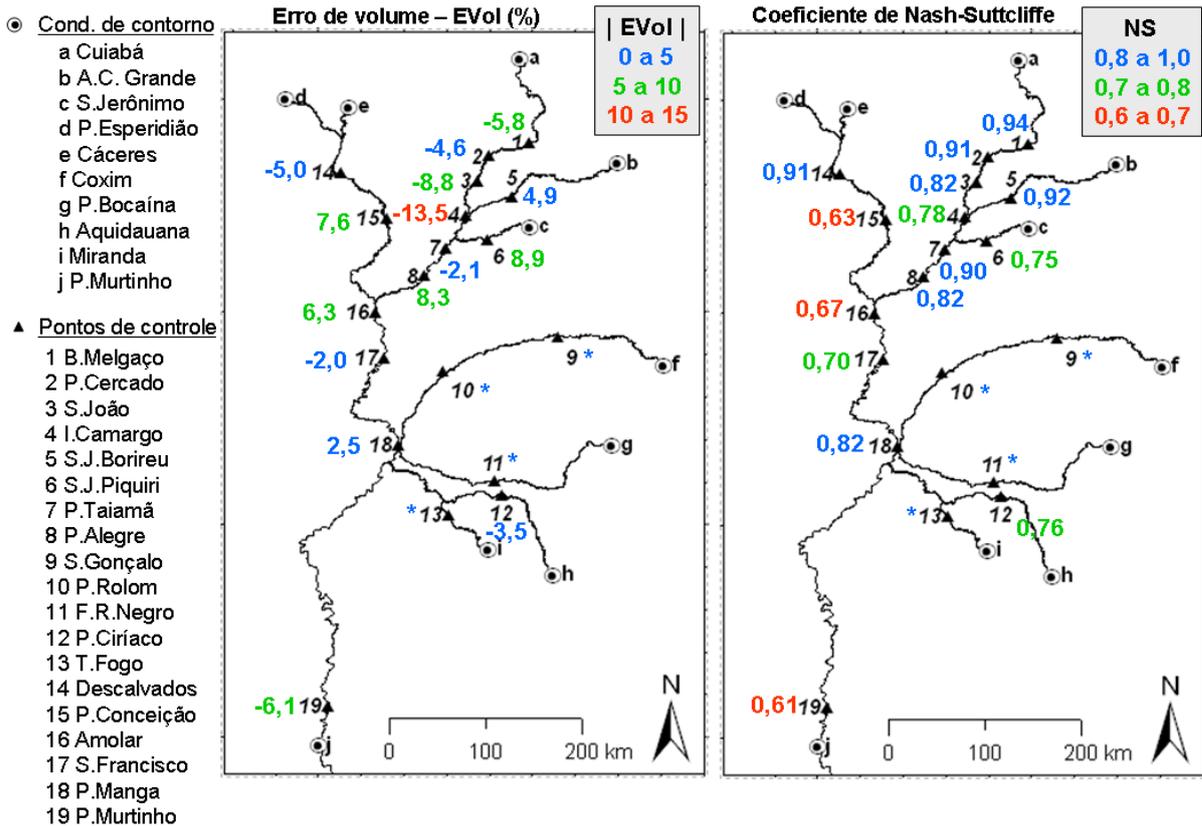


Figura 61 – Mapa das estatísticas (EVol e NS) do ajuste do modelo hidrodinâmico aos canais do rio Paraguai e afluentes (comparação entre vazões observadas e calculadas); estatísticas calculadas para o período de 1dez1997 a 31dez2006, à exceção dos postos P. Manga e P. Murtinho, cujo período foi de 1dez2000 a 31dez2006 para retirar influência das condições iniciais; * estatísticas não calculadas por indisponibilidade de dados observados.

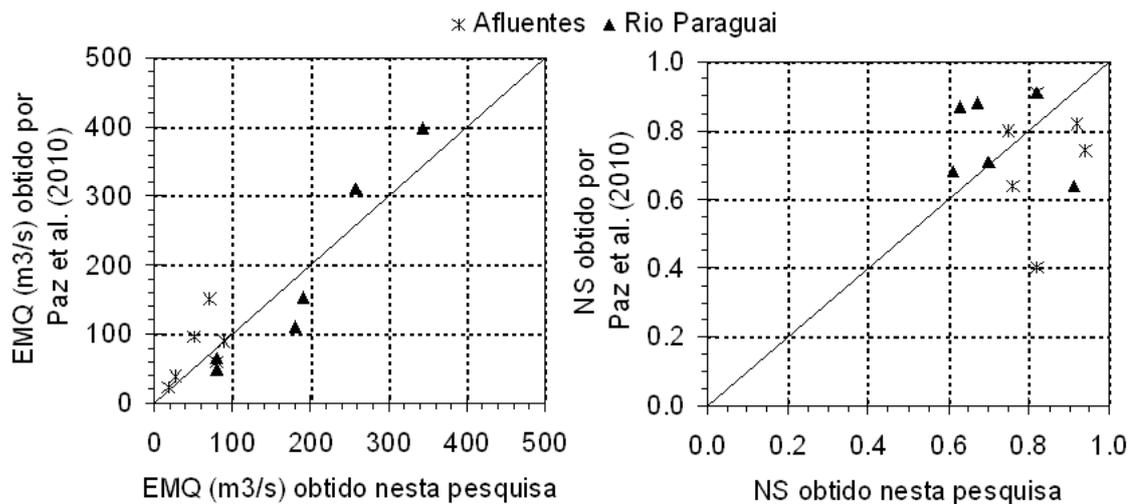


Figura 62 – Comparação de estatísticas (EMQ e NS) de ajuste do modelo HEC-RAS aplicado por Paz et al. (2010) e do modelo IPH4 aplicado nesta pesquisa ao rio Paraguai e tributários no Pantanal.

6.5.3 Análise detalhada do ajuste: vazões

Rio São Lourenço

O trecho do rio São Lourenço simulado compreende uma extensão de 336 km, desde o posto fluviométrico Acima do Córrego Grande (condição de contorno) até a confluência com o rio Cuiabá. Nesse trecho, o único ponto de controle considerado foi o posto São José do Borireu, a 250 km a jusante da condição de contorno.

O ajuste do modelo 1D em S. J. Borireu foi excelente, com $NS = 0,92$, $NSlog = 0,94$, $Evol = 4,9\%$ e $EMQ = 27 \text{ m}^3/\text{s}$. O modelo conseguiu representar muito bem a grande perda de água para a planície que ocorre a montante desse posto durante as cheias. Essa perda faz com que exista uma espécie de patamar no hidrograma limitando a vazão máxima em torno de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 63). Durante o período de estiagens, em torno de junho a dezembro, não houve trocas laterais entre canal e planície e as vazões calculadas em S. J. Borireu também reproduziram o comportamento observado.

O hidrograma das vazões laterais simuladas no trecho A.C. Grande até S. J. Borireu teve picos de 220 até $930 \text{ m}^3/\text{s}$ extravasando água para a planície durante as cheias, com um pico médio de $547 \text{ m}^3/\text{s}$. Esses picos de vazão lateral aconteceram entre janeiro e março e representaram de 0,55 até 2,33 vezes o patamar de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ que foi transportado pela calha principal do rio no posto S. J. Borireu.

No trecho de 86 km a jusante do posto S. J. Borireu até a confluência com o rio Cuiabá, ocorreram novas perdas de volume de água da calha principal para a planície. Os picos de vazão lateral ocorreram entre fevereiro e abril e variaram de 60 a $120 \text{ m}^3/\text{s}$, com uma média de $97 \text{ m}^3/\text{s}$. A vazão simulada que aportou ao rio Cuiabá pela calha do rio São Lourenço alcançou no máximo cerca de $340 \text{ m}^3/\text{s}$.

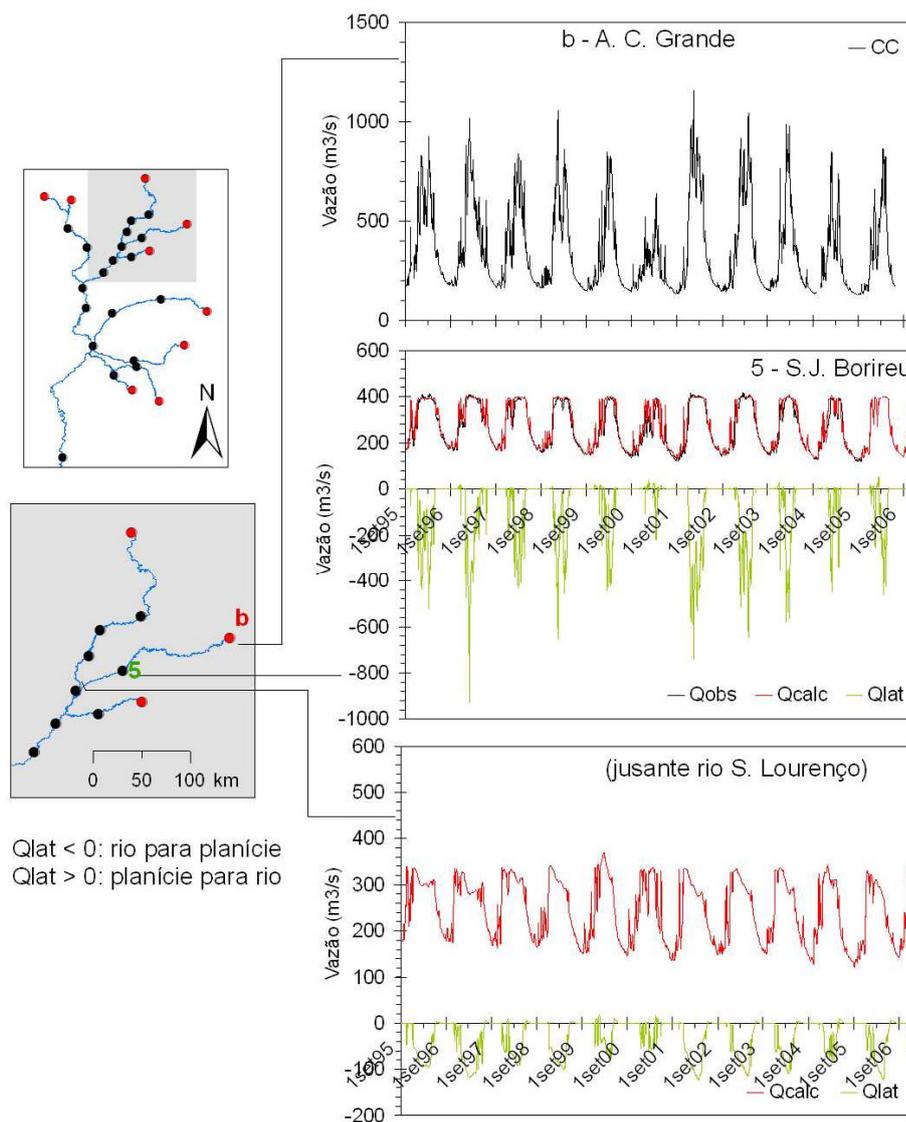


Figura 63 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio São Lourenço (no gráfico superior CC é o hidrograma de condição de contorno; no gráfico intermediário, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre A.C. Grande e S.J. Borireu; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada e a vazão lateral é referente ao trecho de S.J. Borireu até a confluência com rio Cuiabá).

Rio Piquiri

O trecho do rio Piquiri simulado no modelo 1D se estende do posto fluviométrico S. Jerônimo (condição de contorno) até a confluência com o rio Cuiabá, cerca de 144 km a jusante. A 80 km a jusante da condição de contorno está o posto S. J. Piquiri, único ponto de controle utilizado para esse rio.

O ajuste do modelo hidrodinâmico ao posto S. J. Piquiri foi muito bom segundo as estatísticas (NS = 0,75; NSlog = 0,82; Evol = 8,9%; EMQ = 89 m³/s) e a comparação entre hidrogramas observado e calculado (Figura 64).

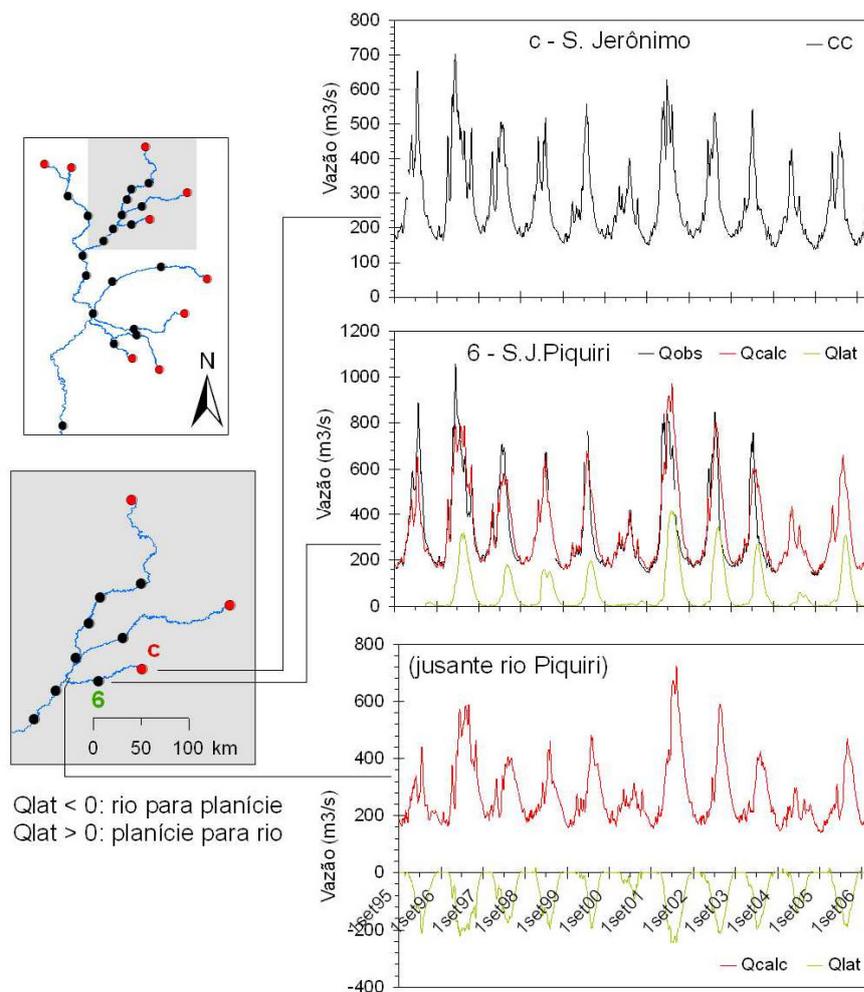


Figura 64 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Piquiri (no gráfico superior, CC é o hidrograma de condição de contorno; no gráfico intermediário, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre S. Jerônimo e S.J. Piquiri; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada e a vazão lateral é referente ao trecho de S.J. Piquiri até a confluência com rio Cuiabá).

O hidrograma observado em S. J. Piquiri tem picos de até $1050 \text{ m}^3/\text{s}$ no período de fevereiro a abril, enquanto os picos em S. Jerônimo não ultrapassam o valor de $700 \text{ m}^3/\text{s}$. No trecho de rio em questão, foi simulado um aporte de vazão da planície para a calha principal do rio com pico médio de $220 \text{ m}^3/\text{s}$ a cada ano durante as cheias, alcançando até $400 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, em S. J. Piquiri até pouco mais da metade da vazão de pico pode ser originada de aportes laterais.

A simulação do aporte de vazão lateral da planície para a calha principal, somado à vazão propagada desde montante pela calha principal, tornou possível a reprodução do hidrograma em S. J. Piquiri de forma satisfatória. Cabe ressaltar que esse aporte de água pela planície nas simulações é em grande parte resultante do extravasamento do canal do rio São Lourenço, situado cerca de 35 km ao Norte do rio Piquiri. Tal volume de água escoou pela planície e aporta à calha do rio Piquiri. A análise dos escoamentos na planície simulados no modelo de inundação é realizada com mais ênfase posteriormente no item 6.6.

No trecho do rio Piquiri entre S. J. Piquiri e a confluência com o rio Cuiabá (comprimento de 64 km), no período de cheias foi simulada uma perda de vazão para a planície que alcançou picos de até 240 m³/s, com um valor médio de pico em torno de 180 m³/s a cada ano. O volume de água perdido da calha para a planície reduziu os picos de vazão que aportaram ao rio Cuiabá pela calha principal do rio Piquiri para menos de 720 m³/s, lembrando que a 64 km a montante os picos atingem 1050 m³/s (em S. J. Piquiri).

Rio Cuiabá

O rio Cuiabá foi simulado com o modelo hidrodinâmico 1D considerando o trecho desde o posto fluviométrico de Cuiabá, tomado como condição de contorno, até a confluência com o rio Paraguai, totalizando uma extensão de quase 592 km. Seis postos fluviométricos com dados disponíveis foram utilizados como pontos de controle para ajuste do modelo e verificação de hidrogramas calculados, sendo quatro deles no trecho a montante da confluência do rio São Lourenço e os outros dois a jusante da confluência com o rio Piquiri.

Nos postos fluviométricos Barão de Melgaço e Porto Cercado, localizados a 130 e 245 km da condição de contorno respectivamente, o ajuste do modelo hidrodinâmico foi considerado excelente, com coeficientes NS e NSlog superiores a 0,90, erros de volume inferiores a 6% e EMQ de 70 m³/s em B. Melgaço e de 46 m³/s em P. Cercado. A comparação visual entre hidrogramas observados e calculados corrobora a qualidade do ajuste, que proporcionou uma boa reprodução dos picos e da recessão, tanto em termos de intensidade quanto de tempo de ocorrência (Figura 65). Em P. Cercado, houve uma dificuldade em acertar a intensidade dos picos das cheias sazonais, mas limitada à sub ou superestimativa inferior a 10%.

No trecho de Cuiabá a B. Melgaço e no trecho de B. Melgaço a P. Cercado, foram simuladas trocas de volume de água canal-planície que seguiram um mesmo padrão: perda de água do canal para a planície no início da cheia seguida de retorno de água para o canal.

No período de início da cheia até o seu pico, ocorreu grande perda de volume de água do canal principal para a planície. A vazão perdida lateralmente alcançou picos de até 1210 m³/s no primeiro trecho, com um valor médio de pico de 531 m³/s, enquanto no segundo trecho os picos de vazão lateral tiveram valor médio de 583 m³/s e alcançaram até 720 m³/s .

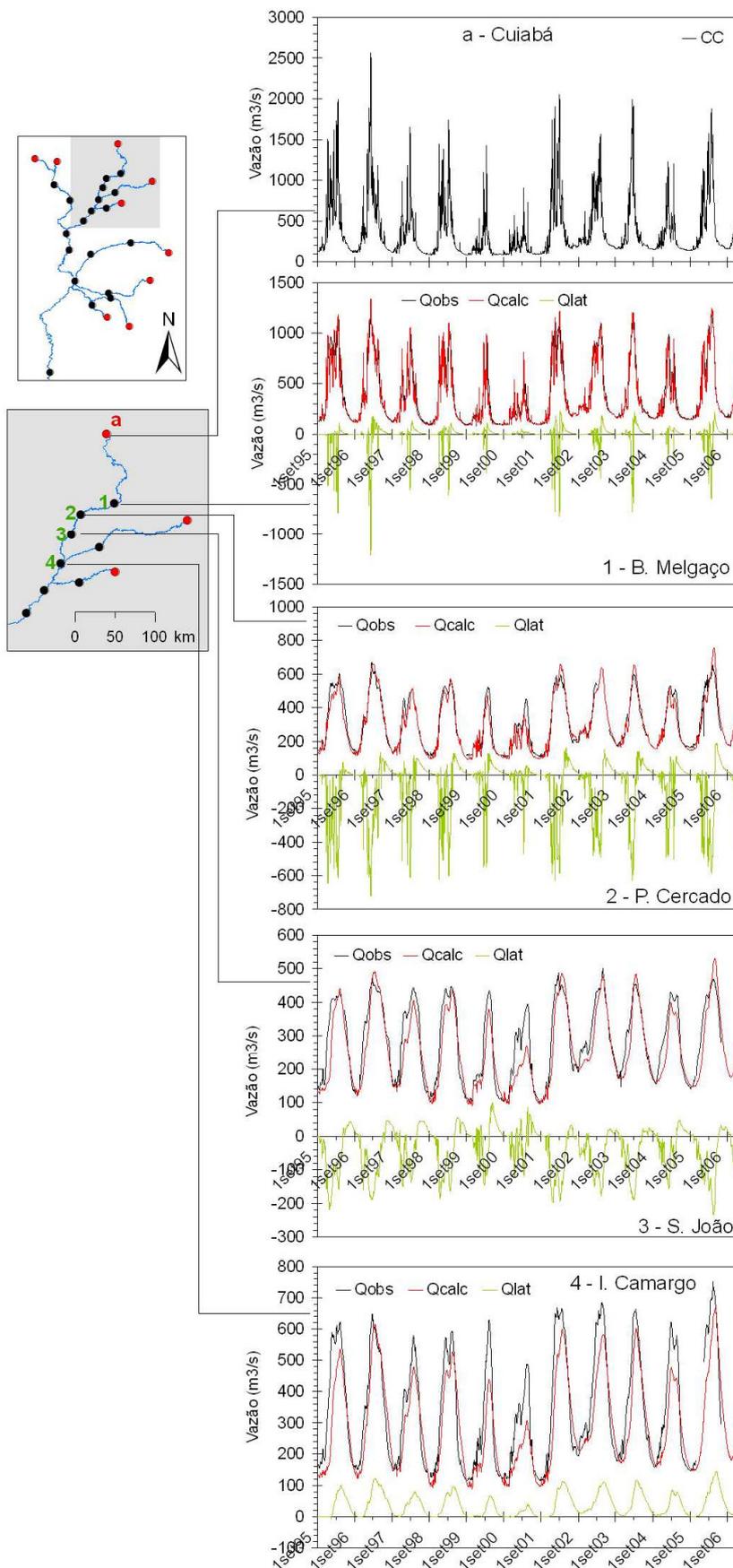


Figura 65 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Cuiabá no trecho de Cuiabá até I. Camargo (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; CC é o hidrograma de condição de contorno em Cuiabá).

Em ambos os trechos em questão, a partir do instante do pico da cheia até o final completo da recessão do hidrograma na calha, o fluxo de água canal-planície se inverteu. No trecho de Cuiabá até B. Melgaço, ocorreu o aporte de água da planície para a calha com picos de valor médio em torno de $144 \text{ m}^3/\text{s}$ e um valor máximo de $230 \text{ m}^3/\text{s}$. No trecho a jusante, a vazão aportada da planície atingiu picos de até $190 \text{ m}^3/\text{s}$, com um valor médio de pico de $120 \text{ m}^3/\text{s}$.

No trecho de B. Melgaço a P. Cercado, há sub-trechos como o definido entre as seções S46 (montante) e S47 (jusante) nos quais ocorreu aporte de água da planície para o canal durante toda a passagem da cheia (Figura 66 e Figura 67). Considerando o trecho completo, entretanto, a vazão lateral é sintetizada pela integral de todos os sub-trechos, resultando no comportamento descrito de grande perda inicial de água do canal para a planície seguida por um retorno em menor intensidade.

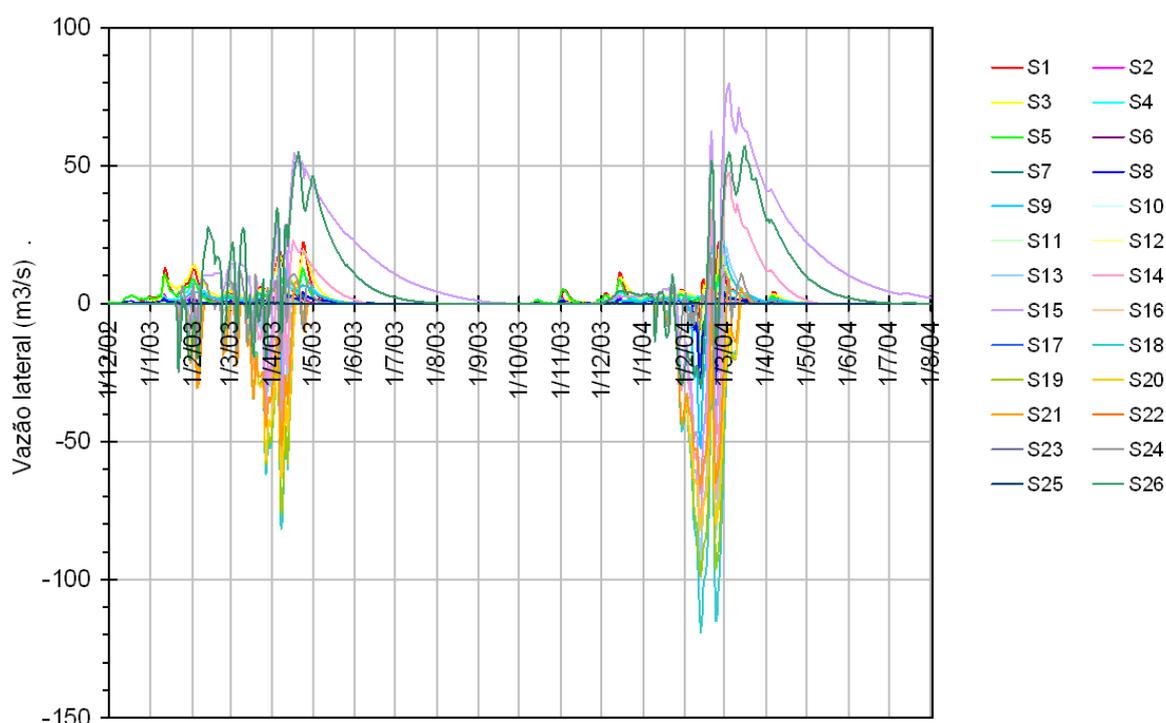


Figura 66 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Cuiabá entre Cuiabá (S1) e Barão de Melgaço (S27) (valor negativo e positivo indicam fluxo no sentido canal-planície e planície-canal, respectivamente).

Nos pontos de controle São João e Ilha Camargo, o ajuste do modelo hidrodinâmico foi um pouco inferior ao obtido nos pontos a montante do rio Cuiabá, mas também considerado muito bom. As estatísticas NS e NSlog ficaram em torno de 0,80 e a principal deficiência foi a subestimativa dos picos (Figura 68), resultando em erros de volume de -8,8% em S. João e de -13,5% em I. Camargo.

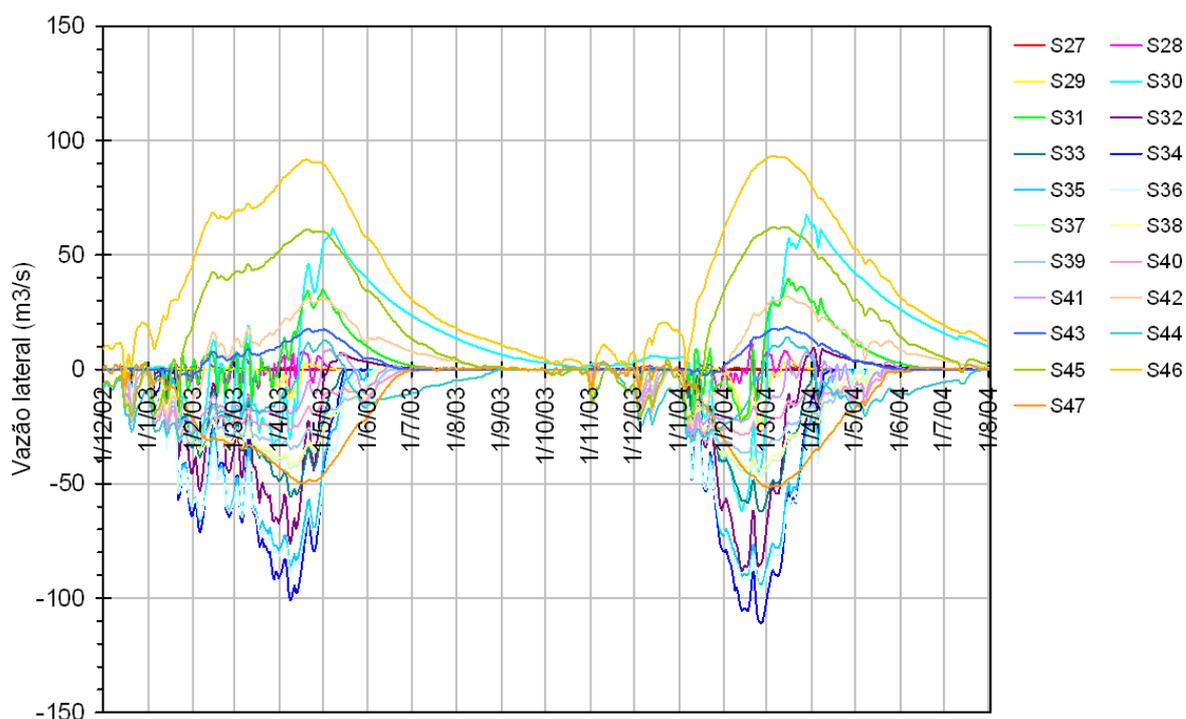


Figura 67 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Cuiabá entre Barão de Melgaço (S27) e Porto Cercado (S48) (valor negativo indica fluxo no sentido canal-planície e positivo indica sentido planície-canal).

O trecho entre P. Cercado e S. João, com comprimento de aproximadamente 123 km, teve comportamento semelhante em termos de vazão lateral aos dois trechos do rio Cuiabá analisados anteriormente. Foi simulada uma grande perda de água do canal para a planície na metade inicial da passagem da cheia e um retorno de água da planície na metade final da cheia e recessão. Entretanto, as trocas laterais no trecho P. Cercado – S. João foram em menor intensidade do que nos trechos a montante: as perdas para a planície alcançaram picos de até 235 m³/s, com um valor médio de pico igual a 176 m³/s, enquanto o aporte da planície teve um pico médio de 49 m³/s e um pico máximo de 100 m³/s.

Da condição de contorno (Cuiabá) até o posto S. João, o rio Cuiabá vem perdendo água para a planície em termos absolutos (perdas e ganhos pontuais que resultam em perdas). Os picos de vazão observada em Cuiabá são tipicamente na faixa de 1500 a 2000 m³/s e reduzem para a faixa de 900 a 1300 m³/s em B. Melgaço, 450 a 700 m³/s em P. Cercado e para 400 a 500 m³/s em S. João. Entretanto, no posto I. Camargo, localizado a apenas 35 km a jusante de S. João, ocorre o aumento dos picos para a faixa de 500 a 700 m³/s. Tal comportamento foi simulado satisfatoriamente, sendo o aumento das vazões em I. Camargo devido ao aporte de água da planície para o canal no trecho a montante. A vazão lateral da planície para o canal simulada apresentou picos variando entre 40 e 150 m³/s em cada cheia sazonal. A subestimativa nos picos do hidrograma observado em I. Camargo indica que esse

aporte da planície deveria ser ainda maior, em alguns anos com volumes iguais a quase o dobro do simulado.

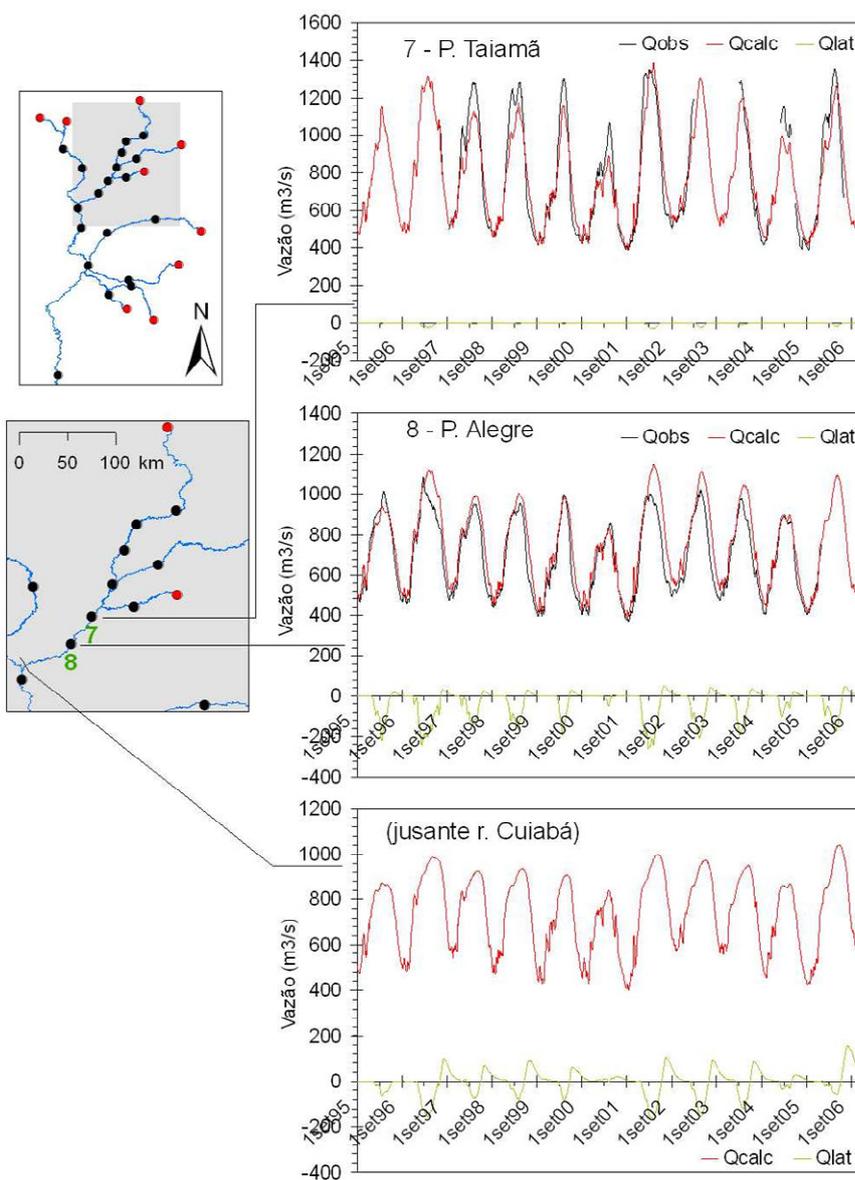


Figura 68 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Cuiabá no trecho de P. Taiamã até r. Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico inferior, não existem dados de vazões observada).

Logo a jusante do posto I. Camargo, o rio Cuiabá recebe a afluição do rio São Lourenço e, 36 km a jusante, recebe a contribuição do rio Piquiri. No trecho entre a afluição dos dois tributários e nos 14 km a jusante até o posto P. Taiamã, as trocas laterais entre canal principal e planície foram praticamente desprezíveis. As vazões de pico que eram na faixa de 500 a 700 m³/s em I. Camargo aumentam para cerca de 1000 a 1400 m³/s em P. Taiamã, mas devido à contribuição dos tributários mencionados que ocorre pela calha principal.

O ajuste do modelo em P. Taiamã foi excelente, com coeficientes NS e NSlog superiores a 0,90 e um erro de volume de apenas -2,1%, embora possa ser constatada a subestimativa dos picos na comparação visual entre vazões calculadas e observadas.

No trecho de 57 km a jusante de P. Taiamã até o posto P. Alegre, o rio Cuiabá voltou a perder um volume de água considerável para a planície durante as cheias. Foram simuladas vazões laterais do canal para a planície com uma vazão de pico em torno de 180 m³/s, podendo alcançar até 240 m³/s. O ajuste do modelo hidrodinâmico em P. Alegre resultou em valores de NS e NSlog acima de 0,82 e um erro de volume de 8,3%, decorrente principalmente da superestimativa nos picos. Para evitar tal superestimativa, estima-se que a perda lateral para a planície poderia alcançar picos com até 100 m³/s a mais do que os simulados para as maiores cheias.

Do posto P. Alegre até a confluência com o rio Paraguai, um trecho de 97 km de comprimento, foram simuladas trocas laterais entre canal e planície que alcançaram até 160 m³/s no sentido canal-planície no início da cheia e o mesmo valor no sentido inverso durante a metade final da passagem da cheia.

Rio Taquari

No trecho do rio Taquari simulado com o modelo hidrodinâmico, de Coxim até a confluência com o rio Paraguai (comprimento de ~450 km), não há postos fluviométricos com dados disponíveis de vazão observada. Entretanto, os postos S. Gonçalo e P. Rolom foram considerados como pontos de controle para fins de verificação do comportamento geral dos hidrogramas calculados e das vazões laterais canal-planície.

Sabe-se que o rio Taquari tem a característica de extravasar da calha para a planície grande parte da sua vazão, formando o leque aluvial de grande dinâmica ao longo do tempo. Assine (2005), com base em dados observados no período de 1966 a 1978 (Figura 69), afirma que as vazões em S. Gonçalo são similares a Coxim e que o rio Taquari não apresenta extravasamentos da calha principal a montante de S. Gonçalo. Nesse trecho, segundo tais autores, há barreiras de até 5 m nas margens decorrentes dos processos geomorfológicos. No entanto, observa-se que nas cheias de 1977 e 1978 as vazões de pico em Coxim alcançaram quase 950 m³/s, enquanto as vazões máximas em S. Gonçalo foram inferiores a 700 m³/s, o que indica ter ocorrido o extravasamento da calha.

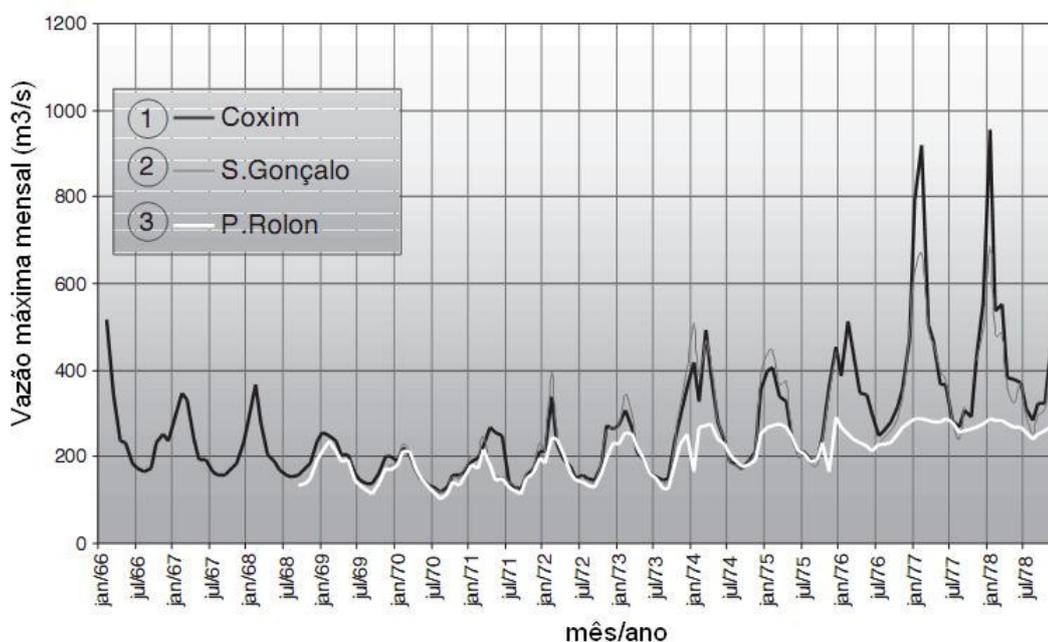


Figura 69 – Vazões máximas mensais observadas em Coxim, S. Gonçalo e P. Rolom no rio Taquari no período de 1966 a 1978 (Fonte: adaptado de Assine, 2005).

Segundo Assine (2005), ocorre intenso extravasamento a partir de cerca de 10 km a jusante desse posto, onde se forma a vazante do Caronal. Apesar da limitação do MDE utilizado para representar a topografia da planície (dados do SRTM reamostrados para $0,02^\circ \times 0,02^\circ$), no perfil longitudinal do rio Taquari elaborado com dados desse MDE e das seções transversais consideradas na modelagem aparece o que pode ser considerado a representação da vazante do Caronal. Há nitidamente uma região que se estende por 3 ou 4 seções a jusante de S. Gonçalo com valores de elevação da planície e cotas de vertimento rebaixadas em relação aos trechos a montante e jusante (ver perfil do rio Taquari no Anexo D).

A jusante de P. Rolom há outro importante ponto de perda de vazão da calha do Taquari, que é a vazante Zé da Costa.

A dinâmica morfológica do rio Taquari é enorme e extremamente complexa, em contraste com as simplificações adotadas nesta pesquisa quanto à representação das características hidráulicas da calha e da topografia da planície. Como elementos norteadores do ajuste do modelo hidrodinâmico ao rio Taquari, foram definidas duas características a serem representadas nas simulações: no trecho a montante de S. Gonçalo, ocorrência moderada de perdas de vazão do canal para a planície apenas durante os picos das grandes cheias; no trecho entre S. Gonçalo e P. Rolom, ocorrência de grandes perdas laterais para a planície durante todo o ano, mesmo no período de recessão do hidrograma.

Como resultado do ajuste, o hidrograma calculado em S. Gonçalo teve vazões de pico na faixa de 500 a 700 m³/s, enquanto em Coxim os picos variaram de 550 a 950 m³/s. Foram simuladas perdas de vazão do canal para a planície dependentes da magnitude da cheia. Para

as cheias cujos picos foram inferiores a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ em Coxim, as perdas laterais foram bastante reduzidas, com vazões inferiores a $60 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 70). Nas cheias de maior intensidade, foram simuladas maiores perdas laterais, com picos de até $200 \text{ m}^3/\text{s}$. Em todos os casos, as perdas se restringiram aos picos dos eventos, não ocorrendo extravasamento durante período de vazões baixas.

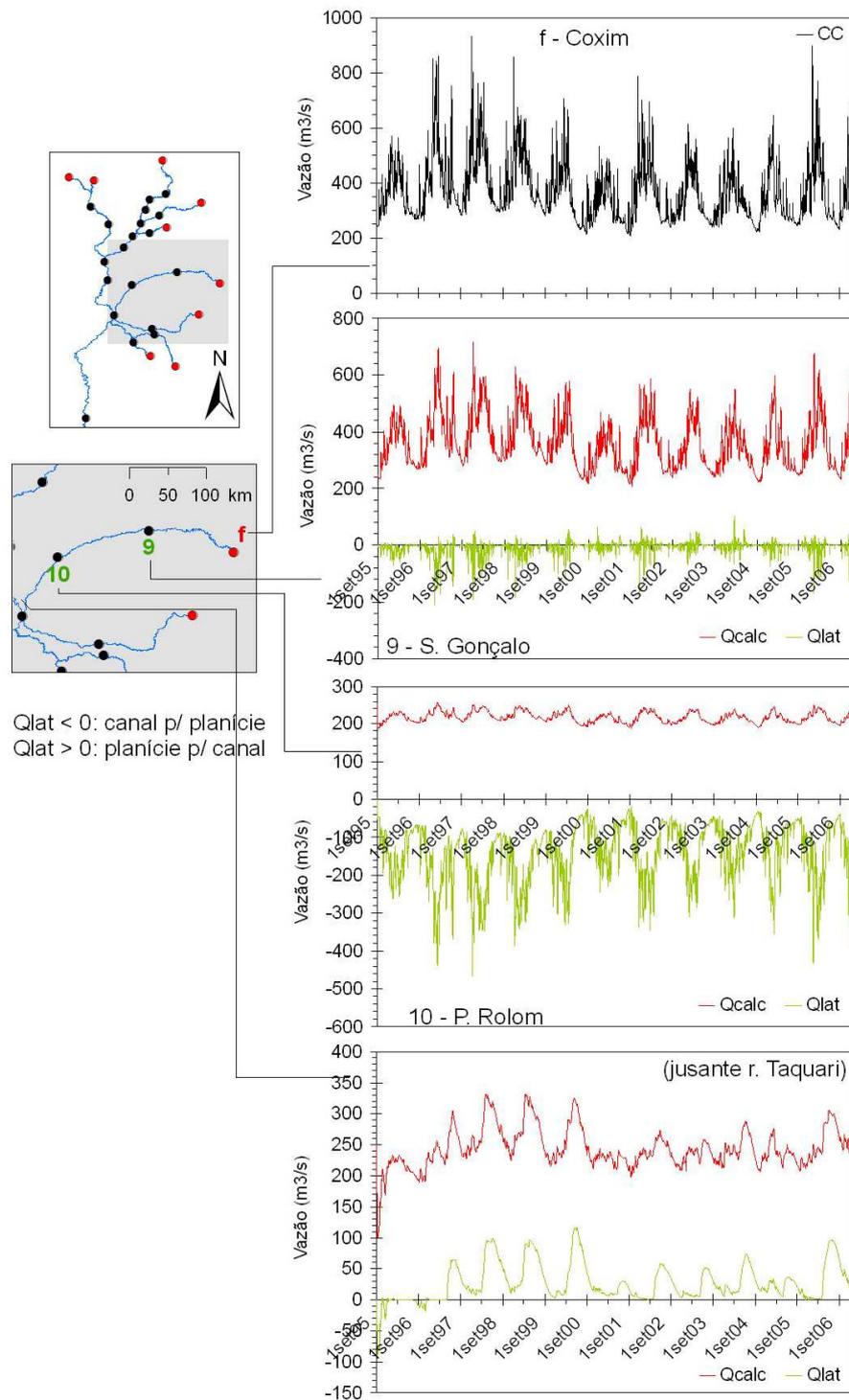


Figura 70 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Taquari no trecho de Coxim até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é o hidrograma de condição de contorno em Coxim; nos demais gráficos não existem dados de vazão observada).

No trecho de S. Gonçalo a P. Rolom (comprimento de 145 km), foi simulado que ocorre o extravasamento do canal principal de forma permanente, mesmo nos períodos de estiagem e vazões baixas. O hidrograma em P. Rolom foi reduzido a uma pequena variação em torno de 190 a 260 m³/s durante todo o ano. As perdas laterais do canal para a planície alcançaram picos de até 320 m³/s e durante o período de estiagem variaram de 20 a 80 m³/s.

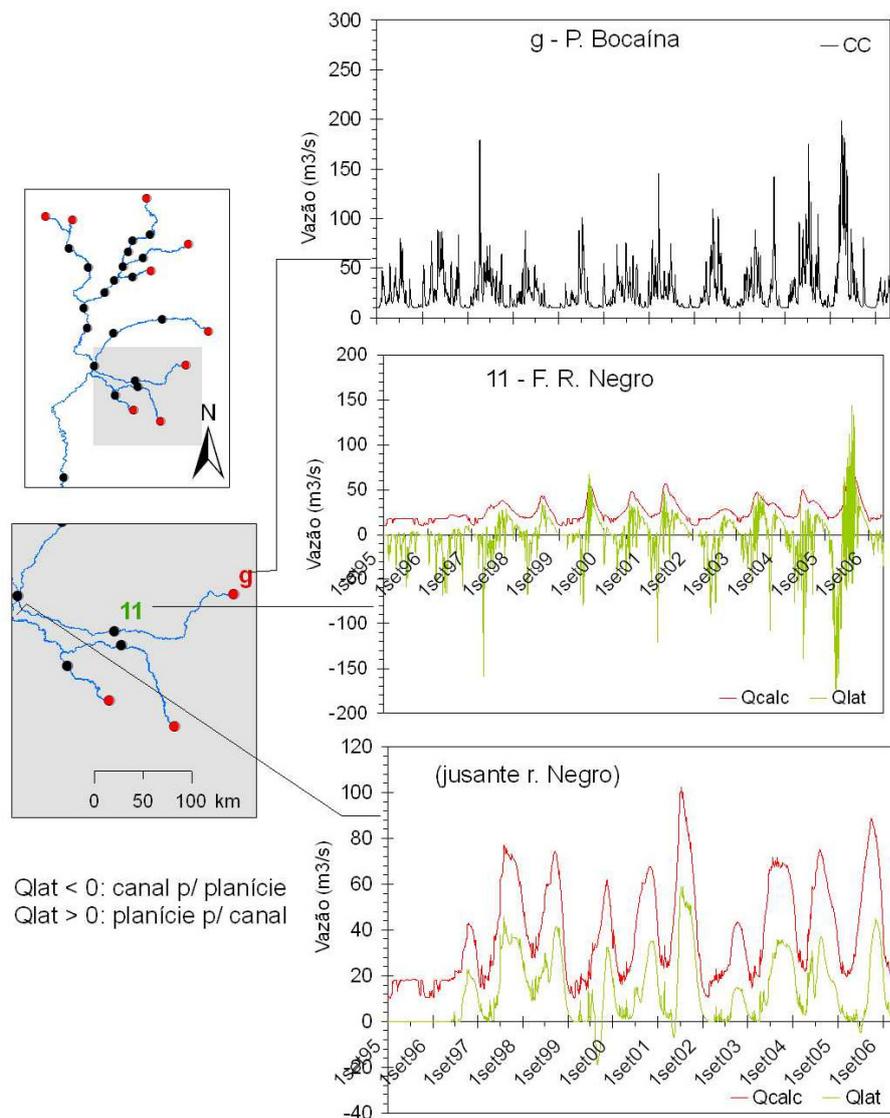
A jusante de P. Rolom até a confluência com o rio Paraguai (trecho de 105 km), foi mantido o valor inicial do coeficiente de Manning e os resultados das simulações indicaram um retorno de água da planície para a calha principal do rio Taquari. As vazões laterais que aportam da planície alcançaram picos de até 120 m³/s.

Rio Negro

A simulação do rio Negro com o modelo hidrodinâmico compreende o trecho desde o posto Perto da Bocaína, tomado como condição de contorno, até a confluência com o rio Paraguai. Nesse trajeto de 390 km de extensão, não há postos fluviométricos com dados de vazão observada disponíveis. O posto F. Rio Negro, a 210 km de P. Bocaína, foi considerado como ponto de controle para fins de verificação do comportamento geral dos hidrogramas calculados e vazões laterais canal-planície.

Por falta de elementos para refinamento, o valor do coeficiente de Manning ao longo de todo o rio Negro foi mantido constante e igual ao valor inicial, considerado razoável para as características do rio. Como resultado, foram simuladas grandes perdas de vazão da calha para a planície no trecho a montante de F. R. Negro, que alcançaram picos de até 180 m³/s (Figura 71). Mas também foi simulado que no período final da passagem da cheia ocorre retorno de parte da água extravasada, com picos de vazão de até 140 m³/s.

No trecho a jusante de F. R. Negro, que se estende até a confluência com o rio Paraguai, foi simulado que ocorre grande aporte de água da planície para o canal, com picos de vazão de até 100 m³/s. Com isso, o hidrograma que contribuiu ao rio Paraguai pela calha principal teve picos de até 110 m³/s, enquanto as vazões de pico em F.R. Negro não ultrapassaram 60 m³/s.



Qlat < 0: canal p/ planície
 Qlat > 0: planície p/ canal

Figura 71 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Negro no trecho de P. Bocaína até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é o hidrograma de condição de contorno em P. Bocaína; nos demais gráficos, não existem dados de vazão observada).

Rio Aquidauana

Foi simulado com o modelo hidrodinâmico um trecho de 340 km do rio Aquidauana, desde o posto fluviométrico Aquidauana (condição de contorno) até a confluência com o rio Miranda. O posto Porto Ciríaco, localizado a 230 km a jusante de Aquidauana, foi utilizado como ponto de controle e comparação entre hidrogramas observado e calculado.

O ajuste do modelo no posto P. Ciríaco foi considerado excelente, obtendo-se $NS = 0,76$, $NSlog = 0,83$, $Evol = -3,5\%$ e $EMQ = 18 \text{ m}^3/\text{s}$. O modelo foi capaz de simular a grande perda de vazão do canal para a planície que ocorre no trecho a montante de P. Ciríaco (Figura 72). Tal perda atinge picos de até $500 \text{ m}^3/\text{s}$ e faz com que o hidrograma nesse posto apresente um patamar de vazão máxima em torno de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto as vazões máximas em

Aquidauana se aproximam de $700 \text{ m}^3/\text{s}$. O extravasamento simulado canal-planície, contudo, aconteceu apenas durante as cheias, não havendo trocas laterais durante o período de baixas vazões.

No trecho a jusante de P. Ciríaco, foi adotado o mesmo valor do coeficiente de Manning ajustado no trecho a montante. Foi simulada a ocorrência de grandes volumes de água extravasados para a planície também nesse trecho de jusante, com picos de $80 \text{ m}^3/\text{s}$. O hidrograma contribuinte ao rio Miranda pela calha principal do rio Aquidauana teve amplitude bastante reduzida, com vazões restritas à faixa de $40 \text{ a } 70 \text{ m}^3/\text{s}$.

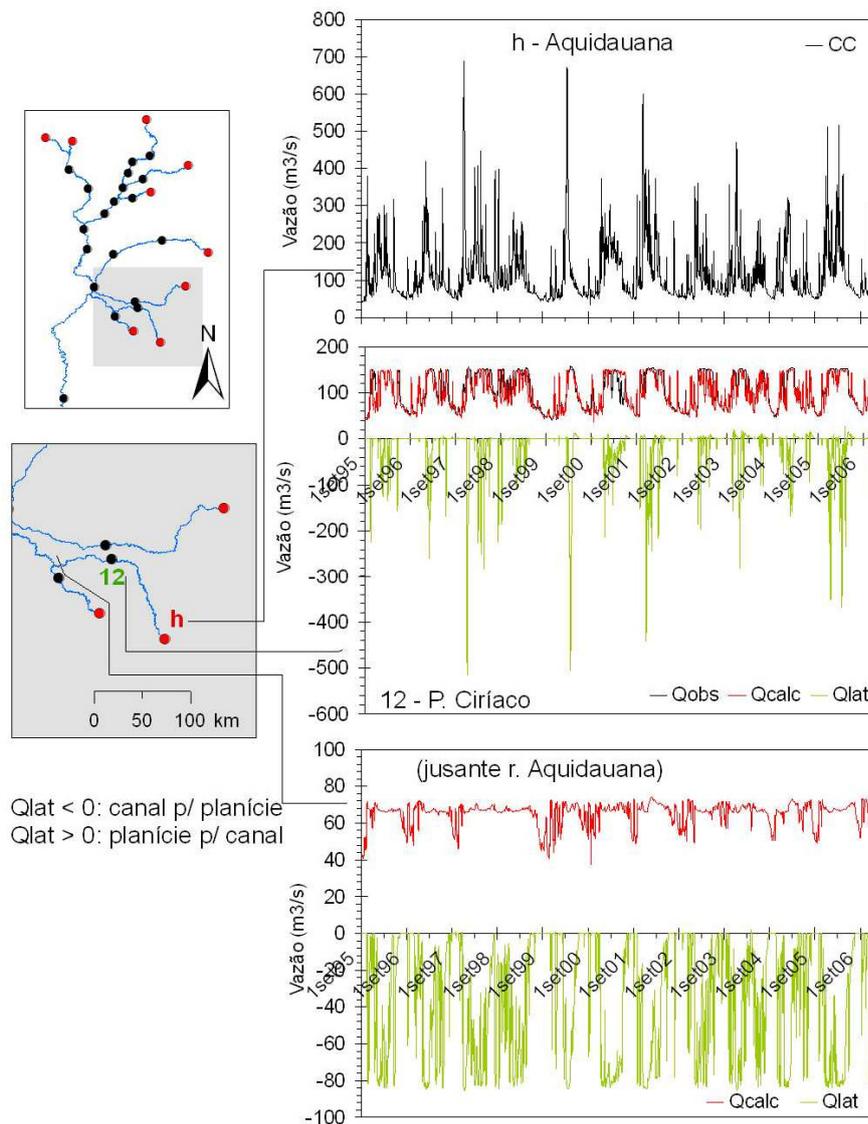


Figura 72 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Aquidauana no trecho de Aquidauana até rio Miranda (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é a condição de contorno em Aquidauana; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada).

Rio Miranda

Foi simulado o trecho do rio Miranda desde o posto fluviométrico Miranda, considerado como condição de contorno, até a confluência com o rio Paraguai – um comprimento total de 321 km.

A 123 km a jusante de Miranda está localizado o posto Tição de Fogo, considerado como único ponto de controle, embora não tenha dados disponíveis de vazão observada para o período estudado. Os dados disponíveis para o referido posto são referentes ao período de 1968 a 1988 (Figura 73), durante o qual se observam vazões inferiores a um patamar máximo em torno de 130 m³/s. Há, portanto, uma grande redução nas vazões máximas que fluem pela calha principal desde Miranda, onde as vazões pico oscilam entre 300 e 550 m³/s. Essa característica do hidrograma em T. Fogo foi utilizada como base para o ajuste do modelo ao trecho do rio Miranda a montante.

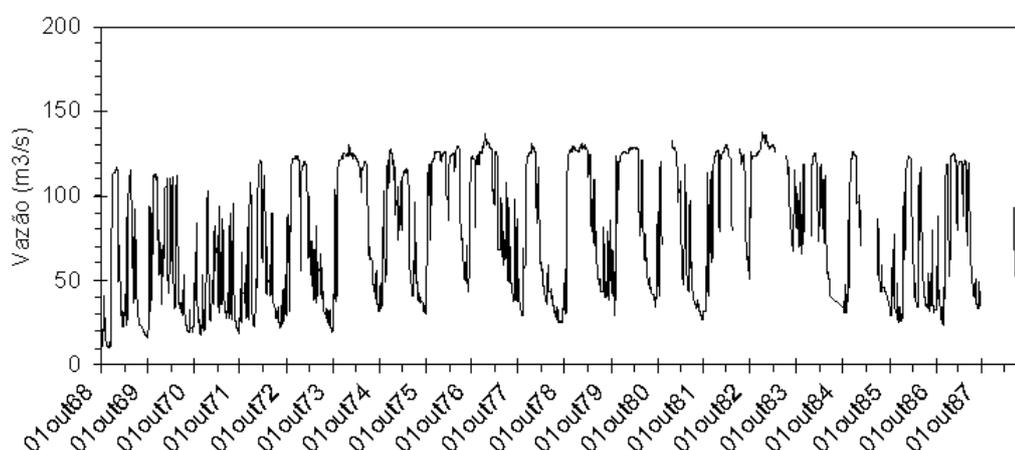


Figura 73 – Vazão observada no posto fluviométrico Tição de Fogo no período de 01/out/1968 a 31/12/1987.

Os resultados obtidos em T. Fogo foram satisfatórios, já que as vazões máximas simuladas variam de 120 a 190 m³/s e o hidrograma resultante teve características semelhantes ao padrão observado no período com dados disponíveis (Figura 74). Foi simulada uma grande perda de vazão da calha para a planície, a qual alcançou picos de até 360 m³/s. No período final da passagem da cheia, ocorreu retorno de água da planície para a calha, mas em volume bem inferior ao perdido inicialmente, com vazões de pico inferiores a 80 m³/s.

No trecho de 38 km do rio Miranda entre T. Fogo e a afluência do rio Aquidauana, foram simuladas perdas laterais de água da calha para a planície com picos de quase 100 m³/s. O hidrograma na seção imediatamente a montante de tal confluência teve um patamar máximo de 100 m³/s.

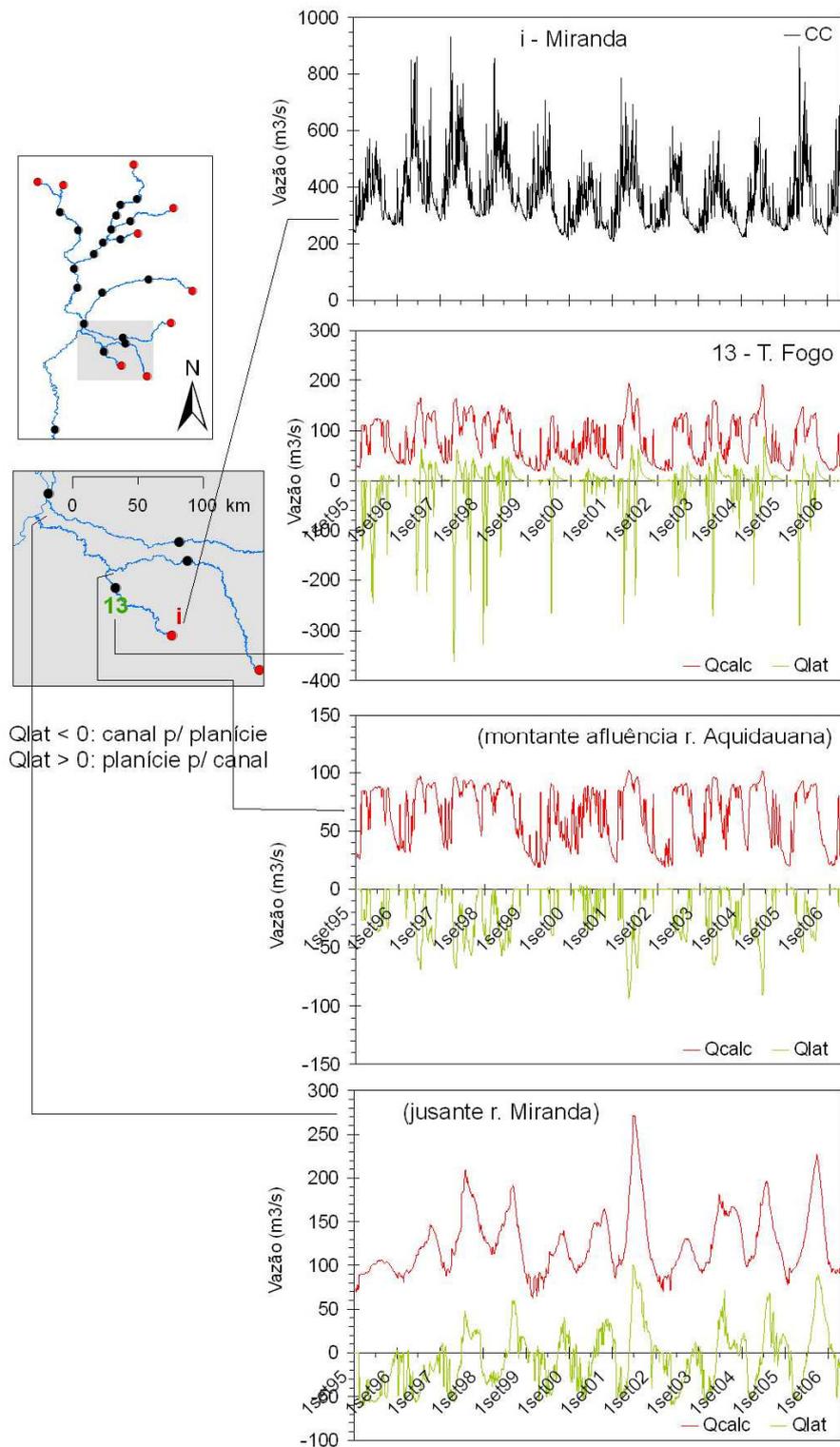


Figura 74 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Miranda no trecho de Miranda até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o posto indicado e o posto a montante; no gráfico superior, CC é a condição de contorno em Miranda; nos demais gráficos não existem dados de vazão observada).

Após receber a contribuição do rio Aquidauana (vazões estimadas entre 40 e 70 m³/s durante todo o ano), o rio Miranda segue por cerca de 160 km até afluir ao rio Paraguai. Nesse trecho, os resultados das simulações indicaram que o hidrograma na calha principal variou de

60 a 270 m³/s conforme as perdas ou aporte de água da planície, as quais foram regidas pela dinâmica de inundações na planície. O predomínio foi de ganho de água da planície para a calha, com vazões de pico de até 100 m³/s, enquanto as perdas não ultrapassaram 60 m³/s.

Rio Jauru

O trecho do rio Jauru simulado com o modelo hidrodinâmico se estende do posto fluviométrico Porto Esperidião (Figura 75), tomado como condição de contorno, até a confluência com o rio Paraguai – uma distância de 143 km. Ao longo desse trecho não há postos com dados disponíveis, de forma que o valor do coeficiente de Manning foi ajustado de forma conjunta com os valores de tal parâmetro no trecho do rio Paraguai a montante de Descalvados, posto utilizado para comparação entre vazões observadas e calculadas.

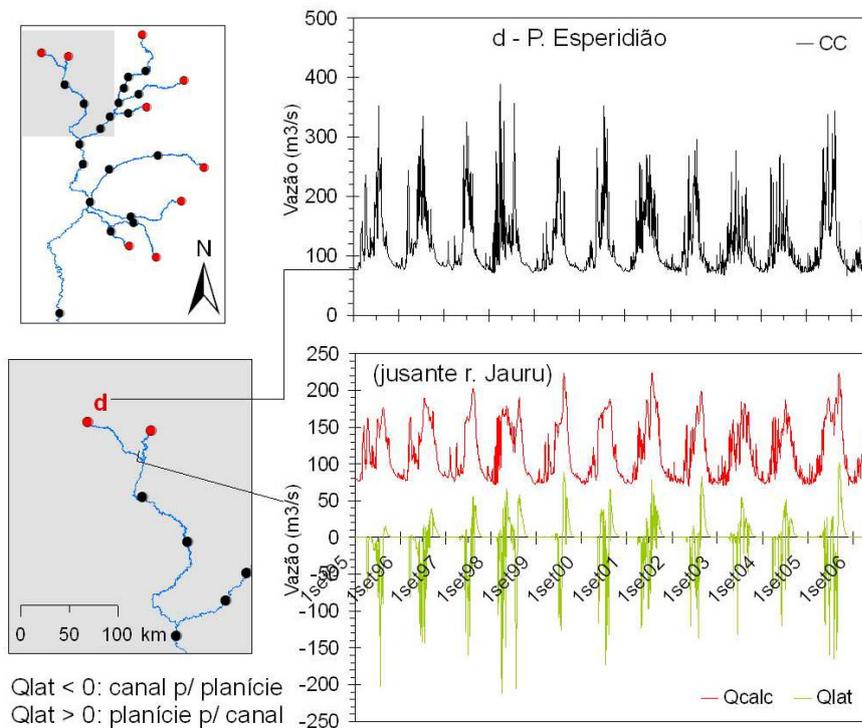


Figura 75 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Jauru no trecho de P. Esperidião até rio Paraguai (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante; no gráfico superior, CC é a condição de contorno em P. Esperidião; no gráfico inferior, não existem dados de vazão observada).

Como resultado do ajuste, a vazão calculada que aportou ao rio Paraguai apresentou vazões de pico em torno de 170 a 220 m³/s, enquanto as vazões de pico em P. Esperidião foram na faixa de 260 a 400 m³/s. As vazões laterais simuladas alcançaram picos de até 155 m³/s, no sentido canal para planície durante a metade inicial da passagem das cheias, e de até 65 m³/s no sentido inverso durante o restante do período de cheia.

Rio Paraguai

O rio Paraguai foi simulado com o modelo hidrodinâmico 1D considerando o trecho desde Cáceres até a foz do rio Apa, que totaliza uma distância de 1250 km. Ao longo desse trajeto, foram tomados 6 postos fluviométricos com dados disponíveis de vazão observada como pontos de controle no ajuste do modelo.

A 55 km a jusante de Cáceres o rio Paraguai recebe a contribuição do rio Jauru e cerca de 71 km a jusante de tal confluência está localizado o primeiro ponto de controle, o posto Descalvados. O ajuste do modelo nesse posto foi excelente, obtendo-se coeficientes NS, NSlog e R acima de 0,90. O erro de volume foi de apenas -5% e o EMQ de 80 m³/s. A comparação entre hidrogramas observado e calculado corrobora a qualidade do ajuste obtido (Figura 76).

Enquanto em Cáceres as vazões de pico atingem até 1700 m³/s, em Descalvados ficam abaixo de 1100 m³/s, mesmo com a contribuição do rio Jauru, cuja vazão de pico foi simulada entre 150 e 230 m³/s no período de março e abril, concomitante com os picos em Descalvados. Por outro lado, as vazões de base em Descalvados são cerca de 50 a 90 m³/s superiores às vazões em Cáceres.

O modelo conseguiu representar satisfatoriamente a redução de vazão durante as cheias e o aumento nas vazões de recessão que ocorre de Cáceres a Descalvados. No trecho de Cáceres até o rio Jauru, foram simuladas perdas laterais com picos de quase 500 m³/s, havendo um retorno posterior de água da planície para o canal com picos de até 270 m³/s. Tais trocas laterais sumarizam o ocorrido ao longo do trecho completo, mas comportamentos distintos aconteceram em cada sub-trecho entre duas seções transversais (Figura 77).

No trecho a jusante da afluição do rio Jauru até Descalvados, foi simulada a ocorrência de perdas laterais cuja vazão de pico variou entre 210 e 370 m³/s, mas sem haver retorno considerável de água da planície para o canal. Essa análise é em termos do trecho como um todo, pois considerando cada sub-trecho entre duas seções transversais ocorreram aportes de vazão da planície para o canal de até 60 m³/s (Figura 78). Na integral de todos os sub-trechos, contudo, há a compensação entre perdas e ganhos e a síntese é de ocorrência de perdas do canal para a planície.

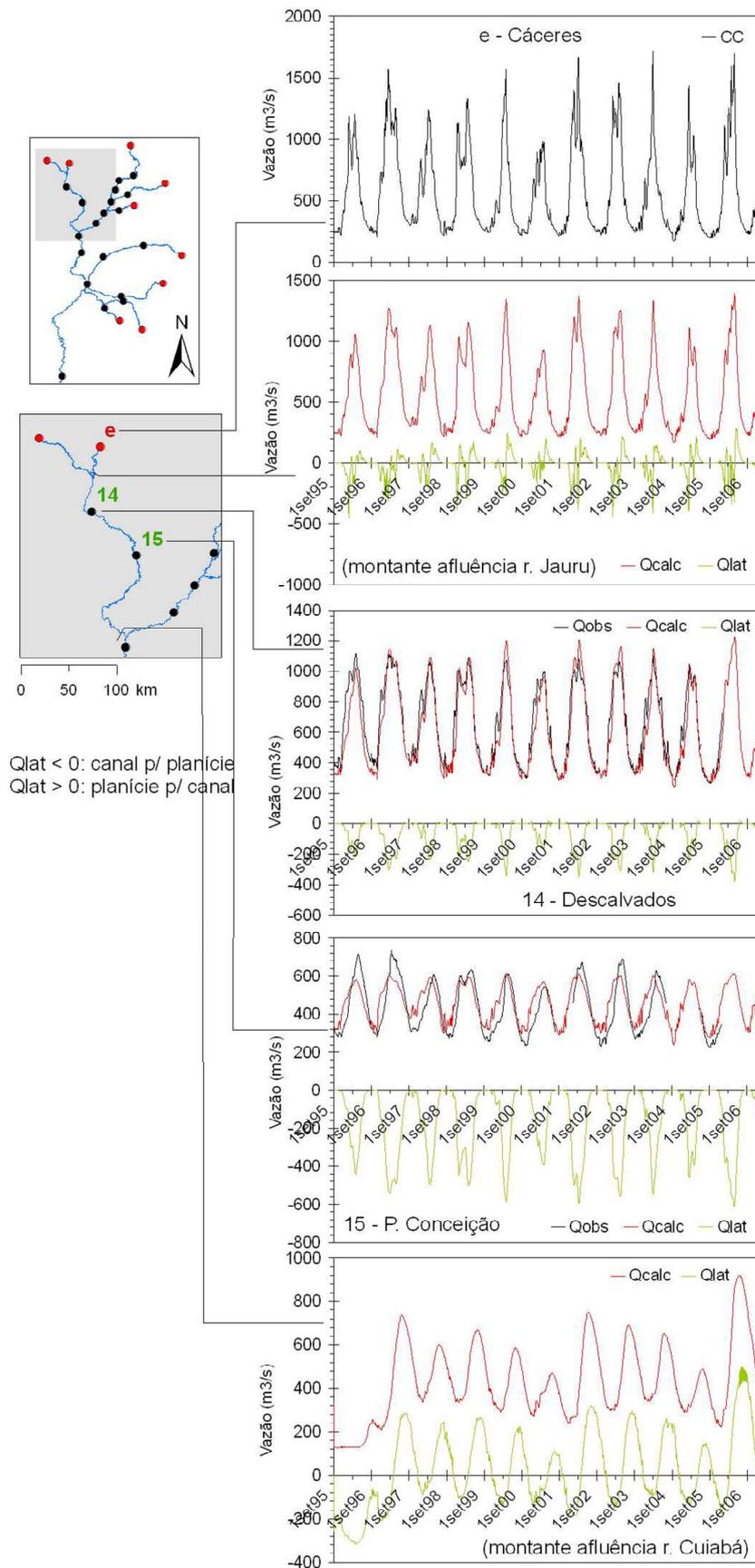


Figura 76 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Paraguri no trecho de Cáceres até rio Cuiabá (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante).

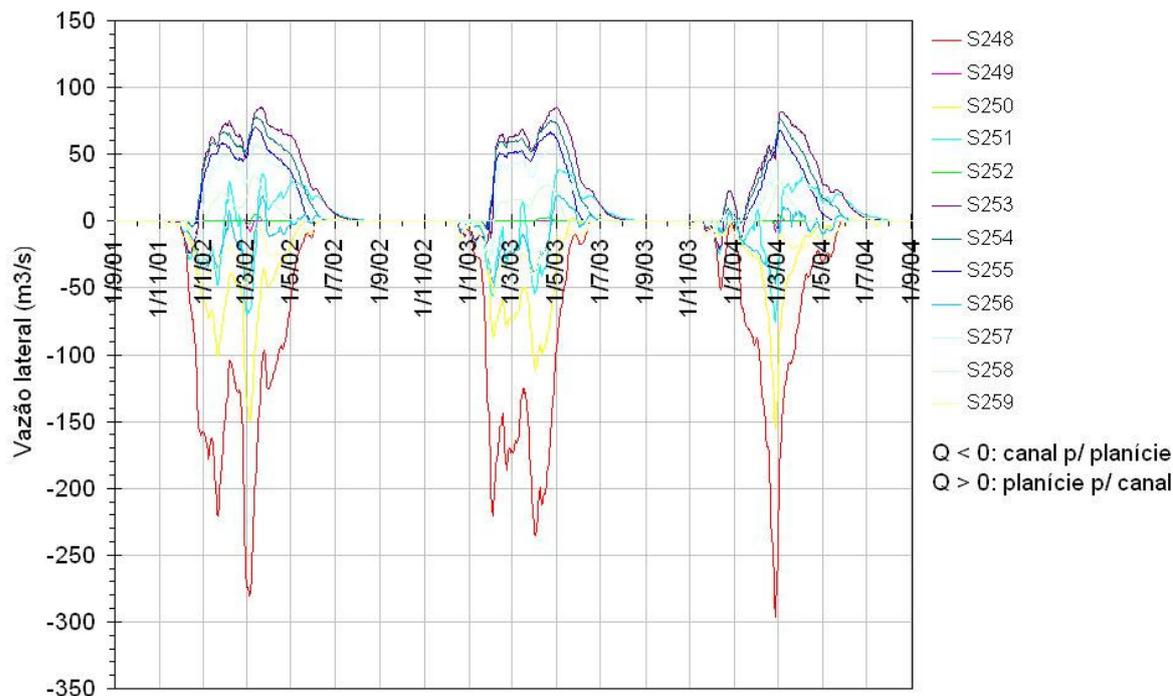


Figura 77 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai entre Cáceres (S248) e imediatamente a montante do rio Jauru (S259).

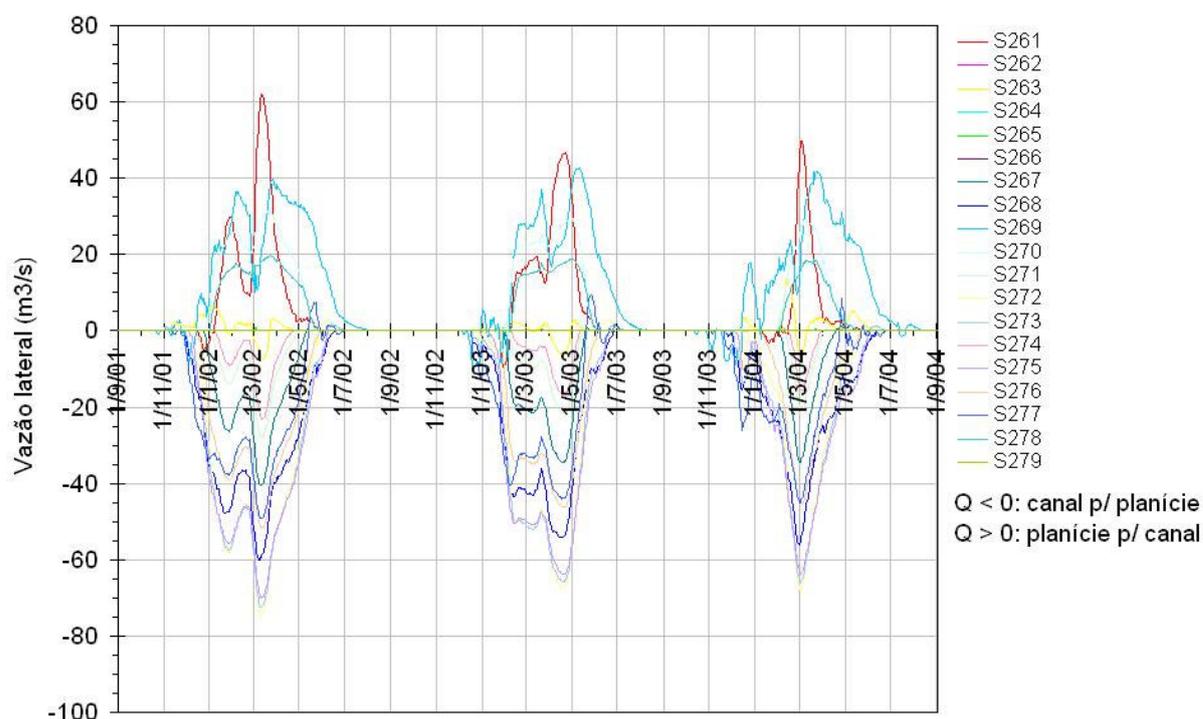


Figura 78 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante do rio Jauru (S261) até a montante de Descalvados (S279).

A 120 km a jusante de Descalvados está o posto Porto Conceição. Nesse trecho há uma grande redução nas vazões de pico que escoam pela calha principal do rio Paraguai, passando da faixa de 1000 a 1100 m³/s para o intervalo de 550 a 700 m³/s. Durante a

estiagem, também ocorrem reduções de até 100 m³/s nas vazões de Descalvados a P. Conceição.

O ajuste do modelo em P. Conceição foi satisfatório (NS = 0,63, NSlog = 0,62, R = 0,83, EVol = 7,6% e EMQ = 80 m³/s), mas em alguns dos anos simulados ocorreram subestimativas de até 150 m³/s nas vazões de pico e superestimativa nas vazões do período de estiagem de até 90 m³/s. Em termos de erro de volume, os dois tipos de erro se compensaram, mas em termos das estatísticas NS e NSlog tais erros se ressaltaram. No trecho em questão, foram simuladas perdas laterais canal-planície com vazões de pico variando de 400 a 600 m³/s e ocorrendo em praticamente todos os sub-trechos (Figura 79).

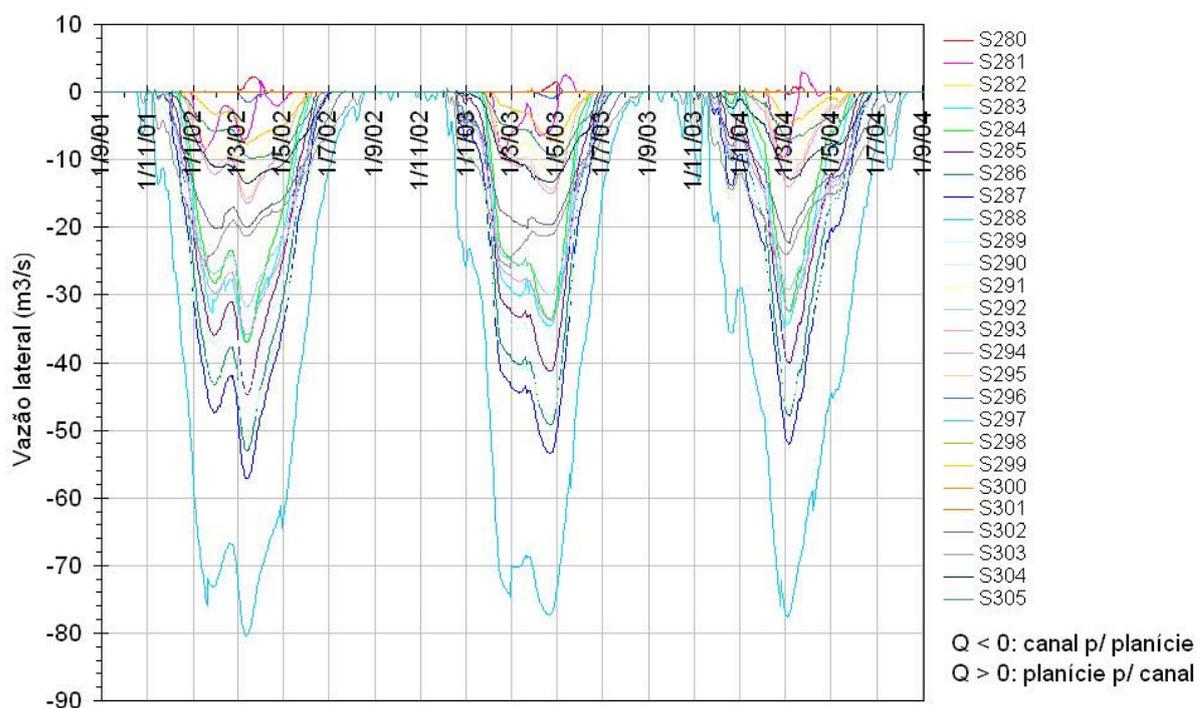


Figura 79 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante de Descalvados (S280) até a montante de P. Conceição (S305).

No trecho do rio Paraguai entre P. Conceição e a afluição do rio Cuiabá, foram simuladas trocas de vazão lateral canal-planície que ocorreram nos dois sentidos. Em geral, no período de novembro a abril ocorreu o extravasamento da calha para a planície, com picos de vazão em cada ano que variaram de 90 até 190 m³/s. No período de maio a outubro, ocorreu o aporte de água da planície do canal, cujos picos de vazão em cada ano estiveram na faixa de 100 a 500 m³/s.

Cerca de 22 km a jusante da afluição do rio Cuiabá está localizado o posto fluviométrico Amolar. Devido à contribuição do rio Cuiabá, as vazões observadas em Amolar alcançam picos de até quase 2000 m³/s. O ajuste do modelo nesse posto foi satisfatório,

obtendo-se $NS = 0,67$, $NSlog = 0,72$ e $R = 0,88$. O EMQ foi de $180 \text{ m}^3/\text{s}$ e o erro de volume aproximadamente $6,3\%$. Houve deficiência no modelo em reproduzir os as vazões de pico, ocorrendo superestimativas de até 17% como na cheia de 2006 ou subestimativas de até 9% como na cheia de 2005. Houve a tendência também de superestimar as vazões de recessão (Figura 80).

Em termos de trocas laterais, nesse trecho do rio Paraguai desde a afluência do rio Cuiabá até Amolar foi simulado um aporte de água da planície para a calha principal durante todo o ano. Durante as cheias no período de junho a julho ocorreram os maiores aportes, com vazões de pico entre 100 e $330 \text{ m}^3/\text{s}$. No restante do ano, o aporte de água da planície aconteceu a menores taxas, mas sempre superiores a $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Destaca-se que a característica de aporte de água da planície para o canal aconteceu ao longo de todos os sub-trechos que compõem o referido trecho, não ocorrendo perdas de água para a planície em nenhum deles (Figura 81).

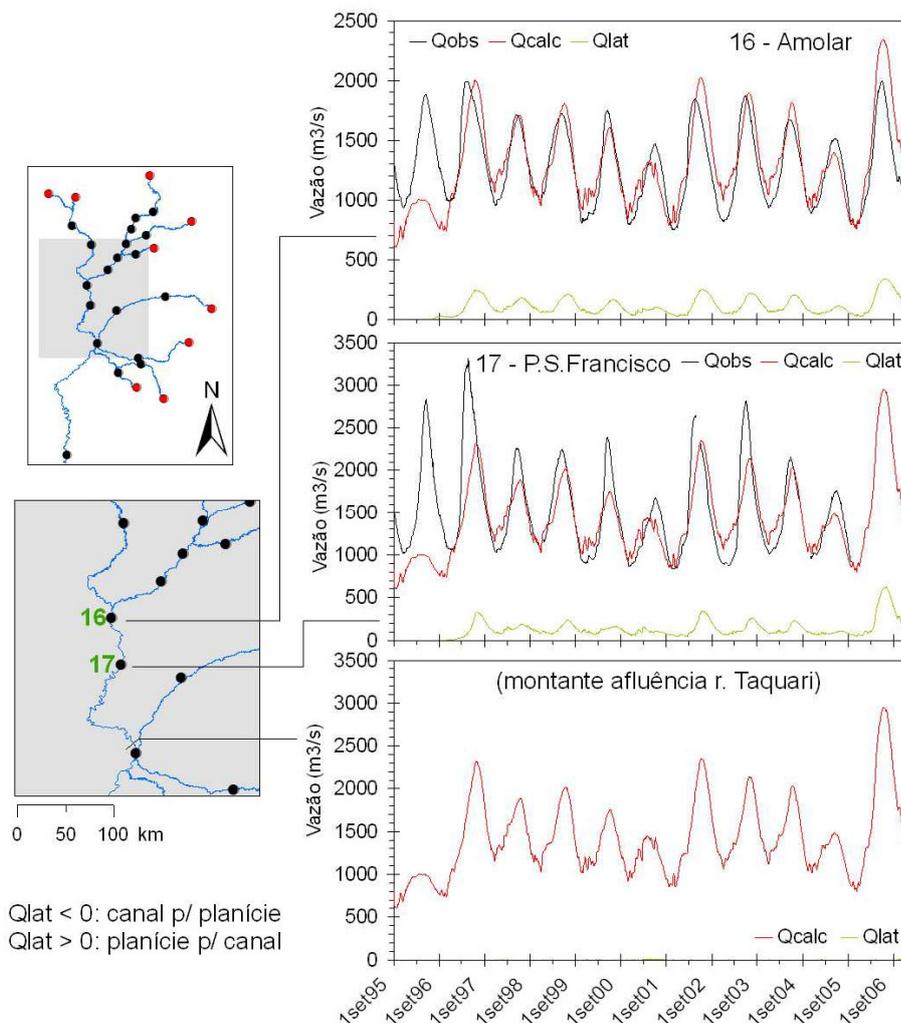


Figura 80 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Paraguai no trecho de Amolar até rio Taquari (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante).

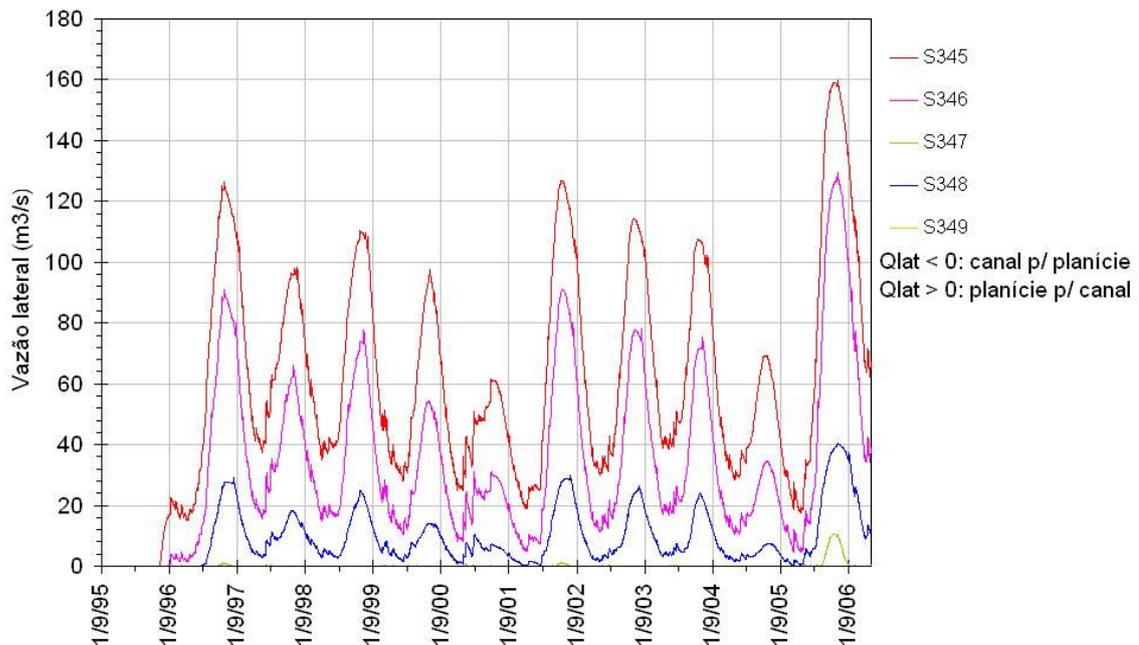


Figura 81 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguai no trecho a jusante da afluição do rio Cuiabá (S345) até a montante de Amolar (S349).

No posto P. S. Francisco, localizado 65 km a jusante de Amolar, o modelo também teve dificuldade em reproduzir as vazões de pico, ocorrendo subestimativas variando de 6% (na cheia de 2004) a até 25 % (em 2000 e 2003). Em alguns anos houve ainda deficiência em simular as vazões durante o período de recessão. O ajuste do modelo no referido posto de modo geral foi satisfatório, tendo sido capaz de simular o padrão geral do hidrograma observado. Foram obtidos NS e NSlog acima de 0,70, $R = 0,86$ e um erro de volume de apenas -2%, enquanto $EMQ = 259 \text{ m}^3/\text{s}$.

No trecho de Amolar a P. S. Francisco, foram simulados ganhos de água da planície para o canal durante todo o período, com vazões variando de 60 até quase $600 \text{ m}^3/\text{s}$. Assim como no trecho a montante de Amolar, o aporte de vazão lateral ocorreu ao longo de todos os sub-trechos entre Amolar e P. S. Francisco (Figura 82).

Ao contrário dos trechos anteriores, no trecho de aproximadamente 200 km do rio Paraguai a jusante de P. S. Francisco até a afluição do rio Taquari não houve vazões laterais trocadas entre canal e planície durante as simulações. Essa característica de não ocorrência de trocas laterais canal-planície persistiu por toda a extensão do rio Paraguai a jusante da afluição do rio Taquari até P. Murtinho, que é o ponto de controle mais a jusante.

Em P. Manga o ajuste do modelo hidrodinâmico foi bom, com estatísticas $NS = 0,82$, $NSlog = 0,76$, $R = 0,90$, $Evol = 2,5\%$ e $EMQ = 191 \text{ m}^3/\text{s}$. Houve a tendência do modelo em subestimar as vazões de pico e superestimar as vazões no período de recessão (Figura 83), mas tais deficiências foram em menor grau do que as verificadas nos postos Amolar e P. S. Francisco.

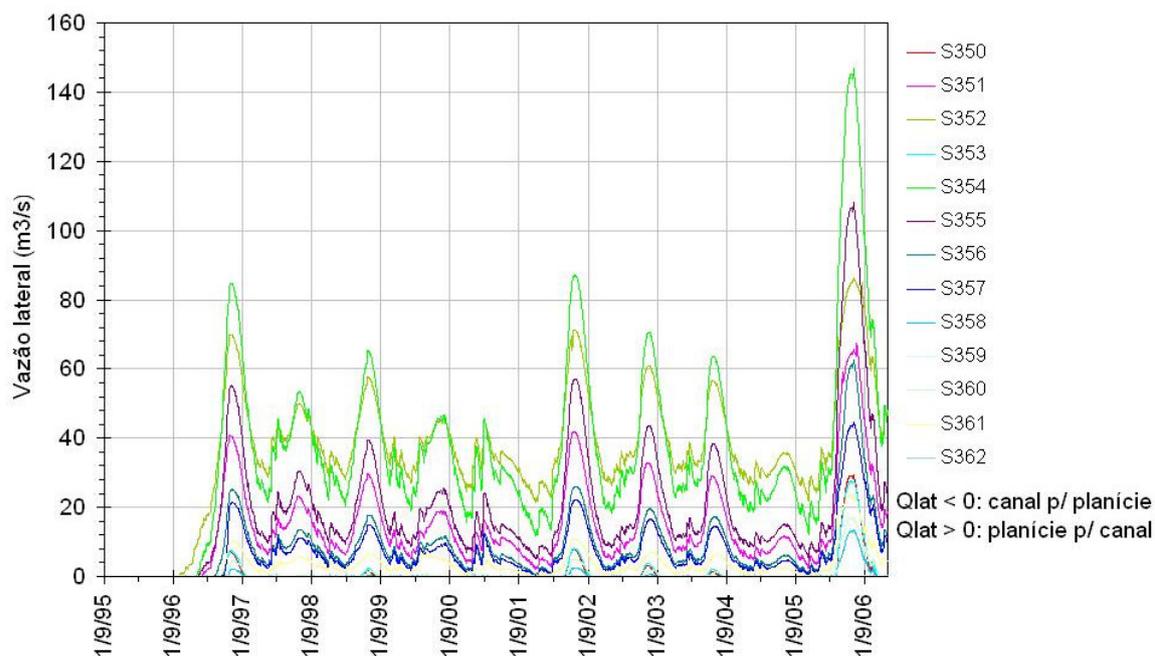


Figura 82 – Vazão lateral nas seções transversais do rio Paraguri no trecho a jusante de Amolar (S350) até a montante de P. S. Francisco (S362).

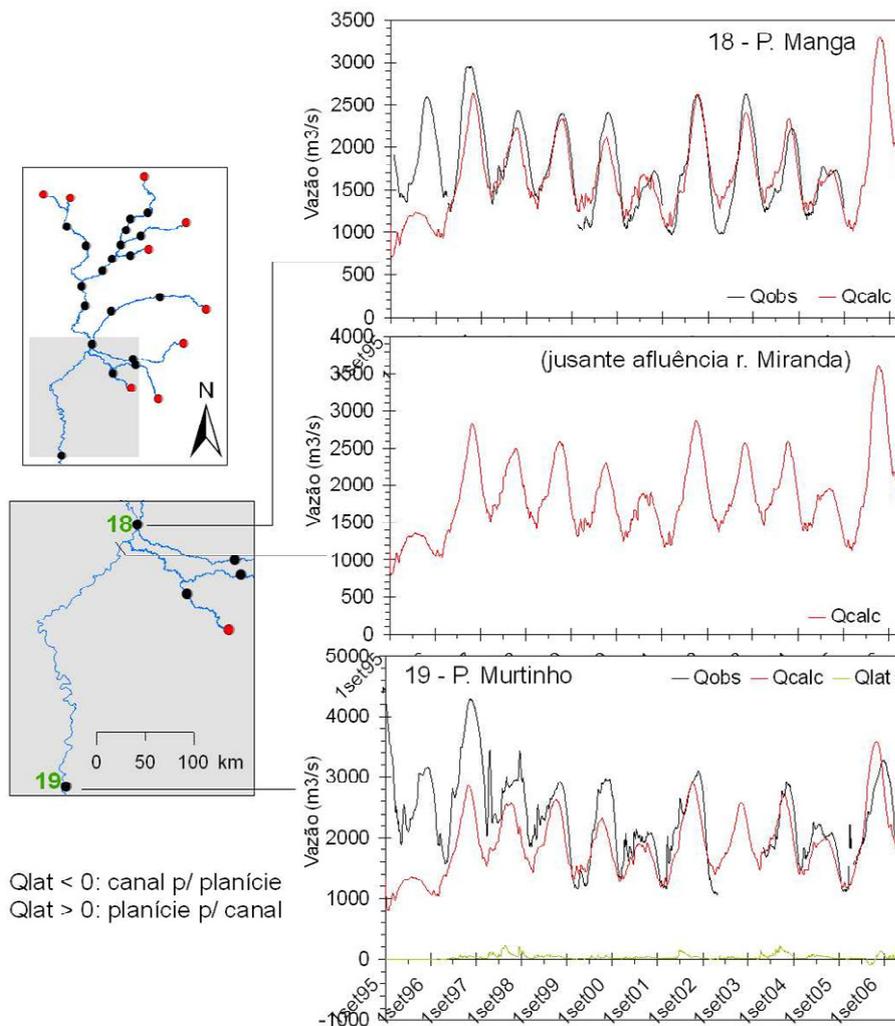


Figura 83 – Hidrogramas observados e calculados em seções do rio Paraguri no trecho de P. Manga até P. Murtinho (em cada gráfico, Qlat representa a vazão lateral canal-planície ao longo do trecho entre o ponto indicado e o ponto a montante).

Localizado a quase 1200 km a jusante de Cáceres e a apenas 60 km da foz do rio Apa, seção considerada como condição de contorno de jusante, o posto fluviométrico Porto Murtinho representa o hidrograma do rio Paraguai após a passagem pelo Pantanal.

Por concentrar toda a resposta da drenagem do Pantanal, a influência das condições iniciais da planície no modelo de inundação sobre esse posto demora muito mais tempo do que sobre os demais postos analisados. Como a planície foi iniciada totalmente seca no modelo de inundação (no instante inicial referente à data 1/set/95), o período de simulação até Nov/2000 foi desconsiderado no cômputo das estatísticas do ajuste do modelo hidrodinâmico em P. Murtinho.

Considerando apenas os resultados no período a partir de dez/2000, o ajuste do modelo foi satisfatório em P. Murtinho, obtendo-se $NS = 0,61$, $NSlog = 0,65$, $R = 0,84$, $Evol = -6,1\%$ e $EMQ = 343 \text{ m}^3/\text{s}$. As principais deficiências do modelo em relação ao hidrograma nesse posto dizem respeito à subestimativa das vazões máximas durante as cheias e à não representação de picos secundários que acontecem fora do período de cheias.

As deficiências apontadas na reprodução do regime de vazões em P. Murtinho têm como principal causa as simplificações adotadas quanto ao domínio simulado no modelo de inundação e no modelo hidrodinâmico. No modelo de inundação da planície, não foi representada completamente a área de contribuição na margem direita do rio Paraguai, situada em território Boliviano. Embora a maior parte dessa área compreenda a região conhecida como Chaco, caracterizada por ser endorréica e apresentar baixos índices pluviométricos, é possível que ocorram contribuições ao rio Paraguai que não foram simuladas. O problema mais grave, no entanto, é relativo a não consideração do rio Negro Boliviano e outros canais na rede de drenagem simulada no modelo hidrodinâmico, por falta de dados acerca das características hidráulicas e de vazões observadas.

6.5.4 Análise detalhada do ajuste: níveis

No item anterior foi discutido o ajuste do modelo hidrodinâmico em termos da comparação entre vazões observadas e calculadas em pontos de controle. Tal análise foi a efetivamente utilizada na definição dos coeficientes de Manning de cada trecho de rio. Este item apresenta uma análise comparativa entre os níveis d'água calculados e os observados em postos fluviométricos. Embora isso não tenha sido considerado como critério no ajuste do modelo, trata-se de uma validação importante dos resultados obtidos.

A análise dos níveis d'água foi realizada tomando a variável reduzida $Zred$, que é resultante da transformação dos dados observados e calculados fazendo a subtração do valor médio de cada série. A variável reduzida é o nível d'água padronizado com média zero. Essa

transformação elimina as incertezas nos referenciais dos zeros das réguas dos postos e diferenças de tais valores em relação aos valores de elevação adotados na modelagem.

De modo geral foram obtidos resultados considerados excelentes face às incertezas e escassez nos dados disponíveis. O coeficiente de NS variou de 0,50 a 0,98, enquanto os valores de coeficiente de correlação foram superiores a 0,80 (Tabela 14). Ressalta-se que são apresentados resultados não só dos postos fluviométricos com dados disponíveis considerados como pontos de controle, mas também nos postos considerados como condição de contorno, desde que com disponibilidade de dados históricos observados de nível d'água.

Tabela 14 – Estatísticas do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais do Rio Paraguai e afluentes – comparação entre níveis padronizados observado e calculado.

Referência*	Nome	Rio	Estatísticas**	
			NS	R
<i>a</i>	<i>Cuiabá</i>	<i>Cuiabá</i>	<i>0,76</i>	<i>0,98</i>
<i>b</i>	<i>A. C. Grande</i>	<i>S. Lour.</i>	<i>0,61</i>	<i>0,99</i>
<i>c</i>	<i>S. Jerônimo</i>	<i>Piquiri</i>	<i>0,91</i>	<i>0,96</i>
<i>d</i>	<i>P. Esperidião</i>	<i>Jauru</i>	<i>0,98</i>	<i>1,00</i>
<i>e</i>	<i>Cáceres</i>	<i>Paraguai</i>	<i>0,66</i>	<i>0,99</i>
<i>f</i>	<i>Coxim</i>	<i>Taquari</i>	<i>0,56</i>	<i>0,88</i>
<i>h</i>	<i>Aquidauana</i>	<i>Aquid.</i>	<i>0,86</i>	<i>0,93</i>
<i>i</i>	<i>Miranda</i>	<i>Miranda</i>	<i>0,98</i>	<i>0,99</i>
1	B. Melgaço	Cuiabá	0,68	0,98
2	P. Cercado	Cuiabá	0,89	0,96
3	S. João	Cuiabá	0,84	0,92
4	I. Camargo	Cuiabá	0,88	0,97
5	S. J. Borireu	S. Lour.	0,90	0,97
6	S. J. Piquiri	Piquiri	0,81	0,91
7	P. Taiamã	Cuiabá	0,83	0,96
8	P. Alegre	Cuiabá	0,86	0,95
12	P. Ciríaco	Aquid.	0,81	0,91
14	Descalvados	Paraguai	0,93	0,98
15	P. Conceição	Paraguai	0,81	0,92
16	Amolar	Paraguai	0,68	0,86
17	S. Francisco	Paraguai	0,66	0,84
18	P. Manga	Paraguai	0,68	0,88
19	P. Murtinho	Paraguai	0,50	0,80

* Referências usadas para localizar os postos nos mapas: letras indicam condições de contorno e números representam pontos de controle.

** Estatísticas calculadas considerando o período de 1dez1997 a 31dez2006, à exceção dos posto P. Manga e P. Murtinho, cujo período foi de 1dez2000 a 31dez2005 para retirar influência das condições iniciais

Considerando apenas os 9 pontos de controle localizados nos tributários do rio Paraguai, o posto B. Melgaço no rio Cuiabá foi o único com $NS < 0,80$. Dos 7 postos que representam as condições de contorno dos afluentes, em 3 deles o valor de NS foi inferior a

0,80 (Cuiabá, A. C. Grande e Coxim). O posto Cáceres, que é a condição de contorno do rio Paraguai, também apresentou NS inferior a 0,80.

Nas condições de contorno, portanto, houve dificuldade do modelo em reproduzir a variação de nível d'água. A tendência dos níveis calculados pelo modelo foi de apresentar variação maior do que a dos dados observados nos postos das condições de contorno e nos postos imediatamente a jusante desses (Figura 84, Figura 85 e Figura 86). Isso foi bem evidente nos postos Cuiabá (condição de contorno), B. Melgaço (jusante de Cuiabá), A. C. Grande, Coxim e Cáceres, esses três últimos também condições de contorno, e no posto Descalvados (jusante de Cáceres).

Em Cuiabá, os níveis calculados alcançaram de 1,4 a 1,9 m acima do nível observado durante os picos das cheias e cerca de 0,30 m abaixo do observado nos períodos de recessão. Em B. Melgaço e Cáceres, tais diferenças atingiram os maiores valores, ficando próximo de 2,0 m nas cheias e de 0,80 na recessão.

Nos postos ao longo da rede de drenagem com menor influência das condições de contorno, a tendência foi de que os níveis calculados apresentassem menor amplitude de variação do que os níveis observados. Isso ocorreu principalmente nos postos S. João e P. Cercado no rio Cuiabá e nos postos do rio Paraguai a jusante de Descalvados. Os postos I. Camargo, P. Taiamã e P. Alegre fugiram desse padrão, com níveis d'água calculados com maior amplitude de variação do que os níveis observados.

Nos postos S. J. Borireu e P. Ciríaco, o comportamento dos níveis d'água observados é peculiar, por apresentar um patamar limitando os valores máximos durante as cheias (Figura 85). Isso é decorrente do grande extravasamento de água do canal para a planície, como já comentado no item acerca da análise das vazões. A representação de tal comportamento pelo modelo foi excelente em termos de cotogramas calculados, já que foram simulados os patamares com intensidade e período de ocorrência coerentes com os observados.

A principal deficiência do modelo em termos de reprodução dos cotogramas observados ocorreu no rio Paraguai, no trecho de Amolar para jusante (postos Amolar, P. S. Francisco, P. Manga e P. Murquinho). A amplitude de variação dos níveis d'água calculados foi bem inferior à amplitude dos dados observados, ocorrendo subestimativa dos valores máximos durante as cheias e superestimativa dos valores mínimos durante os períodos de vazões baixas (Figura 86).

Em Amolar, P. S. Francisco e P. Manga, a diferença nos valores máximos calculados em relação aos observados foi de até 0,7 m nos picos das cheias (subestimativa). No período de baixas vazões, essa diferença alcançou até 1,0 m nos dois primeiros postos e até 1,5 m no terceiro posto. Em P. Murquinho, as diferenças entre os extremos máximos calculados e

observados foram de até 1,0 m, enquanto a diferença entre os valores mínimos alcançou até 1,5 m.

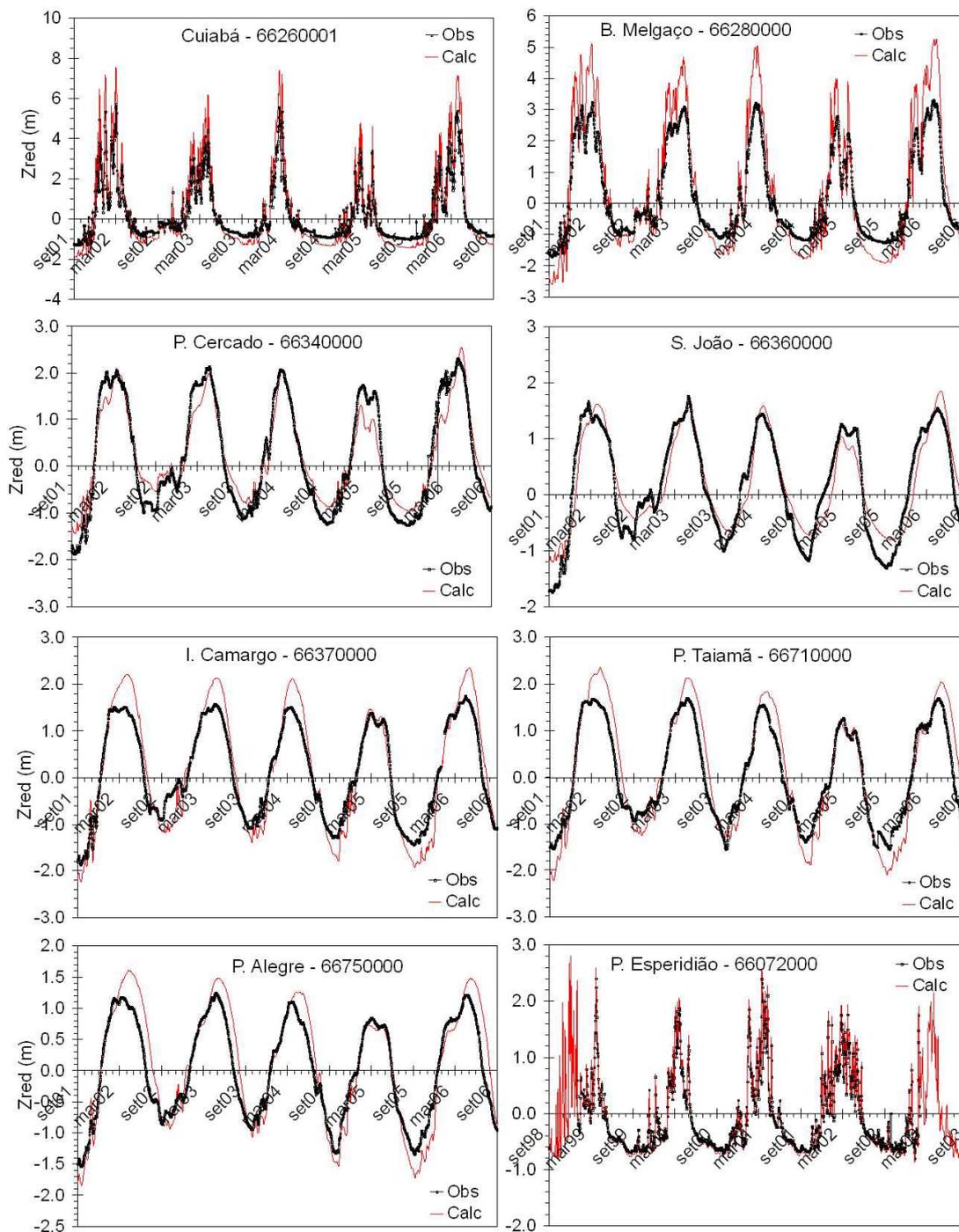


Figura 84 – Cotogramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio Cuiabá (Cuiabá, B. Melgaço, P. Cercado, S. João, I. Camargo, P. Taiamã e P. Alegre) e no rio Juru (P. Esperidião).

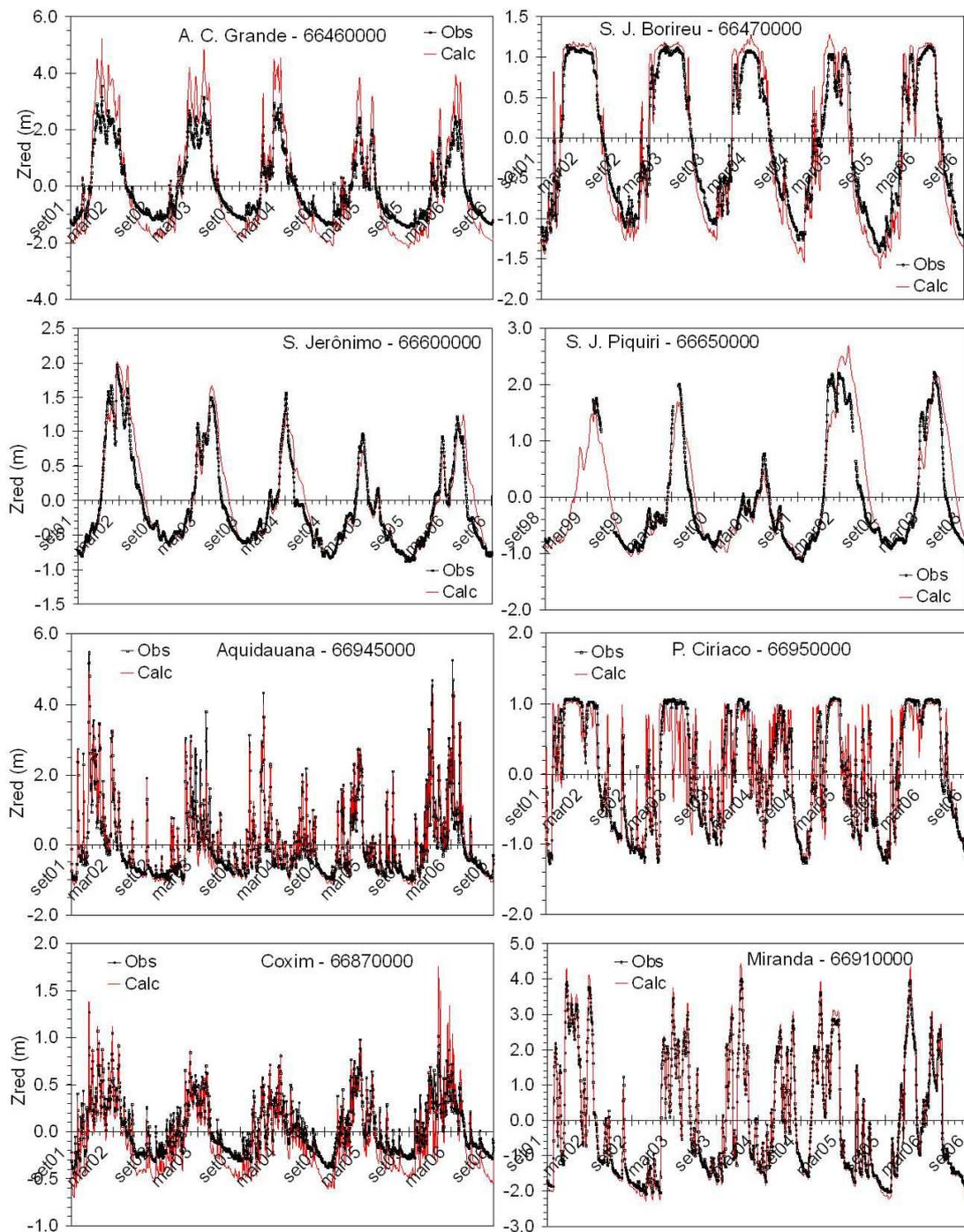


Figura 85 – Cotogramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio S. Lourenço (A. C. Grande e S. J. Borireu), rio Piquiri (S. Jerônimo e S. J. Piquiri), rio Aquidauana (Aquidauana e P. Ciriaco), rio Miranda (Miranda) e rio Taquari (Coxim).

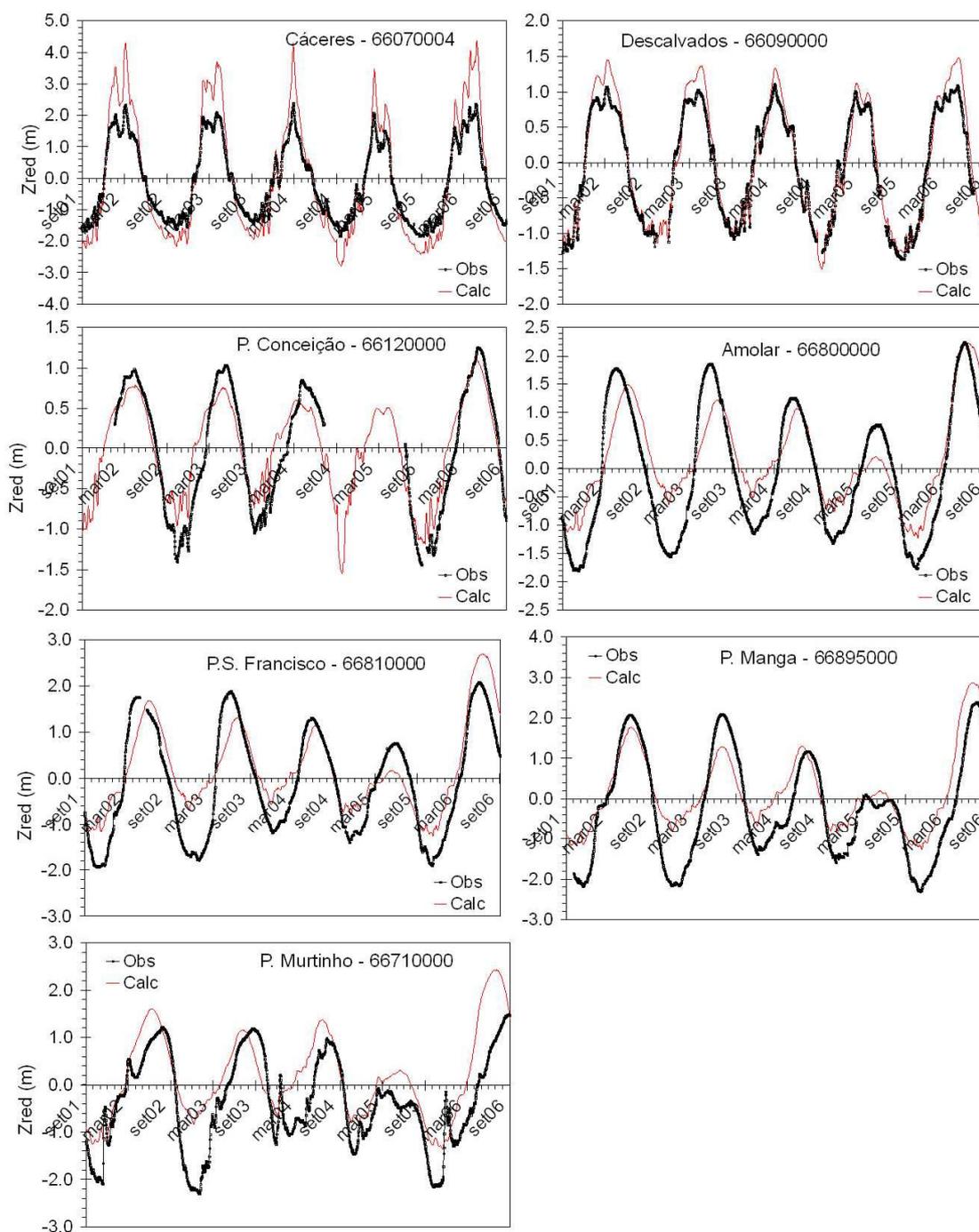


Figura 86 – Cotagramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio Paraguai, de Cáceres a Porto Murtinho.

6.6 Ajuste do modelo de planície ao Pantanal

6.6.1 Definição dos parâmetros

O modelo de inundação de planície tem dois parâmetros calibráveis: o fator de condutância hidráulica (f_{ch}) e a capacidade máxima do reservatório do solo (H_{smax}). Tais parâmetros podem variar espacialmente, isto é, cada elemento da discretização do modelo

pode assumir valores distintos dos demais. Neste estudo, entretanto, foi adotada por simplificação a homogeneidade espacial desses dois parâmetros.

Seguindo procedimento descrito no item 6.4, os valores dos parâmetros do modelo de planície foram definidos como sendo $f_{ch} = 50$ e $H_{smax} = 1,0$ m. Esse valor do parâmetro f_{ch} equivale, por exemplo, a um coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,05 e um canal com largura 50 m e comprimento 500 m.

A qualidade e avaliação dos padrões de inundação e das estimativas de área inundada resultantes das simulações adotando esses valores são apresentadas nos itens 6.6.2 e 6.6.3 a seguir. A análise de sensibilidade desses resultados frente a variações nos valores dos referidos parâmetros é apresentada no item 6.6.4.

6.6.2 Inundação e escoamento na planície

Padrão de inundação

A condição inicial adotada para a planície foi totalmente seca (sem lâmina de água na superfície e com reservatório do solo seco), de modo que nos primeiros meses da simulação percebeu-se o enchimento da planície a partir do extravasamento de água dos canais e devido à precipitação (Figura 87). De fato, considerou-se que apenas a partir dos dois anos de simulação foi que as condições iniciais não tiveram mais influência nos resultados.

A observação das manchas de inundação ao longo do enchimento da planície ajuda a perceber os caminhos preferenciais de escoamento que compõem o padrão geral de inundações.

A configuração das manchas de inundação variou a cada ano conforme a ocorrência de precipitações, condições anteriores de inundação na planície e devido às variações nas intensidades das contribuições das sub-bacias do Planalto. Em termos gerais, as manchas de inundação oscilaram anualmente entre a situação de máxima inundação, que ocorreu em torno de março, e a de mínima área inundada, que ocorreu por volta de setembro.

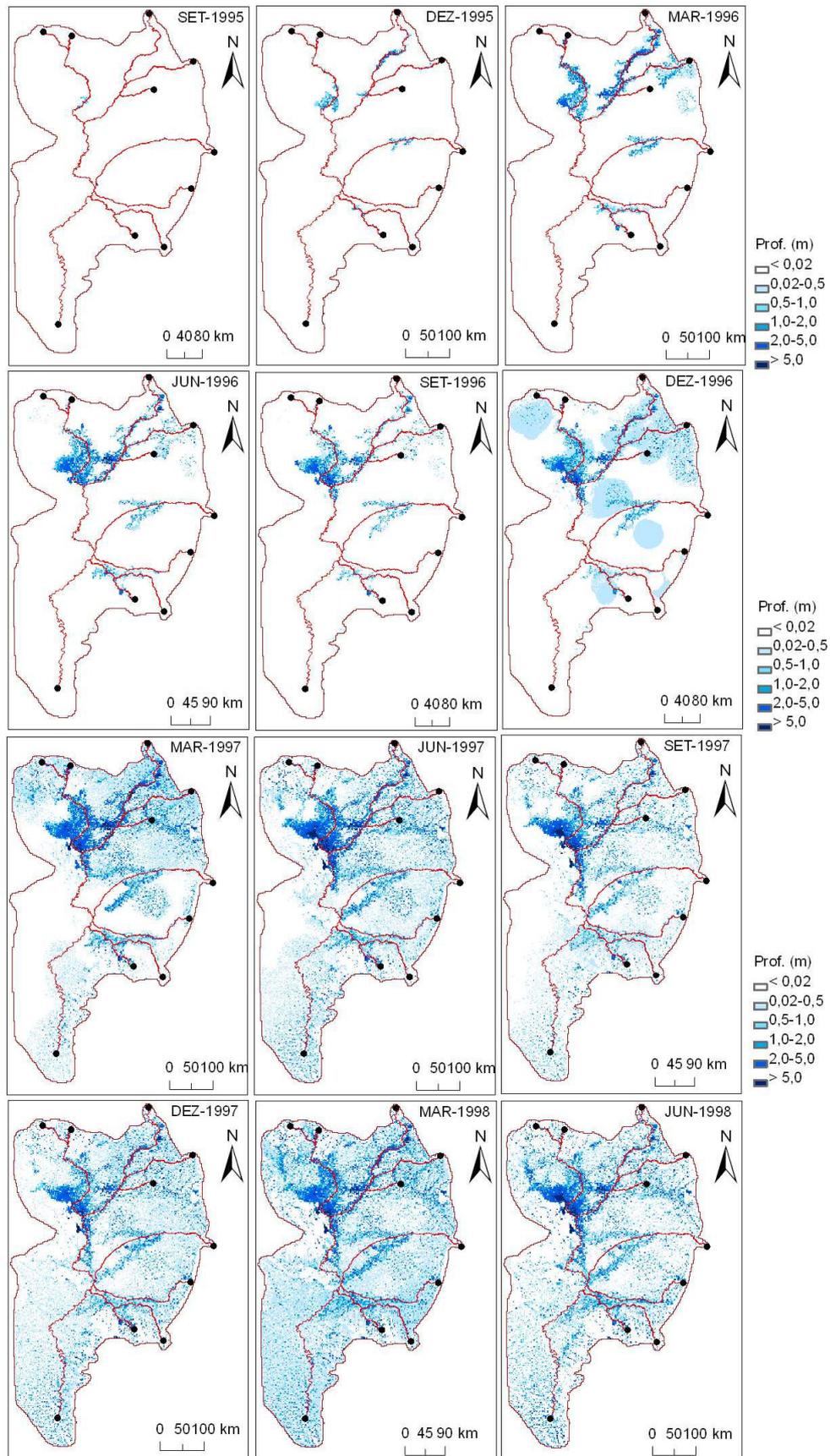


Figura 87 – Manchas de inundação simuladas no período de set/95 a jun/98 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês).

Mapas de inundação típicos das situações de máxima cheia e máxima seca são apresentados na Figura 88, referentes à condição simulada no dia 1 dos meses de setembro/99, março/2000, setembro/2000 e março/2001. A comparação entre os mapas de períodos de seca e cheia consecutivos ilustra o pulso de inundação simulado.

Nos mapas do mês de setembro, predominaram áreas que ficaram inundadas de forma quase permanente no Pantanal, como a região no entorno da afluição do rio Cuiabá no rio Paraguai e desse ponto para jusante, ao longo das margens do rio Paraguai até a afluição dos rios Negro e Miranda, além da região do leque aluvial do rio Taquari.

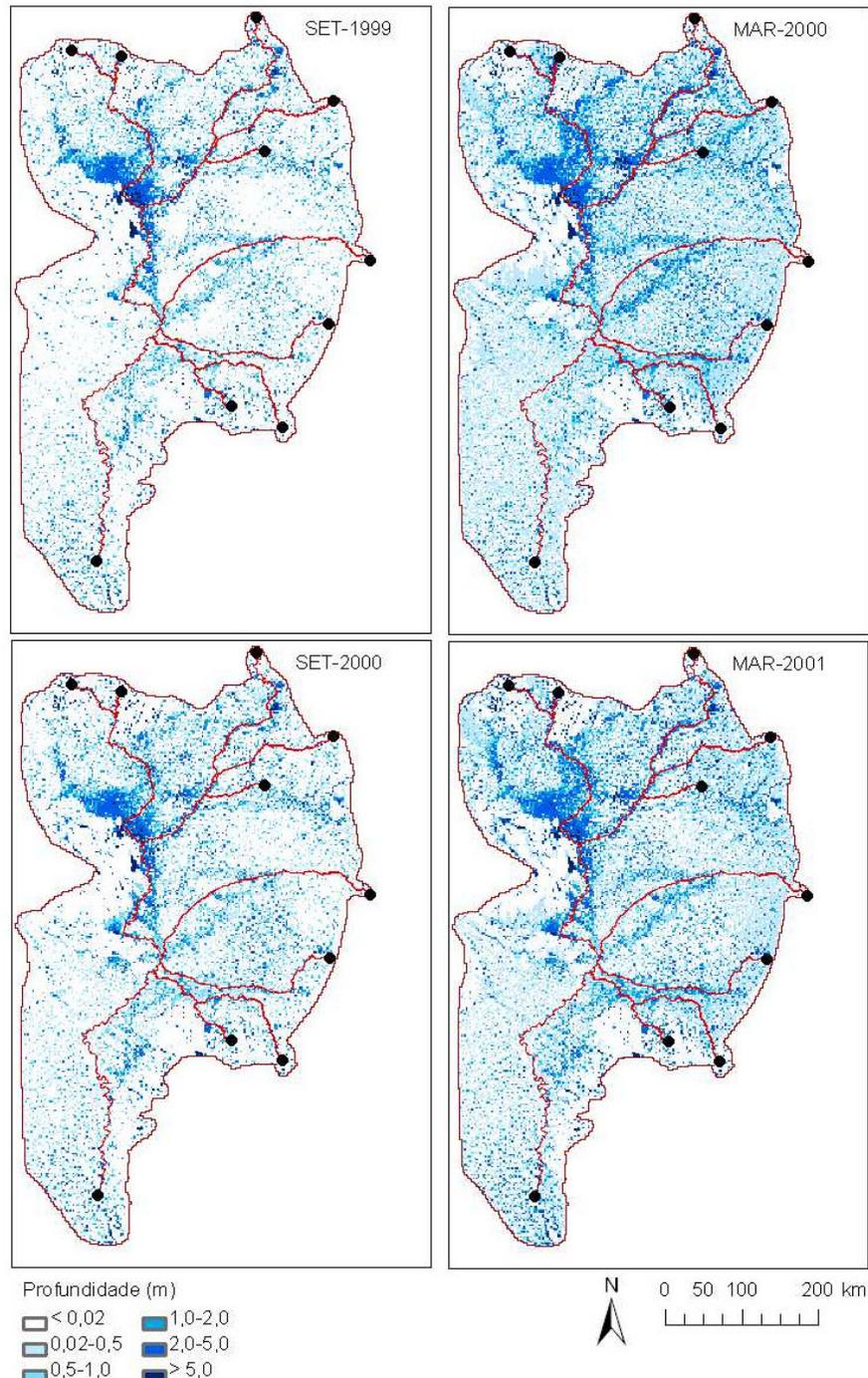


Figura 88 – Manchas de inundação simuladas no período de set/99 a mar/01 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês).

Nos mapas do mês de março, a inundação tornou-se mais generalizada, abrangendo quase toda a extensão do Pantanal no caso da cheia de 2000. Nessa cheia, foi estimado que mais de 85% da extensão da planície simulada esteve com lâmina d'água superior a 2 cm.

Caracterizar o padrão de inundação no Pantanal significa descrever comportamentos típicos de escoamento e acúmulo de água ao longo da planície. Os resultados das simulações permitiram identificar vários desses comportamentos ou situações que foram recorrentes nas várias cheias do período estudado. A maioria deles teve como origem os extravasamentos de água do canal para a planície, os quais foram detalhadamente identificados e quantificados nas análises do item 6.5 e são eventualmente comentados novamente neste item como auxílio às explicações.

Os principais padrões de escoamento e inundação na planície identificados a partir das simulações foram apontados de forma esquemática sobre o mapa da inundação de 1 de março de 2002 da Figura 89 e são comentados a seguir.

O rio Cuiabá desde Cuiabá até o posto São João foi caracterizado nas simulações do modelo hidrodinâmico 1D pela grande perda de água do canal para a planície (Figura 65). No mapa de inundação resultante, apareceu uma grande extensão da planície em ambas as margens do rio com acumulação e escoamento de água (setas 1 e 2 na Figura 89). Esse escoamento seguiu pela planície e retornou parcialmente à calha do rio no trecho a montante do posto I. Camargo (seta 3 na Figura 89).

A variação da lâmina d'água simulada ao longo do tempo em um ponto da planície no trecho B.Melgaço-P.Cercado (ponto 1 indicado na Figura 90) ilustra a sazonalidade dos extravasamentos da calha. A profundidade da água nesse ponto variou até 4 m entre uma seca e uma cheia consecutivas, mas essa área sempre permaneceu inundada com no mínimo 0,8 m de altura.

Parte do escoamento ao longo da planície do rio Cuiabá seguiu para oeste em direção ao rio Paraguai segundo um caminho preferencial com uma largura em torno de 50 km (seta 5 na Figura 89). Na região indicada pelo ponto 3 da Figura 90, o acúmulo de água alcançou lâminas de até 2,5 m em cada cheia, mas ocorreu a secagem completa no período seco, cuja duração variou de mais de seis meses (de julho até janeiro, como no período 2001-02) a pouco mais de um mês (como no período de 2003-04).

No trecho do rio São Lourenço a montante de S. J. Borireu, foram simulados grandes extravasamentos durante as cheias dos canais para a planície, os quais escoaram e aportaram em parte ao rio Piquiri a montante de S. J. Piquiri (seta 4 na Figura 89). Para ilustrar a variação da profundidade da inundação da planície nessa região, no ponto 2 da Figura 90 ocorreram lâminas d'água máximas em cada cheia que variaram de 0,9 a quase 1,5 m. Nesse

ponto, mesmo durante o período seco foi simulado acúmulo de água com profundidade de 0,15 a 0,5 m dependendo do ano.

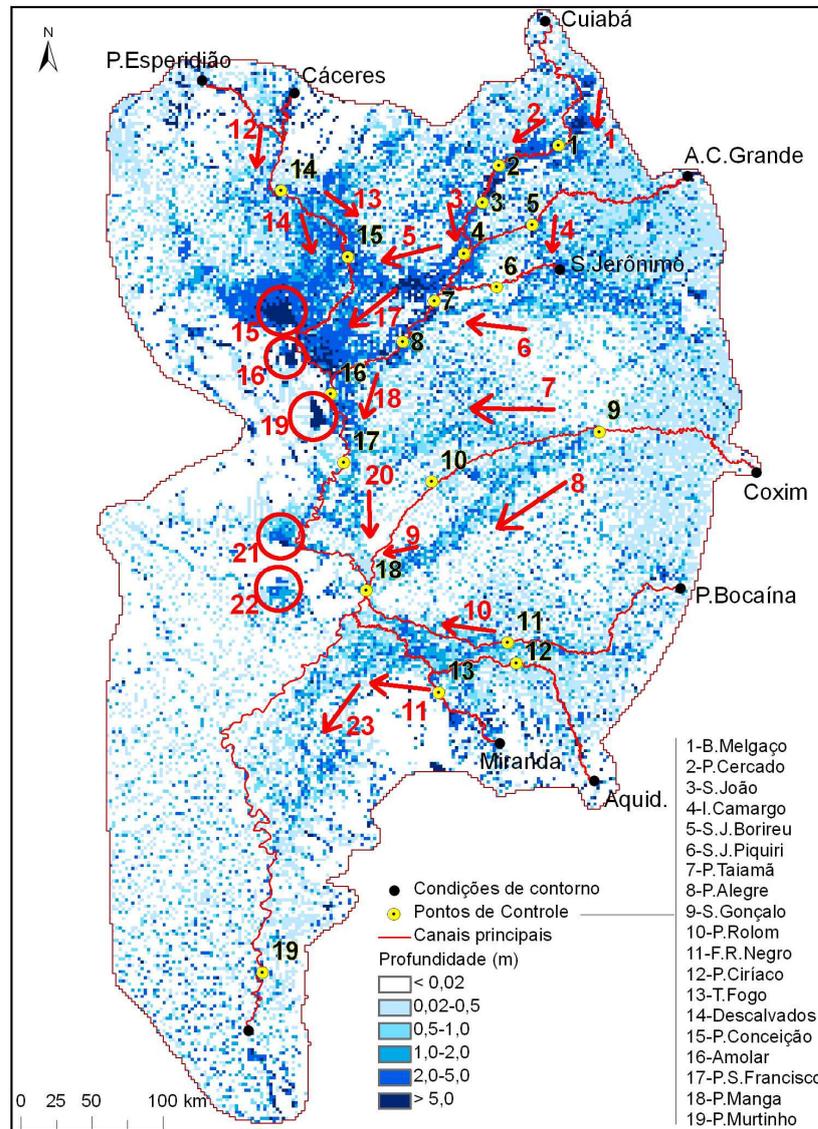


Figura 89 – Mancha de inundação simulada referente à data 1 de março de 2002, com indicação de padrões de inundação e acúmulo de água na planície, os quais são descritos no texto.

O acúmulo de água na planície do rio Piquiri também encontrou um caminho preferencial quase paralelo ao canal principal e escoou até a planície do rio Cuiabá a jusante do posto P. Taiamã (seta 6 na Figura 89).

Outro padrão típico de inundação no Pantanal ocorreu no leque aluvial do rio Taquari. Foi simulado o extravasamento da calha do rio e a formação de um escoamento que ocupou uma extensa área e seguiu pela planície em ambas as margens, distanciando-se da calha (setas 7 e 8 na Figura 89). Nas simulações, tal extravasamento ocorreu ao longo de todo ano, seja nos períodos de cheia quanto de estiagem, e principalmente no trecho logo a jusante de S.

Gonçalo. Nesse ponto, existe o Arrombado do Caronal (Figura 91), resultante do processo geomorfológico envolvendo a dinâmica de inundação e de sedimentos e por onde é drenada parte da vazão do rio Taquari durante o período de estiagem.

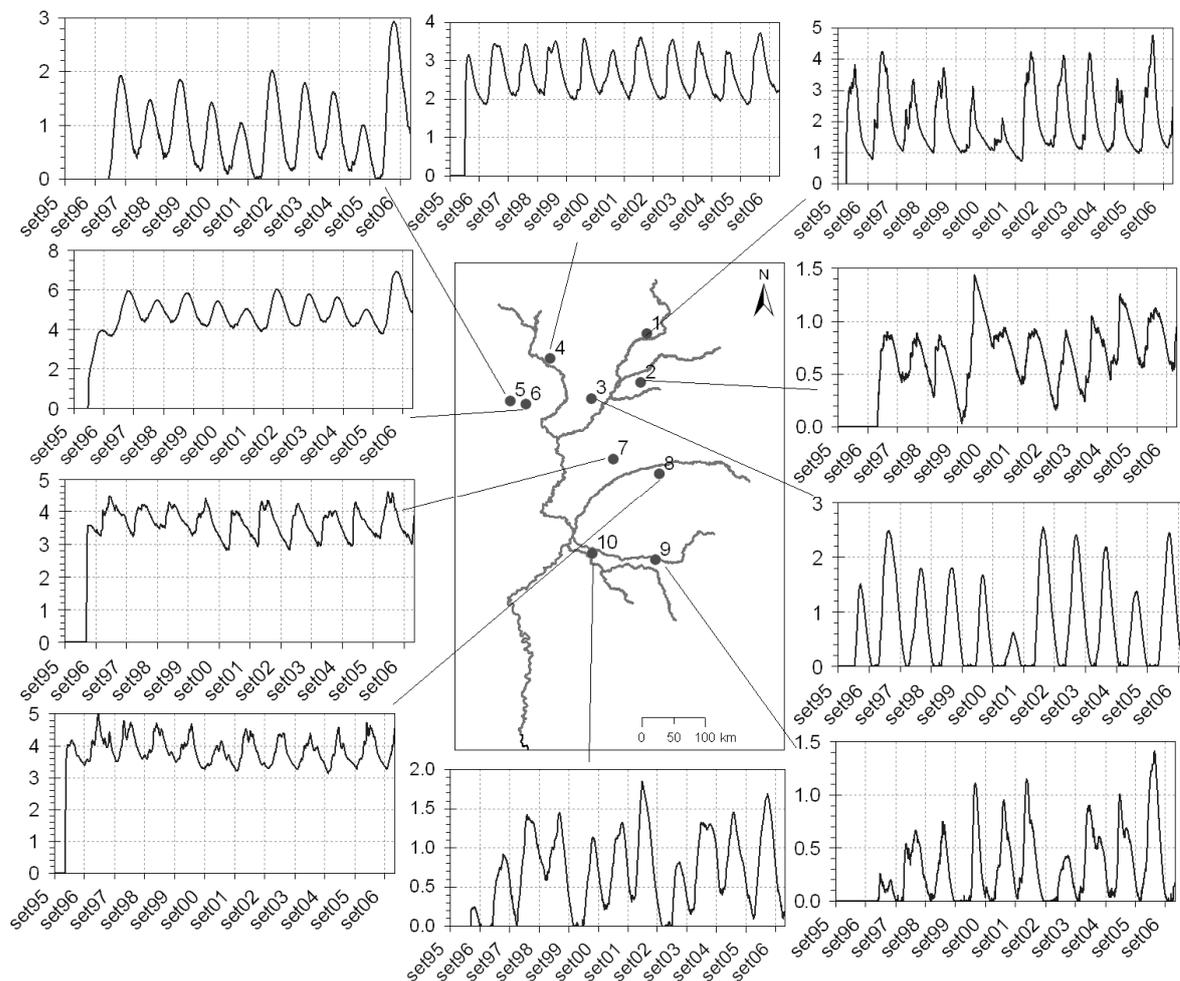


Figura 90 – Lâmina d'água simulada (em metros) em pontos da planície no período de 1set1995 a 31dez2006.



Figura 91 – Foto do rio Taquari com indicação do Arrombado do Caronal (C1) na margem direita (Fonte: Adaptado de Assine, 2005).

O escoamento que segue desde o Arrombado do Caronal pela margem direita do Taquari forma a chamada Vazante do Caronal, a qual foi relativamente bem representada na simulação. As manchas de inundação que ocorrem na planície das duas margens do Taquari formam o que se conhece como lobo distributário do leque aluvial desse rio (Assine, 2005). Como ilustram os gráficos das lâminas d'água diárias simuladas nos pontos 7 e 8 (Figura 90), a inundação foi permanente, mas apresentou variação sazonal na acumulação de água. Em ambos os pontos, a profundidade da água variou de cerca de 3 m até quase 5 m.

Foi simulado que parte do escoamento que seguiu pela margem esquerda da planície do rio Taquari retornou ao canal principal no trecho de 50 km a montante do rio Paraguai (seta 9, Figura 89).

Os rios Negro, Aquidauana e Miranda perderam um grande volume de água para a planície, o qual inundou praticamente toda a área entre esses rios e escoou pela planície (seta 10, Figura 89). No ponto 9 (Figura 90) da planície a montante do posto F. R. Negro no rio Negro, a profundidade alcançou quase 1,5 m durante as cheias e, no período de estiagem, praticamente ocorreu a secagem total. Já na região do ponto 10, entre os rios Negro e Miranda próximo à confluência com o rio Paraguai, a profundidade máxima se aproximou de 2 m e ocorreram sequências de anos com permanência de água acumulada acima de 0,5 m de profundidade.

Parte do escoamento na planície da margem esquerda do rio Miranda se espalhou para oeste e sudoeste (seta 11, Figura 89), enquanto a calha do rio segue sentido noroeste até o rio Paraguai. Esse escoamento na planície preponderantemente não encontrou o canal do rio Paraguai, pois seguiu por um caminho preferencial na direção sul quase paralelo ao canal (seta 23). Onde foi simulado esse caminho preferencial existe o rio Nabileque, considerado um pequeno tributário do rio Paraguai ou mesmo um braço desse rio, mas que não foi representado explicitamente na rede de drenagem do modelo hidrodinâmico 1D.

O trecho do rio Paraguai desde Cáceres até P. Conceição é caracterizado por grandes perdas de volume de água do canal para a planície. A água que aportou à planície a montante de Descalvados escoou em geral próximo ao traçado do canal principal (seta 12, Figura 89). Nas imediações do trecho Descalvados-P. Conceição, parte do escoamento pela planície seguiu em direção às lagoas Uberaba (círculo indicado pelo número 15) e Gaíba (círculo 16) e parte seguiu no entorno da calha mais ou menos no mesmo sentido de fluxo (setas 14 e 15).

Cabe ressaltar que as lagoas existentes na região do Pantanal, tanto as menores na região da Nhecolândia quanto as maiores como as lagoas Uberaba e Gaíba, não foram explicitamente representadas no modelo de planície. Isto é, não foi realizado nenhum procedimento de informar ao modelo a existência de tais lagoas. Simplesmente foram

utilizados os valores de elevação do terreno derivados da reamostragem do MDE do SRTM-90m para a resolução do modelo de planície (2 x 2 km).

O aparecimento de áreas de acumulação de água no modelo de planície nos locais onde existem as grandes lagoas foi mais um fator de coerência dos resultados obtidos e do MDE utilizado. Além das lagoas Uberaba e Gaíba, puderam ser identificadas claramente a lagoa Mandioré (círculo 19 na Figura 89), Jacadigo (círculo 22) e outras menores (círculo 21).

Na margem direita do rio Paraguai, na região das lagoas Uberaba e Gaíba, ocorreu grande acumulação de água e a inundação permaneceu ao longo do ano inteiro. A variação do nível da água em um ponto situado na lagoa Uberaba ilustra o efeito da sazonalidade do pulso de inundação (ponto 6 na Figura 90), mas havendo uma lâmina d'água mínima em torno de 4 m durante o período seco. Nas cheias o nível se elevou para cerca de 6 m, tendo alcançado quase 7 m na cheia de 2006. Entretanto, devido à não representação explícita da batimetria da lagoa e à baixa resolução espacial do MDE utilizado, os valores obtidos para o nível d'água das lagoas devem ser analisados de modo relativo e não absolutos. Por exemplo, no ponto 5 distante cerca de 25 km da lagoa Uberaba, a amplitude da variação do nível da água foi a mesma daquela obtida para o ponto 6, mas ocorrendo lâminas menores e até a secagem completa em alguns anos.

No trecho do rio Paraguai a jusante de P. Conceição, ocorreu retorno de água da planície para o canal principal, havendo contribuição do escoamento que seguiu pela planície do rio Cuiabá (setas 5 e 17, Figura 89).

A inundação da planície do rio Paraguai na margem esquerda escoou no sentido do canal para o sul (seta 18, Figura 89), havendo aporte parcial a jusante de Amolar e também acumulação na planície, inclusive na lagoa Mandioré. Nas imediações do posto P. S. Francisco, o escoamento que vem pela margem direita da planície do rio Taquari encontrou a inundação da planície do rio Paraguai, escoando para o sul de forma paralela a esse rio e sem aportar à calha principal dele no trecho a jusante de P. S. Francisco. Esse caminho preferencial encontrado na planície é por onde passa o rio Paraguai-Mirim, o qual não foi explicitamente representado no modelo hidrodinâmico 1D.

Amplitude e frequência de inundação

Outra forma de questionar e analisar os resultados das manchas de inundação simuladas na planície é através das profundidades máximas e mínimas obtidas em cada região e da frequência no tempo que permanece inundada.

Os mapas de profundidades máximas e mínimas ao longo da planície obtidas no período simulado de 1jan1998 a 31dez2006 são apresentados na Figura 92. O período anterior

a essa data inicial foi desconsiderado por estar sob influência das condições iniciais da simulação. Observa-se que praticamente toda a planície esteve inundada algum período do tempo, já que a profundidade máxima simulada em mais de 99% da área foi superior a 2 cm (Figura 93). O mapa de frequência de inundação para o limiar de 2 cm corrobora com essa afirmação (Figura 94).

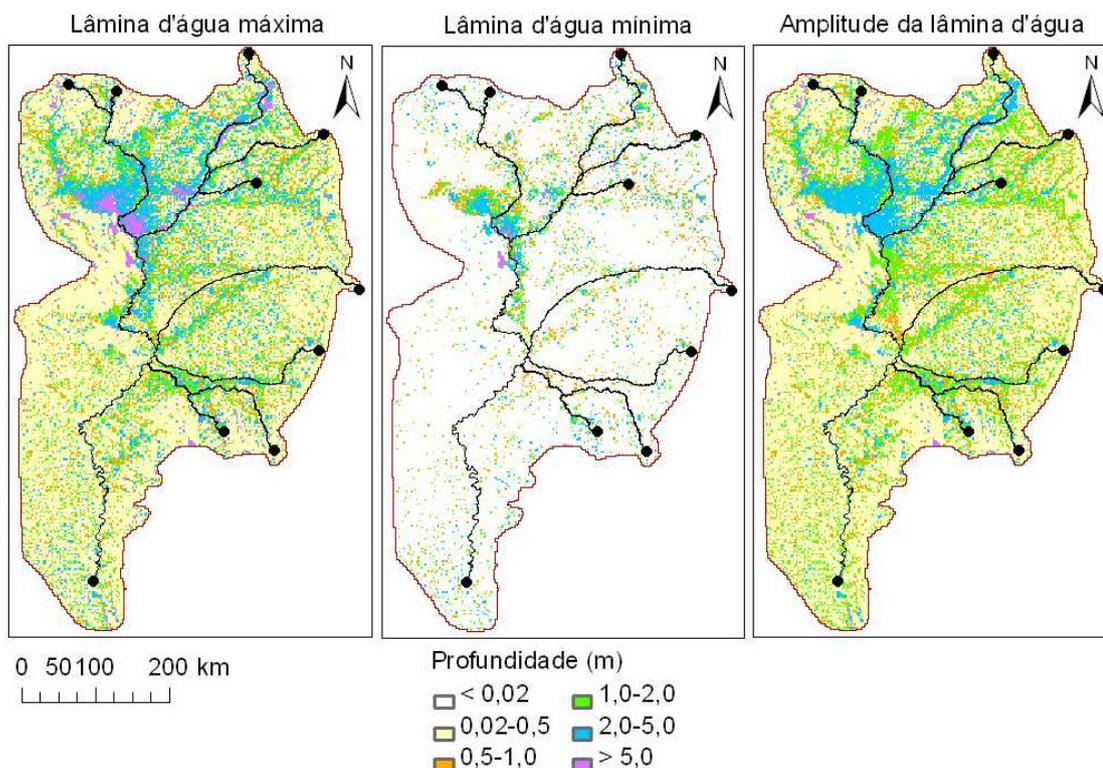


Figura 92 – Mapa das lâminas d'água máxima, mínima e amplitude (máxima-mínima) no período de 1/jan/1998 a 31/12/2006.

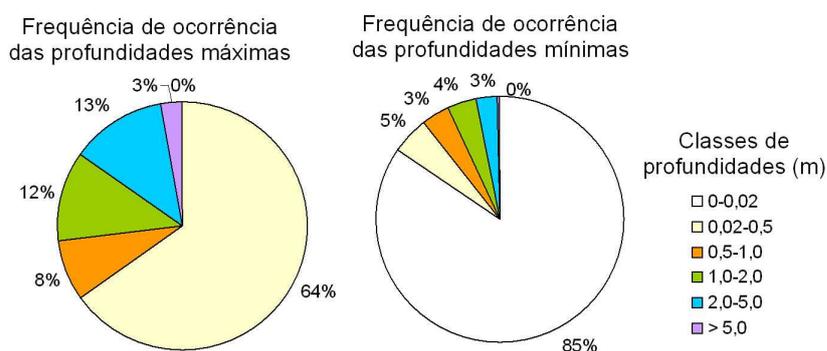


Figura 93 – Frequência de ocorrência das classes de profundidades máximas e mínimas no período de 1/jan/1998 a 31/dez/2006.

Em cerca de 64% do domínio simulado, a profundidade máxima no período de análise foi de 2 a 50 cm, enquanto em 28% da área tal valor foi acima de 1 m. A grande maioria da

área da planície chegou a secar em algum instante do período analisado (cerca de 85% da área), enquanto apenas 7% da área teve profundidades mínimas acima de 1 m.

Na região da planície ao redor da lagoa Uberaba e entre a calha dos rios Paraguai e Cuiabá, estendendo-se ao longo do rio Paraguai até o rio Paraguai-Mirim, ocorreram as inundações com maiores profundidades (em geral acima de 2 m, com áreas acima de 5 m). Em algumas partes dessa região o nível d'água permaneceu acima de 2 m durante todos os 9 anos do período de análise. Em termos de amplitude de variação do nível d'água, também foram obtidos os maiores valores na referida região, em torno de 2 a 5 m. Nas demais principais áreas de acúmulo de água da planície, a amplitude foi de 1 a 2 m.

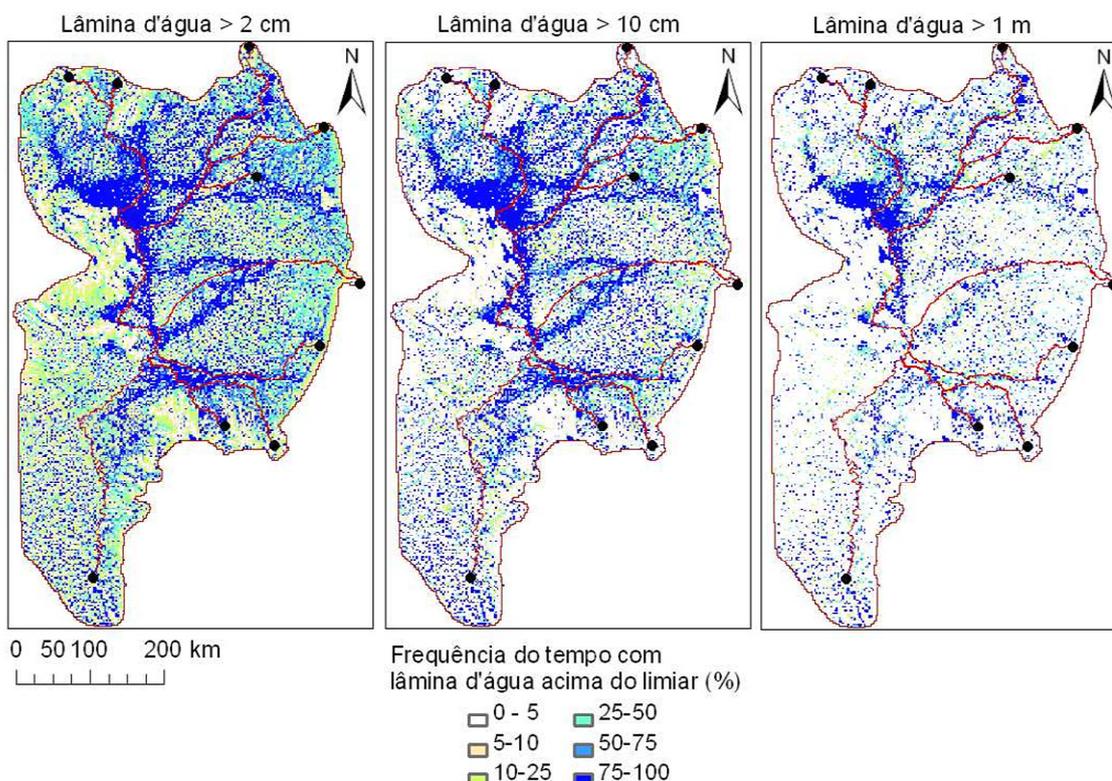


Figura 94 – Frequência de ocorrência de inundação da planície considerando diferentes profundidades mínimas (limiares de 2 cm, 10 cm e 1 m) no período de 1jan1998 a 31dez2006.

Destaca-se também a lagoa Mandioré, cujas profundidades foram sempre acima de 5 m, seja nos períodos de cheia quanto de seca.

Na distribuição espacial das frequências de ocorrência de lâmina d'água na planície (Figura 94), apareceu claramente o padrão de inundações previamente descrito. As áreas principais de acúmulo de água apareceram com 75 a 100% do tempo inundadas, seja considerando lâminas acima de 2 cm ou de 10 cm. Tais áreas abrangem 25% do total da planície simulado considerando o limiar de 2 cm, percentual que é reduzido para 22% e 11% se considerados os limiares de 10 cm e 1 m, respectivamente (Figura 95).

Em cerca de 75% da área simulada as inundações com profundidades acima de 1 m não ocorreram ou foram com frequência inferior a 5% do tempo. Considerando inundações com profundidade mínima de 10 cm, em cerca de 48% da área simulada tais inundações ocorreram em menos de 5% do tempo.

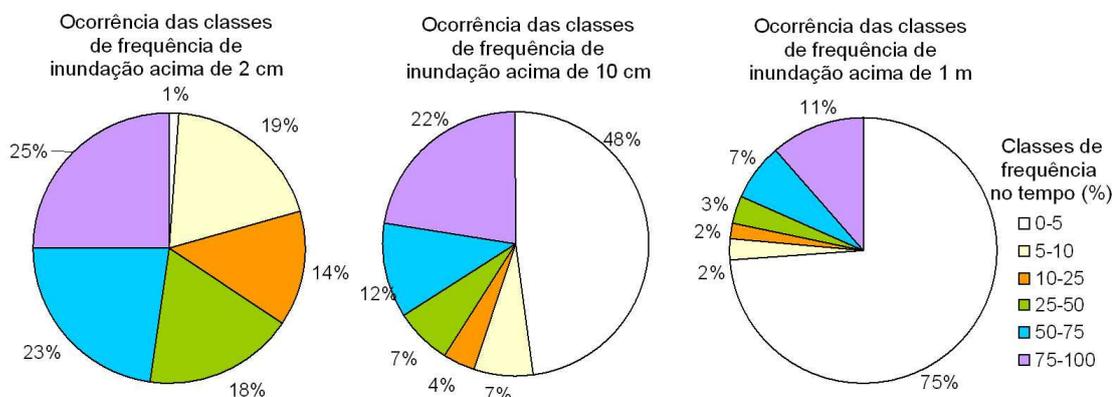


Figura 95 – Frequência de ocorrência das classes de frequência de inundação considerando limiares de 2 cm, 10 cm e 1m, no período de 1jan1998 a 31dez2006.

Comparação com estimativas de Padovani(2007)

Estudo realizado por Padovani (2007) produziu estimativas de manchas inundadas em duas datas específicas (06 de outubro de 2004 e 13 de fevereiro de 2005) a partir de imagens orbitais do sensor WFI do satélite CBERS2, com resolução espacial de 258 m.

Para fins de comparação com os resultados desta pesquisa, as manchas de inundação estimadas pelos referidos autores foram reamostradas para a resolução do modelo de inundação (0,02° ou ~2 km). Tais estimativas têm como área de abrangência a delimitação do Pantanal elaborada pelo IBGE, a qual está quase totalmente contida dentro do domínio de simulação deste estudo.

As manchas de inundação simuladas foram transformadas de lâminas de água para imagens binárias distinguindo áreas inundadas e secas. Foi adotado o limiar de 2 cm de profundidade para a distinção dessas classes.

Na comparação visual entre manchas simuladas e estimadas por Padovani (2007), observa-se que há coerência no padrão geral das inundações tanto na época de cheia quanto de seca (Figura 96). Em ambas as datas, entretanto, os resultados das simulações subestimaram a extensão da inundação nas principais áreas de acumulação de água em relação às estimativas de tais autores. Como exemplo, tem-se as áreas inundadas na região da planície entre os rios Cuiabá e Paraguai e o leque aluvial do rio Taquari.

Por outro lado, as simulações produziram maior ocorrência de inundações pontuais em toda a planície relativamente às manchas derivadas das imagens orbitais. Tais inundações

localizadas são decorrentes principalmente do balanço vertical entre precipitação e evapotranspiração no modelo de planície.

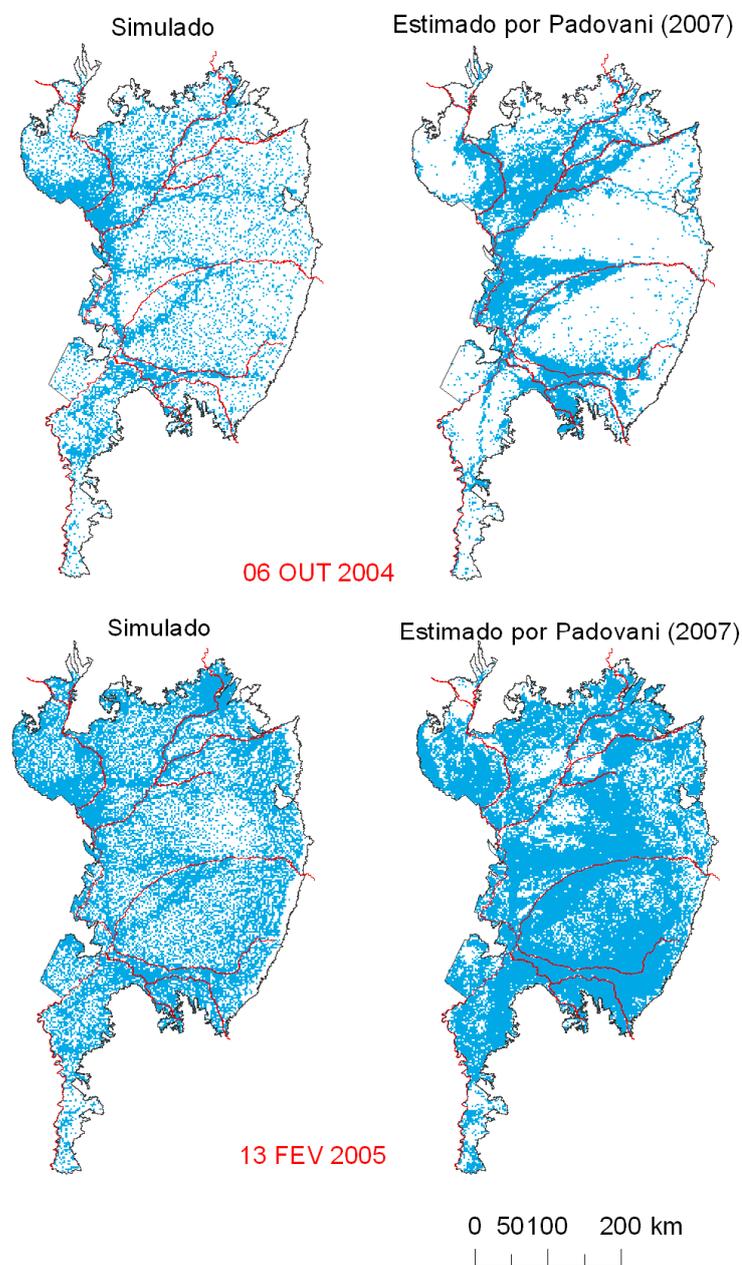


Figura 96 – Mapas de inundação resultantes das simulações e estimadas por Padovani (2007), com base em imagens orbitais, em duas datas específicas (06out2004: seca; 13fev2005: cheia).

Fazendo uma comparação pixel a pixel entre as imagens de inundação derivadas das simulações e do satélite para cada data, foram geradas tabelas de contingência 2x2 do tipo inundado/não inundado e calculados índices de desempenho (Tabela 15). Essa análise foi restrita aos elementos situados na interseção entre o domínio de simulação e a delimitação do estudo de Padovani (2007).

As estatísticas derivadas das tabelas de contingência também foram calculadas para sub-regiões do Pantanal, utilizando delimitação feita por Hamilton et al. (1996) (Figura 97). Nesse caso, para cada sub-região só entraram na análise comparativa os pixels situados na interseção entre o domínio de simulação, a extensão do estudo com as imagens orbitais e a delimitação da própria sub-região.

Tabela 15 – Estatísticas da comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por Padovani (2007).

Data da mancha de inundação	Região de análise*	Estatística				
		PC	ISC	POD	TAF	BIAS
06/out/2004 (estiagem)	<i>Pantanal inteiro</i>	0,60	0,24	0,37	0,60	0,91
	1-C.Grande	0,60	0,09	0,28	0,88	2,36
	2-Cuiabá	0,48	0,22	0,31	0,55	0,68
	3-Piquiri	0,60	0,13	0,20	0,70	0,66
	4-Taquari F.	0,72	0,20	0,36	0,68	1,13
	5-Taquari R.	0,40	0,23	0,28	0,47	0,53
	6-Nhecolândia	0,66	0,10	0,20	0,84	1,28
	7-Aquidauana	0,55	0,29	0,36	0,40	0,60
	8-Miranda	0,45	0,29	0,39	0,49	0,77
	9-Paraguai	0,49	0,41	0,55	0,38	0,88
	10-Nabileque	0,63	0,16	0,36	0,79	1,68
13/fev/2005 (cheia)	<i>Pantanal inteiro</i>	0,57	0,51	0,59	0,23	0,77
	1-C.Grande	0,58	0,52	0,67	0,30	0,95
	2-Cuiabá	0,62	0,54	0,72	0,32	1,06
	3-Piquiri	0,56	0,47	0,59	0,32	0,87
	4-Taquari F.	0,51	0,44	0,50	0,21	0,63
	5-Taquari R.	0,62	0,57	0,61	0,10	0,68
	6-Nhecolândia	0,46	0,40	0,43	0,16	0,51
	7-Aquidauana	0,67	0,66	0,67	0,03	0,70
	8-Miranda	0,73	0,73	0,76	0,06	0,81
	9-Paraguai	0,63	0,58	0,76	0,29	1,07
	10-Nabileque	0,53	0,47	0,54	0,22	0,70

Considerando o Pantanal inteiro, foram obtidos índices PC (proporção correta) em torno de 0,6. Esse índice representa a proporção de acertos geral em relação à quantidade de elementos analisados, sejam acertos de ocorrência como de não ocorrência de inundação. Assim, em ambas as datas, houve concordância do estado inundado ou não inundado de quase 60% dos pixels entre as duas fontes de dados.

A formulação do índice ISC (índice de sucesso crítico) é semelhante ao do PC, com a diferença que o primeiro despreza os acertos da ocorrência de não inundação. Para essa estatística, o valor obtido para a época de seca foi de 0,24 e de 0,51 para a época de cheia, ressaltando o maior acerto das áreas inundadas da data de 13 de fevereiro de 2005. Isso

também pode ser constatado a partir dos valores do índice POD (probabilidade de detecção) obtidos, de valor 0,37 na época seca e 0,59 na época de cheia.

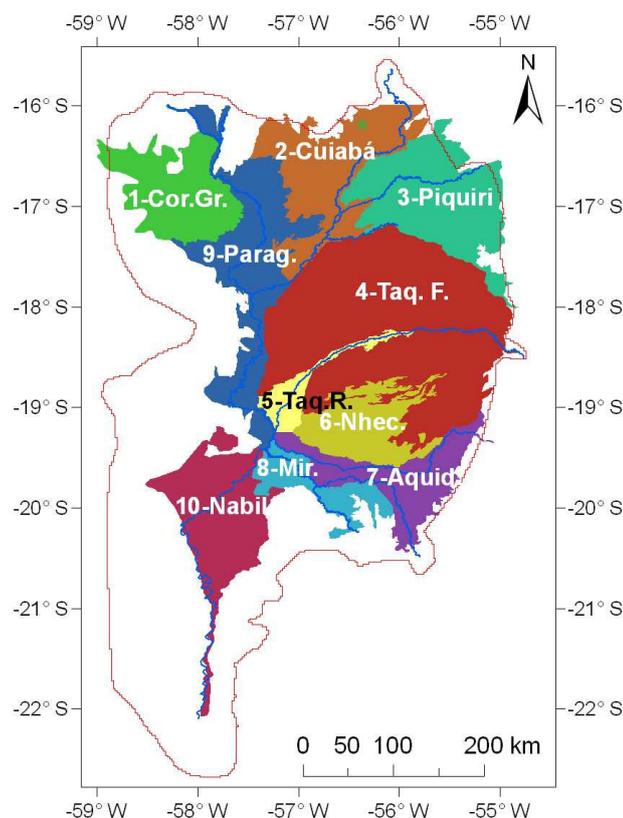


Figura 97 – Sub-regiões do Pantanal segundo delimitação feita por Hamilton et al. (1996).

O valor de ISC obtido para o período de cheia (0,51) está próximo aos valores obtidos na literatura ao comparar manchas de inundação simuladas e estimadas por satélite em épocas de cheia: 0,54 a 0,91 (Bates et al., 2005); 0,51 a 0,65 (Tayefi et al., 2007); 0,60 a 0,82 (Bates e De Roo, 2000); 0,57 a 0,73 (Wilson et al., 2007); 0,58 a 0,72 (Horritt e Bates, 2001a). Em tais estudos, as faixas de valores são referentes a rodadas do modelo de inundação variando-se parâmetros e/ou resolução espacial da discretização. O resultado obtido nesta pesquisa é considerado bastante satisfatório, já que os estudos mencionados abrangem pequena escala e usufruíram de dados detalhados de topografia da planície, conforme listado na Tabela 1.

No período de seca, o índice ISC obtido também está coerente com o valor reportado por Wilson et al. (2007), que obteve $ISC = 0,23$. Tais autores ressaltam a dificuldade de acertar a mancha de inundação no período seco e que os demais estudos na literatura apresentam comparações apenas para épocas de cheia. Segundo os mesmos autores, a não representação dos processos verticais na planície dificultam a reprodução da inundação na estiagem, já que a planície não perde água por evapotranspiração.

A interpretação do índice POD é que na época de cheia, dos pixels inundados na estimativa de Padovani (2007), cerca de 59% deles também foram estimados como inundado

na imagem resultante da simulação com o modelo de planície. Na época de seca, esse percentual foi de apenas 37%.

Além de menor probabilidade de detecção, na época seca também foi obtida uma maior taxa de alarme falso (TAF). Dentre os pixels simulados como inundados em 06 de outubro de 2004, 60% deles foram estimados como não inundados no estudo de Padovani (2007). Esse percentual alto tem grande contribuição das inundações pontuais que apareceram nos resultados das simulações, conforme já comentado. Na data referente ao período de cheia, a TAF foi de apenas 23%.

O índice BIAS mede a tendência de superestimativa (se valor > 1) ou subestimativa (se valor < 1) em termos da quantidade total de elementos inundados. Para as duas datas analisadas, a tendência foi de subestimativa (0,91 na seca e 0,77 na cheia).

Entre as sub-regiões do Pantanal, o índice PC variou de 0,40 (Taquari R.) a 0,72 (Taquari F.) na época da seca e de 0,46 (Nhicolândia) a 0,73 (Miranda) na cheia.

O valor de PC = 0,72 em Taquari F. na seca tem maior contribuição do acerto da ocorrência de pixels não inundados e por isso o índice ISC foi baixo (0,20). Na época de cheia, o valor de PC foi reduzido para 0,51, mas o ISC aumentou para 0,44.

O menor valor do índice ISC foi obtido para a sub-região Corixa Grande (0,09) na época de seca, mas também resultaram valores inferiores a 0,20 em Nhicolândia (0,10), Piquiri (0,13) e Nabileque (0,16). Em todas essas regiões, a mancha da inundação do período seco apresentou áreas inundadas que não foram estimadas por Padovani (2007). A diferença mais notória é a oeste da lagoa Uberaba em Corixa Grande. A TAF nas quatro sub-regiões mencionadas foi acima de 0,70 no período seco, com um máximo de 0,88 em Corixa Grande.

A simulação de uma grande área inundada em Corixa Grande no período seco, a qual não apareceu na estimativa de Padovani (2007), resultou também no BIAS de 2,36, maior valor dentre todas as sub-regiões.

Em termos do índice POD, à exceção da sub-região Paraguai (0,55), foram obtidos valores variando de 0,20 a 0,39 no período seco. Na época de cheia, esse coeficiente alcançou valores mais altos, de até 0,76 em Miranda e Paraguai, o que significa que 76% dos pixels simulados como inundado também foram estimados como tal a partir da imagem orbital nessas regiões.

Outro resultado que cabe ressaltar são os valores baixos da taxa de alarme falso obtidos para as sub-regiões Aquidauana e Miranda na época de cheia. Cerca de apenas 3% dos pixels de Aquidauana estimados como inundados foram considerados não inundados no estudo de Padovani (2007). Em Miranda esse percentual foi de 6% e o valor máximo dentre

todas as sub-regiões foi de 30% em Corixa Grande, mas que é devido ao motivo já explicado de não detecção de inundação nessa região pela análise de Padovani (2007).

6.6.3 Total de áreas inundadas

O total de áreas inundadas foi analisado considerando a delimitação do Pantanal feita por Hamilton et al. (1996) (Figura 98-a) e as estimativas de inundação realizadas por tais autores com base em imagens do sensor SMMR a bordo do satélite Nimbus-7, para o período de 1979 a 1987.

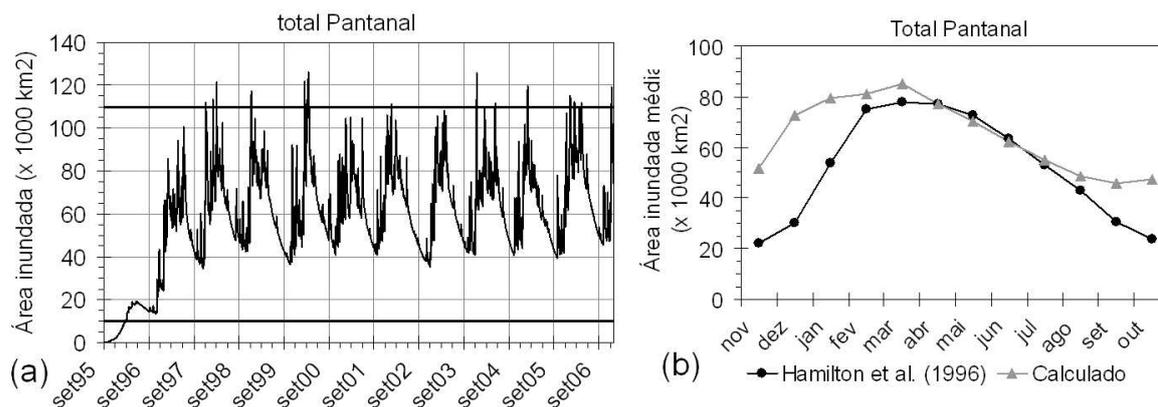


Figura 98 – (a) Total de áreas inundadas simuladas no período set/95 a dez/06 (linhas horizontais vermelhas indicam valor máximo e mínimo nas estimativas de Hamilton et al. 1996 para o período 1979-1987); (b) Comparação entre áreas inundadas médias sazonais de Hamilton et al. 1996 (período 1979-1987) e simuladas (período 1998-2006).

O estudo desenvolvido por Hamilton et al. (1996) possui limitações e incertezas, principalmente por se basear em imagens orbitais com resolução espacial de 27 km e devido ao efeito da heterogeneidade da vegetação (Allasia, 2007). As estimativas obtidas por tais autores estão sujeitas a erros consideráveis, porém trata-se dos resultados mais completos produzidos até hoje acerca do quantitativo de áreas inundadas no Pantanal, sendo importante a comparação com os resultados obtidos nesta pesquisa.

Com o modelo de inundação, foi simulado um total de áreas inundadas no Pantanal que alcançou de 100 a 126 mil km² durante o período de cheias (Figura 98-b). Na estiagem, a área inundada se reduziu até um limiar em torno de 35 a 45 mil km². Foi simulado um aumento de 2,2 a 3,6 vezes a extensão total da inundação entre os períodos seco e de cheia.

As estimativas de Hamilton et al. (1996) para o período de 1979-1987 resultaram em um total de áreas inundadas com maior amplitude em relação aos valores obtidos nesta pesquisa. As áreas máximas de inundação foram bem semelhantes entre os dois estudos. A diferença principal é que nas estimativas de Hamilton et al. (1996) a área inundada ficou reduzida a uma extensão bem menor durante o período seco, em torno de 10 a 22 mil km².

Nas cheias, Hamilton et al. (1996) obtiveram estimativas de até 110 mil km² inundados, sendo que o valor médio da área máxima inundada em cada ano foi de 84 mil km². Isso representou uma variação entre áreas inundadas nas épocas de cheia e seca que chegou a 10 vezes a área do período seco.

O pulso de inundação anual foi bem evidente nas estimativas de ambos os estudos, mas havendo uma defasagem em torno de 1 mês entre si (Figura 98-c). Nas estimativas obtidas nesta pesquisa, o máximo de inundação ocorreu entre fevereiro e março e o período de 6 meses com maior área inundada foi de dezembro a maio. O estudo de Hamilton et al. (1996) indicou uma máxima inundação ocorrendo entre março e abril e o período de janeiro a junho constituindo o intervalo de 6 meses com as maiores extensões de inundação.

O trimestre mais seco foi agosto-setembro-outubro, segundo os resultados desta pesquisa, e setembro-outubro-novembro, segundo as estimativas de Hamilton et al. (1996). Além da defasagem da ocorrência do período mais seco em torno de 1 mês, novamente fica ressaltada a menor extensão de área inundada estimada por tais autores em relação ao obtido com o modelo de inundação.

Na Figura 99 são apresentados os totais de áreas inundadas em cada uma das 10 sub-regiões do Pantanal no período de simulação de set/1995 a dez/2006. Em cada gráfico, consta a indicação dos valores máximo e mínimo de área inundada estimados por Hamilton et al. (1996) para o período 1979-1987. Assim como no caso do Pantanal como um todo, as estimativas realizadas por tais autores tiveram amplitude bem maior do que as obtidas nesta pesquisa. A mesma conclusão é tirada da análise das áreas médias inundadas mensalmente (Figura 100).

Os valores máximos de área inundada simulados foram similares ou oscilaram em torno da área máxima estimada por Hamilton et al. (1996). Em todas as sub-regiões, contudo, não foi simulada uma redução da extensão inundada no período seco em relação à cheia tão intensa quanto estimada por aqueles autores.

Em termos do instante de ocorrência dos máximos e mínimos de inundação, os resultados obtidos nesta pesquisa apresentaram defasagens diferentes para cada sub-região em relação às estimativas de Hamilton et al. (1996).

A regra geral foi de que os resultados do modelo de inundação anteciparam a ocorrência das cheias em relação ao obtido por tais autores. Essa antecipação foi predominantemente em torno de 1 mês (Corixo Grande, Cuiabá, Taquari F., Aquidauana, Nabileque, Piquiri), havendo regiões com até 3 meses (Miranda e Paraguai) ou mais (Nabileque).

No caso da sub-região Nabileque, isso deve estar relacionado à simplificação adotada neste estudo, que não representou completamente no modelo a área contribuinte e os canais de drenagem que afluem ao rio Paraguai.

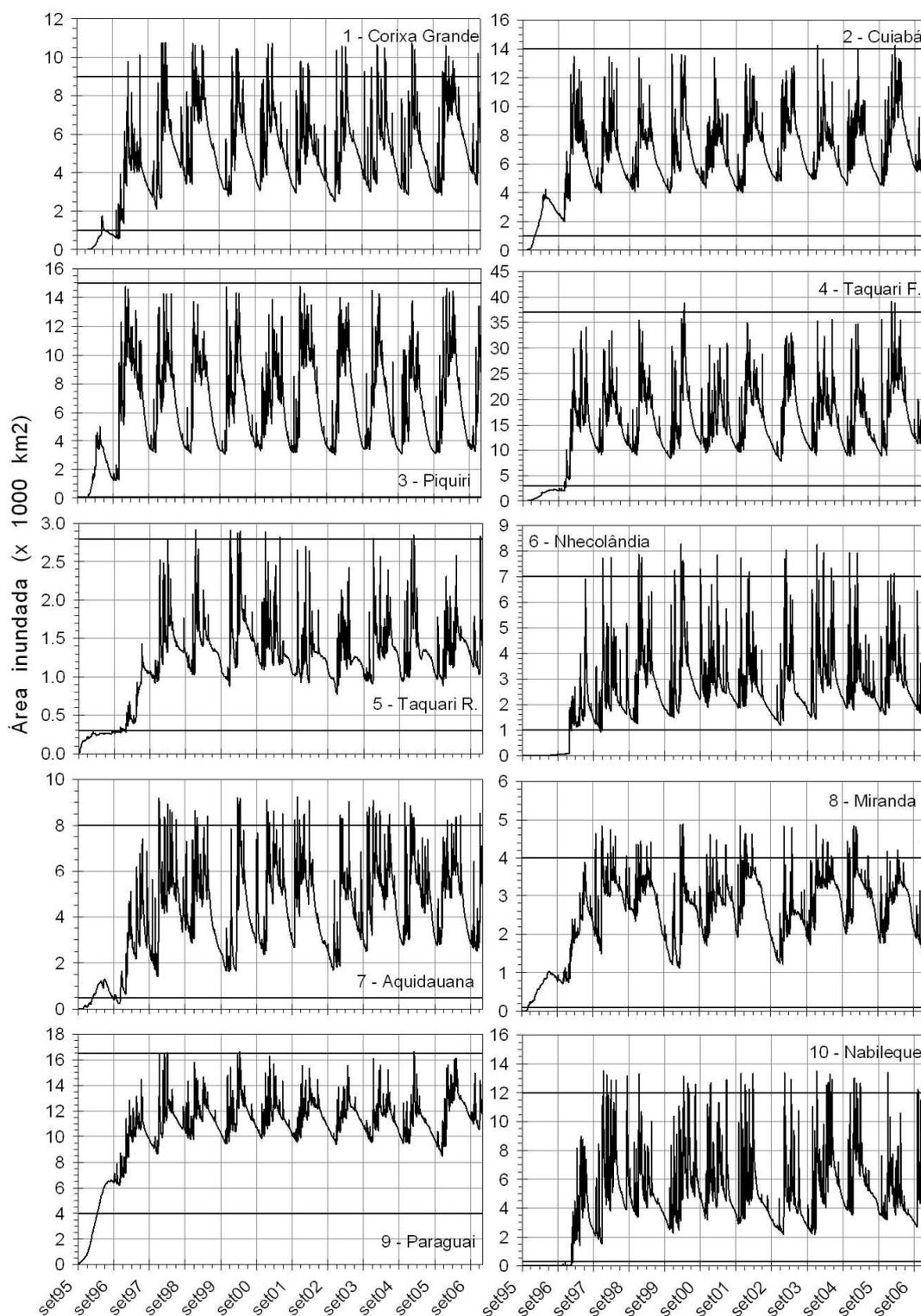


Figura 99 – Total de áreas inundadas ao longo do período de simulação em cada sub-região do Pantanal (linhas grossas horizontais representam valor máximo e mínimo estimado por Hamilton et al. 1996 para o período 1979-1987).

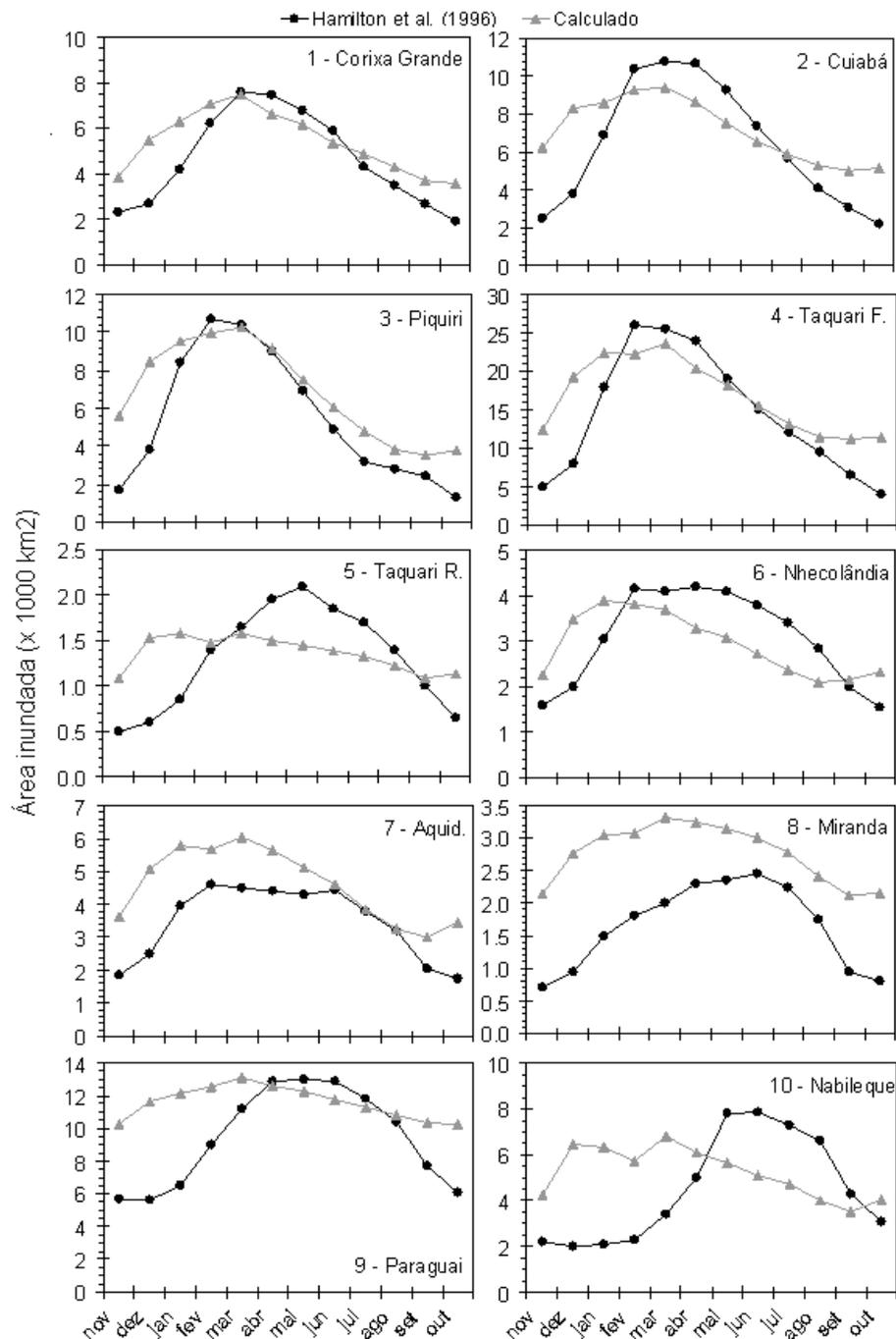


Figura 100 – Valores médios mensais de área inundada simulados nesta pesquisa (período dez/1998 a dez/2006) e estimados por Hamilton et al. (1996) (período 1979 a 1987) em cada sub-região do Pantanal.

Na sub-região do Corixo Grande, foi simulada uma inundação sazonal variando de uma área mínima de 3,6 mil km² em outubro até uma extensão máxima de 7,5 mil km² em março. A inundação no período mais seco ocupou cerca de 33% da área total, percentual que subiu para 68% no máximo da cheia em outubro (Figura 101).

Praticamente os mesmos percentuais do Corixo Grande foram obtidos para a sub-região de Cuiabá. A máxima área inundada em Cuiabá ocorreu em março (9,4 mil km²), enquanto a mínima área inundada abrangeu 5,0 mil km² no mês de setembro.

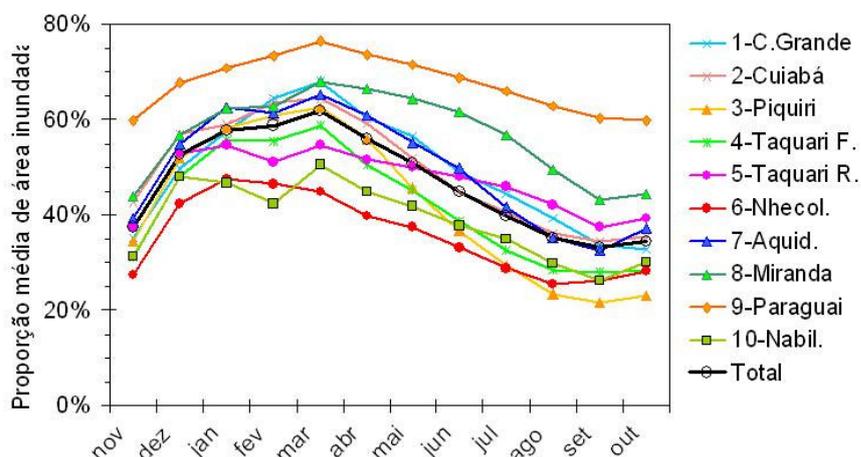


Figura 101 – Percentual médio de inundação simulada em cada um dos pantanais definidos por Hamilton et al. (1996) e no Pantanal como um todo.

Para a sub-região Piquiri foi obtida a maior amplitude nas áreas inundadas médias mensais. A máxima extensão aconteceu em março, com 10,2 mil km² ou 62 % da área total, enquanto a inundação mínima ocorreu em setembro, com 3,5 mil km² que equivalem a 22 % da área total.

Na sub-região Taquari F., a inundação sazonal simulada variou de 11,2 mil km² em setembro a 23,6 mil km² em março, que correspondem a 28% e 59% da área total, respectivamente. Menor oscilação anual foi obtida para a sub-região Taquari R., cuja extensão inundada variou 1,1 a 1,6 mil km², ou cerca de 37% a 55% da área total.

Os menores percentuais de área inundada ao longo de todo o ano foram obtidos para a sub-região de Nhecolândia, os quais variaram de 25% em agosto (2,1 mil km²) a 47% em janeiro (3,9 mil km²). Já para a sub-região Paraguai tais percentuais foram bem superiores aos obtidos para todas as demais regiões, variando de 60% a 76% de outubro a março (10,3 a 13,1 mil km²).

Para a sub-região Miranda, os totais médios de áreas inundadas em cada mês variaram de 2,1 (em setembro) a 3,3 mil km² (em março). Em termos de percentuais da área total com inundação, essa região foi a segunda com maiores valores ao longo do ano (mínimo de 43% em setembro e máximo de 68% em março).

Na sub-região de Aquidauana, foi simulada uma inundação sazonal variando de uma área mínima de 3,0 mil km² em setembro até uma extensão máxima de 6,0 mil km² em março. A inundação no período mais seco ocupou cerca de 32% da área total, percentual que subiu para 65% no máximo da cheia.

Considerando o Pantanal inteiro, o percentual de área inundada variou de menos de 35% nos meses de agosto/setembro/outubro até 62% em março. É importante ressaltar a

capacidade do modelo de planície de representar esse pulso de inundação de forma bastante coerente, com o retorno do total de áreas inundadas a um valor de base sazonalmente.

6.6.4 Sensibilidade dos resultados aos parâmetros do modelo de planície

Neste item é analisada a influência do valor dos parâmetros fator de condutância hidráulica (f_{ch}) e capacidade máxima do reservatório do solo (H_{smax}) do modelo de planície sobre os resultados das simulações.

As simulações realizadas utilizaram o modelo hidrodinâmico ajustado e os valores base de $f_{ch} = 50$ e de $H_{smax} = 1$ m. Fixando $H_{smax} = 1,0$ m, simulou-se o sistema adotando $f_{ch} = 10, 30, (50), 75$ e 100 . Na rodada seguinte de simulações, o valor de f_{ch} foi mantido em 50 e H_{smax} assumiu valores iguais a $0,2, 0,5, (1,0)$ e $2,0$ m.

Os resultados obtidos são apresentados e discutidos a seguir.

Parâmetro fator de condutância hidráulica

O parâmetro f_{ch} é a composição de três outros parâmetros da equação de trocas de água entre os elementos do modelo de planície: coeficiente de Manning, comprimento e largura dos canais de ligação (ver equação 54).

A vazão entre elementos da planície é diretamente proporcional ao valor de f_{ch} e, portanto, esse parâmetro controla a velocidade da propagação do escoamento na planície. Isso é bem ilustrado pela comparação entre os mapas de inundação calculados com $f_{ch} = 10$ (Figura 102) e com $f_{ch} = 100$ (Figura 103), referentes ao período de enchimento da planície no início das simulações.

Para $f_{ch} = 10$, o deslocamento das manchas de inundação é bem retardado em relação a $f_{ch} = 100$. Por exemplo, a pluma de inundação decorrente do extravasamento do rio Taquari que seguiu pela margem esquerda não chegou a alcançar o rio Paraguai até junho/1998. Quando utilizado o valor de $f_{ch} = 100$, esse escoamento atingiu o rio Paraguai antes de março/1997. Para o valor base $f_{ch} = 50$, isso ocorreu entre março e junho/1997 (Figura 87).

O volume de água extravasado da calha do rio Taquari para a planície foi praticamente o mesmo, independente do valor de f_{ch} . Por isso, o retardo da propagação da inundação decorrente do uso de um valor mais baixo para esse parâmetro resultou em maiores profundidades da lâmina d'água na planície.

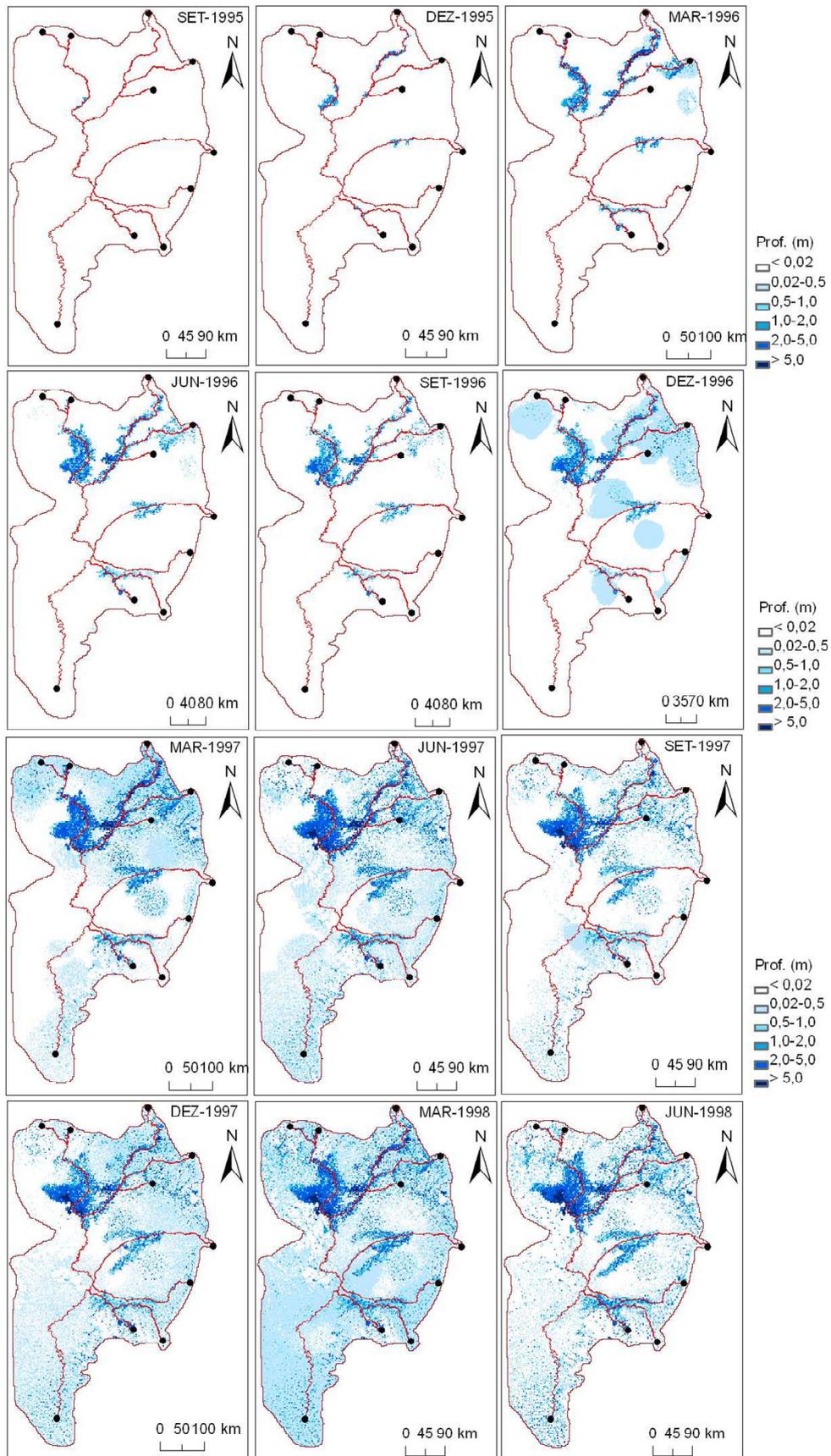


Figura 102 – Manchas de inundação simuladas no período de set/95 a jun/98 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês) com fch = 10 e Hsmax = 1,0 m.

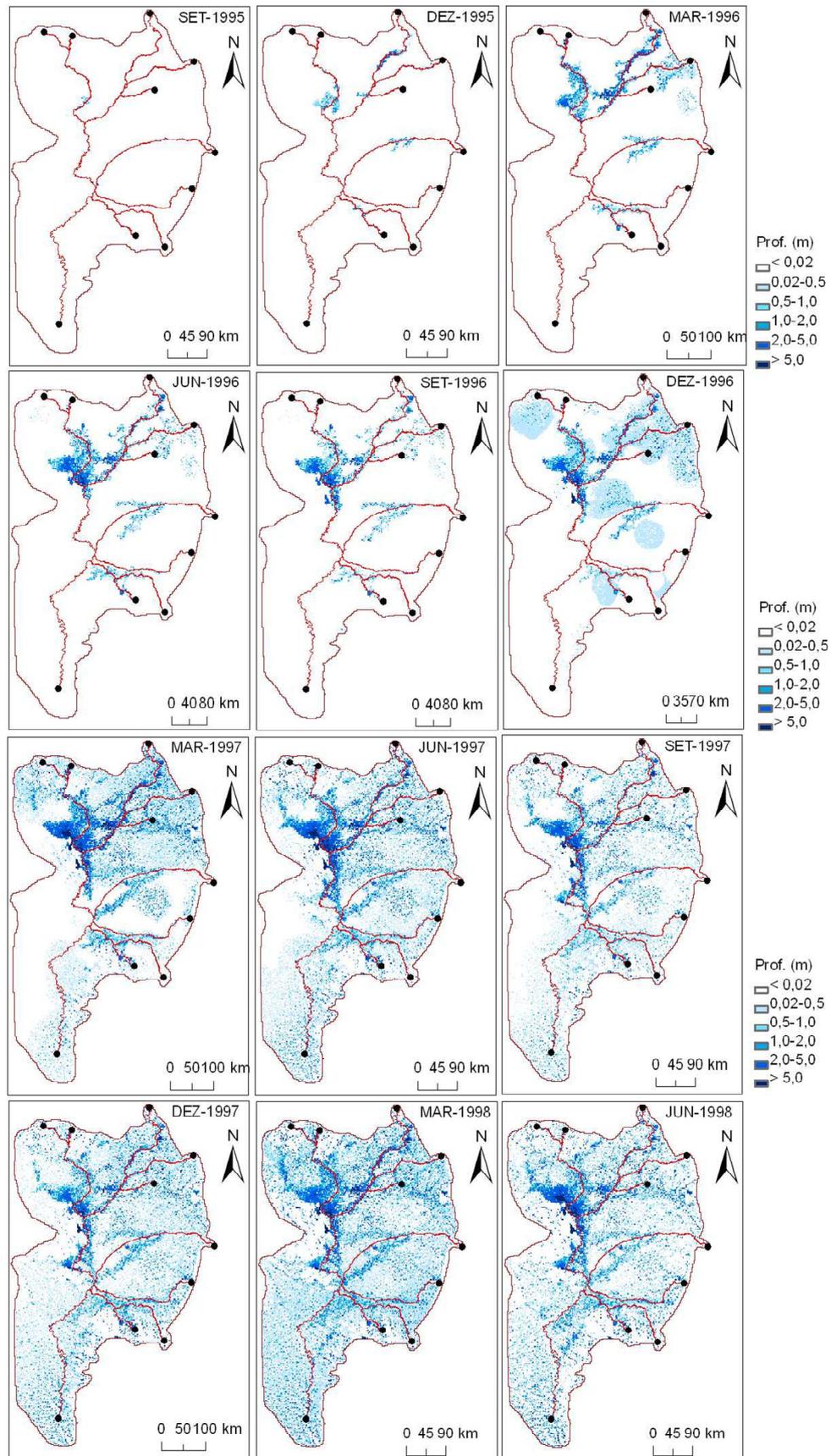


Figura 103 – Manchas de inundação simuladas no período de set/95 a jun/98 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês) com fch = 100 e Hsmax = 1,0 m.

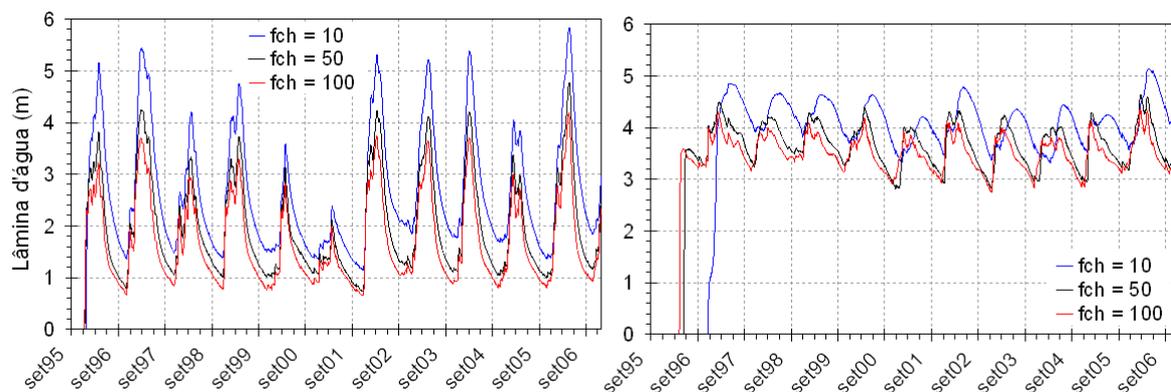


Figura 104 – Lâmina d'água simulada nos pontos 1 (planície do rio Cuiabá entre B. Melgaço e P. Cercado) e 7 (margem direita do leque aluvial do rio Taquari) da Figura 90 variando valor do parâmetro fch no modelo de planície.

Tomando um ponto na região da margem esquerda do leque aluvial do rio Taquari (ponto 7 indicado na Figura 90), o nível d'água atingiu valores máximos de 20 a 80 cm maiores quando utilizado $fch = 10$ em relação a $fch = 100$. A defasagem da ocorrência dos picos de lâmina d'água no referido ponto foi de aproximadamente 3 meses entre a simulação com $fch = 10$ em relação à $fch = 100$.

Outro efeito do escoamento mais retardado quando utilizado $fch = 10$ foi que os níveis d'água na planície foram mantidos com maiores níveis mínimos, ou seja, permaneceu um maior volume de água armazenado mesmo durante os períodos secos.

Dependendo de vários fatores, como a topografia da planície e o aporte de água extravasado do canal, a diferença nas profundidades da água armazenada na planície decorrente de variações no parâmetro fch foi ainda maior do que aquela identificada para o ponto do leque aluvial do rio Taquari. Por exemplo, na margem do rio Cuiabá entre B. Melgaço e P. Cercado (ponto 1 da Figura 90), a lâmina d'água alcançou profundidades até 1,8 m maior nos picos de inundação quando utilizado $fch = 10$ em relação a $fch = 100$. Tal diferença foi de até 0,8 m nas profundidades mínimas sazonais.

O retardo do escoamento na planície resultante do uso de $fch = 10$ fez com que o aporte de água da planície para os canais, nos trechos de rio onde isso aconteceu, fosse reduzido em relação à simulação base ($fch = 50$). Além de o escoamento ser mais lento e demorar a aportar aos canais, um valor reduzido de fch levou a água a ficar armazenada na planície por mais tempo, formando lâminas d'água maiores e estando mais disponível para evapotranspiração.

Como exemplo, na Figura 105 são apresentados os hidrogramas observados e calculados com distintos valores do parâmetro fch nos postos S. J. Piquiri (rio Piquiri), Amolar e Porto Murtinho, os dois últimos localizados no rio Paraguai. Em todos eles foi

notória a redução da vazão calculada com $fch = 10$ em relação a quando utilizado $fch = 50$ ou 100 .

Em S. J. Piquiri, localizado a cerca de 80 km da condição de contorno, a redução do parâmetro fch de 100 para 10 causou uma redução das vazões de pico de até $500 \text{ m}^3/\text{s}$. A montante desse posto, como descrito no item 6.4.3, ocorreu aporte de água da planície originada do extravasamento do rio S. Lourenço, localizado 35 km ao Norte.

As vazões laterais simuladas no trecho a montante de S. J. Piquiri foram bastante distintas entre as rodadas utilizando $fch = 10$ e $fch = 50$ ou 100 (Figura 105). Nas cheias de 2002, 2003 e 2004, a redução do pico da vazão lateral foi de 70% a 80% da simulação com $fch = 100$ para $fch = 10$, com atraso de 4 a 5 meses. Outro efeito sobre as vazões laterais foi que, devido ao retardo no escoamento, o uso de $fch = 10$ fez com que ocorresse aporte ao longo de todo o ano, e não apenas nas épocas de cheia do rio S. Lourenço, como aconteceu nas simulações com fch igual a 50 ou 100.

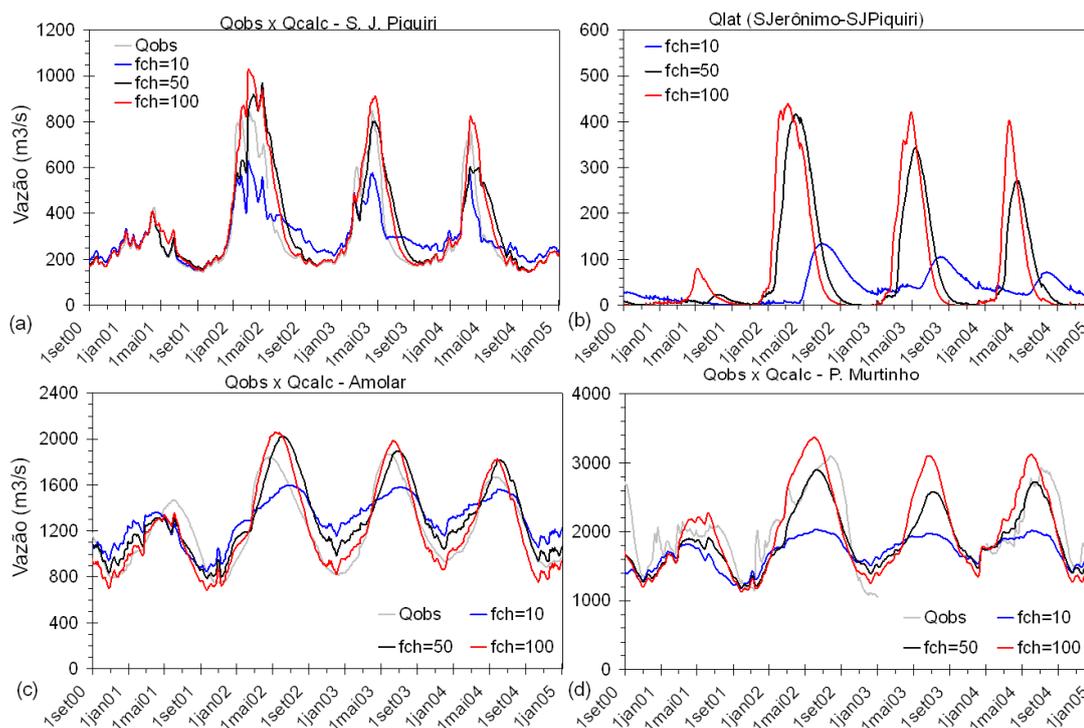


Figura 105 – (a),(c),(d) Vazões observadas e calculadas nos postos S. J. Piquiri (rio Piquiri), Amolar (rio Paraguai) e P. Murtinho (rio Paraguai) com diferentes valores de fch ; (b) vazões laterais calculadas no trecho do rio Piquiri entre S. Jerônimo e S.J. Piquiri (valor > 0 é sentido canal para planície).

Em Amolar, no rio Paraguai, o efeito da redução do parâmetro fch para o valor 10 causou um achatamento no hidrograma calculado, reduzindo as vazões de pico e aumentando as vazões no período de estiagem. No posto P. Murtinho, localizado a jusante do Pantanal, a redução do valor de fch de 100 para 10 causou redução das vazões de pico em torno de 40%

nas cheias de 2002, 2003 e 2004. Variando esse parâmetro de 50 para 100 obteve-se aumento nas vazões de pico em tais anos de 15% a 20%.

Parâmetro capacidade máxima do reservatório do solo

O parâmetro Hsmax representa a capacidade máxima do reservatório do solo em cada elemento do modelo de planície. Esse parâmetro está relacionado ao processo de enchimento e secagem dos elementos da planície, já que a formação de lâmina d'água à superfície de cada elemento só ocorre quando o reservatório está cheio. A secagem do reservatório acontece apenas devido à evapotranspiração.

As simulações considerando valores de Hsmax iguais a 0,2 m, 1,0 m e 2,0 m resultaram em áreas de inundação total no Pantanal bastante semelhantes entre si (Figura 106-a). Devido à condição inicial de planície seca, o enchimento da planície ocorreu de forma mais lenta quanto maior o valor de Hsmax. Entretanto, em todos os três casos a evolução da área inundada total convergiu para em torno de um mesmo valor.

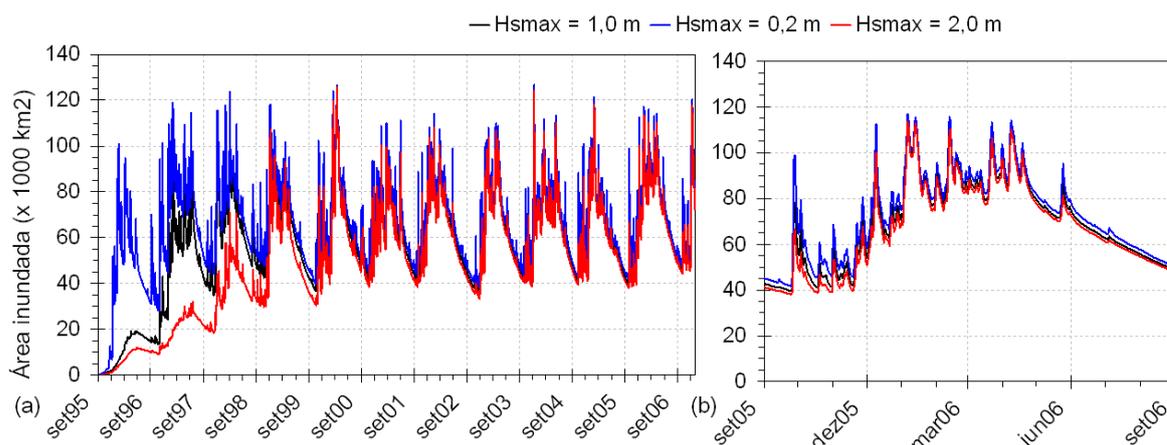


Figura 106 – (a) Total de áreas inundadas no Pantanal simuladas no período set/95 a dez/06 para diferentes valores de Hsmax no modelo de planície; (b) detalhe para o período de set/05 a set/06.

A flutuação sazonal em cada ano também foi idêntica entre as três simulações. A diferença foi que a redução do valor de Hsmax aumentou os picos secundários de área inundada, como ilustra o gráfico do período de 1/set/2005 para 1/set/2006 (Figura 106-b). Quando da ocorrência de eventos chuvosos, elementos que estavam secos ficaram inundados com lâmina d'água à superfície de forma mais rápida quanto menor o valor de Hsmax. O maior número de pixels inundados em resposta direta aos eventos chuvosos fez com que os valores diários de área total inundada tivessem picos instantâneos maiores quanto menor o valor de Hsmax.

Continuando a ocorrência de chuva, um elemento da planície já inundado e que não estava contactado diretamente à calha principal do rio variou sua profundidade em função do

balanço entre chuva, evapotranspiração e trocas laterais com os elementos vizinhos. O parâmetro Hsmax, portanto, passou a não ter mais influência direta sobre a variação de lâmina d'água nesse elemento (Figura 107).

Quando cessou o período chuvoso, ocorreu a secagem de elementos situados em áreas da planície não sujeitas à inundação permanente. Caso a lâmina d'água na superfície de um elemento secasse completamente, o reservatório do solo desse elemento poderia secar conforme o balanço entre entradas (precipitação + vazões laterais) e a evapotranspiração. A evapotranspiração real em um elemento sem lâmina d'água superficial foi controlada pela quantidade de água no reservatório do solo, sendo calculada por uma função linear entre o nível d'água atual e a capacidade máxima (eq. 43). Isso minimizou a influência do valor do parâmetro Hsmax, contribuindo para o comportamento semelhante entre as inundações simuladas variando esse parâmetro.

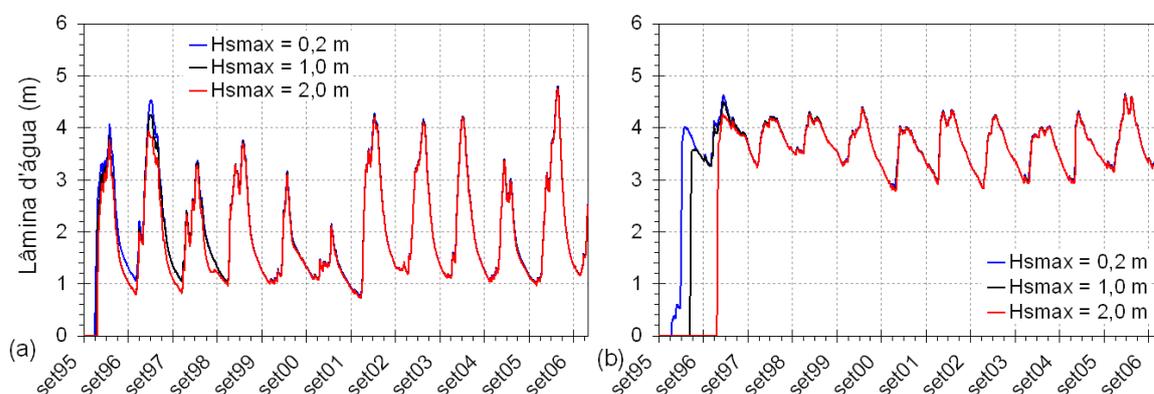


Figura 107 – Lâmina d'água simulada nos pontos 1 (planície do rio Cuiabá entre B. Melgaço e P. Cercado) e 7 (margem direita do leque aluvial do rio Taquari) da Figura 90 variando valor do parâmetro Hsmax no modelo de planície.

O efeito da variação de Hsmax na planície sobre o regime hidrológico na calha do rio foi bastante reduzido. Em Amolar no rio Paraguai, por exemplo, a redução de Hsmax do valor de 2,0 m para 0,2 m fez com que as vazões de pico aumentassem de 3% a 4% (Figura 108). No posto mais a jusante de toda a rede de drenagem simulada, Porto Murtinho, tal aumento na vazão de pico variou entre 3% e 6%.

Em suma, independente do valor de Hsmax, após um determinado período de tempo (que é maior quanto maior Hsmax), a influência desse parâmetro sobre a dinâmica de inundações foi limitada à flutuação de alta frequência na área inundada, em resposta direta a cada evento chuvoso específico.

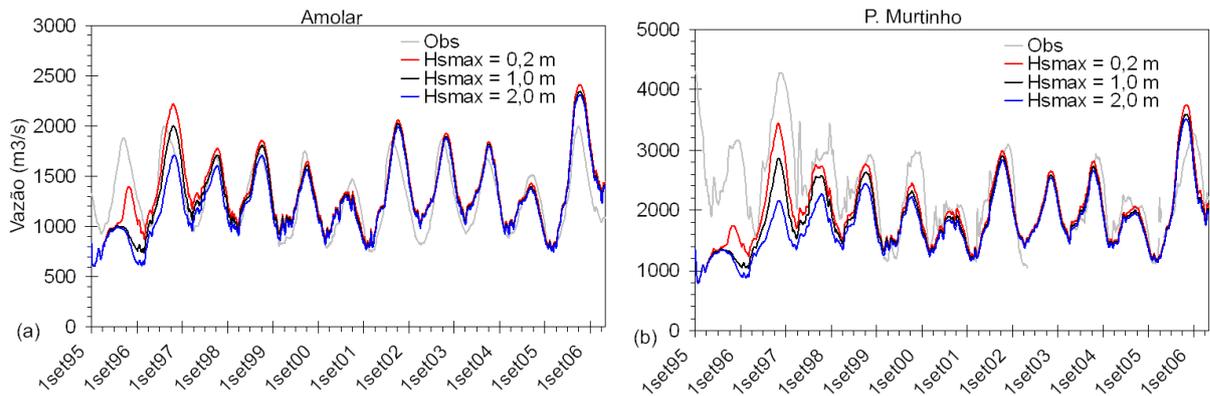


Figura 108 – (a),(b) Vazões observadas e calculadas nos postos Amolar e P. Murtinho, respectivamente, em simulações com diferentes valores de Hsmax.

6.6.5 Influência do balanço entre precipitação e evapotranspiração

Visando avaliar a influência dos processos verticais na planície sobre os resultados do sistema de modelagem desenvolvido, foram simulados três cenários (Tabela 16).

Os cenários $ET=ET-1$ e $ET=ET+1$ permitem avaliar, de forma simplificada, o quanto os resultados são alterados frente à incerteza da evapotranspiração potencial, que foi gerada pela aplicação do modelo hidrológico distribuído MGB-IPH. Considerando que a evapotranspiração potencial anual no Pantanal varie de 1200 a 1500 mm, a redução (aumento) de 1 mm por dia na evapotranspiração potencial equivale à redução (aumento) de 25 a 30% no total anual.

O cenário $P=ET=0$ representa a situação simplificada de não consideração de processos verticais na modelagem da planície. Nesse cenário, em cada elemento da planície o acúmulo ou perda de água ocorreu apenas devido às trocas laterais com elementos vizinhos e com o canal principal (para o caso dos elementos com conexão direta canal-planície). Tal situação é a empregada em todos os estudos que utilizaram modelo de inundação de planície semelhante ao desta pesquisa, como os trabalhos listados na Tabela 1, por exemplo.

Tabela 16 – Cenários de simulações realizadas para investigar influência dos processos verticais na planície sobre os resultados.

Cenário	Descrição
$ET=ET-1$	Redução da evapotranspiração potencial diária em 1 mm
$ET=ET+1$	Aumento da evapotranspiração potencial diária em 1 mm
$P=ET=0$	Precipitação e evapotranspiração diárias nulas

Na Figura 109 são apresentadas as manchas de inundação geradas nos três cenários para as datas 06/out/2004 e 13/fev/2005, em comparação com as manchas obtidas na simulação base e estimadas por Padovani (2007).

Como esperado, os cenários de redução e aumento de evapotranspiração potencial levaram a um aumento e redução, respectivamente, na extensão das inundações. A redução de ET gerou maior quantidade de inundações localizadas, decorrentes da precipitação local, enquanto o aumento de ET teve efeito contrário.

No cenário $ET=ET-1$, a área inundada total variou na faixa de 5% a 40% superior à área calculada na simulação base ao longo do período de simulação (Figura 110). No cenário de aumento de ET, a redução da área inundada variou de 3% a 35% em relação à simulação base.

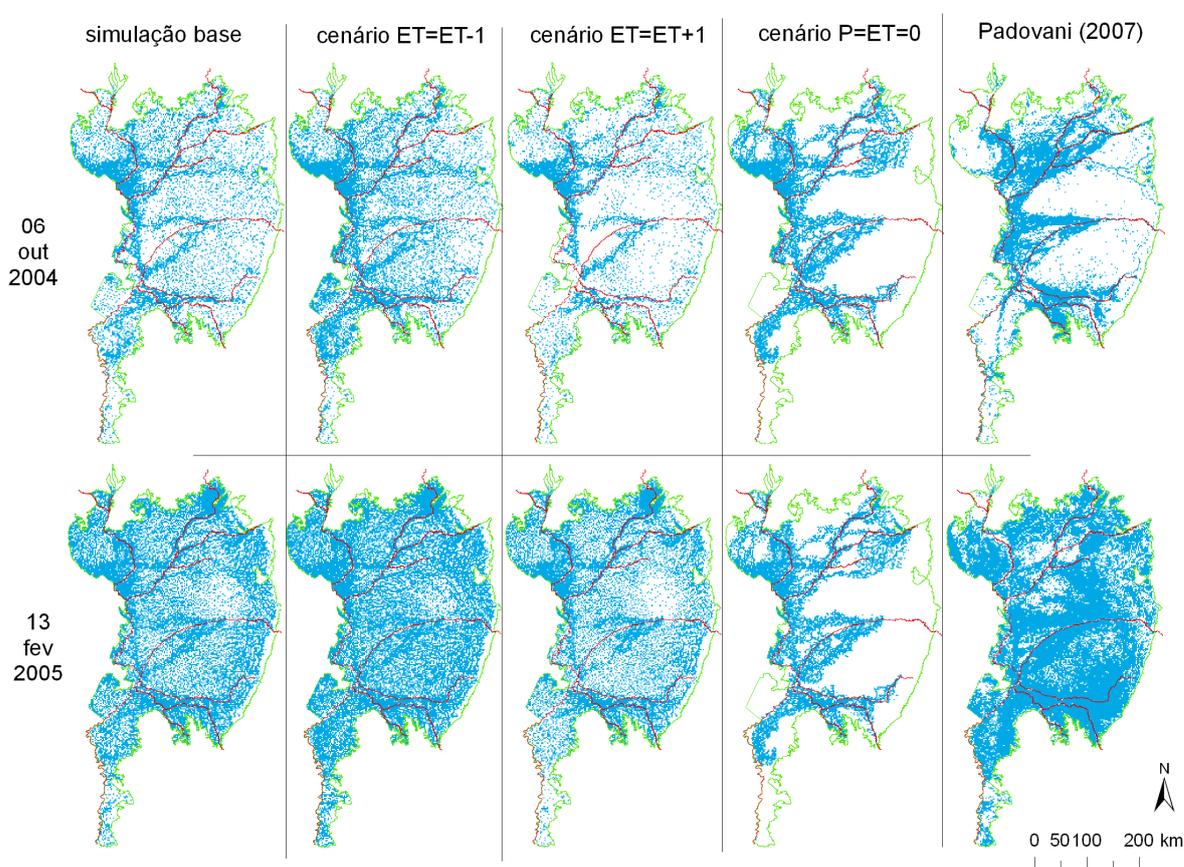


Figura 109 – Manchas de inundação calculadas em diferentes simulações e estimadas por Padovani (2007) para as datas 06/out/04 e 13/fev/05.

Em termos de estatísticas comparativas entre as manchas de inundação simuladas e a estimadas por Padovani (2007) na data 06/out/04, os valores obtidos para os cenários de redução e aumento de ET delimitaram um intervalo dentro do qual estão os valores referentes à simulação base (Tabela 17).

Ao estimar maiores áreas inundadas em 06/out/2004, a redução de ET acertou uma maior quantidade de elementos inundados em relação à simulação base, elevando os índices

POD e ISC. Por outro lado, isso levou a uma maior quantidade de elementos estimados como inundados que na imagem de referência estão secos, causando aumento nos índices TAF e BIAS e redução do índice PC. Na data do período de cheia (13/fev/2005), a estimativa de maiores áreas inundadas no cenário ET=ET-1 melhorou todos os índices em relação ao cenário base.

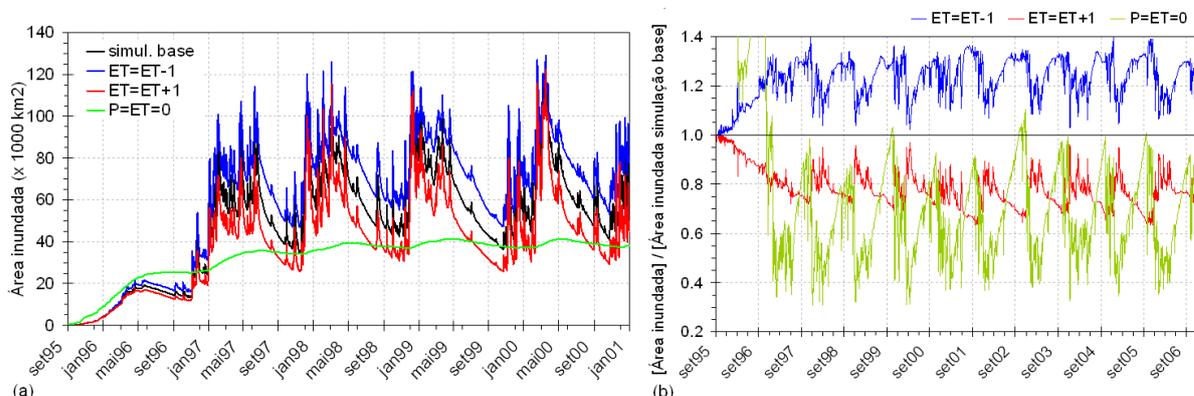


Figura 110 – Manchas de inundação calculadas em diferentes simulações e estimadas por Padovani (2007) para as datas 06/out/04 e 13/fev/05.

Tabela 17 – Estatísticas da comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por Padovani (2007).

Data da mancha de inundação	Cenário	Estatística				
		PC	ISC	POD	TAF	BIAS
06/out/2004 (estiagem)	Simulação base	0,60	0,24	0,37	0,60	0,91
	ET=ET-1	0,58	0,27	0,46	0,61	1,18
	ET=ET+1	0,64	0,21	0,28	0,56	0,63
	P=ET=0	0,65	0,30	0,44	0,52	0,91
13/fev/2005 (cheia)	Simulação base	0,57	0,51	0,59	0,23	0,77
	ET=ET-1	0,61	0,57	0,69	0,23	0,90
	ET=ET+1	0,52	0,43	0,49	0,22	0,63
	P=ET=0	0,46	0,32	0,35	0,18	0,43

Para o cenário ET=ET+1, a análise das estatísticas para 06/out/04 é analogamente oposta à do cenário ET=ET-1. A redução das áreas inundadas levou a um maior acerto de áreas não inundadas, aumentando o índice PC, mas também causou subestimativa das áreas inundadas, reduzindo os índices ISC, POD e BIAS. Na data do período de cheia (13/fev/2005), a estimativa de menores áreas inundadas no cenário ET=ET+1 piorou todos os índices em relação ao cenário base.

Na simulação desprezando os processos verticais, o mapa de inundações obtido representou as áreas inundadas devido exclusivamente ao extravasamento dos canais principais para a planície e aos caminhos preferenciais de escoamento que esse aporte de água encontra na planície. Por comparação visual, a mancha de inundação obtida nesse cenário referente à data 06/out/2004 reproduziu o padrão geral observado na estimativa de Padovani

(2007). Em termos de estatísticas, entretanto, a melhoria dos índices em relação à simulação base foi relativamente pequena. Cabe ressaltar que uma das razões para isso foi a limitação da análise empregada, que acabou sendo muito rígida por ser baseada na comparação individual pixel a pixel e ignorar a semelhança entre formas e padrões nas duas imagens.

Por não considerar o aporte de água na planície via precipitação nem as perdas por evapotranspiração, a extensão de áreas inundadas no cenário $P=ET=0$ teve pouca flutuação sazonal e variou de 37 a 41 mil km^2 ao longo de todo o período de simulação. Isso evidencia a necessidade de considerar os processos verticais para poder simular o pulso de inundação do Pantanal.

Em termos do regime de vazões nas calhas dos rios, a desconsideração dos processos verticais na planície praticamente não alterou a subida e os picos dos hidrogramas (Figura 111). Isso mostra que a importância da simulação da planície para reproduzir o regime hidrológico na calha dos rios do Pantanal nas cheias foi devido ao escoamento da água extravasada dos próprios canais. O acúmulo de água devido ao balanço entre precipitação e evapotranspiração na planície teve pouca ou nenhuma contribuição às vazões dos rios durante as cheias.

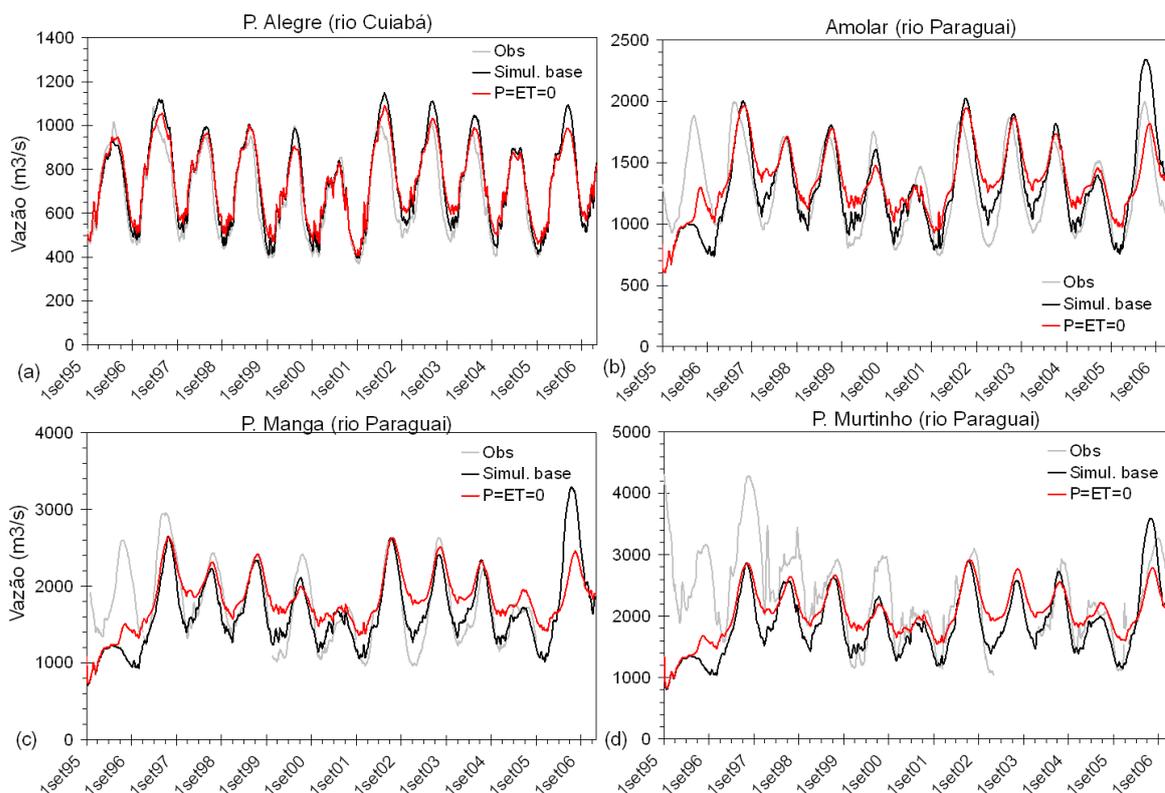


Figura 111 – Hidrogramas observados e calculados no cenário sem balanço vertical na planície ($P=ET=0$), no período set/1995 a dez/2006.

Na época de estiagem, entretanto, o predomínio da evapotranspiração sobre a precipitação foi importante para diminuir o aporte de água que escoou pela planície oriunda do extravasamento dos canais. Por desprezar esses processos verticais, as vazões calculadas no cenário $P=ET=0$ foram bem superiores às vazões da simulação base no período de estiagem. Isso é menos evidente nos tributários do rio Paraguai, como ilustrado para o posto P. Alegre no rio Cuiabá.

No rio Paraguai, a medida que se caminha para jusante o efeito cumulativo aumentou e a diferença das vazões calculadas desprezando o balanço vertical em relação às vazões do cenário base tornaram-se maiores. Em P. Murinho, foram calculadas vazões no período de estiagem até 30% maiores quando desprezado P e ET em relação à simulação base.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 Aspectos gerais

Esta tese procurou responder a questão principal de como representar matematicamente o comportamento hidrológico em sistemas complexos de rios e planícies de grande escala, onde há escassez de dados para caracterização física. Para tanto, foi proposto e desenvolvido um sistema computacional de simulação (SIRIPLAN), composto pelo acoplamento entre um modelo hidrodinâmico 1D e um modelo de inundação 2D, em conjunto com módulos de balanço vertical na planície e de trocas de água canal-planície.

O modelo hidrodinâmico 1D é aplicado para a simulação do escoamento na calha principal dos rios, enquanto o modelo de inundação 2D simula a inundação e escoamento de água na planície. O aporte e as perdas de água na planície podem ocorrer tanto devido às trocas com os canais quanto devido ao balanço entre precipitação e evapotranspiração.

Para exemplificar o uso do sistema computacional proposto, foi simulada a Bacia do Alto Paraguai, onde se localiza o Pantanal, por um período de mais de 11 anos (set/1995 a dez/2006). Foram simulados 3965 km de canais e 219.514 km² de planícies.

Esse exemplo de aplicação demonstrou que a abordagem proposta constitui satisfatoriamente uma forma de simular e representar o regime hidrológico e os pulsos de inundação em rios com grandes planícies e com escassez de dados. Foram analisados o regime de vazões e variação de nível d'água nos canais de drenagem e os padrões de inundação em termos de manchas de inundação e áreas inundadas.

Pela comparação com dados observados ou estimados em outros estudos, a conclusão geral é que os resultados foram bastante satisfatórios e validam o sistema computacional proposto.

Os erros de balanço de massa obtidos no estudo de caso são considerados desprezíveis, validando o esquema numérico quanto à conservação de massa.

O sistema de modelagem desenvolvido se baseia em métodos descritos na literatura, mas com várias adaptações específicas para tratar com maiores escalas de tempo e espaço. Por exemplo, a inclusão dos processos verticais na planície na modelagem, mesmo de forma simplificada, é uma abordagem inovadora em relação aos demais exemplos de simulação de inundação de planície com modelos tipo raster. Como discutido em mais detalhe no item 7.5,

levar em conta os processos verticais é fundamental para simular a ocorrência de cheias locais devido à precipitação e o pulso de inundação entre os períodos de cheia e seca.

A consideração de canais de ligação entre elementos da planície e de reservatórios do solo são outras duas inovações no sistema de modelagem desenvolvido em relação às abordagens anteriores. Duas modificações que têm fundamentação na realidade física dos processos representados. Além disso, a ocorrência de trocas laterais entre elementos da planície via canais de largura mais estreita que a dimensão dos elementos evitou maiores problemas com instabilidades numéricas, por haver maior controle no volume de água trocado a cada passo de tempo. A consideração de reservatórios do solo nos elementos da planície mostrou-se interessante no sentido de controlar a simulação das inundações pontuais ou locais resultantes da precipitação.

Outro aspecto interessante da metodologia proposta é o desenvolvimento de ferramentas computacionais para tornar semi-automatizada a tarefa de discretização e preparação dos dados de entrada, preservando a localização geográfica. Destaca-se o estabelecimento das conexões canal-planície e da topologia do sistema. Tratando-se de grandes escalas, com redes de canais e um grande número de elementos na planície, tais ferramentas são imprescindíveis.

Assim como em outros exemplos da literatura, a introdução da paralelização no código computacional possibilitou reduções consideráveis no tempo de execução, valendo-se de computadores com mais de um processador. As estatísticas da melhoria de performance obtidas foram superiores ou iguais às reportadas na literatura.

Considerando os resultados obtidos na aplicação ao estudo de caso, nos itens 7.2 a 7.6 a seguir são apresentadas as conclusões com respeito as demais questões buscadas nesta tese acerca da simulação do comportamento hidrológico em rios com grandes planícies de inundação e escassez de dados.

7.2 Representação das características físicas de rios e planícies com dados limitados

Os resultados obtidos nas simulações mostraram que a abordagem utilizada para caracterizar fisicamente os canais principais e a planície foi satisfatória.

A planície foi discretizada com uma grade relativamente de baixa resolução espacial, com a topografia representada por MDE obtido por reamostragem dos dados do SRTM-90, disponível gratuitamente. Nenhum procedimento foi efetuado para tratamento do MDE como contabilização ou remoção do efeito da vegetação ou forçamento de feições como canais de drenagem ou lagoas.

As manchas de inundação simuladas no Pantanal indicaram padrões de escoamento e acúmulo de água coerentes com dados de outras fontes, significando que a topografia da planície derivada dos dados do SRTM representou a depressão do terreno de forma suficiente para os propósitos e a escala deste estudo.

Nos trechos de rio com escassez de dados de seções transversais, foi realizada interpolação linear entre seções com dados disponíveis. No caso de trechos de rios longos, a observação do perfil longitudinal do MDE da planície ao longo do traçado do canal foi importante para a definição de pontos de quebra da interpolação linear. Além disso, no caso de incerteza nos perfis topográficos das seções transversais, foi realizado o posicionamento vertical das seções segundo o MDE da planície, o que proporcionou maior coerência na simulação de trocas de água entre calha e planície.

Na modelagem, foram considerados canais de ligação entre elementos da discretização da planície de largura mais estreita que a dimensão destes, e vertedores para estabelecer a conexão entre calha e planície. Em comparação com a abordagem usual utilizada na literatura, de simular o vertimento da água por toda a extensão da dimensão do elemento da planície, a abordagem utilizada nesta pesquisa mostrou-se interessante no sentido de evitar a ocorrência de trocas de volume de água considerados excessivamente elevados e irreais, quando da discretização da planície em grandes elementos.

7.3 Representação do regime de vazões na calha principal

A abordagem proposta permitiu representar de forma satisfatória o regime de vazões nas calhas do rio Paraguai e tributários. Em termos de estatísticas da comparação entre vazões observadas e calculadas, foram obtidos coeficientes NS e NSlog acima de 0,75 para os tributários e acima de 0,60 para o rio Paraguai e erros de volume variando na faixa de -13,5% a +8,9%.

O sistema de modelagem desenvolvido foi capaz de simular diferentes comportamentos hidrológicos através das trocas de água entre canal e planície: trechos com enormes perdas de água para a planície durante as cheias, resultando em hidrogramas com patamar de valor máximo; trechos com perdas moderadas de água apenas durante os picos de cheias; trechos com perdas de água para a planície ao longo de todo ano; e trechos com aporte de água da planície.

Os resultados da análise comparativa entre níveis d'água observados e calculados, expressos em termos de variável reduzida com média zero, também foram satisfatórios (NS entre 0,50 e 0,98 e coeficiente de correlação acima de 0,80). Entretanto, observou-se uma tendência de superestimativa da variação dos níveis nos pontos mais a montante e de

subestimativa nos pontos mais a jusante da rede de drenagem. No primeiro caso, a principal causa foi a dificuldade em representar a variação de níveis d'água nas seções representativas das condições de contorno. Nos postos mais a jusante, principalmente no rio Paraguai, a deficiência maior foi na reprodução dos níveis d'água mínimos durante os períodos de estiagem, ocorrendo em menor intensidade a subestimativa dos valores máximos durante as cheias.

O desempenho obtido nas simulações desta pesquisa quanto ao regime de vazões na calha dos rios Paraguai e tributários foi semelhante ao obtido no estudo de Tucci et al. (2005) e Paz et al. (2010), o qual utilizou um modelo hidrodinâmico 1D com seções compostas que se estendem por até 15 km em cada margem da planície. Disso pode-se concluir que a abordagem mais tradicional e relativamente mais simples de ser aplicada, usada por aqueles autores, é suficiente para representar o regime de vazões na calha dos rios no Pantanal. A vantagem do método proposto nesta tese é que, a reprodução desse regime de vazões está associada à simulação do padrão espaço-temporal das inundações na planície, o que a outra abordagem não é capaz de realizar. Além de proporcionar um significado físico mais razoável aos resultados das simulações e possibilitar o entendimento mais completo do regime hidrológico, tal associação permite que sejam simulados cenários envolvendo alterações nas características físicas da planície.

7.4 Simulação do padrão temporal das inundações sazonais

O modelo de planície simulou de forma satisfatória o padrão de variação temporal das áreas inundadas no Pantanal, tomando como referência as estimativas feitas por Hamilton et al. (1996) a partir de imagens de satélite para um período anterior (1979 a 1987).

A extensão de áreas inundadas simuladas apresentou variação sazonal condizente com o pulso de inundação esperado para o Pantanal. A cada ano, picos de área inundada ocorreram no período de fevereiro a março em torno de 100 a 126 mil km². As menores extensões inundadas foram simuladas no trimestre setembro-outubro-dezembro, em torno de 35 a 45 mil km².

Os valores de pico de área inundada foram semelhantes aos estimados por Hamilton et al. (1996). Porém, tal estudo estimou áreas inundadas mínimas na estiagem cerca de 2 a 3 vezes inferiores aos obtidos nesta pesquisa.

Apesar das limitações e incertezas associadas às estimativas de Hamilton et al. (1996) e embora elas sejam referentes a um período de tempo distinto, é provável que as áreas inundadas no Pantanal realmente se reduzam a valores menores do que os estimados nas simulações, ficando mais próximos das estimativas daqueles autores. Um indício para essa

possibilidade é a tendência a superestimativa das vazões do período de estiagem nas calhas dos rios, principalmente do rio Paraguai de Amolar para jusante.

Considerando o Pantanal inteiro, o percentual de área inundada simulada variou de menos de 35% nos meses de agosto/setembro/outubro até 62% em março. É importante ressaltar a capacidade sistema de simulação desenvolvido de representar esse pulso de inundação de forma bastante coerente, com o retorno do total de áreas inundadas a um valor de base sazonalmente.

7.5 Reprodução das manchas de inundação na planície

As manchas de inundação simuladas no Pantanal apresentaram um padrão espacial considerado coerente em termos de regiões com principais acúmulos de água, áreas que ficam permanentemente inundadas versus áreas que secam no período de estiagem e áreas que só inundam esporadicamente nas maiores cheias. Por exemplo, as grandes lagoas situadas na margem direita do rio Paraguai apareceram nas manchas de inundação simuladas, embora não tenham sido explicitamente consideradas na modelagem.

A comparação entre os mapas de inundação em períodos de seca e cheia consecutivos evidencia a capacidade do modelo em simular os pulsos de inundação. Por exemplo, nos meses de setembro predominam inundações nas áreas que ficam inundadas de forma quase permanente no Pantanal, como a região no entorno da afluição do rio Cuiabá no rio Paraguai e desse ponto para jusante ao longo das margens do rio Paraguai até a afluição dos rios Negro e Miranda, além da região do leque aluvial do rio Taquari.

Com o aporte das cheias vindas do Planalto e as precipitações na própria planície, a inundação torna-se mais generalizada, alcançando até mais de 85% da extensão da planície simulada nos meses de março.

Em comparação com manchas de inundação estimadas por Padovani (2007) para duas datas específicas (uma no período de cheia e outra no período de estiagem), os resultados obtidos nesta pesquisa foram considerados satisfatórios. Em ambas as datas, entretanto, os resultados das simulações subestimam a extensão da inundação nas principais áreas de acumulação de água em relação às estimativas de tais autores. Por outro lado, as simulações produziram maior ocorrência de inundações pontuais (devido às chuvas locais) em toda a planície relativamente às manchas derivadas das imagens orbitais.

Em termos de estatísticas da comparação das manchas de inundação simuladas com as estimadas por Padovani (2007), os valores obtidos para o índice de desempenho ISC (0,51 na data do período de cheia e 0,24 na estiagem) são condizentes com os obtidos na literatura. O resultado obtido nesta pesquisa é considerado bastante satisfatório, já que os demais estudos

na literatura abrangeram pequena escala e usufruíram de dados detalhados de topografia da planície. Além disso, também há incertezas e limitações nas estimativas de Padovani (2007).

7.6 Relevância dos processos hidrológicos verticais na planície para a simulação de cheias sazonais

Foi simulado que o aporte de água extravasado dos canais escoou pela planície segundo caminhos preferenciais, os quais formaram o padrão espacial de áreas inundadas com maior permanência. A ocorrência de precipitação na planície contribuiu para o aumento desse volume de água aportado aos canais, mas principalmente foi responsável pelo padrão de inundações generalizado durante os períodos de cheia.

Desprezando os processos verticais, não foi possível simular os padrões de inundação sazonais no Pantanal. As áreas inundadas tiveram pouca variação ao longo do ano nesse cenário de simulação (de 37 a 41 mil km²) e ficaram restritas àquelas decorrentes do extravasamento dos canais e que formaram a configuração de inundação permanente.

Cenários simulados indicaram que a incerteza de +/- 1 mm nos dados de evapotranspiração potencial diária, o que equivale a +/- 25 a 30% da ET anual, levaram a variações nas áreas inundadas de até 40% para mais (com o aumento de 1 mm na ETpot) ou para menos (com a redução de 1 mm na ETpot).

Em termos do regime de vazões nas calhas dos rios, as incertezas na evapotranspiração ou até a desconsideração do balanço vertical na planície tiveram repercussão quase desprezível nos picos dos hidrogramas. Isso mostrou que a influência da simulação da planície para reproduzir o regime hidrológico na calha dos rios do Pantanal nas cheias foi relativa ao escoamento da água extravasada dos próprios canais, como esperado. O acúmulo de água devido ao balanço entre precipitação e evapotranspiração na planície teve pouca ou nenhuma contribuição às vazões dos rios durante as cheias.

Na época de estiagem, entretanto, o predomínio da evapotranspiração sobre a precipitação foi importante para diminuir o aporte de água que escoou pela planície oriunda do extravasamento dos canais. Se desprezados esses processos verticais, as vazões calculadas foram aumentadas no período de estiagem. No posto P. Murinho, que é o ponto de controle mais a jusante de toda a rede de drenagem simulada, o efeito acumulativo de desprezar os processos verticais na planície fez com que as vazões de estiagem aumentassem em até 30%.

7.7 Aplicações e limitações do sistema de simulação desenvolvido

Os resultados obtidos evidenciaram que o sistema de simulação desenvolvido pode ser aplicado para simular diversos cenários de intervenções antrópicas bem como para investigar

diversos aspectos do comportamento hidrológico de rios com grandes planícies. Por exemplo, um aspecto interessante que pode ser examinado por simulação é a influência do volume acumulado na planície antes do período úmido sobre a dinâmica de inundação quando da passagem da cheia. Cenários como de dragagens na calha do rio, que repercutem no aumento da capacidade de transporte do escoamento (conveyance), e seus impactos sobre a extensão e dinâmica de inundações também podem ser simulados com o sistema desenvolvido. Outro tipo de cenário factível de simulação com a metodologia proposta é o barramento e regularização de canais e o impacto decorrente sobre as inundações.

Previsão de inundações, através do acoplamento com modelos de previsão de precipitação, e simulação de cenários de variabilidade climática são outras aplicações para as quais o sistema de simulação hidrológica desenvolvido mostra-se viável.

Além de simular cenários, o sistema de simulação desenvolvido pode ser acoplado a outros módulos de simulação, como de transporte de sedimentos. Um acoplamento desse tipo possibilita simular e prever o efeito de alterações nas vazões a montante sobre as condições de erosão e sedimentação nas planícies.

Resultados das simulações de inundações podem também ser utilizados para derivar estimativas de gases como metano e, no caso do Pantanal, corroborar ou melhorar as estimativas já realizadas (Marani e Alvalá, 2007).

A resolução espacial adotada na modelagem da planície limita a escala de avaliação da dinâmica de inundações simulada. A existência de caminhos preferenciais na planície que não sejam detectados e representados no MDE utilizado na modelagem pode conduzir a incoerências entre o padrão de inundações simulado e o observado, ou pelo menos limitar a escala para o qual tal padrão simulado é válido.

7.8 Recomendações

Como recomendações para futuras pesquisas, sugere-se:

- testar outras metodologias de estimativa de evapotranspiração real do reservatório do solo;
- utilizar simulação de traçadores virtuais para melhor identificar caminhos preferenciais do escoamento;
- simular com o refinamento da discretização espacial da planície e comparar com os resultados desta pesquisa;
- escolher uma área piloto no Pantanal e simulá-la com maior detalhamento da caracterização física (levar em conta vegetação/uso da terra/solo na definição dos parâmetros)

- simular cenários diversos como o barramento dos rios no Planalto, dragagem do leito dos rios na região do Pantanal e redução das áreas disponíveis para inundação na planície;
- simular cenários de variabilidade climática no Pantanal;
- desenvolver sistema de previsão em tempo real de inundações a partir de previsão de vazões geradas no Planalto e previsão de precipitação no Pantanal.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbott, M.B. 1979. Computational hydraulics - Elements of the theory of free surface flows. Pitman Advanced Publishing Program, Londres (Inglaterra), 326 p.
- Abdelsalam, M.W.; Khattab, A.F.; Khalifa, A.A.; Bakry, M.F. 1992. Flow capacity through wide and submerged vegetal channels. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 118 (5), 724-732.
- Ackerman, C.T.; Djokic, D.; Sinha, A. 2005. HEC-GeoRAS, GIS tools for support of HEC-RAS using ARC-GIS, User's manual version 4, 204 p.
- Allasia, D.G.; Silva, B.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2006. Large basin simulation experience in South America. *IAHS Publication* 303, 360-370.
- Allasia, D.G.P. 2007. Avaliação da previsibilidade hidroclimática no Alto Paraguai. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH). Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre (RS), 342 p.
- Almeida, L.E.; Borche, A.; Schettini, E.B.C.; Silvestrini, J.H. 1990. Simulação da circulação induzida por vento na Lagoa dos Patos. In: XIV Congresso Latino-Americano de Hidráulica, Anais, p. 1251-1263, Montevideu, Uruguai.
- Assine, M.L. 2005. River avulsions on the Taquari megafan, Pantanal wetland, Brazil. *Geomorphology* 70, 357-371.
- Awruch, A. 1983. Introdução de contornos móveis na solução das equações de águas rasas através de elementos finitos. In: VII Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica (COBEM), Anais, 295-304.
- Baldassarre, G.D.; Schumann, G.; Bates, P.D. 2009. A technique for the calibration of hydraulic models using uncertain satellite observations of flood extent. *Journal of Hydrology* 367, 276-282.
- Bates, P.D. 2004. Remote sensing and flood inundation modeling. *Hydrological Processes* 18, 2593-2597.
- Bates, P.D.; Dawson, R.J.; Hall, J.W.; Horritt, M.S.; Nicholls, R.J.; Wicks, J.; Hassan, M.A. 2005. Simplified two-dimensional numerical modelling of coastal flooding and example applications. *Coastal Engineering* 52, 793-810.
- Bates, P.D.; De Roo, A.P. 2000. A simple raster-based model for flood inundation simulation. *Journal of Hydrology* 236, 54-77.

- Bates, P.D.; Hervouet, J.M. 1999. A new method for moving-boundary hydrodynamic problems in shallow water. *Proceeding of the Royal Society of London A* 455, 3107-3128.
- Bates, P.D.; Horrit, M.S.; Smith, C.N.; Mason, D. 1997. Integrating remote sensing observations of flood hydrology and hydraulic modeling 11, 1777-1795.
- Bates, P.D.; Wilson, M.D.; Horritt, M.S.; Mason, D.C.; Holden, N.; Currie, A. 2006. Reach scale floodplain inundation dynamics observed using airborne synthetic aperture radar imagery: Data analysis and modeling. *Journal of Hydrology* 328(1-2), 306-318.
- Bathurst, J.C.; Wicks, J.M.; O'Connell, P.E. 1995. The SHE/SHESED basin scale water flow and sediment transport modelling system. In: Singh, V.P. (editor) *Computer models of watershed hydrology*. Water Resources Publications, Highlands Ranch, 1130 p.
- Bayley, P.B. 1995. Understanding large river-floodplain ecosystems. *Bioscience* 45(3), 153-158.
- Beffa, C.; Connell, R.J. 2001. Two-dimensional flood plain flow, I: model description. *Journal of Hydrologic Engineering* 6(5), 397-405.
- Benqué, J.P.; Cunge, J.A.; Feuillet, J.; Hauguel, A.; Holly Jr., F.M. 1982. New method for tidal current computation. *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Division* 108(ww3), 396-417.
- Bolster, C.H.; Sayers, J.E. 2002. Development and evaluation of a mathematical model for surface-water flow within the Shark River Slough of the Florida Everglades. *Journal of Hydrology* 259, 221-235.
- Bonnet, M.P.; Barroux, G.; Martinez, J.M.; Seyler, F.; Moreira-Turcq, P.; Cochonneau, G.; Melack, J.M.; Boaventura, G.; Maurice-Bourgoin, L.; Leo, J.N.; Roux, E.; Calmant, S.; Kosuth, P.; Guyot, J.L.; Seyler, P. 2008. Floodplain hydrology in an Amazon floodplain lake (Lago Grande de Curuaí). *Journal of Hydrology* 349, 18-30.
- Boudreau, P.; Leclerc, M. 1990. Linking 1D and 2D finite element models of free surface flow with a multiple constraints imposition method. In: Gambolati, G. (ed.), *Computational methods in surface hydrology*, Veneza, Itália, p. 125-131.
- Bradbrook, K.F.; Lane, S.N.; Waller, S.G.; Bates, P.D. 2004. Two dimensional diffusion wave modeling on flood inundation using a simplified channel representation. *International Journal of River Basin Management* 2(3), 211-223.
- BRASIL, 1979. Ministério do Interior. *Estudo de Desenvolvimento Integrado da Bacia do Alto Paraguai (EDIBAP). Relatório da primeira fase – Descrição física e Recursos Naturais*, Tomo II, Brasília, 249 p.
- BRASIL, 1997. Ministério do Meio Ambiente dos Recursos Hídricos e da Amazônia Legal (Brasília, DF). *Plano de Conservação da Bacia do Alto Paraguai (Pantanal) – PCBAP: análise integrada e prognóstico da Bacia do Alto Paraguai*. Brasília, 369 p.

- Bravo, J.M.; Paz, A.R.; Collischonn, W.; Uvo, C.B.; Pedrollo, O.C.; Chou, S.C. 2009. Incorporating forecasts of rainfall in two hydrologic models used for medium-range streamflow forecast. *Journal of Hydrologic Engineering* 14(5), 435-445.
- Carmona, M.V.C. 1990. Simulação dinâmica do escoamento em áreas de inundação. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), 108 p.
- CGIAR-CSI. 2005. The CGIAR Consortium for Spatial Information. Void-filled seamless SRTM data V1 2004. International Centre for Tropical Agriculture (CIAT). <http://srtm.csi.cgiar.org>. Acessado em out/2005.
- Chapman, B.; Jost, G.; Van Der Paas, A.R. 2008. Using OpenMP – portable shared memory parallel programming. The MIT Press. Massachusetts (EUA). 378 p.
- Chatterjee, C.; Fröster, S.; Bronstert, A. 2008. Comparison of hydrodynamic models of different complexities to model floods with emergency storage areas. *Hydrological Processes* 22(24), 4695-4709.
- Chow, V.T. 1959. *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York (EUA), 680 p.
- Chow, V.T. 1964. *Handbook of Applied Hydrology. A Compendium of Water-Resources Technology*. McGraw-Hill, New York (EUA), ch. 7-25.
- Coe, M.T.; Costa, M.H.; Howard, E.A. 2007. Simulating the surface waters of the Amazon River basin: impacts of new river geomorphic and flow parameterizations. *Hydrological Processes* 22(14), 2542-2553.
- Collischonn, B.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2008. Daily hydrological modeling in the Amazon basin using TRMM rainfall estimates. *Journal of Hydrology* 360, 207– 216.
- Collischonn, W. 2001. *Simulação Hidrológica de Grandes Bacias*. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS). 270 p.
- Collischonn, W.; Allasia, D.; Silva, B.C.; Tucci, C.E.M. 2007. The MGB-IPH model for large scale rainfall runoff modeling. *Hydrological Sciences Journal* 52(5), 878-895.
- Collischonn, W.; Haas, R.; Andreolli, I.; Tucci, C.E.M. 2005. Forecasting river Uruguay flow using rainfall forecasts from a regional weather-prediction model. *Journal of Hydrology* 305, 87-98.
- Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2001. Modelagem hidrológica de grandes bacias. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* 6(1), 15-35.
- Cunge, J.A.; Holly, F.M.; Verwey, A. 1981. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Publishing, Boston (EUA), 420 p.
- Da Silva, C.J.; Girard, P. 2004. New challenges in the management of the Brazilian Pantanal and catchment area. *Wetlands Ecology and Management* 12, 553-561.

- Das, D.B.; Nassehi, V. 2004. Validity of a moving boundary finite element model for salt intrusion in a branching estuary. *Advances in Water Resources* 27, 725-735.
- DHI, 2009. Danish Hydraulic Institute, Dinamarca. Disponível em <http://www.dhigroup.com/software.aspx>. Acessado em 10 de dezembro de 2009.
- Dhondia, Z.; Stelling G. 2002. Application of one-dimensional—two-dimensional integrated hydraulic model for flood simulation and damage assessment. *International Conference on Hydroinformatics, Cardiff (Reino Unido)*, v. 5, 265–276.
- DNOS. 1974. Departamento Nacional de Obras contra as Secas. Estudos hidrológicos da bacia do Alto Paraguai. Relatório Técnico UNESCO/PNUD. Rio de Janeiro, 284 p.
- EPA, 1998. Stream Corridor Restoration – principles, processes and practices. Environmental Protection Agency, EUA.
- Fairfield, J.; Leymarie, P. 1991. Drainage networks from grid digital elevation models. *Water Resources Research* 27(5), 709-717.
- FAO 1988. Soils map of the world: revised legend. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Roma (Itália), 119 p.
- Feng, K.; Molz, F. 1997. A 2-D diffusion based wetland flow model. *Journal of Hydrology* 196, 230-250.
- Fischer-Antze, T.; Stoesser, T.; Bates, P.; Olsen, N.R.B. 2001. 3D numerical modelling of open-channel flow with submerged vegetation. *Journal of Hydraulic Research* 39(3), 303-310.
- Fragoso Jr., C.R.; Motta-Marques, D.M.L.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M.; van Nes, E.H. 2008. Modelling spatial heterogeneity of phytoplankton in Lake Mangueira, a large shallow subtropical lake in South Brazil. *Ecological Modelling* 219, 125-137.
- Fread, D.L. 1992. Flow Routing. In: Maidment. D. R. (ed.) *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill.
- Freitas, R.M.; Adami M.; Sugawara, L.M.; Shimabukuro, Y.E.; Moreira, M.A. 2007. Dinâmica da resposta espectral de duas sub-regiões do Pantanal Sul-Matogrossense. In: *Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto*. Florianópolis (SC), 3921-3928.
- Galperin, B.; Mellor, G.L. 1990. A time-dependent three-dimensional model of the Delaware Bay and river system. Part 1: Description of the model and tidal analysis. *Estuarine Coastal and Shelf Science* 31, 231–253.
- Germano, A.O. 2003. As implicações de decisões não consensuadas na gestão dos recursos hídricos: o caso do APM Manso. In: *Anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, ABRH, Curitiba (PR).
- Gillan, P.; Jempson, M.; Rogencamp, G. 2005. The importance of combined 2D/1D modelling of complex floodplain – Tatura case study. *Fourth Victorian Flood Management Conference*, Victoria (Austrália).

- Guardo, M.; Tomasello, R. 1995. Hydrodynamic Simulations of a Constructed Wetland in South Florida. *Water Resources Bulletin* 31(4), 687-701.
- Haile, A.T.; Rientjes, T.H. 2005. Effects of LIDAR DEM resolution in flood modelling: a model sensitivity study for the city of Tegucigalpa, Honduras. *Workshop Laser scanning 2005, Enschede (Holanda)*, 168-173.
- Hamilton, S.K. 1999. Potential effects of a major navigation project (Paraguay-Paraná Hidrovía) on inundation in the Pantanal floodplains. *Regulated Rivers: Research & Management* 15, 289-299.
- Hamilton, S.K.; Sippel, S.J.; Melack, J.M. 1996. Inundation patterns in the Pantanal wetland of South America determined from passive microwave remote sensing. *Archive Für Hydrobiologie* 137(1), 1-23.
- Hamilton, S.K.; Sippel, S.J.; Melack, J.M. 2002. Comparison of inundation patterns among major South American floodplains. *Journal of Geophysical Research* 107(D20), 8038.
- Hellweger, F.L.; Maidment, D.R. 1999. Definition and connection of hydrologic elements using geographic data. *Journal of Hydrologic Engineering* 4(1), 10-18.
- Hermanns, M. 2002. *Parallel Programming in Fortran 95 using OpenMP*. Universidad de Madrid, Madrid (Espanha), 75 p.
- Horritt, M.S.; Bates, P.D. 2001. Effects on spatial resolution on a raster based model of flood flow. *Journal of Hydrology* 253, 239-249.
- Horritt, M.S.; Bates, P.D. 2001. Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach. *Hydrological Processes* 15, 825-842.
- Horritt, M.S.; Bates, P.D. 2002. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology* 268, 87-99.
- Horritt, M.S.; Mason, D.C.; Cobby, D.M.; Davenport, I.J.; Bates, P.D. 2003. Waterline mapping in flooded vegetation from airborne SAR imagery. *Remote Sensing of Environment* 85, 271-281.
- Howard, A.D. 1996. Modelling channel evolution and floodplain morphology. In: Anderson, M.G.; Walling, D.E.; Bates, P.D. *Floodplain Processes*. John Wiley & Sons, Chichester (Inglaterra), 658 p., c. 2.
- Hunter, N.M.; Bates, P.D.; Horritt, M.S.; Wilson, M.D. 2007. Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: a review. *Geomorphology* 90, 208-225.
- Hunter, N.M.; Horritt, M.S.; Bates, P.D.; Wilson, M.D.; Werner, M.G. 2005. An adaptive time step solution for raster-based storage cell modelling of floodplain inundation. *Advances in Water Resources* 28, 975-991.
- Jensen, J.R. 2009. *Sensoriamento remoto do ambiente – uma perspectiva em recursos terrestres*. Prentice Hall Series in Geographic Information Science, 598 p.

- Jenson, S.K.; Domingue, J.O. 1988. Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information system analysis. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing* 54 (11), 1593-1600.
- Junk, W.J.; Bayley, P.B.; Sparks, R.E. 1989. The Flood Pulse Concept in River-Floodplain-Systems. *Canadian Special Publications for Fisheries and Aquatic Sciences* 106, 110-127.
- Junk, W.J.; Cunha, C.N. 2005. Pantanal: a large South American wetland at a crossroads. *Ecological Engineering* 24, 391-401.
- Kadlec, R.H. 1990. Overland flow in wetlands: vegetation resistance. *Journal of Hydraulic Engineering* 116(5), 691-706.
- Kastens, J.H. 2008. Some new developments on two separate topics: statistical cross validation and floodplain mapping. Tese (Doutorado em Matemática). Kansas University, Kansas (EUA), 191 p.
- Kellndorfer, J.; Walker, W.; Pierce, L.; Dobson, C.; Fites, J.A.; Hunsaker, C.; Vona, J.; Clutter, M. 2004. Vegetation height estimation from Shuttle Radar Topography Mission and National Elevation Datasets. *Remote Sensing of Environment* 93, 339-358.
- Kite, G. 2001. Modeling the Mekong: hydrological simulation for environmental impacts studies. *Journal of Hydrology* 253, 1-13.
- Knight, D.W. 1989. Hydraulics of Flood Channels. In: Beven, K. e Carling, P. (eds). *Floods: Hydrological, Sedimentological and Geomorphological Implications*. John Wiley & Sons, Chichester (Inglaterra), 290 p., c. 6.
- Knight, D.W.; Shiono, K. 1996. River channel and floodplain hydraulics. In: Anderson, M.G.; Walling, D.E.; Bates, P.D. *Floodplain Processes*. John Wiley & Sons, Chichester (Inglaterra), 658 p., c. 5.
- Kouwen, N.; Soulis, E.D.; Pietroniro, A.; Donald, J.; Harrington, R.A. 1993. Grouping response units for distributed hydrologic modelling. *Journal of Water Resources Management and Planning* 119(3), 289-305.
- Lane, S.N.; Bradbrook, K.F.; Richards, K.S.; Biron, P.A.; Roy, A.G. 1999. The application of computational fluid dynamics to natural river channels: three-dimensional versus two-dimensional approaches. *Geomorphology* 29(1-2), 1-20.
- Leitão, P. 2002. Integração de Escalas e de Processos na Modelação do Ambiente Marinho. Tese (Doutorado). Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa (Portugal).
- Leopold, L.B. 1994. *A view of the river*. Harvard University Press, Harvard (EUA), 298 p.
- Levasseur, A.; Shia, L.; Wells, N.C.; Purdie, D.A.; Kelly-Gerreyn, B.A. 2007. A three-dimensional hydrodynamic model of estuarine circulation with an application to Southampton Water UK. *Estuarine Coastal and Shelf Science* 73(3-4), 753-767.

- Liu, W.-C.; Hsu, M.-H.; Kuo, A.Y. 2007. Three-dimensional hydrodynamic and salinity transport modelling of Danshuei River estuarine system and adjacent coastal sea, Taiwan. *Hydrological Processes* 21(22), 3057-3071.
- Maidment, D.R. 1993. *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, 1400 p.
- Maidment, D.R. 2002. *Arc Hydro: GIS for Water Resources*, ESRI, Imprenta Redlands, Califórnia (EUA), 203 p.
- Manning, J.C. 1997. *Applied Principles of Hydrology*. Prentice Hall, Nova Jersey (EUA), 3a ed., 276 p.
- Marani, L.; Alvalá, P.C. 2007. Methane emissions from lakes and floodplains in Pantanal, Brazil. *Atmospheric Environment* 4, 1627-1633.
- Mark, D.M. 1984. Automated detection of drainage networks from digital elevation models. *Cartographica* 21(2-3), 168-178.
- Marks, K.; Bates, P. 2000. Integration of high-resolution topographic data with floodplain flow models. *Hydrological Processes* 14, 2109-2122.
- Martin, J.; McCutcheon, S. 1999. *Hydrodynamics and Transport for Water Quality Modeling*. Lewis Publishers.
- Martin, P.H.; LeBoeuf, E.J.; Dobbins, J.P.; Daniel, E.B.; Abkowitz, M.D. 2005. Interfacing GIS with water resource models: a state-of-the-art review. *Journal of the American Water Resources Association* 41(6), 1471-1487.
- Martz, L.W.; Garbrecht, J. 1999. An outlet breaching algorithm for the treatment of closed depressions in a raster DEM. *Computers & Geosciences* 25, 835-844.
- Mascarenhas, F.C.B.; Miguez, M.G. 1994. Modelação de grandes planícies de inundação por um esquema de células - Aplicação ao Pantanal de Mato Grosso. *RBE Caderno de Recursos Hídricos* 12(2).
- Merkel, W.H.; Kaushika, R.M.; Gorman, G. 2008. NRCS GeoHydro - A GIS interface for hydrologic modeling. *Computers & Geosciences* 34, 918-930.
- Mertes, L.A. 2002. Remote sensing of riverine landscapes. *Freshwater Biology* 47, 799-816.
- Miguez, M.G. 1994. Modelação matemática de grandes planícies de inundação através de um esquema de células de escoamento com aplicação ao Pantanal Matogrossense. Tese (Doutorado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro (RJ), 121 p.
- Miguez, M.G.; Mascarenhas, F.C.B. 1999. Modelação matemática de cheias urbanas através de um esquema de células de escoamento. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* 4(1), 119-140.
- Miles, S.B.; Ho, C.L. 1999. Applications and issues of GIS as tool for civil engineering modeling. *Journal of Computing in Civil Engineering* 13(3), 144-152.

- Moore, R.J.; Bell, V.A.; Jones, D.A. 2005. Forecasting for flood warning. *Comptes Rendus Geoscience – External Geophysics, Climate and Environment* 337, 203-217.
- Morvan, H.; Pender, G.; Wright, N.G.; Ervine, D.A. 2002. Three-dimensional hydrodynamics of meandering compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering* 128(7), 674-682.
- Moussa, R.; Bocquillon, C. 2009. On the use of the diffusive wave for modelling extreme flood events with overbank flow in the floodplain. *Journal of Hydrology* 374, 116-135.
- Neal, J.; Fewtrell, T.; Trigg, M. 2009. Parallelisation of storage cell flood models using OpenMP. *Environmental Modeling and Software* 24, 872–877.
- Nicholas, A.P.; McLelland, S.J. 2004. Computational fluid dynamics modelling of three-dimensional processes on natural river floodplains. *Journal of Hydraulic Research* 42(2), 131-143.
- Novo, E.M. 2006. Bases teóricas para o uso de imagens SAR no estudo de áreas alagadas. In: *Anais do 1º Simpósio de Geotecnologias no Pantanal*. Campo Grande (MS), 883-894.
- Novo, E.M. 2008. Ambientes fluviais. In: Florenzano, T.G. (org). *Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais*. Oficina de Textos. São Paulo (SP), c. 8, 219-246.
- Novo, E.M.; Barbosa, C.; Freitas, R.M. 2007. Sistemas aquáticos continentais. In: Rudorff, B.F.; Shimabukuro, Y.; Ceballos, J. *O sensor MODIS e suas aplicações ambientais no Brasil*, c. 19, 265-275.
- Olivera, F. 2001. Extracting hydrologic information from spatial data for HMS modeling. *Journal of Hydrologic Engineering* 6(6), 524-530.
- Olivera, F.; Valenzuela, M.; Srinivasan, R.; Choi, J.; Cho, H.; Koka, S.; Agrawal, A. 2006. ArcGIS-SWAT: A geodata model and GIS interface for SWAT. *Journal of the American Water Resources Association* 42(2), 295-309.
- Overton, I.C. 2005. Modelling floodplain inundation on a regulated river. *River Research and Applications* 21, 991-1001.
- Padovani, C.R. 2007. Monitoramento e sistema de alerta de inundações do Pantanal: proposta e resultados preliminares. In: *2º SIBRADEN - Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais e Tecnológicos*, ANAIS, Santos (SP).
- Paiva, R.C.D. Modelagem hidrológica e hidrodinâmica de grandes bacias - estudo de caso: bacia do rio Solimões. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), 182 p.
- Paz, A. R.; Collischonn, W. 2007a. River reach length and slope estimates for large-scale hydrological models based on a relatively high-resolution digital elevation model. *Journal of Hydrology* 343, 127-139.
- Paz, A.R.; Bravo, J.M.; Allasia, D.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2010. Large-scale hydrodynamic modeling of a complex river network and floodplains. *Journal of Hydrologic Engineering* 15(2), 152-165.

- Paz, A.R.; Collischonn, W. 2007b. Rede de drenagem para modelagem hidrológica distribuída. In: Anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, São Paulo (SP).
- Paz, A.R.; Collischonn, W. 2008. Derivação de rede de drenagem a partir de dados do SRTM. *Revista Geográfica Acadêmica* 2(2), 84-95.
- Paz, A.R.; Collischonn, W.; Risso, A.; Mendes, C.A.B. 2008. Errors in river lengths derived from raster digital elevation models. *Computers & Geosciences* 34, 1584-1596.
- Paz, A.R.; Collischonn, W.; Silveira, A.L.L. 2006. Improvements in large scale drainage networks derived from digital elevation models. *Water Resources Research* 42(8), W08502.
- Paz, A.R.; Villanueva, A.O.N.; Schettini, E.B.C. 2004. Wetting and drying algorithm to two-dimensional hydrodynamic modelling of wetlands. XXV CILAMCE Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, Recife (Brasil).
- Petryk, S.; Bosmajian III, G. 1975. Analysis of flow through vegetation. *Journal of Hydraulics Division* 101(HY7), 871-884.
- Pfafstetter, O. 1993. Simulação da propagação de cheias no Pantanal. In: Seminário sobre modelação de enchentes no Pantanal Matogrossense, Cuiabá (MT), 34-38.
- Pinho, J.L.S.; Vieira, J.M.P.; Antunes, J.S. 2001. Utilização de um modelo matemático bidimensional no estudo da hidrodinâmica da ria de Arosa. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Anais, Aracajú (SE).
- Podsetchine, V.; Schernewski, G. 1999. The influence of spatial wind inhomogeneity on flow patterns in a small lake. *Water Research* 33(15), 3348-3356.
- Poff, N.L.; Allan, J.D.; Bain, M.B.; Karr, J.R.; Prestegard, K.L.; Richter, B.D.; Sparks, R.E.; Stromberg, J.C. 1997. The natural flow regime: a paradigm for river conservation and restoration. *Bioscience* 47(11), 769-784.
- Ponce, V.M. 1995. Impacto hidrológico e ambiental da hidrovía Paraná-Paraguai no Pantanal Matogrossense – um estudo de referência. 134 p.
- Postel, S.; Richter, B. 2003. *Rivers for life: managing water for people and nature*. Island Press, Washington (EUA), 253 p.
- Pott, A.; Pott, V.J. 2004. Features and conservation of the Brazilian Pantanal wetland. *Wetlands Ecology and Management* 12, 547-552.
- Projeto RADAMBRASIL. 1982. Programa de Integração Nacional, Levantamento de Recursos Naturais. Ministério das Minas e Energia, Secretaria-Geral. Brasília (DF).
- Pullar, D.; Springer, D. 2000. Towards integrating GIS and catchment models. *Environmental Modelling & Software* 15, 451-459.

- Quinn, P.; Beven, K.; Chevallier, P.; Planchon, O. 1991. The prediction of hillslope flow paths for distributed hydrological modeling using digital terrain models. *Hydrological Processes* 5, 59-79.
- Rajar, R.; Cetina, M.; Sirca, A. 1997. Hydrodynamic and water quality modelling: case studies. *Ecological Modelling* 101, 209-228.
- Ramming, H-G. 1979. The Dynamics of Shallow Lakes Subject to Wind – An Application to Lake Neusiedl. Austria. In Graf, W.; Mortimer, C. (eds.). *Hydrodynamics of Lakes, Developments in Water Sciences*, 65-75.
- Remo, J.W.F.; Pinter, N. 2007. Retro-modeling the Middle Mississippi River. *Journal of Hydrology* 337, 421-435.
- Ribeiro, A.; Vieira da Silva, R.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2005 Hydrological modelling in Amazonia - use of the MGB-IPH model and alternative data base. *Proceedings of VII IAHS Scientific Assembly, Foz do Iguaçu (PR)*.
- Ribeiro, P.A.R. 2002. Desprendimento de vórtices e controle em esteira de cilindros por simulação numérica direta. *Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental)*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), 94 p.
- Rosauro, N.M.L.; Schettini, E.B.C. 1989. Aplicação de um modelo bi-dimensional à Laguna dos Patos – RS – Brasil. In: 6o Encuentro Nacional de Investigadores y Usuarios del Metodo de los Elementos Finitos, Anais, San Carlos de Bariloche (Argentina).
- Rosman, P.C. 1989. Modelos de circulação em corpos d'água rasos. In: Silva, R.V. (ed.). *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos*, ABRH, v. 1, c. 3, 156-221.
- Rosman, P.C. 2001. Um sistema computacional de hidrodinâmica ambiental. In: Silva, R. V. (ed.). *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos*, ABRH, v. 5, c. 1, 1-161.
- Ross, M.A.; Tara, P.D. 1993. Integrated hydrologic modeling with geographic information systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 119(2), 129-140.
- Seibert, J.; McGlynn, B.L. 2007. A new triangular multiple flow direction algorithm for computing upslope areas from gridded digital elevation models. *Water Resources Research* 43 (W04501).
- Shuttleworth, W.J. 1993. Evaporation. In: Maidment, D. R. *Handbook of hydrology* McGraw-Hill, Nova York (EUA).
- Silva, B.C.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M.; Clarke, R.T.; Corbo, M.D. 2007. Previsão hidroclimática de vazão de curto prazo na bacia do rio São Francisco. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* 12(3), 31-41.
- Silva, T.S.; Freitas, R.M.; Novo, E.M. 2007. Monitoramento de áreas alagáveis. In: Rudorff, B.F; Shimabukuro, Y.; Ceballos, J. *O sensor MODIS e suas aplicações ambientais no Brasil*, c. 18, 255-263.

- Singh, V.P.; Frevert, D.K. 2006. Watershed models. Taylor & Francis. Boca Raton (EUA), 653 p.
- Smith, L.C. 1997. Satellite remote sensing of river inundation area, stage and discharge: a review. *Hydrological Processes* 11, 1427-1439.
- Soille, P.; Vogt, J.; Colombo, R. 2003. Carving and adaptive drainage enforcement of grid digital elevation models. *Water Resources Research* 39(12), 1366.
- Somes, N.L.; Bishop, W.A.; Wong, T.H. 1999. Numerical Simulation of Wetland Hydrodynamics. *Environment International* 25(6/7), 773-779.
- Souza, C.F.; Collischonn, W.; Tucci, C.E. 2007. Simulação hidrodinâmica via aquisição remota de dados. In: XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Anais, São Paulo (SP).
- Stelling, G.S.; Duijnmeijer, S.P.A. 2003. A staggered conservative scheme for every Froude number in rapidly varied shallow water flows. *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 43, 1329-1354.
- Stelling, G.S.; Verwey, A. 2005. Numerical flood simulation. *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. John Wiley & Sons.
- Stephenson, D.B. 2000. Use of the “odds ratio” for diagnosing forecast skill. *Weather and Forecasting* 15, 221-232.
- Stewart, M.D.; Bates, M.D.; Anderson, M.G.; Price, D.A.; Burt, T.P. 1999. Modelling floods in hydrologically complex lowland river reaches. *Journal of Hydrology* 223, 85-106.
- Sui, D.Z.; Maggio, R.C. 1999. Integrating GIS with hydrological modeling: practices, problems, and prospects. *Computers, Environment and Urban Systems* 23, 33-51.
- Sun, G.; Ranson, K.J.; Kharuk, V.I.; Kovacs, K. 2003. Validation of surface height from shuttle radar topography mission using shuttle laser altimeter. *Remote Sensing of Environment* 88, 401-411.
- Syme, W.J.; Apelt, C.J. 1990. Linked two-dimensional/one-dimensional flow modeling using the shallow water equations. *Conference on Hydraulics In Civil Engineering*. The Institute of Engineers of Austrália, Sydney (Austrália), 28-32.
- Tang, Q.; Oki, T.; Kanae, S. 2006. A distributed biosphere hydrological model (DBHM) for large river basin. *Annual Journal of Hydraulic Engineering* 50, 1-6.
- Tarboton, D.G. 1997. A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models. *Water Resources Research* 33(2), 309-319.
- Tayefi, V.; Lane, S.N.; Hardy, R.J.; Yu, D. 2007. A comparison of one- and two-dimensional approaches to modelling flood inundation over complex upland floodplains. *Hydrological Processes* 21(23), 3190-3202.
- Tribe, A. 1992. Automated recognition of valley lines and drainage networks from grid digital elevation models: a review and a new method. *Journal of Hydrology* 139, 263-293.

- Tsujimoto, T. 1999. Fluvial processes in streams with vegetation. *Journal of Hydraulic Research* 37(6), 789-803.
- Tucci, C.E.M. 1978. Hydraulic and water quality model for a river network. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos). Colorado State University, EUA, 218 p.
- Tucci, C.E.M. 1998. Modelos Hidrológicos. Editora da UFRGS, 2ª edição, Porto Alegre (RS), 678 p.
- Tucci, C.E.M.; Clarke, R.T.; Collischonn, W.; Dias, P.L.S.; Sampaio, G. 2003. Long term flow forecast based on climate and hydrological modeling: Uruguay river basin. *Water Resources Research* 39(7), 1181.
- Tucci, C.E.M.; Marengo, J.A.; Silva Dias, P.L.; Collischonn, W.; Silva, B.C.; Clarke, R.T.; Cardoso, A.O.; Juarez, R.N.; Sampaio, G.; Chan, C.S; Tomasella, J. 2005. Previsão de vazões na bacia do Rio São Francisco com base na previsão climática. Relatório Técnico Final, Projeto OMM/98/00, ANEEL, Porto Alegre (RS), 368 p.
- Tucci, C.E.M.; Villanueva, A.; Collischonn, W.; Allasia, D.G.; Bravo, J.; Collischonn, B. 2005. Projeto de Implementação de Práticas de Gerenciamento Integrado de Bacia Hidrográfica para o Pantanal e Bacia do Alto Paraguai, Subprojeto 5.4 – Modelo Integrado de Gerenciamento Hidrológico da Bacia do Alto Paraguai, ANA/GEF/PNUMA/OEA, Porto Alegre (RS), 554 p.
- Turner, A.K.; Clift, T.R.; Win, M.; Langford, K.J. 1978. Discharge-depth equation for shallow flow. *Journal of the Irrigation and Drainage Division* 104(IR1), 95-110.
- Venugopal, V.; Basu, S.; Foufoula-georgiou, E. 2005. A new metric for comparing precipitation patterns with an application to ensemble forecasts. *Journal of Geophysical Research* 110(D08111).
- Verwey, A. 2001. Latest developments in floodplain modeling – 1D/2D integration. In: *Proceedings of the Conference on Hydraulics in Civil Engineering*. The Institution of Engineers, Austrália.
- Verwey, A. 2005. Hydroinformatics support to flood forecasting and flood management. In: *The Fourth Inter-Celtic Colloquium on Hydrology and Management of Water Resources*, Guimarães (Portugal).
- Vila da Silva, J.S. 1991. Aplicações de técnicas de sensoriamento remoto e sistema de informações geográficas na avaliação da dinâmica de inundação no Pantanal. Dissertação de Mestrado. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José dos Campos (SP), 140 p.
- Villanueva, A.N. 1998. Simulação de áreas de inundação dinâmicas: canais compostos e wetlands. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), 125 p.
- Wang, M.; Hjelmfelt, A.T. 1998. DEM based overland flow routing model. *Journal of Hydraulic Engineering* 3(1), 1-8.

- Weiyang, T. 1992. *Shallow Water Hydrodynamics – Mathematical Theory and Numerical Solution of a Two-dimensional System of Shallow Water Equations*. Elsevier Oceanography Series, 55.
- Werner, M.; Ververs, M.; van Haselen, C.; Pakes, U.; Daamen, K.; Muerlebach, M. 2000. A comparison of methods for generating cross sections for flood modelling using detailed floodplain elevation models. In: Bronstert, A.; Bismuth, C.; Menzel, L. (Eds). *European Conference on Advances in Flood Research*. Potsdam (Alemanha), 73-84..
- Werner, M.G. 2004. A comparison of flood extent modelling approaches through constraining uncertainties on gauge data. *Hydrology and Earth System Sciences* 8(6), 1141-1152.
- Werner, M.G.; Hunter, N.M.; Bates, P.D. 2005. Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation. *Journal of Hydrology* 314, 139-157.
- Wigmosta, M.S.; Vail, L.W.; Lettenmaier, D.P. 1994 A distributed hydrology-vegetation model for complex terrain. *Water Resources Research* 30(6), 1665-1679.
- Wilks, D.S. 2006. *Statistical Methods in the Atmospheric Sciences*. 2nd ed. Academic Press, 467 p.
- Wilson, M.; Bates, P.; Alsdorf, D.; Forsberg, B.; Horritt, M. 2007. Modeling large-scale inundation of Amazonian seasonally flooded wetlands. *Geophysical Research Letters*, 34, L15404.
- Wilson, M.D.; Atkinson, P.M. 2005. Prediction uncertainty in elevation and its effect on flood inundation modelling. In: Atkinson, P.M.; Foody, G.M.; Darby, S.; Wu, F. (Eds.). *GeoDynamics*, Wiley, Chichester (Inglaterra), 185-222.
- Wong, T.H.F.; Laurenson, E.M. 1983. Wave Speed-Discharge Relations in Natural Channels. *Water Resources Research* 19(3), 701-706.
- Yang, J.; Townsend, R.D.; Daneshfar, B. 2006. Applying the HEC-RAS model and GIS techniques in river network floodplain delineation. *Canadian Journal of Civil Engineering* 33, 19-28.
- Yapo, P.O.; Gupta, H.V.; Sorooshian, S. 1998 Multi-objective global optimization for hydrologic models. *Journal of Hydrology* 204, 83-97.
- Yu, D.; Lane, S.N. 2006a. Urban fluvial flood modelling using a two-dimensional diffusion-wave treatment - Part 2: development of a sub-grid-scale treatment. *Hydrological processes* 20 (7), 1451-1659.
- Zeilhofer, P.; Moura, R.M. 2009. Hydrological changes in the northern Pantanal caused by the Manso dam: impact analysis and suggestions for mitigation. *Ecological Engineering* 35, 105–117.
- Zhang, B.; Wu, T.Y.; Hou, T.Y. 1990. A shallow water finite element model for moving fronts. In: Gambolati, G. (Ed.), *Computational methods in surface hydrology*, Venezia (Itália), 91-97.

Anexo A – Listagem dos postos pluviométricos e disponibilidade de dados.

Tabela A.1 – Listagem dos postos pluviométricos na região da BAP disponibilizados pela HidroWEB/ANA e utilizados nesta pesquisa.

Código	Longitude (°)	Latitude (°)						
01454002	-54.9728	-14.8942	01656001	-56.3333	-16.4333	01955000	-55.7922	-19.9431
01455004	-55.2733	-14.8103	01656002	-56.5450	-16.3203	01956001	-56.7122	-19.1733
01455008	-55.8550	-14.8439	01656003	-56.2233	-16.9211	01956002	-56.2000	-19.5667
01456001	-56.8489	-14.5200	01656004	-56.6319	-16.9442	01956003	-56.2042	-19.6781
01456003	-56.8136	-14.4508	01657002	-57.7481	-16.7333	01956004	-56.0889	-19.0033
01456004	-56.1225	-14.6528	01657003	-57.6833	-16.0667	01956005	-56.9847	-19.8617
01456008	-56.4117	-14.8342	01657004	-57.2564	-16.0364	01956008	-56.4064	-19.3592
01457000	-57.7678	-14.8506	01658000	-58.3389	-16.3944	01957002	-57.6019	-19.0058
01457001	-57.4681	-14.6319	01754000	-54.1389	-17.2072	01957003	-57.2353	-19.2583
01554006	-54.9672	-15.9883	01754002	-54.7567	-17.5869	01957004	-57.7894	-19.9186
01555000	-55.2967	-15.4078	01754004	-54.3131	-17.8308	01957005	-57.5933	-19.3053
01555001	-55.7289	-15.4689	01755000	-55.2322	-17.4917	01957006	-57.4372	-19.6006
01555007	-55.4369	-15.3656	01755001	-55.7894	-17.7847	02054005	-54.8117	-20.4936
01555008	-55.7389	-15.2336	01755003	-56.0081	-17.2014	02054009	-54.8717	-20.4950
01556000	-56.2317	-15.3550	01756000	-56.5856	-17.0572	02055001	-55.3928	-20.1269
01556001	-56.3497	-15.7739	01756001	-56.3847	-17.2914	02055002	-55.4275	-20.4481
01556005	-56.3656	-15.2067	01756002	-56.7028	-18.0525	02055003	-55.4447	-20.2914
01556006	-56.6119	-15.6361	01757001	-57.3594	-17.1428	02055004	-55.6442	-20.0703
01556007	-56.1336	-15.6989	01757002	-57.7833	-17.2333	02056001	-56.3683	-20.2414
01557000	-57.2311	-15.3258	01853000	-53.2889	-17.8114	02056003	-56.0911	-20.7619
01557001	-57.1825	-15.0767	01853002	-54.2781	-18.1983	02056005	-56.7953	-20.1019
01557003	-57.4750	-15.6367	01853004	53.1339	-18.5467	02056007	-56.9839	-20.9267
01557005	-57.8106	-15.0933	01853005	-53.6414	-18.6736	02057000	-57.6478	-20.2908
01558000	-58.1133	-15.2456	01854001	-54.5603	-18.1164	02155001	-55.8242	-21.1494
01558001	-57.8944	-15.4672	01854002	-54.8322	-18.9100	02156000	-56.5169	-21.1153
01558004	-58.5878	-15.4400	01854003	-54.3572	-18.6492	02156001	-56.0900	-21.4403
01558005	-58.4647	-15.8533	01854004	-54.8000	-18.4333	02157003	-57.0383	-21.1900
01654000	-54.6564	-16.4706	01854006	-54.5989	-18.7242	02157005	-57.3578	-21.6883
01654001	-54.2639	-16.6733	01857001	-57.4886	-18.0386	02255002	-55.9419	-22.1856
01654004	-54.4072	-16.8422	01857002	-56.9731	-18.2364	02256001	-56.5264	-22.1089
01654005	-54.1522	-16.3911	01857003	-57.3911	-18.3939	02257000	-57.0292	-22.0308
01655000	-55.5864	-16.3561	01954002	-54.8919	-19.9517	02257001	-57.3039	-22.2236
01655001	-55.2064	-16.6081	01954003	-54.9833	-19.4394			
01655002	-55.9658	-16.1922	01954004	-54.0356	-19.5336			
01655003	-55.5214	-16.7275	01954005	-54.3586	-19.9178			
01655004	-55.9061	-16.8883	01954006	-54.1728	-19.3025			
			01954007	-54.4906	-19.4128			

(continuação) Tabela A.2 – Disponibilidade de dados dos postos pluviométricos na região da BAP provenientes do HidroWEB/ANA no período de 1995 a 2006.

Ano	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006												
Mês	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
01756001																								
01756002																								
01757001																								
01757002																								
01853000																								
01853002																								
01853004																								
01853005																								
01854001																								
01854002																								
01854003																								
01854004																								
01854006																								
01857001																								
01857002																								
01857003																								
01954002																								
01954003																								
01954004																								
01954005																								
01954006																								
01954007																								
01955000																								
01956001																								
01956002																								
01956003																								
01956004																								
01956005																								
01956008																								
01957002																								
01957003																								
01957004																								
01957005																								
01957006																								
02054005																								
02054009																								
02055001																								
02055002																								
02055003																								
02055004																								
02056001																								
02056003																								
02056005																								
02056007																								
02057000																								
02155001																								
02156000																								
02156001																								
02157003																								
02157005																								
02255002																								
02256001																								
02257000																								
02257001																								

Legenda: mês sem falhas
 mês com 1 a 15 dias de falhas
 mês com mais de 15 dias de falhas

Anexo B – Listagem dos postos meteorológicos e disponibilidade de dados.

Tabela B.1 Listagem dos postos meteorológicos na região da BAP.

Código	Longitude (°)	Latitude (°)
833620	-56.108	-15.622
835520	-57.650	-19.000
835540	-57.660	-19.000
836120	-54.660	-20.460
837030	-55.700	-22.500
852070	-60.950	-16.360
852100	-58.310	-16.380
852470	-60.750	-17.830
852680	-59.750	-18.310
852890	-57.730	-19.000
853150	-63.560	-20.050
853450	-63.500	-21.260
853650	-63.700	-22.010
860110	-59.360	-19.530
860330	-58.160	-20.210
860680	-60.600	-22.010
860860	-57.860	-22.280
860970	-55.650	-22.580

Tabela B.2 – Disponibilidade de dados diários dos postos meteorológicos da região da BAP (número de dias com dados disponíveis para cada mês).

código	1995												1996												1997											
	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
860860	0	0	0	0	0	11	4	12	0	7	4	31	9	7	8	4	16	11	24	6	30	17	13	31	31	22	24	19	23	13	11	2	20	13	0	7
860680	22	28	0	1	14	18	9	20	0	0	4	0	3	0	8	0	1	2	12	0	24	0	13	31	6	2	15	2	0	0	31	31	7	13	0	9
860330	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	7	6	3	0	0	1	0	0	0	0	3	5	0	5	23	4	8	0	1
860110	31	3	31	22	11	30	6	31	30	31	4	10	4	7	7	4	16	0	28	4	10	0	2	9	8	20	24	12	31	30	29	31	19	13	0	9
853650	31	23	31	21	31	30	31	31	30	18	30	2	0	18	31	17	31	30	7	31	30	31	30	31	31	28	31	30	31	0	31	31	30	31	30	16
853450	31	28	31	21	31	30	31	31	30	18	30	2	0	18	4	17	31	30	7	3	30	26	30	31	31	28	31	30	31	5	31	31	7	31	30	16
853150	31	28	31	21	31	5	28	1	30	31	30	31	2	18	25	17	31	30	7	31	30	2	30	31	31	28	31	30	31	0	31	31	30	31	30	16
852890	31	28	31	21	31	5	31	31	30	31	30	31	31	29	31	30	31	30	7	31	30	2	14	31	31	28	31	30	31	0	31	31	30	31	30	31
852680	31	28	31	21	31	5	31	31	30	31	30	31	2	18	25	17	31	30	7	31	30	2	30	31	31	28	31	30	31	0	31	31	30	31	30	16
852470	0	4	11	1	6	3	1	12	2	0	18	2	6	3	2	17	31	30	7	31	30	2	21	31	31	28	8	5	17	0	31	31	30	20	30	16
852100	3	4	0	2	1	5	2	2	0	3	3	2	0	1	0	1	1	8	5	1	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0	0
852070	31	28	31	21	31	5	31	31	30	31	30	31	31	18	25	17	31	30	7	31	30	2	30	31	31	28	31	30	31	0	31	31	30	31	30	16
837030	1	27	1	24	4	30	15	26	14	4	2	27	1	4	0	1	1	1	9	31	30	13	30	31	31	7	21	30	31	0	25	22	5	7	0	0
836120	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	1	31
835540	4	3	11	5	5	2	10	5	4	4	1	0	0	2	0	6	1	1	0	5	2	8	5	0	0	3	4	2	5	6	2	2	6	0	0	0
835520	0	26	4	7	0	17	7	12	9	4	0	8	4	0	0	0	0	4	18	30	8	18	0	31	7	7	18	31	0	13	22	5	2	0	0	
833620	4	28	31	30	0	30	7	31	14	15	0	9	0	2	3	14	16	30	31	31	30	12	30	31	31	7	31	30	31	30	13	31	30	13	0	0
860970	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	4	3	9	7	8	0	31	16	31	31	10	0	13	28	31	28	24	19	31	30	31	31	30	10	0	7

código	1998												1999												2000														
	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez			
860860	2	1	21	0	8	3	15	13	3	1	0	0	0	0	0	8	1	3	19	30	0	25	2	12	5	25	19	30	6	16	1	26	8	18	24	27			
860680	2	28	8	4	9	3	15	1	3	1	14	1	0	0	0	8	7	1	5	7	0	2	2	12	5	12	4	14	6	16	0	26	20	0	24	27			
860330	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	3	0	1	3	0	0	6	0	2	2	0	6	17			
860110	2	0	10	1	8	2	15	10	3	1	0	0	0	0	0	8	1	0	19	0	0	25	2	12	4	25	18	30	6	4	0	9	2	7	24	25			
853650	29	0	31	30	31	30	31	31	30	31	30	23	9	28	31	30	6	30	31	31	0	3	30	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	29	27			
853450	29	0	31	30	31	30	31	15	30	31	30	23	9	28	31	30	6	30	31	31	0	3	30	4	31	29	31	30	22	30	31	31	9	31	19	27			
853150	29	0	31	30	31	30	31	31	30	31	30	23	9	28	31	30	6	3	31	31	0	3	30	31	31	31	29	31	30	31	30	27	31	30	31	29	27		
852890	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	23	9	28	30	30	6	3	31	31	0	31	30	31	31	31	29	28	30	31	30	27	31	30	31	29	27		
852680	29	0	31	30	31	30	31	31	30	31	30	23	0	28	31	30	6	3	31	31	0	3	30	31	31	31	29	31	30	31	30	27	31	30	31	29	27		
852470	29	0	31	30	31	30	31	31	30	31	30	23	9	28	31	30	6	3	31	31	0	3	30	31	31	31	29	31	30	31	30	22	30	27	31	30	11	29	27
852100	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	0	3	0	0	0	3	4	0	8	2	0	0	0	0	0	0	1	3	19		
852070	29	0	31	30	31	30	31	31	30	31	30	23	9	28	31	28	6	3	31	31	0	3	30	31	31	31	29	31	30	31	30	27	31	30	31	29	27		
837030	16	28	27	1	8	1	15	11	3	9	6	0	9	14	17	7	1	30	5	31	0	3	27	31	31	6	31	30	8	16	31	12	30	4	11	27			
836120	31	28	31	30	8	30	31	31	30	31	30	23	9	28	31	30	31	30	31	31	0	31	30	31	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	29	27		
835540	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
835520	16	28	27	1	8	2	15	11	3	9	24	0	9	15	17	7	1	30	31	31	0	3	27	31	31	29	31	30	31	30	31	12	30	8	12	28			
833620	1	2	3	0	0	0	2	0	1	2	6	0	9	15	17	30	1	30	31	31	0	31	30	31	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	29	28		
860970	2	28	21	1	8	2	15	15	3	1	24	0	0	0	0	8	1	3	4	14	0	25	2	12	5	25	18	13	0	16	15	4	8	15	24	26			

Legenda:  mês com menos de 15 falhas
 mês com mais de 15 falhas
 mês sem dados

Anexo C – Disponibilidade de dados diários de vazão no período 1995 a 2006 nos postos fluviométricos selecionados como condição de contorno ou ponto de controle do modelo hidrodinâmico 1D.

Anexo D – Perfis longitudinais dos grandes trechos de rio representados no modelo hidrodinâmico 1D

Perfis longitudinais dos grandes trechos de rio representados no modelo hidrodinâmico 1D: comparação entre elevação da planície (Zplan), fundo dos canais (Zfundo), elevação da margem dos canais (Zmargem) e definição da cota de vertimento em cada seção (Zvert).

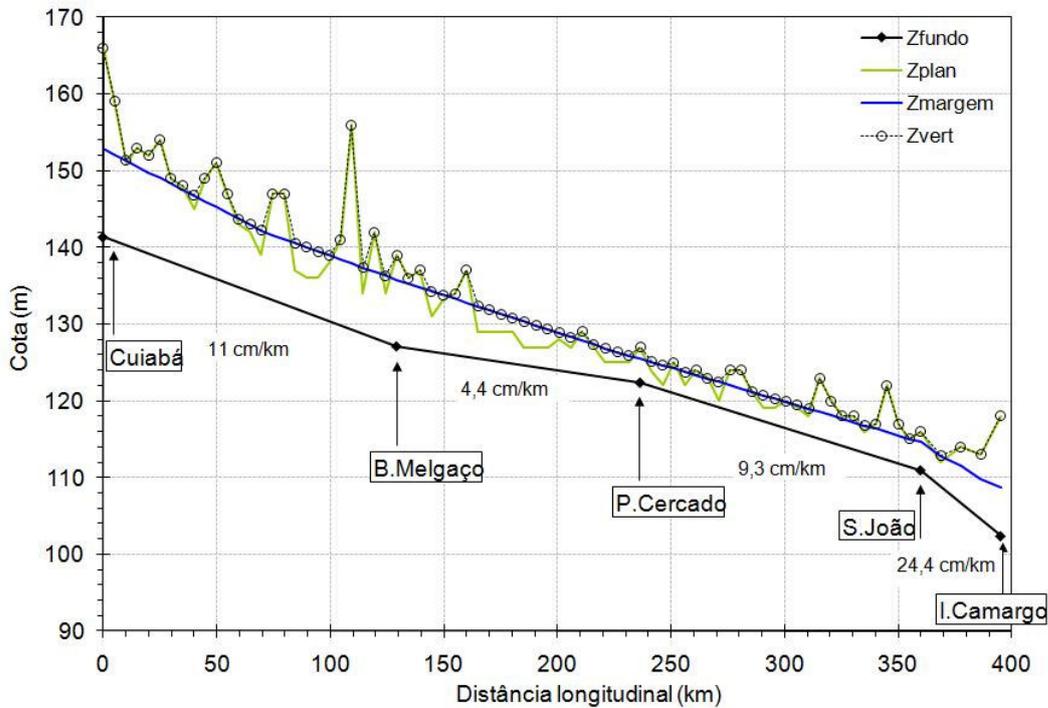


Figura D.1 – (GT1) Rio Cuiabá, no trecho desde Cuiabá (condição de contorno) até afluência do rio São Lourenço nas proximidades do posto fluviométrico Ilha Camargo.

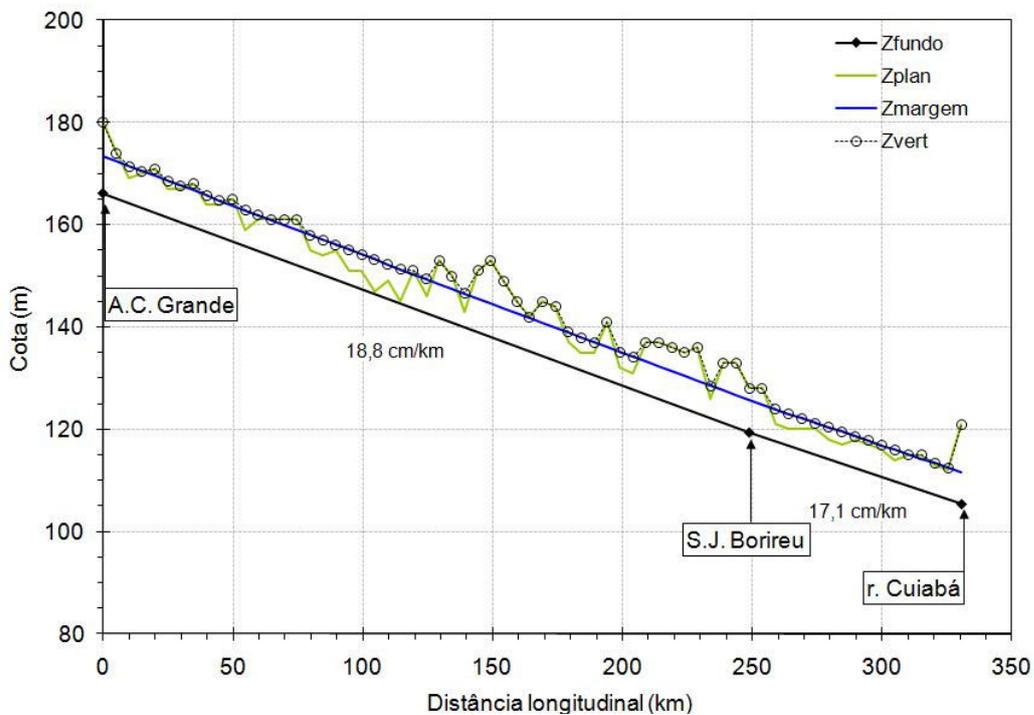


Figura D.2 – (GT2) Rio São Lourenço, no trecho desde Acima do Córrego Grande (condição de contorno) até confluência com rio Cuiabá.

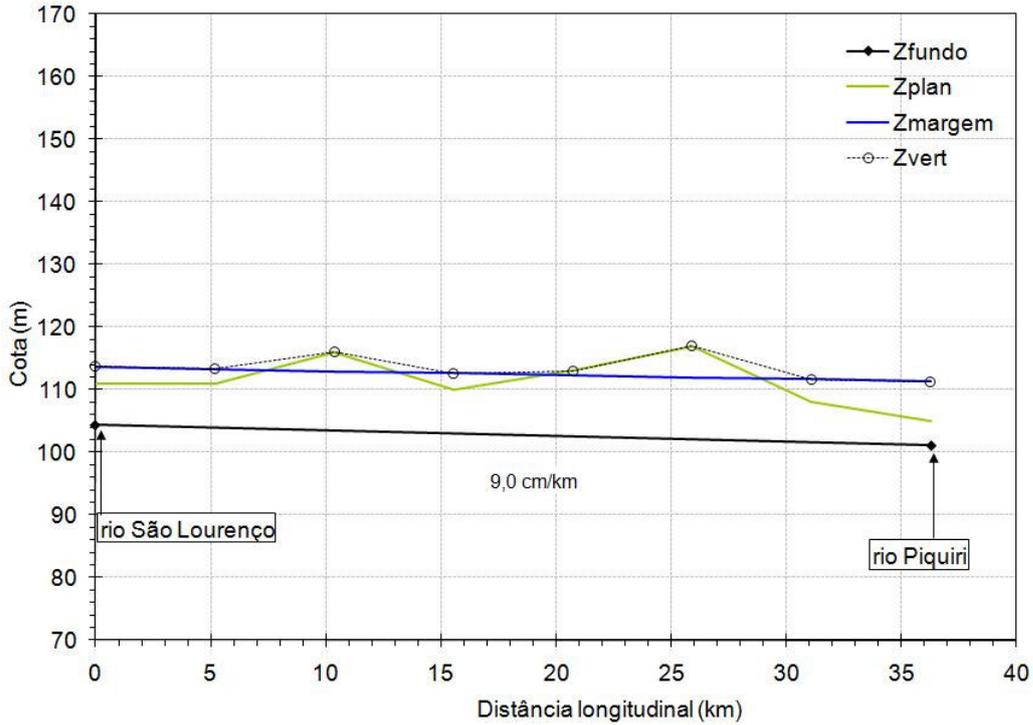


Figura D.3 – (GT3) Rio Cuiabá, no trecho desde a afluição do rio São Lourenço até afluição do rio Piquiri.

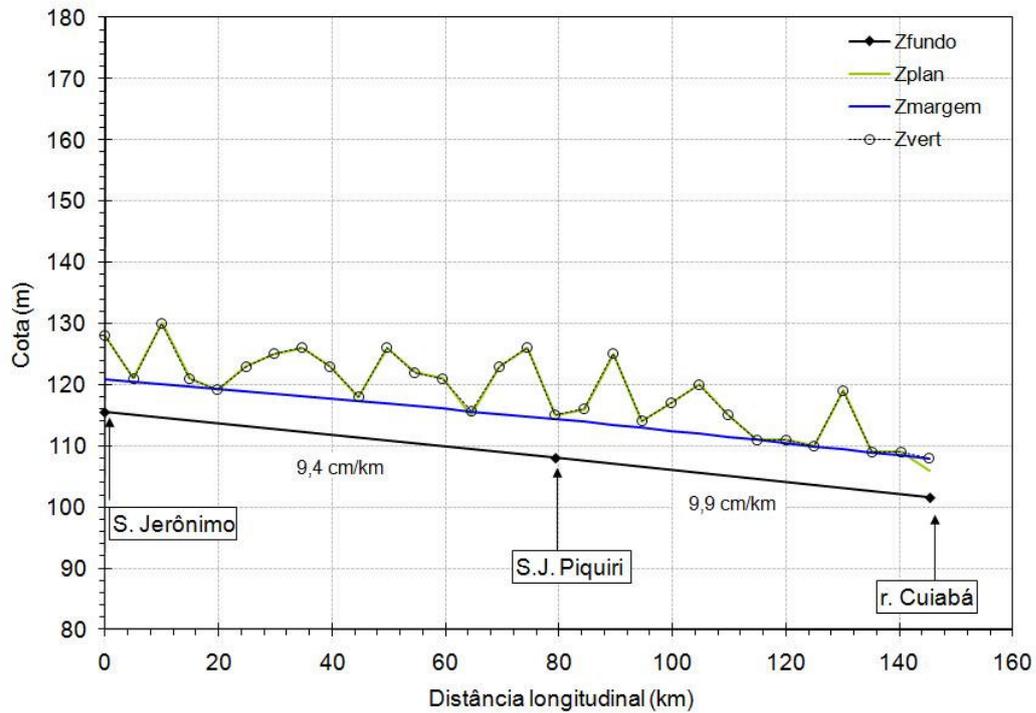


Figura D.4 – (GT4) Rio Piquiri, no trecho desde São Jerônimo (condição de contorno) até confluência com rio Cuiabá.

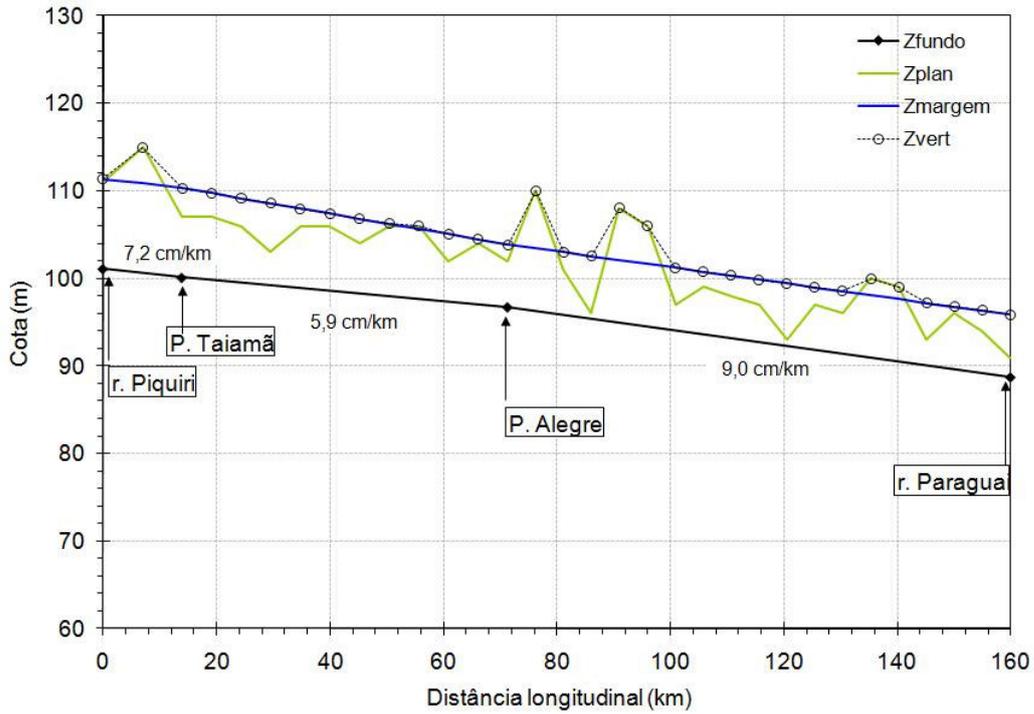


Figura D.5 – (GT5) Rio Cuiabá, no trecho desde a afluição do rio Piquiri até confluência com rio Paraguai.

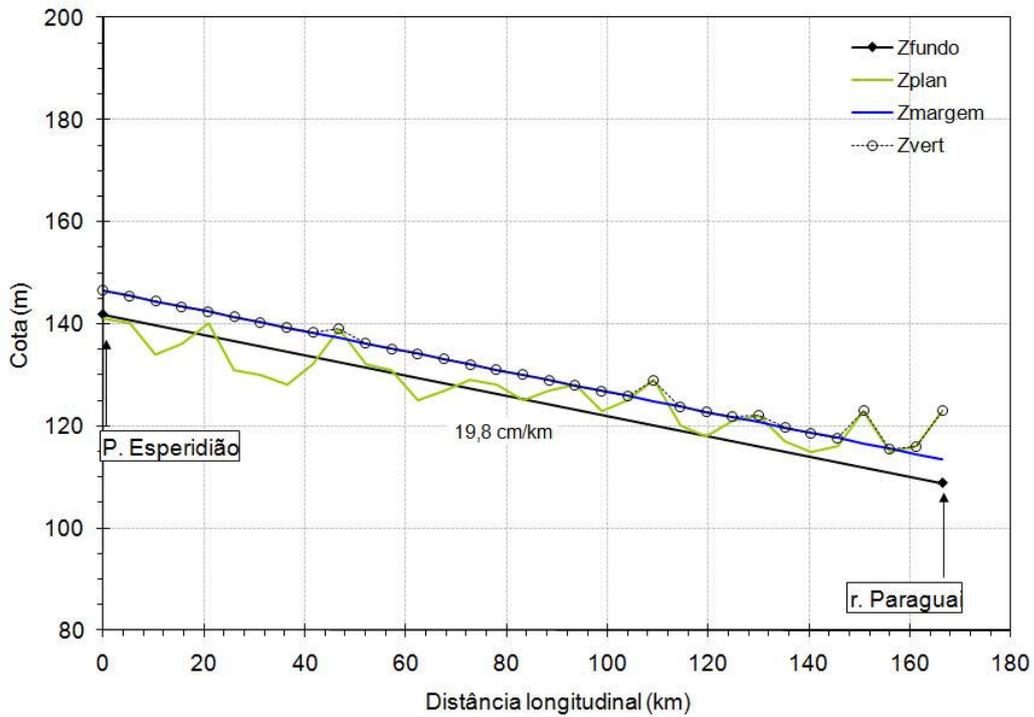


Figura D.6 – (GT6) Rio Jauru, no trecho desde Porto Esperidião (condição de contorno) até confluência com rio Paraguai.

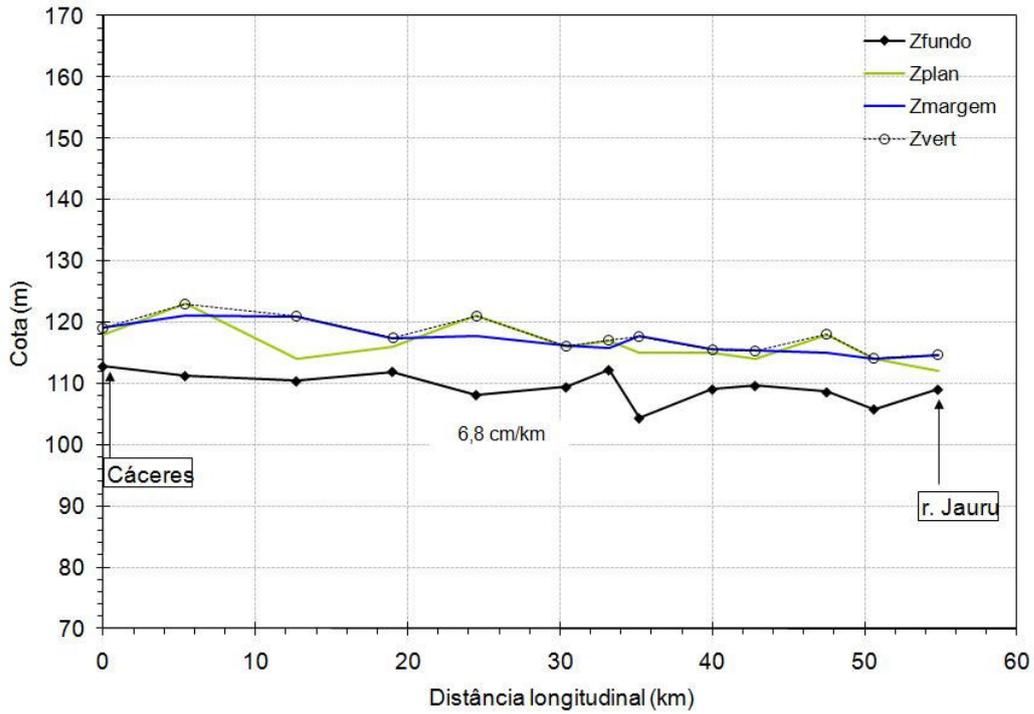


Figura D.7 - (GT7) Rio Paraguai, no trecho desde Cáceres (condição de contorno até afluência do rio Jauru).

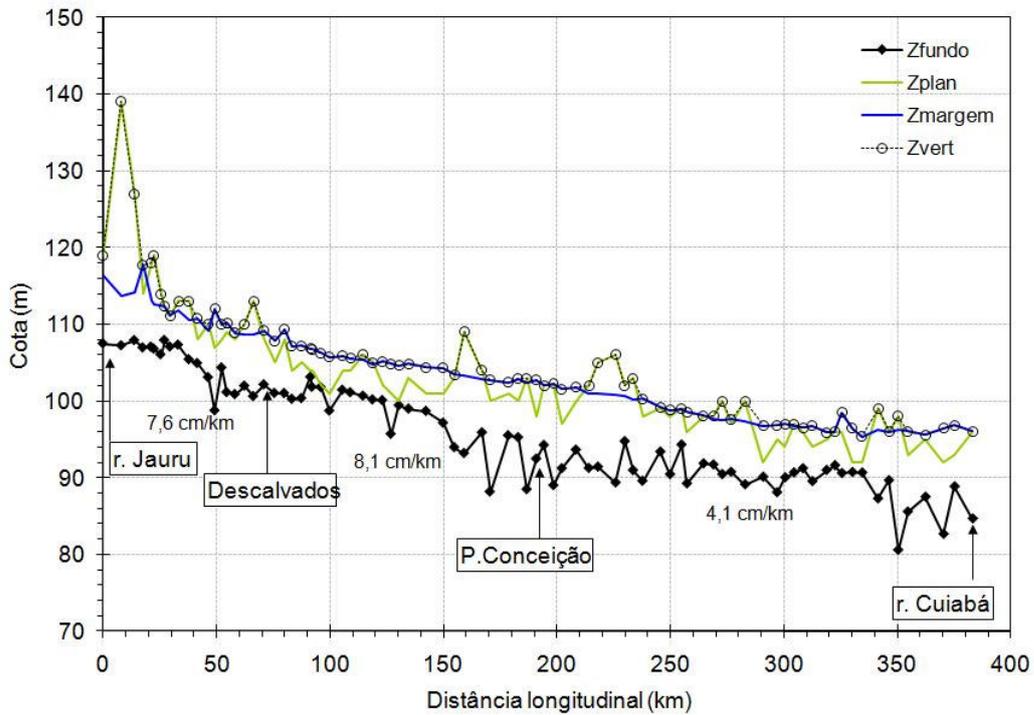


Figura D.8 – (GT8) Rio Paraguai, no trecho desde afluência do rio Jauru até afluência do rio Cuiabá.

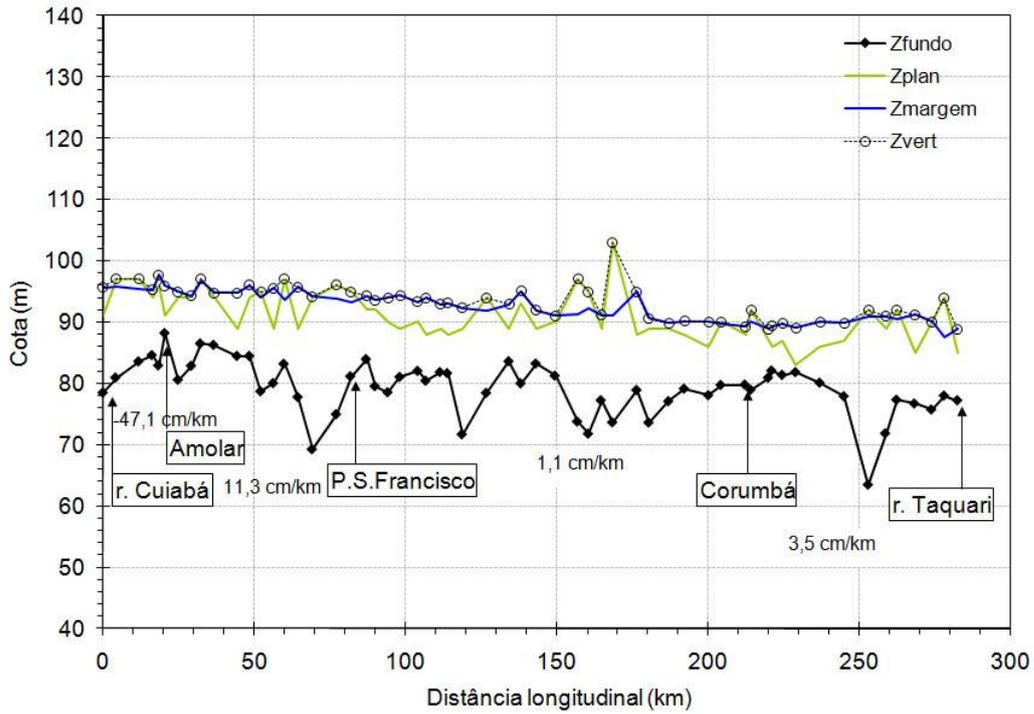


Figura D.9 – (GT9) Rio Paraguai, no trecho desde afluência do rio Cuiabá até afluência do rio Taquari.

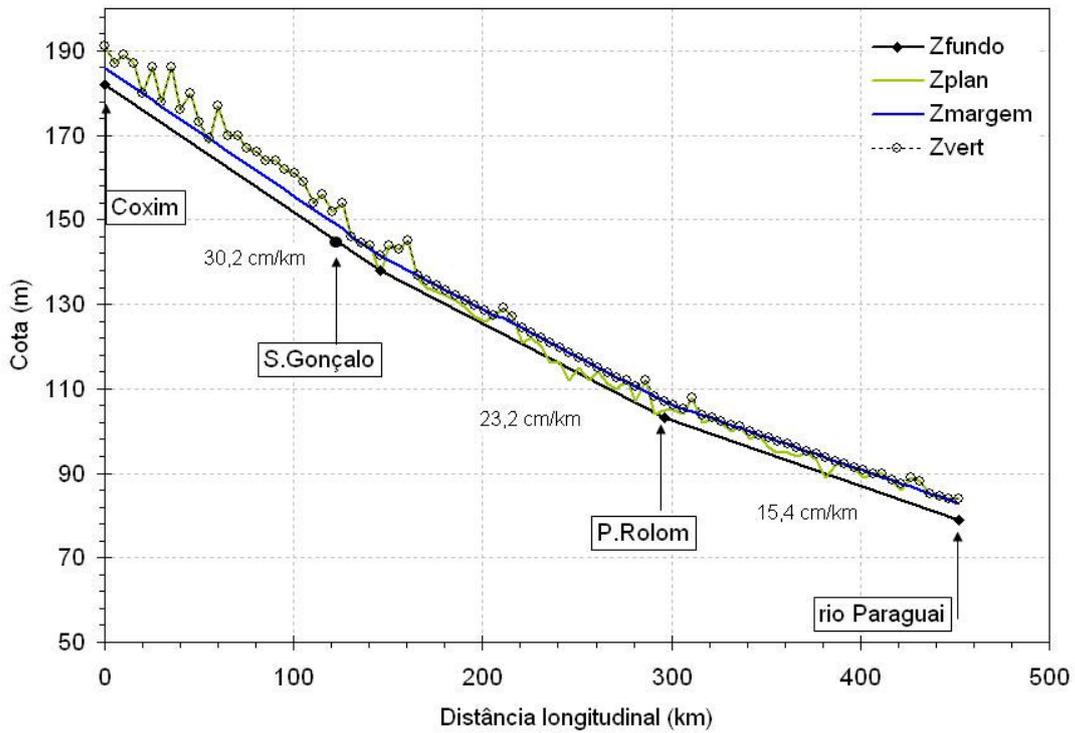


Figura D.10 – (GT10) Rio Taquari, no trecho desde Coxim (condição de contorno) até confluência com rio Paraguai.

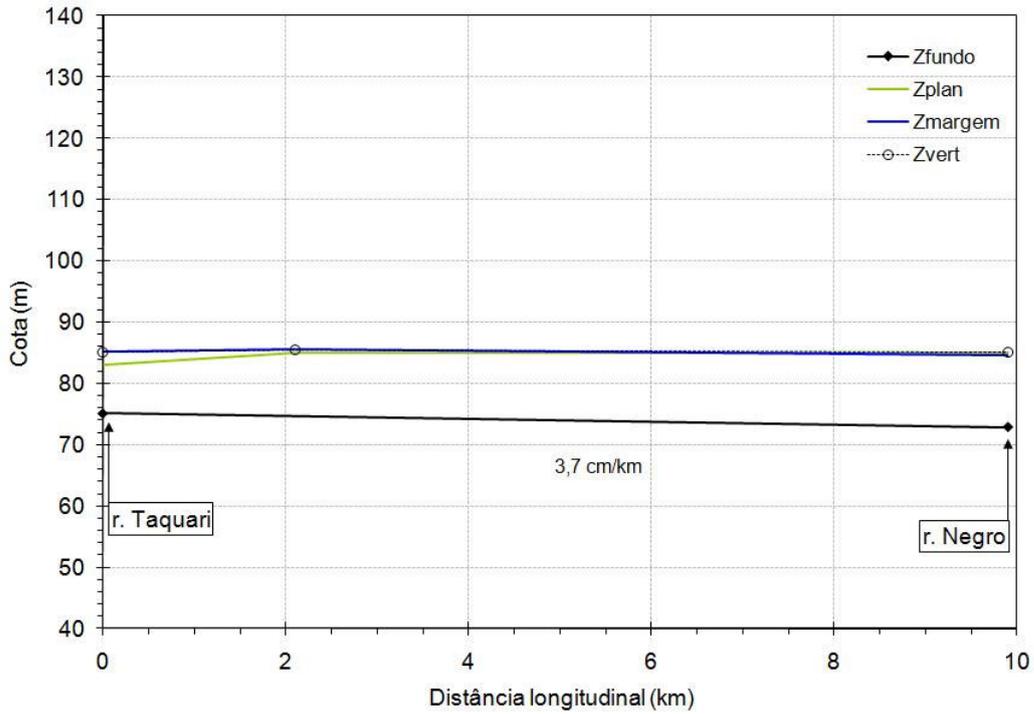


Figura D.11 – (GT11) Rio Paraguai, no trecho desde afluência do rio Taquari até afluência do rio Negro.

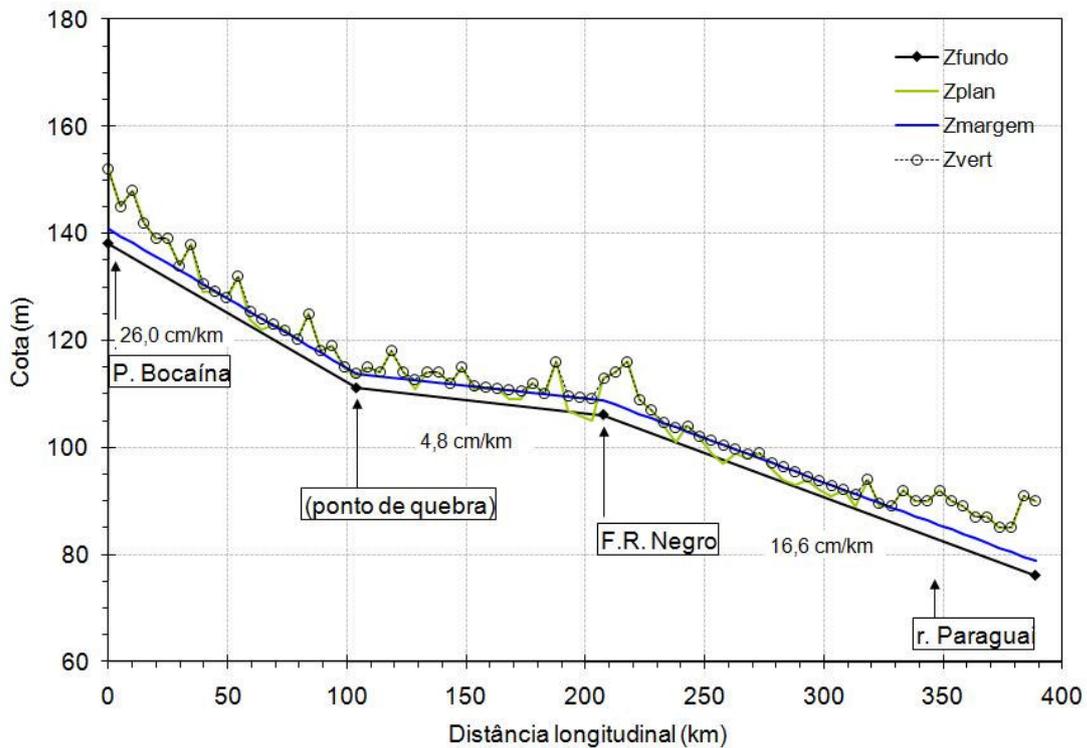


Figura D.12 – (GT12) Rio Negro, no trecho desde Perto da Bocaína (condição de contorno) até confluência com rio Paraguai.

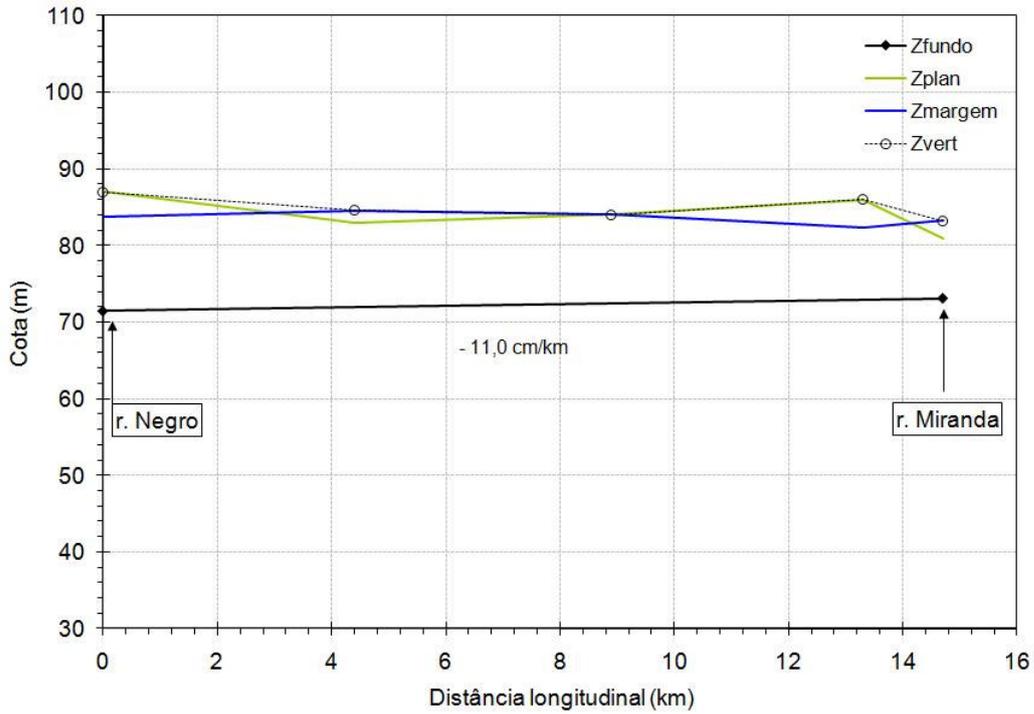


Figura D.13 – (GT13) Rio Paraguai, no trecho desde afluência do rio Negro até afluência do rio Miranda.

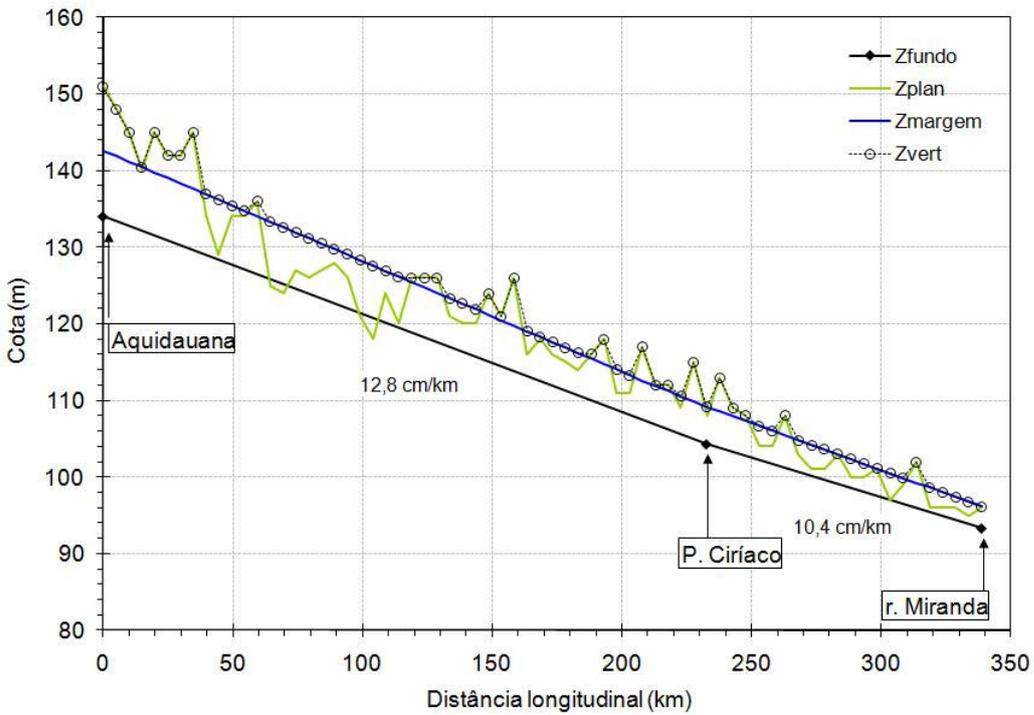


Figura D.14 – (GT14) Rio Aquidauana, no trecho desde Aquidauana (condição de contorno) até confluência com rio Miranda.

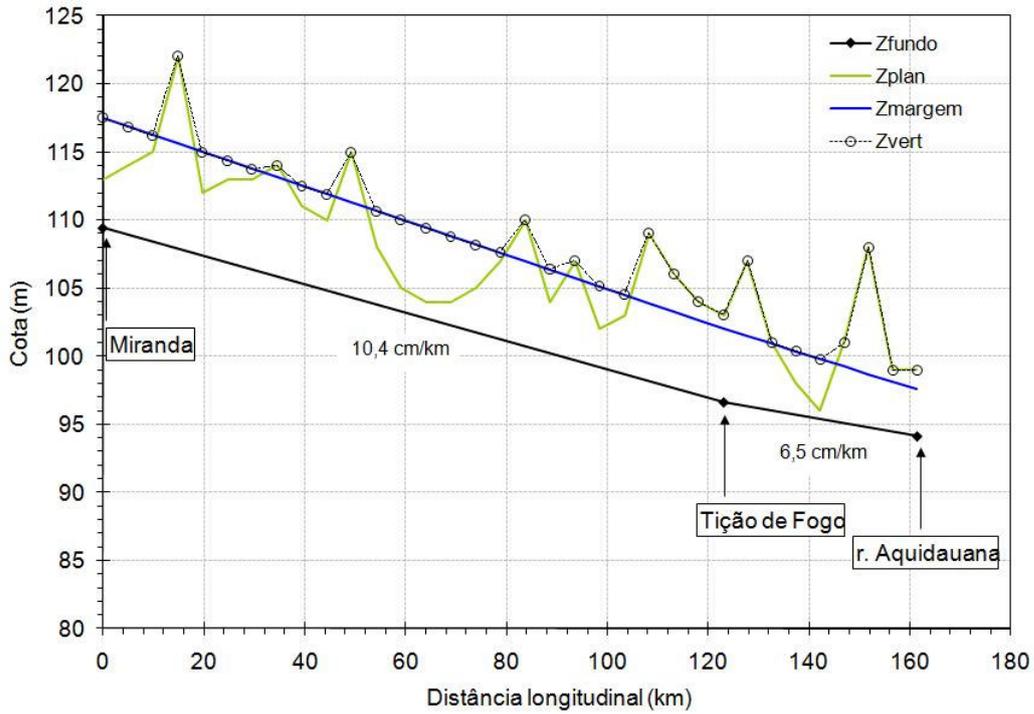


Figura D.15 – (GT15) Rio Miranda, no trecho desde Miranda (condição de contorno) até afluência do rio Aquidauana.

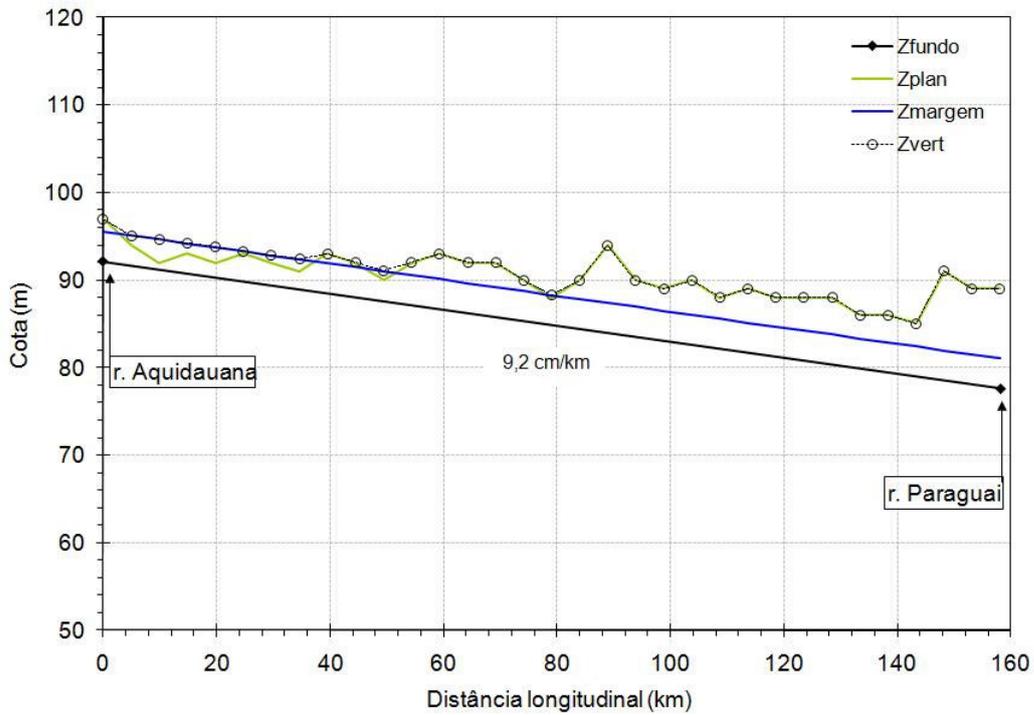


Figura D.16 – (GT16) Rio Miranda, no trecho desde afluência do rio Aquidauana até confluência com rio Paraguai.

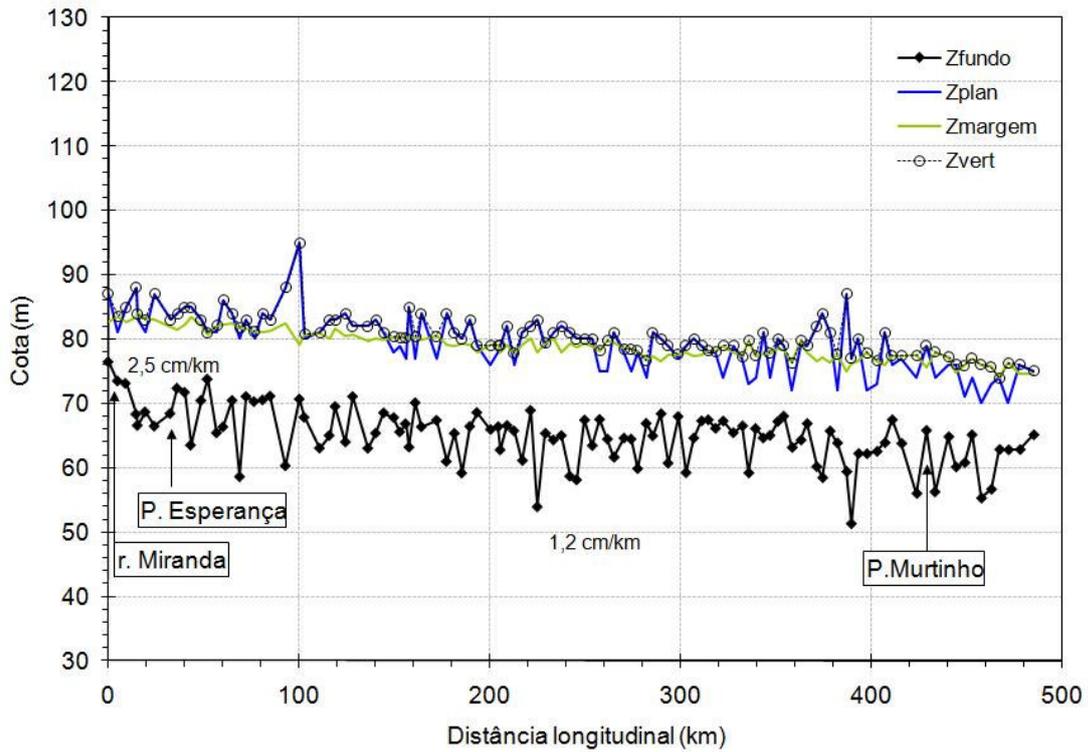


Figura D.17 – (GT17) Rio Paraguai, no trecho desde afluência do rio Miranda até condição de contorno de jusante (foz do rio Apa).

Anexo E - Hidrogramas observado e calculado em parte do período de ajuste do modelo hidrológico MGB-IPH às sub-bacias do Planalto.

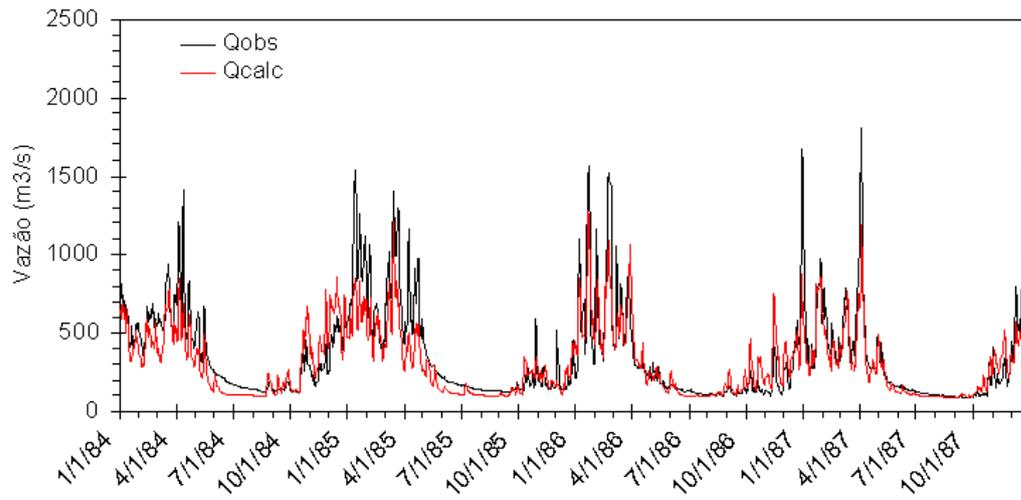


Figura E.1 - Posto fluviométrico Cuiabá (66260001).

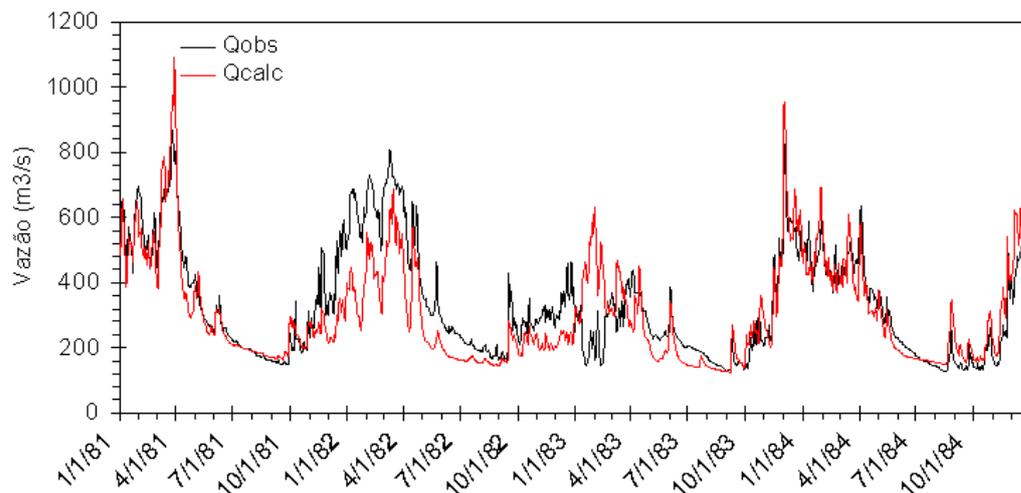


Figura E.2 - Posto fluviométrico Acima do Córrego Grande (66460000).

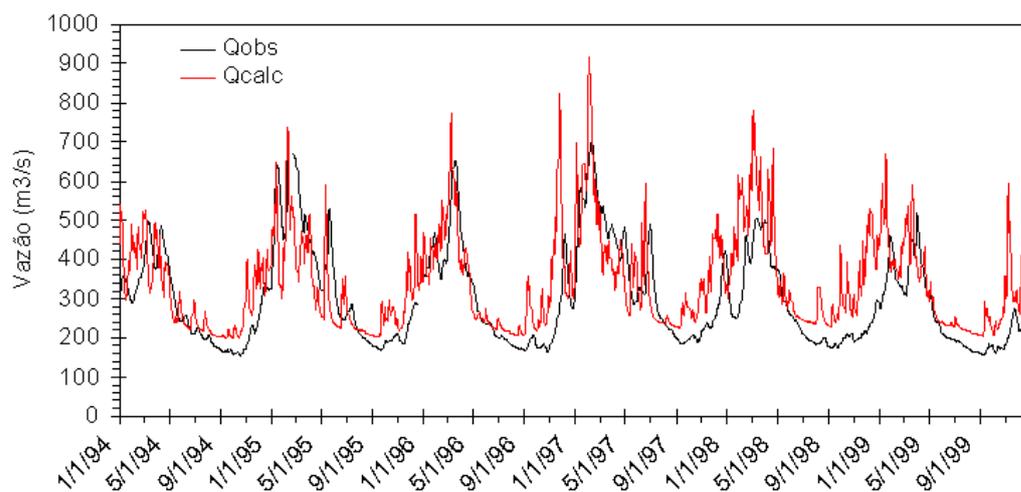


Figura E.3 - Posto fluviométrico São Jerônimo (66600000).

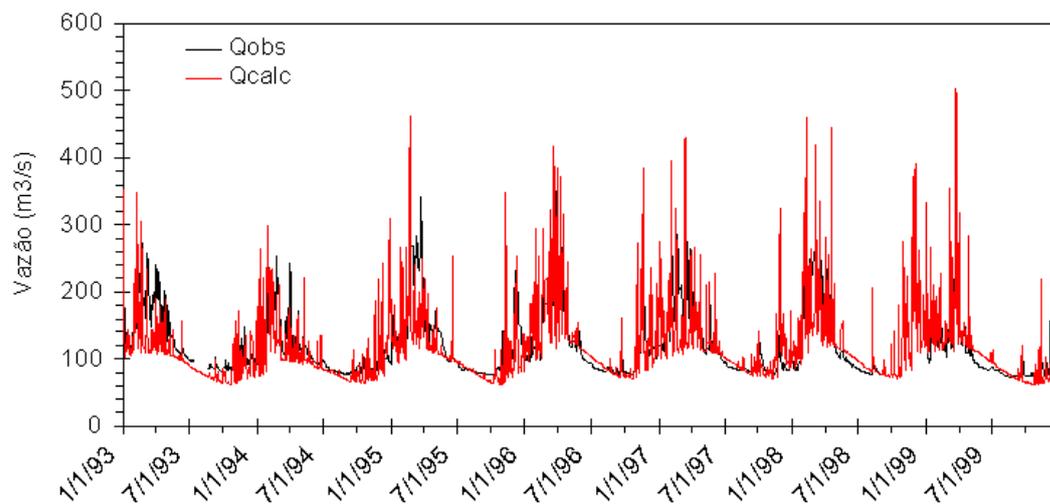


Figura E.4 - Posto fluviométrico Porto Esperidião (66072000).

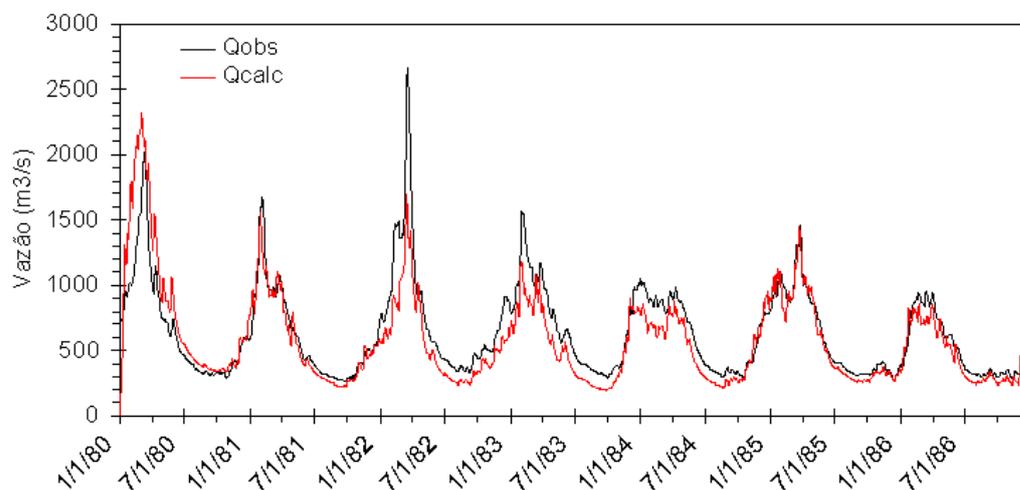


Figura E.5 - Posto fluviométrico Cáceres (66070004).

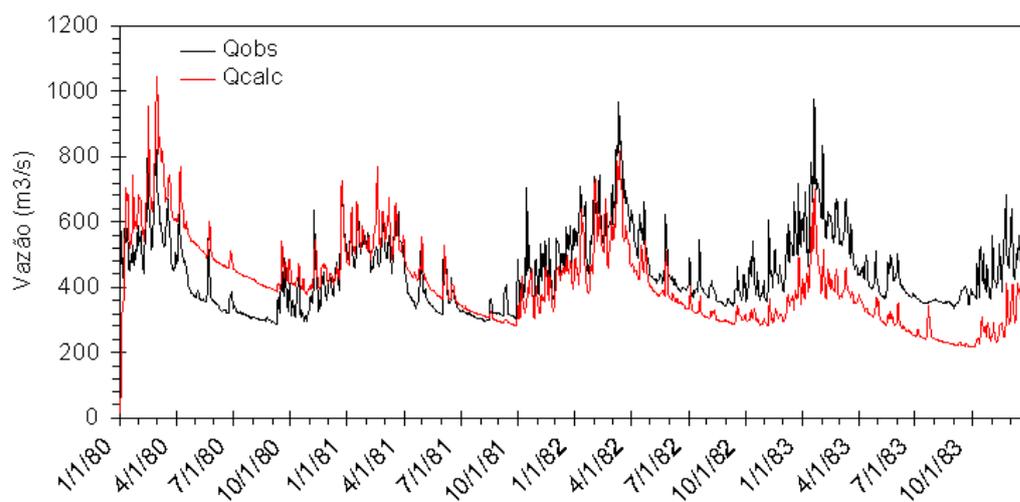


Figura E.6 Posto fluviométrico Coxim (66870000).

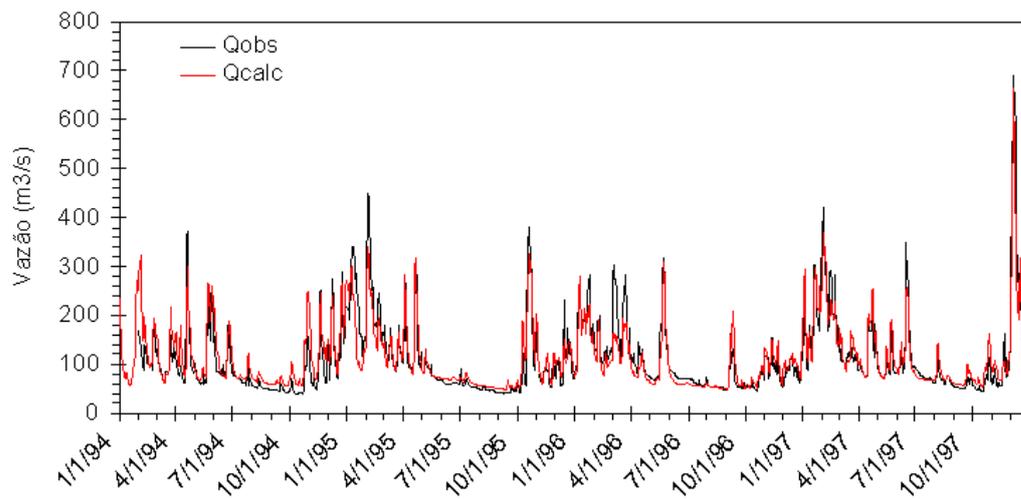


Figura E.7 - Posto fluviométrico Aquidauana (6694500).

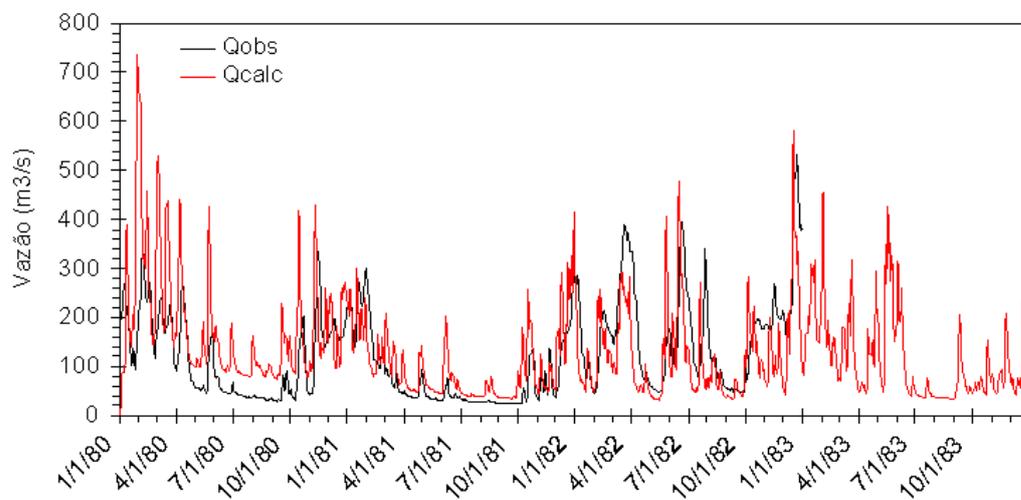


Figura E.8 - Posto fluviométrico Miranda (6691000).