



UM MODELO MORFODINÂMICO: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO NO
RESERVATÓRIO DA USINA HIDROELÉTRICA DE ESTREITO NO
RIO TOCANTINS

Gustavo Spiegelberg

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Oceânica, COPPE, da Universidade Federal do
Rio de Janeiro, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de Mestre em
Engenharia Oceânica

Orientadores: Paulo Cesar Colonna Rosman
Maximiliano Andrés Strasser

Rio de Janeiro
Dezembro de 2010

UM MODELO MORFODINÂMICO: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO NO
RESERVATÓRIO DA USINA HIDROELÉTRICA DE ESTREITO NO

RIO TOCANTINS

Gustavo Spiegelberg

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA OCEÂNICA.

Examinada por:

Prof. Paulo Cesar Colonna Rosman, Ph. D.

Dr. Maximiliano Andrés Strasser, D.Sc.

Prof. Geraldo Wilson Jr, Docteur d'Etat

Prof. Jorge Henrique Prodanoff, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2010

Spiegelberg, Gustavo

Um modelo morfodinâmico: Desenvolvimento e Aplicação no Reservatório da Usina Hidroelétrica de Estreito no Rio Tocantins / Gustavo Spiegelberg – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

XV, 114 p.: il.; 29,7 cm

Orientador: Paulo Cesar Colonna Rosman

Maximiliano Andrés Strasser

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Oceânica, 2010.

Referências Bibliográficas: p. 106-110.

1. Modelagem hidrodinâmica de corpos de água naturais 2. Movimento de Sedimentos Não-coesivos. 3. Escoamentos com Superfície Livre. I. Rosman, Paulo Cesar Colonna *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Oceânica III. Título.

AGRADECIMENTOS

Aos meus amigos e todos aqueles que ajudaram a transformar este período de árduo trabalho em realizações.

Aos professores, pela dedicação, pelos conhecimentos transmitidos e pela motivação em seguir esta carreira.

Aos meus pais e família que sempre apoiaram minhas decisões.

Aos amigos Renato, Felipe, Marcelo e Rodrigo pelos terapêuticos encontros musicais e boêmios.

À Prof. Susana e Rodrigo que me auxiliaram no uso de DELFT3D.

Ao Maxi pela valiosa orientação e amizade, a Mariela pelos preciosos conselhos e puxões de orelha.

Ao Prof. Paulo Rosman, pelas idéias e pelo permanente apoio e amizade.

Ao Prof. Geraldo pela minuciosa correção.

À Patrícia pela indispensável ajuda com a programação.

À Joana, que me deu o apoio necessário nesta fase final da dissertação.

À CAPES, que me concedeu uma bolsa de estudos, permitindo a realização desta dissertação.

Ao Consórcio Estreito Energia pela disponibilidade e fornecimento dos dados necessários.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

UM MODELO MORFODINÂMICO: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO NO
RESERVATÓRIO DA USINA HIDROELÉTRICA DE ESTREITO NO
RIO TOCANTINS

Gustavo Spiegelberg

Dezembro/2010

Orientadores: Paulo Cesar Colonna Rosman

Maximiliano Andrés Strasser

Programa: Engenharia Oceânica

Esta dissertação adota uma abordagem euleriana para o cálculo do transporte de sedimentos em corpos d'água. O objetivo principal é apresentar o desenvolvimento de um sistema de modelagem de transporte de sedimentos acoplado a um modelo hidrodinâmico, que considere o fundo uma variável no tempo e espaço, é um modelo morfodinâmico. O modelo de transporte de sedimentos é calculado pelas formulações de Meyer-Peter e Müller (1948), Engelund-Hansen (1967), Van Rijn (1984) e Nielsen (1992). Cabe lembrar que a implementação de uma nova formulação pode ser realizada facilmente e o modelo está apto a receber ajustes nos parâmetros estabelecidos para cada formulação. O modelo está acoplado ao módulo 2DH do SisBaHiA, Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental da COPPE, de forma que o fundo vai sendo atualizado a medida que ocorre erosão ou assoreamento em cada local do domínio modelado. Foram realizadas simulações para testar a correta implementação do modelo e avaliar qualitativa e quantitativamente os resultados obtidos. Por fim, é feita uma aplicação do sistema de modelagem aqui desenvolvido em um caso real de engenharia, a simulação do transporte de sedimentos e seus efeitos sobre o leito do reservatório da UHE Estreito no Rio Tocantins. Os padrões de erosão e sedimentação obtidos estão de acordo com o apresentado na literatura. Os Resultados, além de permitirem uma melhor compreensão das técnicas empregadas, se mostraram bastante promissores.

Abstract of the Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

A MORPHODYNAMIC MODEL: DEVELOPMENT AND APPLICATION ON THE
RESERVOIR OF THE ESTREITO HYDROELECTRICAL POWERPLANT ON THE
TOCANTINS RIVER

Gustavo Spiegelberg

December/2010

Advisors: Paulo Cesar Colonna Rosman

Maximiliano Andrés Strasser

Department: Ocean Engineering

This dissertation adopts an eulerian approach for the sediment transport problem in water bodies. The main goal is to present the development of a sediment transport model coupled to a hydrodynamic system, where the bottom topography is variable in time and space. That is, a morphodynamic model. Sediment transport can be calculated by one of the following formulations: Meyer-Peter e Müller (1948), Engelund-Hansen (1967), Van Rijn(1984) and Nielsen (1992). It is worth mentioning that implementations of new formulations can be easily done, and that the implemented formulations are parameterized in a way to facilitate adjustments on calibration constants. The transport model is coupled to the 2DH hydrodynamic model of SisBaHiA - Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental, and the bottom elevations are updated due to erosion or sedimentation in each point within the modeled domain. In order to test the implementation, and to evaluate the model, standard test simulations in hypothetical channels were conducted. The SisBaHiA results were compared with other model results, such as Delft3D. Finally, a simulation in a real engineering case is presented concerning the reservoir of the Estreito Hydroelectrical Powerplant. The erosion and sediment deposition obtained with the model are consistent with expected results, in accordance with scientific literature.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	1
2. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE OS PROCESSOS SEDIMENTOLÓGICOS	5
2.1 Propriedades do grão	5
2.1.1 Granulometria	5
2.1.2 Forma do grão	7
2.2 Principais propriedades físicas dos grãos.....	8
2.3 Distribuição granulométrica	9
2.4 Parâmetros estatísticos	10
2.5 Modos de Transporte de Sedimentos.....	11
2.5.1 Saltação.....	11
2.5.2 Suspensão	11
2.6 Configurações de Fundo	12
2.7 Princípio do Auto – Ajustamento	13
3. SISTEMA DE MODELAGEM APLICADO.....	16
3.1 Descrição do modelo hidrodinâmico	16
3.2 Tensões de atrito no Fundo no módulo 2DH	20
3.3 Critério de Mobilidade	21
3.3.1 Cálculo da tensão Crítica Adimensional de Shields	24
3.3.2 Definição de uma faixa de incerteza para a tensão critica.....	26
3.4 Descrição dos modelos adotados para o Transporte de Sedimentos	27
3.4.1 Fórmula de Meyer-Peter e Müller (1948).....	28
3.4.2 Fórmula de Van Rijn(1984).....	29
3.4.3 Fórmula de Nielsen (1992)	29
3.4.4 Fórmula de Engelund-Hansen (1967)	30
3.5 Sobre ajuste de coeficientes das fórmulas.....	30
3.6 Modelo de Fundo Móvel – Morfodinâmico	31
3.6.1 Fator de aceleração morfológico.....	33
3.7 Sobre as condições de contorno do modelo de transporte de sedimentos ...	34

3.8	Sobre os resultados do modelo	35
4.	AVALIAÇÃO DO MODELO.....	37
4.1	Teste em canal com seção retangular uniforme - modelo de fundo fixo	37
4.2	Teste em canal com seção retangular uniforme - modelo morfodinâmico ..	40
4.3	Teste em canal com estreitamento.....	44
4.4	Teste do fator de aceleração morfológico	47
5.	APLICAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO COM FUNDO MÓVEL À UHE ESTREITO	51
5.1	Introdução	51
5.2	Área de Estudo	51
5.3	Domínio modelado e Malha de elementos finitos	54
5.4	Dados ambientais.....	57
5.4.1	Vazões afluentes ao reservatório.....	57
5.4.2	Cotas do leito	67
5.4.3	Análise granulométrica.....	70
5.4.4	Rugosidade equivalente do fundo	74
5.5	Calibração	74
5.6	Condição Inicial.....	77
5.7	Condições de Contorno.....	78
5.8	Escolha da Formulação de Transporte Sólido	78
5.9	Resultados do Modelo Morfodinâmico do Reservatório da UHE Estreito.	81
5.9.1	Resultados hidrodinâmicos	81
5.9.2	Resultados Sedimentológicos	94
5.10	Avaliação geral dos processos sedimentológicos e tendências morfológicas no reservatório	100
5.11	Avaliação de desempenho computacional do modelo desenvolvido	102
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	103
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
8.	ANEXO 1 - ENTRADA E SAÍDA DE DADOS NO MODELO MORFODINÂMICO	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Classificações da forma do grão em função da esfericidade e redondeza, KRUMBEIN E SLOSS (1963)	8
Figura 2.2. Métodos de representação da distribuição granulométrica. (A) Histograma e frequência de distribuição granulométrica. (B) Curva de frequência com diâmetros em escala ϕ . (C) Curva de distribuição granulométrica acumulada. (D) Curva de distribuição granulométrica acumulada em escala log-normal.	9
Figura 2.3. Configurações do Leito relacionadas ao número de Froude segundo SIMONS e RICHARDSON (1960), apud DE SOUZA (2010).	13
Figura 3.1. Velocidade média U_i e perfil de velocidades u_i . NR é o nível de referência. Figura obtida da referência técnica do Sisbahia.	17
Figura 3.2. Diagrama de Shields.....	23
Figura 3.3. Diagrama de Shields modificado, no qual a tensão crítica pode ser obtida diretamente das características do sedimento e da água.	24
Figura 3.4. Tensão crítica de mobilidade, τ_{oc} , em função do diâmetro do grão obtida do diagrama de Shields modificado.....	26
Figura 4.1. Trecho de montante da malha retangular usada no teste do modelo de transporte.	37
Figura 4.2. Comparação entre as diferentes fórmulas adotadas nesta dissertação.	39
Figura 4.3. Detalhe da Figura 4.2 para valores de tensão de atrito no leito inferiores a $0,9 \text{ N/m}^2$	40
Figura 4.5. Declividades da linha d'água e do fundo do canal nos instantes inicial e final.	42
Figura 4.6. Comparação entre os perfis longitudinais de velocidade tensão de atrito no leito nos instantes inicial e final.	42
Figura 4.7. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Van Rijn. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 21 dias.....	43
Figura 4.8. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Meyer-Peter e Müller. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 5 dias e meio.....	43

Figura 4.9. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Nielsen. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 3 dias e meio.	44
Figura 4.10. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Engelund Hansen. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 6 dias e meio.	44
Figura 4.11. Malha utilizada tanto no modelo de Delft3D como no SisBahia. Detalhe do trecho onde ocorre o estreitamento do canal. O canal começa com uma largura de 350 m e a partir dos 4000m fica mais estreita com 150m de largura.....	45
Figura 4.12. Perfis longitudinais da profundidade erodida no canal com estreitamento, obtidos com o modelo morfológico Delft3D e com modelo de fundo móvel acoplado ao modelo hidrodinâmico do SisBaHiA desenvolvido nesta dissertação.	47
Figura 4.13. Hidrograma hipotético de cheia com duração de um mês.	48
Figura 4.14. Erosão nas Estações A, B e C após a passagem de 10 ondas de cheia, com fator de aceleração morfológico unitário, $f_m=1$. A localização das estações pode ser vista na Figura 4.10	49
Figura 4.15. Erosão nas Estações A, B e C após a passagem de uma onda de cheia, com fator de aceleração morfológico, $f_m=10$	50
Figura 5.1. Ilustração do espelho d'água do reservatório da UHE Estreito. (http://www.uhe-estreiro.com.br/localizacao.php).....	53
Figura 5.2. MRNU, Malha do Reservatório para Níveis Usuais no remanso da UHE Estreito.....	56
Figura 5.3. Detalhe da malha na área próxima a usina. Para uma melhor visualização do refinamento utilizado na discretização do domínio modelado.....	57
Figura 5.4. Localização das estações fluviométricas na região de influência do reservatório da UHE Estreito. O mapa acima já representa o futuro espelho d'água após a construção da UHE Estreito.	58
Figura 5.5. Curva de descarga líquida da estação Tupiratins. (ROSMAN, et al. 2009).....	60
Figura 5.6. Variação temporal das vazões médias mensais na estação Tupiratins. (ROSMAN, et al. 2009).....	60

Figura 5.7. Variação temporal das vazões máximas e mínimas de cada mês na estação Tupiratins. (ROSMAN, et al. 2009).....	61
Figura 5.8. Variação anual das descargas líquidas médias mensais na estação Tupiratins para o período 1969-2007. (ROSMAN, et al. 2009)	61
Figura 5.9. Variação temporal das vazões médias mensais na estação Itacajá. (ROSMAN, et al. 2009).....	62
Figura 5.10. Variação temporal das vazões máximas e mínimas de cada mês na estação Itacajá. (ROSMAN, et al. 2009)	63
Figura 5.11. Variação anual da descarga líquida média mensal na estação de Itacajá para o período 1973-2007. (ROSMAN, et al. 2009).....	63
Figura 5.12. Variação temporal das vazões médias mensais na estação Goiatins. (ROSMAN, et al. 2009).....	64
Figura 5.13. Variação temporal das vazões máximas e mínimas de cada mês na estação Goiatins. (ROSMAN, et al. 2009)	65
Figura 5.14. Variação anual da descarga líquida média mensal na estação Goiatins para o período 1972-2007. (ROSMAN, et al. 2009).....	65
Figura 5.15- Variação temporal das vazões médias mensais na estação Fazenda Rio Farinha, nota-se a ausência de dado nos períodos anteriores a 1999. (ROSMAN, et al. 2009).....	66
Figura 5.16. Cota do fundo do domínio de modelagem da UHE Estreito inferida a partir dos dados de batimetria fornecidos pelo CESTE. Referencia de nível no Datum Imbituba. (SPIEGELBERG, et al. 2010).....	69
Figura 5.17. Detalhe da batimetria inferida na região próxima ao eixo da barragem. Cotas com referencia de nível no Datum Imbituba. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	70
Figura 5.18. Distribuição granulométrica nas três estações hidrossedimentométricas.	73
Figura 5.19. Comparação de resultados de calibração do modelo, mostrando curvas de remanso obtidos com o SisBaHiA [®] e valores obtidos com o modelo 1D do CESTE para vazão de 23:002 m ³ /s a montante.....	75
Figura 5.20. Isolinhas de cotas de nível de água, remanso, para uma vazão de cheia de 23002 m ³ /s. A Figura 5.19 mostra comparação com resultados calibrados disponibilizados pelo CESTE. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	76

Figura 5.21. Presença de bancos de areia na calha do rio Tocantins na localidade de Carolina (MA), ROSMAN (2009).....	80
Figura 5.22. Imagem de satélite dos bancos de areia no leito do rio Tocantins (<i>Google Earth</i> , 04/2010).....	80
Figura 5.23. Imagem de satélite dos bancos de areia no leito do rio Tocantins (<i>Google Earth</i> , 04/2010).....	81
Figura 5.24. Remanso no reservatório nas situações de estiagem, dia 17 de agosto de 2001, e cheia, dia 12 de janeiro de 2002.....	82
Figura 5.25. Curva Cota-Vazão obtida na fronteira de montante do domínio.	83
Figura 5.26. Série histórica de Vazões a jusante e a montante do reservatório.	84
Figura 5.27. Padrão de velocidades de estiagem da área do reservatório próxima à UHE Estreito em 17 de agosto de 2001.....	86
Figura 5.28. Padrão de velocidades de cheia da área do reservatório próxima à UHE Estreito. em 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010).....	87
Figura 5.29. Padrão de velocidades de estiagem dos 30 km do reservatório próximos à UHE Estreito. Resultado do dia 17 de agosto de 2001. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	88
Figura 5.30. Padrão de velocidades de cheia dos 30 km do reservatório próximos à UHE Estreito. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	89
Figura 5.31. Padrão de velocidades de estiagem na região central do reservatório. Resultado do dia 17 de agosto de 2001. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	90
Figura 5.32. Padrão de velocidades de cheia na região central do reservatório. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	91
Figura 5.33. Padrão de velocidades de estiagem na região de montante do reservatório. Resultado do dia 17 de agosto de 2001. (SPIEGELBERG, et al. 2010).....	92
Figura 5.34. Padrão de velocidades típico de cheia na região de montante do reservatório. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	93
Figura 5.35. Padrão de vazão sólida de cheia nos 30 km do reservatório próximos à UHE Estreito. . Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	95

Figura 5.36. Padrão de vazão sólida de cheia na região central do reservatório da UHE Estreito. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	96
Figura 5.37. Padrão de vazão sólida de cheia na região de montante do reservatório da UHE Estreito. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	97
Figura 5.38. Variação acumulada da cota do fundo, na cheia e no trecho próximo a UHE. (SPIEGELBERG, et al. 2010).....	98
Figura 5.39. Variação acumulada da cota do fundo, na cheia e no trecho central do reservatório. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	99
Figura 5.40. Variação acumulada da cota do fundo, na cheia e no trecho fluvial a montante do reservatório. (SPIEGELBERG, et al. 2010)	100
Figura 5.41. Divisão do domínio em três partes: parte próxima da UHE, central e montante, usada para uma avaliação das tendências morfológicas no reservatório.	101
Figura 8.1. Tela inicial do modelo morfodinâmico.	112
Figura 8.2. Tela onde é feita a entrada do valor da espessura da camada erodível de sedimentos para cada nó.	112
Figura 8.3. Tela de resultados do modelo de transporte de sedimentos morfodinâmico.	113

LISTA DE SÍMBOLOS

B	largura
C_f	coeficiente de atrito de YANG
C_h ,	coeficiente de Chezy
D	Diâmetro do grão em mm
D_{50}	diâmetro mediano da amostra de sedimentos
E_E	espessura erodível
f	freqüência da classe de sedimentos
f_m	Fator de aceleração morfológico
Fr	número de Froude
g	aceleração da gravidade
H	coluna d'água
l	comprimento de meandros
M	suscetibilidade a erosão
n	coeficiente de rugosidade de Manning
n_φ	classe de sedimentos
q_d	vazão sólida nodal disponível
Q_L	descarga líquida
Q_S	descarga sólida
q_s	vazão sólida nodal
q_s^*	vazão sólida nodal adimensional
s	declividade
S	Superfície do grão
S_s ,	gravidade específica
u^*	velocidade de atrito
U, V	velocidades promediadas na vertical
u, v	velocidade
V_s	Volume do grão
φ	Unidade de diâmetro em escala logarítmica

α	Fator de Forma
β	fator de forma
ε	amplitude da rugosidade de fundo
γ_s	peso específico do grão
γ_s'	peso específico aparente do grão
γ, γ_a	peso específico do grão
λ	porosidade
ν	viscosidade cinemática
$\rho, \rho_o,$	massa específica da água
θ_c	parâmetro de Shields critico
$\rho_s,$	massa específica do grão
θ, S^*	Parâmetros de Shields
ω	velocidade de queda
τ_o	tensão de atrito no leito
τ_{oc}	tensão de atrito crítica
τ^*	tensão de atrito adimensional
ζ	elevação do nível d'água

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

Fenômenos sedimentológicos vêm sendo observados desde os tempos pré-industrialização. Cada vez mais aumenta a importância de estudos do movimento de sedimentos em escoamentos com superfície livre. Particularmente no Brasil, onde a produção de energia se dá predominantemente por usinas hidrelétricas, este início de século XXI está marcado por um forte desenvolvimento do setor energético. A demanda por estudos sedimentológicos tem aumentado proporcionalmente a este desenvolvimento. Paralelamente, o desenvolvimento de cidades em áreas costeiras e a construção de portos aumentam a necessidade de um bom conhecimento da dinâmica hidrossedimentológica.

Os efeitos de uma alteração no regime sedimentológico por origem antrópica podem ser variados e de proporções diversas. Efeitos brandos são possíveis, como a formação de pequenas dunas ou pequenas zonas de erosão, ou danos maiores, tais como a forte erosão presente em Atafona, São João da Barra, no litoral norte do Estado do Rio de Janeiro. Há, portanto, uma demanda crescente por estudos sedimentológicos tanto em áreas costeiras, quanto em áreas fluviais. O baixo custo do trabalho com modelos computacionais e a velocidade de processamento elevada dos computadores no mercado tem levado muitas empresas a optarem pelo uso de modelos em suas análises sedimentológicas.

Diversos modelos no mercado propõem soluções diferentes para uma boa avaliação do transporte sólido¹ e seus efeitos sobre o leito, i.e., erosão e sedimentação. Dentre os principais modelos utilizados no mercado destacam-se DELFT3D, HEC-RAS e FESWMS.

O DELFT3D é um modelo 2D/3D desenvolvido pelos laboratórios *DELFT Hydraulics*, da TU Delft, *Delft University of Technology*, Holanda. O modelo realiza simulações hidrodinâmicas, morfodinâmicas, de transporte de sedimentos coesivos ou não-coesivos, de ondas, qualidade de água e de ecologia. As simulações em 2D são feitas

¹ Por transporte sólido entende-se a parcela de sedimentos transportada por ação hidrodinâmica, seja por arraste e/ou por transporte em suspensão.

sobre uma malha de diferenças finitas, enquanto nas simulações 3D é considerado uma pilha de malhas idênticas onde a dimensão vertical é discretizada em coordenadas sigma. O módulo morfodinâmico 2D permite a escolha da formulação de transporte de sedimentos entre uma gama de autores tais como: Van Rijn, Engelund-Hansen, Meyer-Peter e Müller, Bijker, Soulsby e Ashida-Michiue. Pode ser aplicado em áreas marinhas, estuarinas e fluviais, DELFT3D(2008). É um modelo de código fechado, o que dificulta uma eventual alteração no modelo para adequá-lo as necessidades de um projeto.

O HEC-RAS, *Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*, desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE), é um modelo hidrodinâmico unidimensional com módulos de cálculo para situações de escoamento permanente ou variado no tempo. Possui um módulo de simulação de qualidade de água e um módulo morfodinâmico, de transporte de sedimentos não-coesivos com leito móvel. Por ser unidimensional, é adequado à modelagem de sistemas fluviais e, em certos casos, à modelagem de reservatórios de usinas hidrelétricas. O modelo morfodinâmico permite a avaliação de alterações morfológicas por períodos de curto a médio prazo, i.e., meses e anos. Assim como o DELFT3D, o HEC-RAS permite a escolha da formulação de transporte de sedimentos. Este sistema de modelagem pode avaliar a deposição de sedimentos em reservatórios, projetos de canais, projetos de dragagem, segundo o sitio do *U.S. Army Corps of Engineers*.²

O FESWMS, *Finite Element Surface Water Modeling Software*, desenvolvido pela *Federal Highway Administration* nos Estados Unidos da America, possui um módulo hidrodinâmico promediado na coluna d'água, 2DH, acoplado a um modelo de transporte de sedimentos não-coesivos. Trata-se de um modelo em elementos finitos com capacidade de avaliação de tendências morfodinâmicas em curto e médio prazo, FESWMS (2003).

A presente dissertação tem como principal objetivo a criação de uma nova ferramenta, baseada em fundamentos bem estabelecidos na engenharia de sedimentos, com a capacidade de estimar o transporte sólido e seus efeitos sobre o leito, i.e., erosão e sedimentação. Trata-se de um modelo de fundo móvel. A batimetria em cada ponto do

² <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/hecras-features.html> acessado dia 17 de agosto de 2010.

domínio é uma variável no tempo, sofrendo efeitos de erosão e sedimentação. Estas alterações, por sua vez, podem causar alterações na hidrodinâmica, e.g., velocidades, níveis d'água e tensões de atrito no leito.

O modelo morfodinâmico aqui desenvolvido está acoplado ao módulo hidrodinâmico do SisBaHiA. O SisBaHiA® – Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental é um sistema profissional de modelos computacionais registrado pela Fundação COPPETEC, órgão gestor de convênios e contratos de pesquisa da COPPE/UFRJ - Instituto Aberto Luiz Coimbra de Pós Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Este sistema tem a vantagem de ser um modelo nacional, gratuito e de código aberto, disponível através de cooperação técnica com a Fundação COPPETEC.

O desenvolvimento do modelo morfodinâmico desta dissertação exige o estudo da hidrodinâmica presente no corpo d'água, das características do sedimento a ser transportado e da forma como se dá o transporte. A capacidade de transporte de sedimentos do corpo d'água é obtida por meio de formulações analíticas e empíricas, usualmente calibradas e validadas através de experimentos em canais ou em medições *in situ*. No modelo desta dissertação foram incluídas as formulações de Meyer-Peter e Müller (1948), Van Rijn (1984), Engelund-Hansen (1967) e Nielsen (1992).

O estudo da dinâmica de evolução morfológica no leito de corpos d'água é um dos objetivos do modelo morfodinâmico. Simulações teste em canais hipotéticos são essenciais para avaliar o comportamento do modelo. Estes testes também servem para identificar e corrigir possíveis erros na implementação computacional.

Por fim, uma análise da capacidade de transporte e evolução morfológica após um ano hidrológico típico no reservatório da UHE Estreito no Rio Tocantins serve como exemplo de aplicação do modelo morfodinâmico em questão.

Esta dissertação foi organizada em 7 capítulos, incluindo esta introdução. O capítulo 2 apresenta conceitos básicos sobre os processos sedimentológicos e sua forma de medição e quantificação. Estes devem estar claros para a compreensão dos demais capítulos. No capítulo 3 é feita uma descrição mais detalhada da metodologia aplicada no modelo morfodinâmico desta dissertação. Neste capítulo também serão apresentadas as quatro formulações de transporte de sedimento que foram inseridas no modelo até a presente data. No capítulo 4 são realizadas simulações em situações simplificadas e

controladas, onde o resultado esperado é conhecido. Assim foi possível verificar o comportamento do modelo frente a situações típicas na morfodinâmica de corpos d'água. Foi também realizada uma modelagem comparativa, utilizando as mesmas condições no DELFT3D e no modelo morfodinâmico desta dissertação, esta modelagem apresentou resultados muito similares dando uma boa confiabilidade a este modelo morfodinâmico. O capítulo 5.2 apresenta uma breve descrição da área de estudo, o reservatório da UHE Estreito no rio Tocantins, escolhida para servir como aplicação do modelo morfodinâmico aqui desenvolvido. No capítulo 5 são apresentadas as condições e premissas sobre as quais se baseia a modelagem do reservatório da UHE Estreito no rio Tocantins. Aqui entram os dados colhidos que geraram as condições de contorno e condições iniciais pertinentes ao modelo. Uma calibração do modelo foi realizada e encontra-se neste item. Também são apresentados os resultados do modelo e algumas conclusões a respeito. O capítulo 6 apresenta, por fim, as conclusões e recomendações acerca desta dissertação. No capítulo 7 é apresentada a bibliografia utilizada no desenvolvimento desta dissertação.

2. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE OS PROCESSOS SEDIMENTOLÓGICOS

2.1 Propriedades do grão

2.1.1 *Granulometria*

Muita informação pode ser obtida a partir da análise granulométrica de uma dada amostra de sedimentos. Uma relação facilmente perceptível ocorre entre o diâmetro dos grãos e sua mobilidade. Areias finas tendem a ter maior mobilidade, enquanto o oposto ocorre com areias grossas. Além disso, a correta determinação da distribuição granulométrica tem uma grande importância na elaboração de modelos de transporte de sedimentos.

A escala de Udden-Wentworth, retirada de BLOTT e PYE (2001), é frequentemente utilizada para quantificar as dimensões dos grãos. Esta escala tem como base o grão de uma areia grossa com 1 mm, as graduações que se seguem são decorrentes de divisões ou multiplicações por dois. A classificação completa encontra-se na Tabela 2.1. Devido ao uso da potência dois nesta classificação, proposta por KRUMBEIN(1934), uma escala logarítmica representada por unidades phi, $\phi = -\log_2(D_{mm})$, onde D_{mm} é o diâmetro do grão em milímetros. Considerando o trabalho freqüente com sedimentos de diâmetros abaixo de 1 mm é utilizada uma escala logarítmica negativa, evitando, na maioria dos casos práticos valores de ϕ negativos. É claro que a utilização dessas escalas implica na medição de forma confiável das dimensões dos grãos e da sua freqüência de ocorrência na amostra. Isto é feito geralmente através de técnicas de peneiramento, de sedimentação.

Tabela 2.1. Classificação granulométrica de WENTWORTH, *apud* BLOTT e PIE (2001)

Diâmetro (mm)	Diâmetro ϕ	Classificação Wentworth	
>4096	<-12		
256 - 4096	-8 - -12	matacão	Cascalho
64 - 256	-6 - -8	bloco	
4 - 64	-2 - -6	seixo	
2 - 4	-1 - -2	grânulo	
1 - 2	0 - -1	areia muito grossa	Areias
0,50 - 1	1 - 0	areia grossa	
0,25 - 0,50	2 - 1	areia média	
0,125 - 0,25	3 - 2	areia fina	
0,0625 - 0,125	4 - 3	areia muito fina	
0,031 - 0,0625	5 - 4	silte grosso	Siltos
0,0156 - 0,031	6 - 5	silte médio	
0,0078 - 0,0156	7 - 6	silte fino	
0,0039 - 0,0078	8 - 7	silte muito fino	
0,00006 - 0,0039	14 - 8		Argilas
<0,00006	>14		

As dimensões dos grãos podem ser mensuradas ao comparar-se a forma dos grãos a uma esfera, definindo o seu diâmetro. Isto é possível se o sedimento não possuir uma dimensão preponderante, i.e., for muito alongado.

O diâmetro pode ser definido por diversas formas, dentre as quais se destacam:

- Diâmetro nominal é aquele de uma esfera com mesmo volume que o grão;
- Diâmetro de sedimentação corresponde ao de uma esfera com mesma velocidade de sedimentação e peso específico do grão do sedimento;
- Diâmetro de peneira é obtido pelo peneiramento da amostra em um sistema de peneiras de diferentes espaçamentos. O diâmetro médio do grão é definido pela dimensão média dos espaçamentos das peneiras entre as quais o grão ficar retido.
- Diâmetro de queda é o diâmetro da esfera de densidade 2,65, que atinge a mesma velocidade terminal que dada partícula, em água destilada à temperatura de 24°C.

2.1.2 Forma do grão

Além do diâmetro do grão, a forma influi no seu comportamento dinâmico no escoamento. A fim de quantificar essa grandeza destacam-se o fator de forma, α , definido por

$$S = \alpha D^2 \quad (1)$$

onde S é a superfície do grão projetada na direção do escoamento, e outro fator de forma, β ,

$$V_s = \beta D^3 \quad (2)$$

onde V_s é o volume do grão. Nota-se, que à medida que a forma do grão se aproxima de uma esfera perfeita, os fatores α e β tendem para $\pi/4$ e $\pi/6$, respectivamente.

A esfericidade é definida como o grau em que a forma de uma partícula se aproxima da forma esférica. A comparação de partículas de formas variadas com uma esfera pode ser feita considerando a área da superfície, o volume, as razões entre os eixos ortogonais, etc.

Na sua definição teórica, preconizada por Wentworth, a esfericidade é a razão entre a área da superfície de dada partícula e a área da superfície de uma esfera com igual volume

O índice de rolamento expressa o grau de curvatura (ou angulosidade) das arestas e dos vértices da partícula.

Devido à dificuldade de medição precisa dos índices citados acima, normalmente a forma do grão é definida a partir da comparação com gráficos esquemáticos ou fotografias. Um exemplo destes gráficos encontra-se na Figura 2.1.

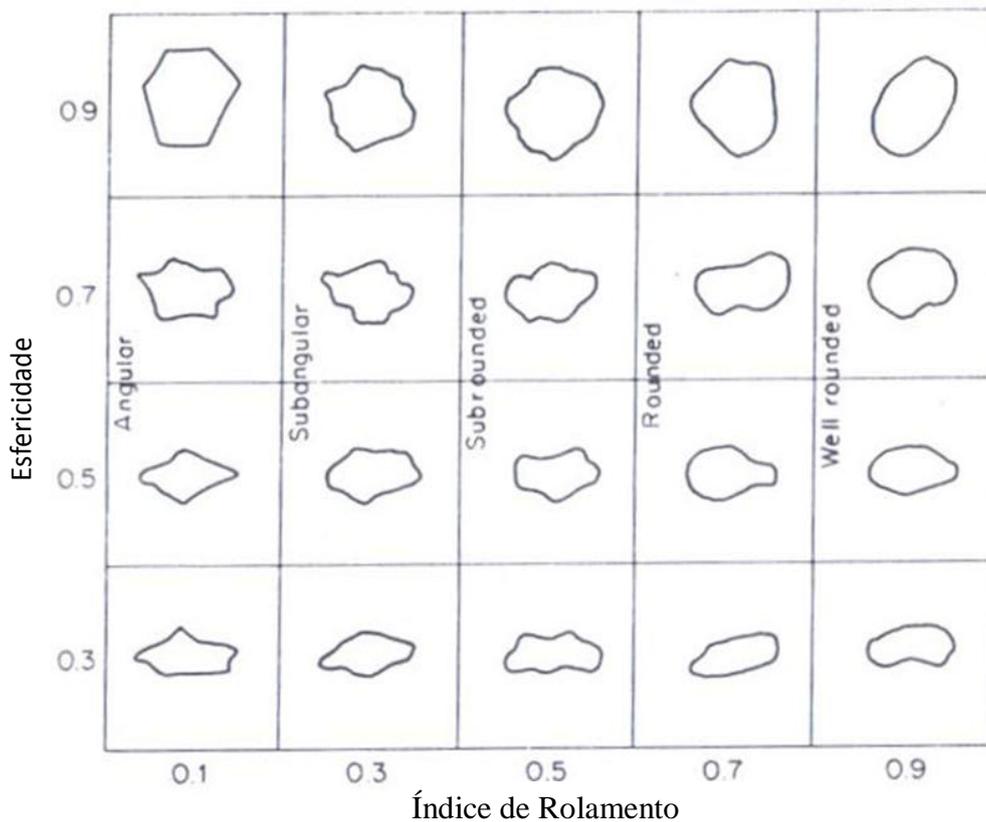


Figura 2.1. Classificações da forma do grão em função da esfericidade e redondeza, KRUMBEIN E SLOSS (1963)

2.2 Principais propriedades físicas dos grãos.

Algumas propriedades físicas dos sedimentos são imprescindíveis para uma boa caracterização da hidrossedimentologia. A seguir são apresentadas as principais propriedades, segundo DA SILVA e WILSON JR (2005).

O peso específico do grão, γ_s , é definido como o peso por unidade de volume do grão. O peso específico do grão, γ_s' , é o peso específico do grão que sofre empuxo por estar imerso numa massa d'água.

A gravidade específica, S_s , é definida como a razão entre o peso específico do grão pelo peso específico da água.

A massa específica, ρ_s , é a razão entre a massa e volume do grão. Temos que $\gamma_s = \rho_s/g$, onde g é a aceleração da gravidade.

A velocidade de queda, ω , é a velocidade com que um grão sedimenta quando submerso em água sob a ação do seu peso. É uma propriedade importante para a compreensão dos mecanismos de transporte, sedimentação e mobilização dos grãos.

2.3 Distribuição granulométrica

Há diversos modos de representar a distribuição granulométrica de uma amostra de sedimentos. Ao plotar as percentagens de massa relativas a cada classe granulométrica em um histograma, temos um gráfico nos moldes da Figura 2.2(A), no exemplo de uma areia de praia uniformemente distribuída. Convertendo as unidades em milímetros para unidades ϕ , o histograma toma a forma de uma curva normal, Figura 2.2(B). Outra representação útil é a função de distribuição acumulada, Figura 2.2(C). Na curva de distribuição acumulada a moda, ou diâmetro de maior frequência, é representada no ponto de deflexão da curva. Plotando-se os mesmos resultados em escala log-normal obtém-se uma reta, no caso de sedimentos normalmente distribuídos, Figura 2.2(D).

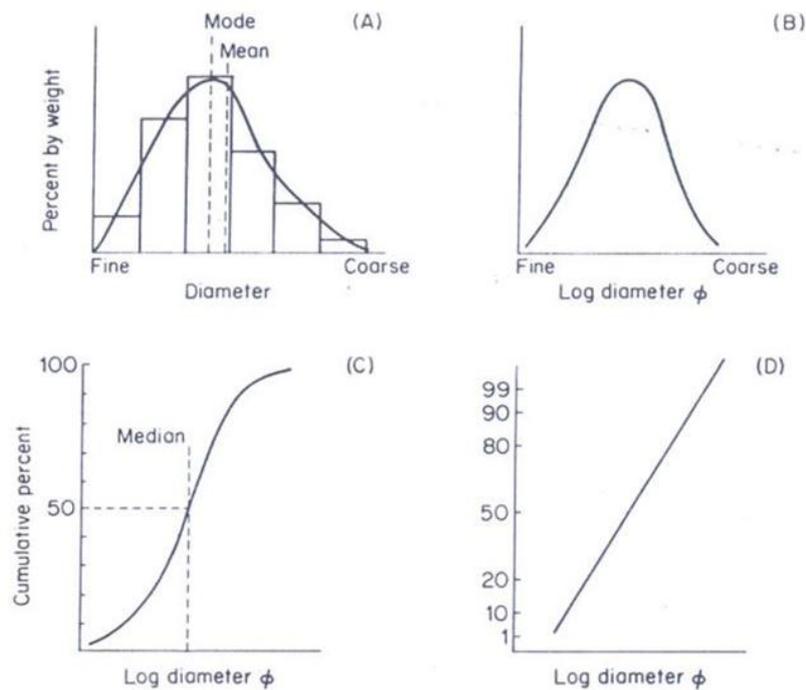


Figura 2.2. Métodos de representação da distribuição granulométrica. (A) Histograma e frequência de distribuição granulométrica. (B) Curva de frequência com diâmetros em escala ϕ . (C) Curva de distribuição granulométrica acumulada. (D) Curva de distribuição granulométrica acumulada em escala log-normal.

Essas diferentes representações e suas peculiaridades são úteis na caracterização e comparação de amostras. Em alguns casos os sedimentos não obedecem à distribuição normal, dependendo de suas origens e formação. Em outros casos o sedimento pode ser bimodal, ou seja, ter dois diâmetros que se destacam. Neste caso, o histograma aparece com dois picos.

2.4 Parâmetros estatísticos

Alguns parâmetros estatísticos auxiliam na caracterização do sedimento. A seguir, são apresentados os parâmetros mais utilizados:

O diâmetro médio é calculado pela determinação do centro de gravidade da curva de distribuição granulométrica pelo método do primeiro momento,

$$\bar{D} = \frac{\sum fn_{\phi}}{100} \quad (3)$$

onde f é a frequência de cada classe de sedimentos de diâmetro n_{ϕ} .

A medida de dispersão mais usada, que pode ser considerada como uma medida de variabilidade dos dados de uma distribuição de frequências.

A moda é definida como a classe de diâmetro de sedimentos com a maior frequência na amostra. Graficamente, a moda é obtida pelo pico da curva de distribuição granulométrica.

O diâmetro mediano é aquele correspondente ao 50° percentil. Este valor é de particular importância, pois é usado em diversas fórmulas de transporte de sedimentos adotadas nesta dissertação.

Há programas de computador com a capacidade de efetuar rapidamente o cálculo dos parâmetros estatísticos mencionados anteriormente. O GRADISTAT, descrito por BLOTT e PYE(2001), é uma ferramenta que pode auxiliar na análise granulométrica ao calcular rapidamente a média, moda e desvio padrão da amostra de sedimentos.

2.5 Modos de Transporte de Sedimentos

Para relacionar corretamente as características dos sedimentos com o escoamento hidrodinâmico é necessário o estudo das diferentes formas com que ocorre o transporte de sedimentos. O transporte ocorre de 2 modos: por arrasto e em suspensão.

Características do movimento dos grãos, tais como: velocidade, altura e comprimento da sua trajetória são usualmente relacionadas à razão $u*/u_{*c}$, entre a velocidade de atrito e a velocidade de atrito crítica. A velocidade de atrito crítica é aquela que caracteriza o movimento incipiente do grão do sedimento.

O transporte por arrasto pode ser subdividido em rolamento e saltação. Por saltação entende-se que os grãos realizam saltos sucessivos da ordem de alguns diâmetros. Cabe ressaltar que, em arrasto, os grãos se movimentam a velocidades menores que a velocidade do fluido.

Ao ser exposto a tensões próximas à crítica, um grão em repouso pode iniciar o seu movimento por deslizamento e/ou rolamento, somente com tensões maiores haverá saltação. Por este motivo o rolamento e/ou o deslizamento podem ser considerados formas de saltação incipiente, BAGNOLD(1973).

2.5.1 Saltação

Impulsos momentâneos de tensão podem causar o salto de um grão. O salto se inicia a um ângulo de aproximadamente 50° e finaliza com uma trajetória, que se assemelha ao lançamento de uma partícula. Durante o salto, a partícula pode girar. Este giro pode gerar o efeito Magnus, com uma força no sentido vertical para cima, ou para baixo, dependendo do sentido do giro. Se a força Magnus for para cima o salto do grão terá um alcance maior. A forma do grão também influencia o seu comportamento hidrodinâmico. Grãos com o formato mais angular tendem a se deslocar mais lentamente e a girar mais que grãos arredondados, FRANCIS (1973).

2.5.2 Suspensão

O transporte em suspensão ocorre quando os valores da velocidade de atrito do grão, u_* , e da velocidade de queda do grão, ω , são próximos, FRANCIS(1973). Os saltos do grão tornam-se mais longos e mais altos, tendendo ao transporte em suspensão.

BAGNOLD (1973) estimou, que, se $\omega = 1,25u_*$, o transporte será quase em sua totalidade por suspensão.

Durante o transporte de sedimentos em suspensão, energia é gasta para manter os grãos em suspensão. Nas camadas próximas ao fundo, camada de transporte por arraste, as colisões entre grãos em movimento e os do fundo também provem resistência ao escoamento hidrodinâmico, e por sua vez diminuem as tensões sobre o leito. Aqui o leito é considerado a camada logo abaixo dos grãos que estão em movimento, o leito é, nesta definição, fixo.

Em contato com o leito, na base da camada de arrasto, a tensão de atrito deveria ser igual à tensão crítica de atrito. De outro modo cada vez mais grãos estariam sendo mobilizados ou sendo depositados, causando erosão ou assoreamento, respectivamente. Logo, em condições de equilíbrio, o excesso de tensão, $\tau_o - \tau_{oc}$, é absorvido na manutenção dos grãos em movimento. As condições de equilíbrio morfológico caracterizam-se por ter a mesma quantidade de grãos sendo depositados e entrando em movimento. Em um escoamento em equilíbrio morfológico o leito não apresenta alterações ao longo do tempo.

2.6 Configurações de Fundo

O Número de Froude, Fr , é uma grandeza adimensional que compara forças inerciais e gravitacionais. O número de Froude classifica o escoamento em subcrítico, $Fr < 1$, crítico, $Fr = 1$ e supercrítico, $Fr > 1$.

Segundo SIMONS e RICHARDSON (1960), *apud* DE SOUZA (2010), a configuração de fundo pode ser relacionada ao número de Froude. A Figura 2.3 mostra a relação entre o escoamento e a forma de configuração de fundo.

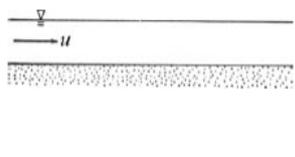
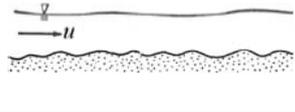
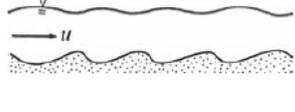
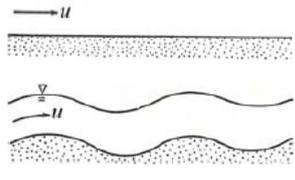
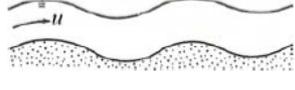
Nº DE FROUDE	CONFIGURAÇÕES DE FUNDO	DESIGNAÇÃO	OBSERVAÇÕES
$Fr < 0,15$		Leito Plano	Os primeiros grãos começam a se desprender do fundo e a se movimentarem por arraste, deslocando-se uns sobre os outros, por rolamento, deslizamento, choques, ou pequenos saltos, mantendo um contato quase permanente com o leito do escoamento. Movimento incipiente por arraste.
$0,15 < Fr < 0,30$		Rugas	O movimento dos sedimentos por arraste é predominante, mas algumas partículas perdem contato com o leito e passam a ser transportadas em suspensão, no meio da massa líquida. Movimento incipiente em suspensão.
$0,30 < Fr < 0,60$		Dunas	As irregularidades tomam-se periódicas, principal característica das dunas, que no início apresentam-se com pequenas rugas superpostas. Estas desaparecem e se incorporam às dunas. Muitos grãos saltam e o movimento em suspensão aumenta.
$0,60 < Fr < 1,3$		Formas de Transição: Leito Plano ou Ondulado	Na configuração plana, os grãos da camada superior do leito estão em movimento quase contínuo. Os períodos de repouso são, então extremamente pequenos. Os leitos plano e ondulado desta faixa de número de Froude, representam uma transição entre as dunas e as anti-dunas.
$Fr > 1,3$		Anti-dunas	As anti-dunas se propagam contra a corrente líquida, pois neste caso, o fenômeno representa um processo erosivo que evolui de jusante para montante. O escoamento é bastante turbulento e o movimento sólido em suspensão predominante.

Figura 2.3. Configurações do Leito relacionadas ao número de Froude segundo SIMONS e RICHARDSON (1960), apud DE SOUZA (2010).

2.7 Princípio do Auto - Ajustamento

A morfodinâmica pode ser analisada sob diferentes escalas de tempo. Sob a ótica geológica, as escalas temporais de interesse podem se estender por dezenas de milhares de anos e envolvem processos que vão além dos sedimentológicos definidos nesta dissertação, tais como processos tectônicos. As escalas de engenharia usualmente se estendem de poucos dias a alguns anos. E nestes períodos de tempo é possível prever os processos sedimentológicos. É possível fazer avaliações quantitativas para períodos maiores como décadas, porém deve-se estar ciente que as incertezas aumentarão.

O conceito fundamental no estudo de rios e canais com fundos móveis é o chamado Princípio Básico do Auto-Ajustamento, que pode ser enunciado como, (BLENCH, 1969):

"Canais naturais de fundo móvel tendem a se auto-ajustar a valores médios de larguras (B), profundidades (H), declividades (s) e dimensões de meandros (l), em função de sentido único dos seguintes fenômenos:

1. Seqüência das descargas líquidas (Q_L) que lhes é imposta;
2. Seqüência das descargas sólidas (Q_S) que os canais adquirem da erosão das encostas, da erosão de seus próprios leitos, ou de outras fontes de sedimentos; e
3. Susceptibilidade à erosão ou à deposição em seus bancos de sedimentos coesivos (M)."

Por função de sentido único entende-se que as variáveis características da morfologia do rio são dependentes, e as variáveis formadoras da morfologia são independentes. Portanto, alterações feitas em B , H , s ou l não alteram Q_L ou Q_S . Mas alterações ocorridas em Q_L ou Q_S , irão ocasionar ajustamentos em B , H , s e l .

Segundo SCHUMM (1971), para um rio com uma dada susceptibilidade à erosão ou deposição em seus bancos de sedimentos coesivos (M), observa-se que:

$$Q_L \propto \frac{B, H, l}{S} \quad (4)$$

$$Q_S \propto \frac{B, S, \lambda}{H, P} \quad (5)$$

onde P é a sinuosidade do rio, isto é, a razão entre o comprimento do curso fluvial e o comprimento do vale. Ressalve-se que na expressão acima Q_S refere-se à descarga sólida por arraste.

Em rios as variáveis morfológicas são dependentes e guardam uma relação de sentido único com as variáveis independentes formadoras da morfologia. Assim, se em um rio ocorrer uma modificação significativa na vazão sólida, por exemplo, em decorrência de desmatamentos na bacia hidrográfica ou da construção de barragem sem mecanismos de transpasse de sedimentos, ocorrerão significativas modificações em sua morfologia, a jusante da região afetada. Por outro lado, uma dragagem efetuada em um trecho de rio não modificará as vazões líquidas ou sólidas a montante, e em consequên-

cia haverá tendência de assoreamento no trecho dragado, e retorno à situação de equilíbrio anterior.

Já em estuários e canais de maré há uma relação nos dois sentidos entre os dois grupos de variáveis. Isto é, modificações significativas em variáveis de um grupo causam mudanças nas variáveis do outro grupo e, através de um mecanismo de retroalimentação, as variáveis do primeiro grupo podem ser afetadas por tais modificações. O mecanismo fundamental causador de tal efeito altamente complexo, é o mecanismo de propagação da maré, (MOTTA, 1978). Por exemplo, ao se dragar um canal de maré modificar-se-á a propagação da maré, e conseqüentemente as vazões sólidas e líquidas de origem marinha. As novas vazões por sua vez poderão causar modificações na morfologia de trechos não afetados pela dragagem, ou ser tais que favoreçam a nova morfologia imposta pela dragagem.

3. SISTEMA DE MODELAGEM APLICADO

3.1 Descrição do modelo hidrodinâmico

Modelos hidrodinâmicos vêm sendo cada vez mais utilizados como auxílio aos projetos de engenharia. O uso de modelos permite a obtenção do padrão de circulação em um corpo d'água a cada instante de tempo. Como método de simplificação a modelagem se aproveita de características do escoamento e do domínio obtendo maior eficiência e destacando os fenômenos de interesse. A escolha de um determinado modelo deve, portanto, levar em conta a finalidade do mesmo.

Podemos classificar os modelos hidrodinâmicos em:

Modelos tridimensionais – O domínio possui as dimensões x , y , z e t . É usado quando se deseja obter resultados ao longo da coluna d'água. Estes tipos de modelo podem ser utilizados com a influência de termos baroclínicos,

Modelos bidimensionais – Modelos bidimensionais podem ser em planta (2DH) ou em perfil (2DV). No caso 2DH o domínio possui as dimensões x , y , e t , a dimensão vertical é promediada. Este modelo se aplica a corpos d'água pouco estratificados ou verticalmente homogêneos. No modelo 2DV é promediada a dimensão lateral. Este modelo se aplica a locais onde a estratificação é um processo importante a ser levado em consideração. Após a promediação restam as dimensões x , z e t .

Modelos unidimensionais – Nos modelos unidimensionais foram promediadas a dimensão vertical e a dimensão horizontal transversal ao escoamento. É uma simplificação importante e muito utilizada em rios com seção transversal uniforme ou quando não se deseja obter resultados ao longo de uma seção transversal.

O SisBaHiA, **Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental**, utilizado nesta dissertação, se vale de um sistema FIST, *filtered in space and time*, para resolver as equações de quantidade de movimento com aproximação hidrostática, nessa é admitido que a parcela vertical da quantidade de movimento é simplificada pelo equilíbrio entre a variação de pressão e o termo de gravidade. (ROSMAN, 2001).

O modelo é composto por dois módulos. O módulo 2DH desacoplado, utilizado nesta dissertação, pode ser utilizado independentemente. Ele determina as componentes da

velocidade em x e y , $U(x,y,t)$ e $V(x,y,t)$, respectivamente, de forma promediadas na vertical e a elevação da superfície livre, $z = \zeta(x,y,t)$. A Figura 3.1 ilustra a promediação do perfil de velocidades na coluna d'água definidas pelas equações (6) e (7), além de definir com clareza o nível de referência, NR, a elevação, ζ , e a cota do fundo, $z=-h$, onde $H=\zeta(x,y,t) +h(x,y)$ é a coluna d'água. Note que as variáveis x_i , u_i e U_i , estão com notação indicial, representando as variáveis tanto na direção x como y .

$$U(x, y, t) = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\zeta} u(x, y, z, t) dz \quad (6)$$

$$V(x, y, t) = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\zeta} v(x, y, z, t) dz \quad (7)$$

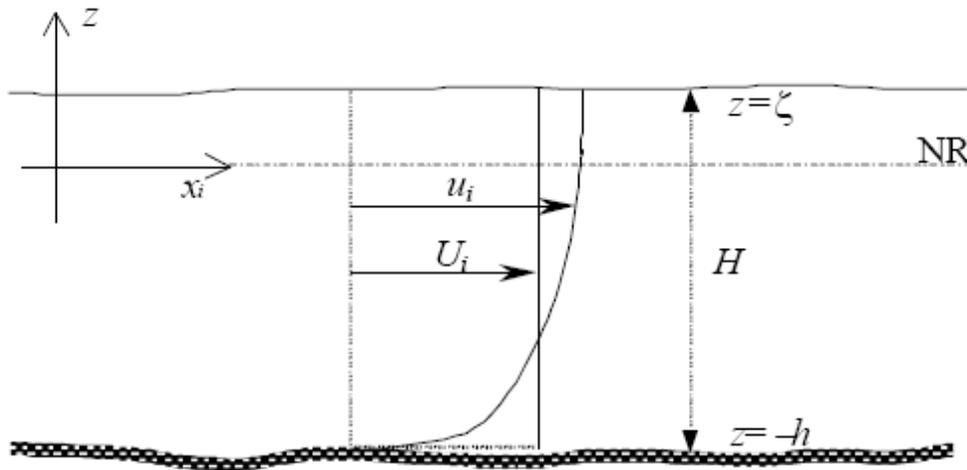


Figura 3.1. Velocidade média U_i e perfil de velocidades u_i . NR é o nível de referência. Figura obtida da referência técnica do SisBaHiA³.

Integrando-se a equação da continuidade em 3D, ao longo da vertical, e considerando-se as Equações (6) e (7) de U e V , obtemos esta na forma 2DH, equação (8), onde Σq representa as condições de contorno apropriadas, tais como evaporação e precipitação na superfície livre e infiltração no fundo.

³ http://www.sisbahia.coppe.ufrj.br/SisBAHIA_TecRef_V65.pdf acessado no dia 9 de julho de 2009.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = \Sigma q \quad (8)$$

Em modelos de leito fixo, temos que a derivada temporal da cota negativa do fundo, $h(x,y)=-z(x,y)$, é nula e portanto a equação (8) pode ser simplificada resultando na Equação (9).

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = \Sigma q \quad (9)$$

Aplicando-se a regra de Leibniz e as condições de contorno cinemáticas à equação da quantidade movimento 3D, obtém-se as Equações da Quantidade de Movimento 2DH, Equações (10) e (11), apresentadas a seguir.

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{gH}{2\rho_o} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x} + \frac{1}{\rho_o H} \left[\frac{\partial(H\bar{\tau}_{xx})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{\tau}_{xy})}{\partial y} \right] + \\ \frac{1}{\rho_o H} (\tau_x^S - \tau_x^B) + 2\Phi \text{sen}\theta V - \frac{U}{H} \Sigma q \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{gH}{2\rho_o} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial y} + \frac{1}{\rho_o H} \left[\frac{\partial(H\bar{\tau}_{xy})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{\tau}_{yy})}{\partial y} \right] + \\ \frac{1}{\rho_o H} (\tau_y^S - \tau_y^B) - 2\Phi \text{sen}\theta U - \frac{V}{H} \Sigma q \end{aligned} \quad (11)$$

Onde Φ é a velocidade angular de rotação da Terra no sistema de coordenadas local e θ é o ângulo de Latitude. A explicação detalhada para cada um dos termos das equações (10) e (11), foi transcrita da referencia técnica do SisBaHiA, ROSMAN () e encontra-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Descrição dos termos das equações de quantidade de movimento 2DH, transcrita da referência técnica do SisBaHiA, www.sisbahia.coppe.ufrj.br/SisBAHIA_TecRef_V7.pdf, acessada no dia 24 de março de 2010.

$\frac{\partial U}{\partial t} \rightarrow$	Representa a aceleração local do escoamento 2DH, i.e., em uma dada posição, a taxa de variação temporal da quantidade de movimento média na vertical por unidade de massa. Em escoamentos permanentes, esse termo é igual a zero.
$U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} \rightarrow$	Representam as acelerações advectivas do escoamento 2DH, i.e., em um determinado instante, representam o balanço dos fluxos advectivos médios na vertical, por unidade de área, de quantidade de movimento na direção x , por unidade de massa. Em escoamentos uniformes, esses termos são iguais a zero.
$-g \frac{\partial \zeta}{\partial x} \rightarrow$	Representa a variação da pressão hidrostática na direção x (gradiente de pressão), devido à declividade da superfície livre na direção x . Conforme indicado pelo sinal negativo, este termo força escoamentos de lugares onde o nível de água é mais alto para onde o nível de água é mais baixo.
$-\frac{gH}{2\rho_o} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x} \rightarrow$	Representa a variação da pressão hidrostática na direção x (gradiente de pressão), devido às diferenças de densidade da água na direção x . Conforme indicado pelo sinal negativo, este termo força o escoamento de lugares com maior densidade para onde a densidade é menor.
$\frac{1}{\rho_o H} \left[\frac{\partial(H\bar{\tau}_{xx})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{\tau}_{xy})}{\partial y} \right] \rightarrow$	Representa a resultante das tensões dinâmicas turbulentas 2DH no escoamento i.e., em um determinado instante, representam o balanço dos fluxos difusivos médios na vertical, por unidade de área, de quantidade de movimento na direção x , por unidade de massa. Por exemplo, esses termos são responsáveis pela geração de vórtices horizontais em zonas de recirculação.
$2\Phi \sin\theta V \rightarrow$	Representa a aceleração de Coriolis decorrente do referencial estar se movendo com a rotação da Terra. Esse termo é irrisório próximo ao equador, i.e. em baixas latitudes, e pouco relevante em corpos de água relativamente pequenos como a Baía de Guanabara, por exemplo.
$\frac{1}{\rho_o H} (\tau_x^s) \rightarrow$	Representa a tensão do vento na superfície livre por unidade de massa. Se o vento estiver na mesma direção do escoamento, esse termo irá acelerar o escoamento; se estiver oposto, irá retardar o escoamento.
$\frac{1}{\rho_o H} (-\tau_x^b) \rightarrow$	Representa a tensão de atrito no fundo atuante no escoamento 2DH por unidade de massa. Conforme indicado pelo sinal negativo, esse termo sempre tende a desacelerar o escoamento. É sempre oposto ao escoamento.
$\frac{U}{H} \underbrace{(q_P - q_E + q_I)}_{\Sigma q} \rightarrow$	Representa efeitos na quantidade de movimento devidos a variações de massa em função dos fluxos, por unidade de área, de precipitação q_P , evaporação q_E e infiltração q_I .

O módulo 3D tem uma estratégia de cálculo que aproveita os resultados de elevação da superfície livre do módulo 2DH para em seguida resolver o campo de velocidade tridimensional, obtendo os perfis de velocidade nas direções x e y do módulo 2DH. Para calcular a elevação da superfície livre são utilizadas as tensões de fundo obtidas no módulo 3D. Os dois módulos são, portanto, interdependentes. Essa estratégia permite diminuir o esforço computacional.

O módulo 3D pode ser calculado de duas formas, uma numérica completa e outra analítico-numérica. A primeira possui uma boa precisão na maioria dos casos, porém o esforço computacional é maior. A forma de solução analítico-numérica é computacionalmente mais eficiente, porém em casos com grande variação de aceleração advectiva na direção vertical, os resultados se tornam menos precisos. Neste caso é feita uma verificação da velocidade promediada, obtida no modelo 2DH, com a integral do perfil de velocidades obtido no módulo 3D e, se necessário, é feita uma correção no perfil de velocidades 3D de forma que as velocidades médias verticais sejam iguais em ambos os módulos.

3.2 Tensões de atrito no Fundo no módulo 2DH

Um parâmetro com grande importância para a modelagem hidrodinâmica e hidrossedimentológica é a tensão de atrito no fundo. A tensão de atrito tem influência direta no cálculo das vazões sólidas. No FIST3D ela é definida pela Expressão (12), usando a notação indicial⁴.

$$\tau_i^B = \rho_s \beta U_i \quad [i=1,2] \quad (12)$$

Se o módulo 2DH estiver sendo usado, emprega-se a lei quadrática usual para o cálculo de β .

$$\beta = \frac{g}{C_h^2} \sqrt{U^2 + V^2} \quad (13)$$

O coeficiente de Chezy, C_h , é definido segundo a Expressão (14), a seguir, o uso do coeficiente de Chezy leva em consideração variações espaciais da amplitude de rugosidade, ε , e variações espaciais e temporais da coluna d'água, H . A amplitude de rugosidade, ε , é um parâmetro de entrada do modelo e está ligada à tipologia do fundo. Valores recomendados para ε podem ser vistos na Tabela 3.2.

⁴ Na Notação indicial, τ_1^B e τ_2^B representam as tensões de atrito no fundo nas direções x e y , respectivamente.

$$C_h = 18 \log_{10} \left(\frac{6H}{\varepsilon} \right) \quad (14)$$

Tabela 3.2. Valores recomendados para a amplitude da rugosidade equivalente de fundo, ε , para uso no módulo 2DH do modelo FIST3D. (vide a referência técnica do SisBahia)

Leito de sedimentos	
Leito com transporte de sedimentos	$0,007 < \varepsilon < 0,050$
Leito com vegetação	$0,050 < \varepsilon < 0,150$
Leito com obstáculos (e.g. pedras, troncos)	$0,150 < \varepsilon < 0,400$
Fundo de pedra ou rochoso	
Fundo de alvenaria	$0,000 < \varepsilon < 0,001$
Fundo de pedra lisa	$0,001 < \varepsilon < 0,003$
Fundo de asfalto	$0,003 < \varepsilon < 0,007$
Fundo com pedregulho	$0,007 < \varepsilon < 0,015$
Fundo com pedras médias	$0,015 < \varepsilon < 0,040$
Fundo com pedras	$0,040 < \varepsilon < 0,100$
Fundo com rochas	$0,100 < \varepsilon < 0,200$
Fundo de Concreto:	
Fundo de concreto liso	$0,000 < \varepsilon < 0,001$
Fundo de concreto inacabado	$0,001 < \varepsilon < 0,003$
Fundo de concreto antigo	$0,003 < \varepsilon < 0,010$

O coeficiente de Chezy, C_h , pode ser relacionado ao coeficiente de Manning, n , pela expressão a seguir:

$$C_h = \frac{H^{1/6}}{n} \quad (15)$$

Onde H é a coluna d'água.

3.3 Critério de Mobilidade

Um critério de mobilidade conciso deve ser aplicado para determinar se há condições de movimento dos grãos, ou se estes permanecerão em repouso. No caso de sedimentos predominantemente arenosos, o critério usualmente empregado baseia-se nos conceitos propostos por SHIELDS(1936), que levam em conta características dos sedimentos e hidrodinâmicas.

DE SOUZA (2010) aborda a importância, o estado da arte e aplicações de estudos sobre o movimento incipiente de sedimentos não-coesivos em escoamentos com

superfície livre. Nesta são apresentados critérios clássicos, tais como o de SHIELDS, assim como critérios contemporâneos tais como os de VAN RIJN, PAPHITIS, e de BEHESHTI e ATAIE-ASHTIANI.

A Figura 3.2 é a representação gráfica do Diagrama de Shields, mostrando a relação entre a Tensão de Atrito Adimensional, Ψ , e o número de Reynolds do grão, R_* . Se o ponto plotado no diagrama se encontrar acima da curva, há movimento. Do contrário, o grão permanece em repouso. A curva representa as condições críticas do movimento dos grãos.

A Tensão Tangencial Adimensional, θ , denominada nesta dissertação de parâmetro de Shields, é definida pela seguinte expressão:

$$\theta = \frac{u_*^2}{g(S_s - 1)D} = \frac{\tau_o}{\gamma_a(S_s - 1)D} = f\left(\underbrace{\frac{Du_*}{\nu}}_{R_*}\right) \quad ; \quad S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_a} = \frac{\rho_s}{\rho_a} \quad (16)$$

onde:

τ_o = tensão média de cisalhamento do escoamento junto ao leito

γ_s = peso específico do grão

γ, γ_a = peso específico da água = $g\rho_a$

g = aceleração da gravidade

ρ_a = massa específica da água

D = diâmetro do grão

u_* = velocidade de atrito junto ao leito

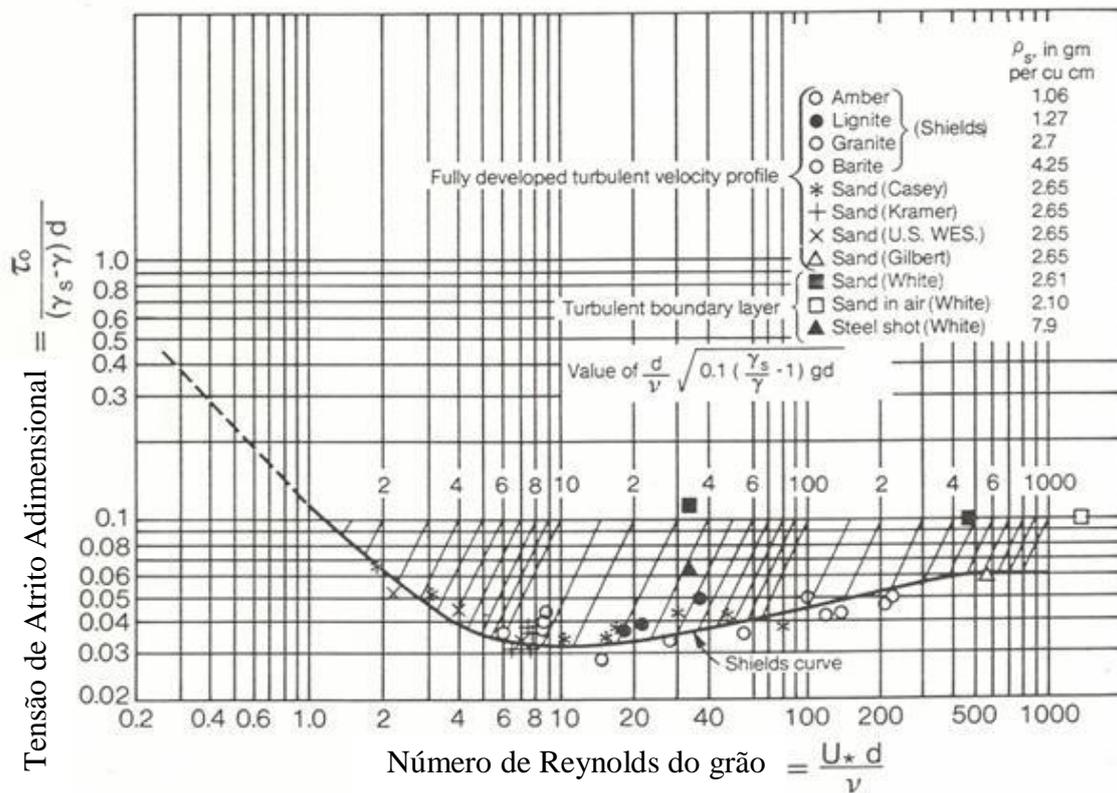


Figura 3.2. Diagrama de Shields

A obtenção da tensão crítica, τ_{oc} , a partir do Diagrama de Shields da Figura 3.2 é simples, porém depende de um processo iterativo já que, considerando, $\tau_o = \rho u_*^2$, a tensão de atrito no leito aparece tanto no eixo das abscissas como no das ordenadas. Para evitar o processo iterativo, neste trabalho está sendo usado o Diagrama de Shields modificado, Figura 3.3, retirado de MADSEN(1975).

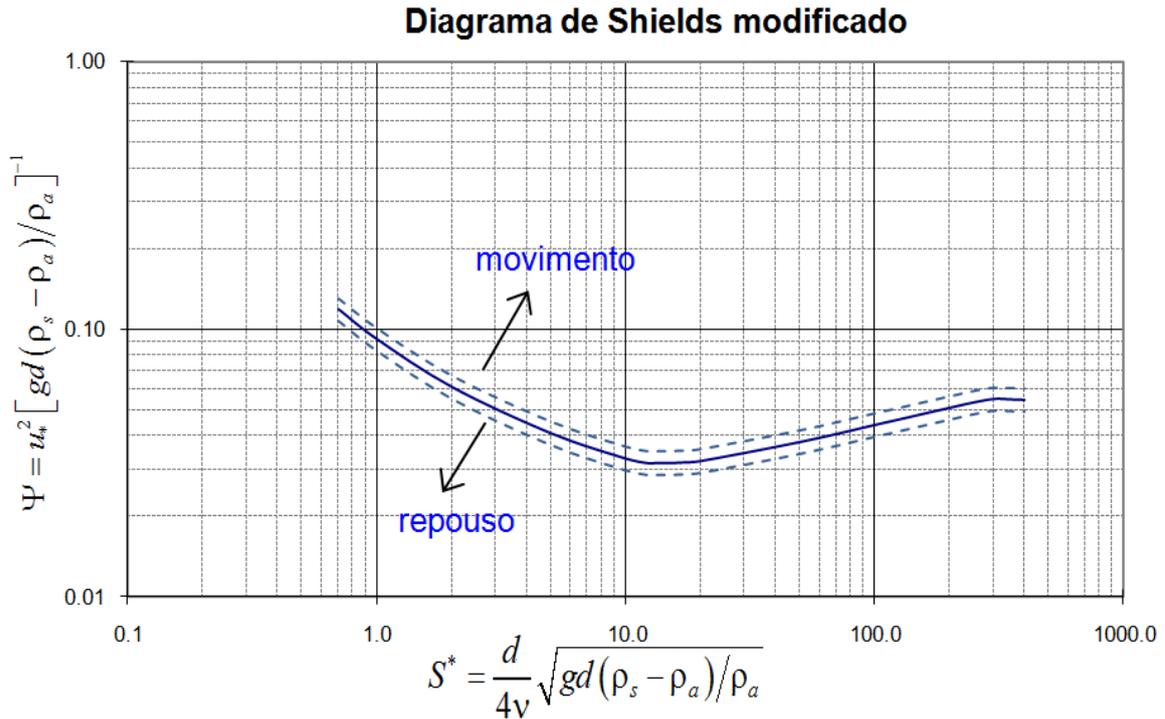


Figura 3.3. Diagrama de Shields modificado, no qual a tensão crítica pode ser obtida diretamente das características do sedimento e da água.

Se o parâmetro de Shields, Ψ , estiver acima da linha tracejada superior, há transporte sólido. Se estiver abaixo da linha tracejada inferior, não há transporte sólido, na faixa de valores entre as linhas tracejadas a probabilidade de haver transporte aumenta do zero, limite inferior, a 100% limite superior.

O Diagrama de Shields modificado define uma variável representativa das características físicas da água e do sedimento, S^* .

$$S^* = \frac{d}{4\nu} \sqrt{gd(\rho_s - \rho_a) / \rho_a} \quad (17)$$

A modificação proposta por MADSEN(1975) possui a vantagem de excluir do eixo das abscissas qualquer variável hidrodinâmica, tornando possível a obtenção da tensão crítica de atrito a partir de propriedades do fluido e do sedimento.

3.3.1 Cálculo da tensão Crítica Adimensional de Shields

O diagrama de Shields modificado por MADSEN(1975) foi digitalizado e dividido em trechos. Para cada trecho foi ajustada uma curva que define a tensão crítica adimensional, Ψ_c , a partir da qual será obtida a tensão crítica de atrito no leito. No trecho inicial, $S^* \leq 2$, foi ajustada uma curva de potência, nos demais trechos foi realizado um

ajuste polinomial. Na Tabela 3.3 podem ser vistas as equações relativas a cada trecho. Esta etapa foi importante, pois tornou possível a implementação do diagrama de Shields nas rotinas desenvolvidas.

Tabela 3.3. Equações que definem o parâmetro de shields crítico, θ_c .

Trecho	Equação
$S^* \leq 2$	$\theta_c = 0,09381 \cdot S^{*-0,63057}$
$2 < S^* \leq 12$	$\theta_c = -5,0 \cdot 10^{-5} \cdot S^{*3} + 1,47 \cdot 10^{-3} \cdot S^{*2} - 1,502 \cdot 10^{-2} \cdot S^* + 0,08557$
$12 < S^* \leq 20$	$\theta_c = 1 \cdot 10^{-5} \cdot S^{*2} - 4,1 \cdot 10^{-4} \cdot S^* + 3,456 \cdot 10^{-2}$
$S^* > 20$	$\theta_c = 3,5819 \cdot 10^{-10} \cdot S^{*3} - 4,5515 \cdot 10^{-7} \cdot S^{*3} + 1,8876 \cdot 10^{-4} \cdot S^* + 0,029128$

O cálculo de τ_{oc} é feito através da Equação (18). Teoricamente, se τ_o for maior que τ_{oc} admite-se que os sedimentos no local são mobilizados e transportados pelas correntes, caso contrário os sedimentos permanecem em repouso.

$$\tau_{oc} = \theta_c \gamma (S_s - 1) D_{s0} \quad (18)$$

O critério de transporte adotado nos modelos desta dissertação considera um efeito probabilístico ao verificar a presença de transporte quando a tensão no fundo τ_o tem valor próximo do valor crítico τ_{oc} , como será descrito a seguir no Item 3.3.2.

As tensões críticas de mobilidade para diferentes granulometrias de sedimentos não coesivos são obtidas através do diagrama de Shields apresentado na Figura 3.3. A curva no diagrama representa o valor crítico do parâmetro de Shields, θ_c , a partir do qual se calcula a tensão crítica no fundo, τ_{oc} , para a qual o grão de sedimento passaria a ter mobilidade.

A Figura 3.4, a seguir, apresenta a curva de valores da tensão crítica de mobilidade, τ_{oc} , em função do diâmetro do grão, calculada pelo diagrama de Shields modificado por MADSEN(1975). No caso considerou-se água doce e sedimentos de massa específica

$\rho = 998,1 \text{ kg/m}^3$ e $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ com diâmetros em milímetros.

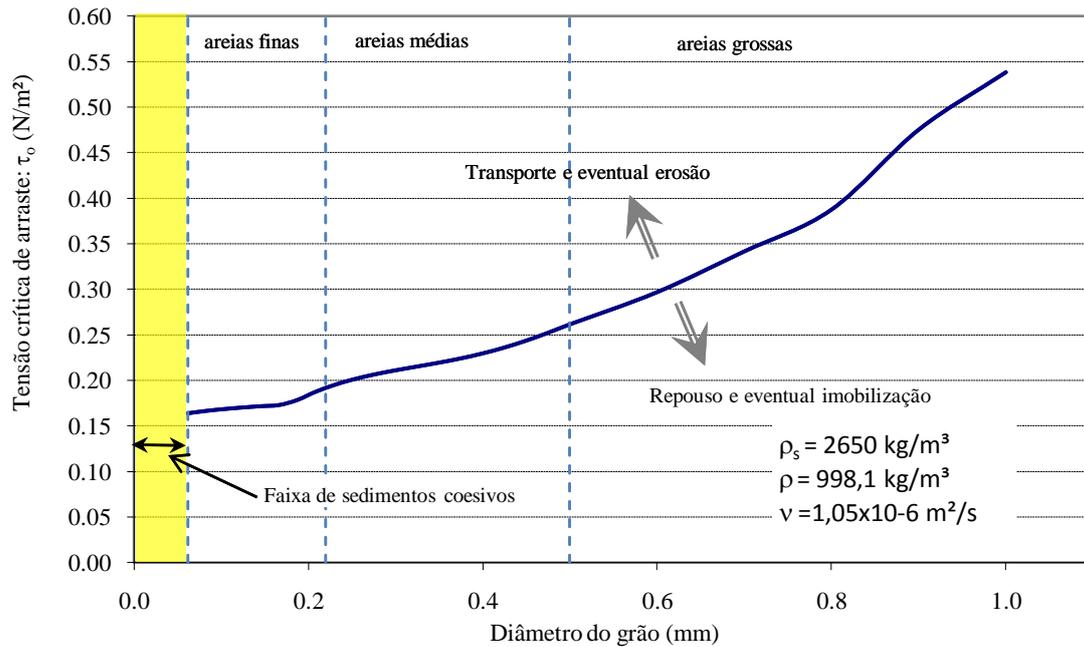


Figura 3.4. Tensão crítica de mobilidade, τ_{oc} , em função do diâmetro do grão obtida do diagrama de Shields modificado.

3.3.2 Definição de uma faixa de incerteza para a tensão crítica

Na natureza, o limite para o movimento incipiente não é bem definido, pois forças hidrodinâmicas turbulentas são variáveis e aleatórias. Assim, deve-se interpretar o valor de Ψ_c para um dado grão de referência como um valor de probabilidade 50% de ocorrer movimento ou não, havendo uma faixa de incerteza com tolerância α , que deve ser definida junto aos dados de entrada do modelo. De fato, como se observa na Figura 3.2, há uma nuvem de pontos no entorno da linha pontilhada que define θ_c . Deste modo, ao invés de um valor crítico preciso, há uma faixa de movimento incipiente, como descrito a seguir.

Para incorporar este efeito probabilístico, define-se um fator de tolerância α de modo que, para um dado tamanho de grão em um dado tempo:

1. Se a tensão no fundo exercida pelo escoamento, τ_0 , for tal que $\theta/\theta_c < (1 - \alpha)$, o modelo considera que certamente não há condições de erosão ou transporte. No caso, se no local houver sedimentos em movimento por arraste, estes parariam, e os sedimentos em repouso assim permaneceriam.
2. Contrariamente, se ocorrer τ_0 de modo que $\theta/\theta_c > (1 + \alpha)$, o modelo considera que certamente o escoamento tem capacidade de erosão e transporte.

3. Na situação intermediária o modelo entra no seguinte processo probabilístico: Se $(\theta/\theta_c - 1 + \alpha) < (2\alpha \times A[0,1])$ admite-se não haver capacidade de erosão e transporte, caso contrário há capacidade. Na expressão, a função $A[0,1]$ gera números aleatórios entre 0 e 1, a cada instante.

É importante ressaltar que se $\theta/\theta_c = 1$ a probabilidade de erosão e transporte ou de sedimentação é de 50%. À medida que θ/θ_c se aproxima de $(1 - \alpha)$ a probabilidade de erosão e transporte diminui, e à medida que θ/θ_c se aproxima de $(1 + \alpha)$ a probabilidade aumenta.

Com um valor de α diferente de zero simula-se a incerteza que existe na determinação de θ_c ou do equivalente τ_{oc} . Como θ_c é estimado através da curva do parâmetro de Shields, que é ajustada a valores experimentais, o valor de α representa a amplitude da nuvem de dados experimentais, que pode ser observada na Figura 3.2.

Destaca-se que com a utilização do fator de tolerância α , incorpora-se também um efeito de continuidade entre diferentes faixas granulométricas.

3.4 Descrição dos modelos adotados para o Transporte de Sedimentos

Diversas fórmulas para cálculo da descarga sólida estão à disposição na literatura. No modelo desenvolvido nesta dissertação, é dada a opção de escolher a fórmula de transporte de sedimentos a ser utilizada. A sua escolha, porém, deve ser feita com critério, já que normalmente foram calibradas e validadas para casos específicos e seu ajuste depende das condições sob as quais foram formuladas. Os resultados obtidos por diferentes métodos podem variar drasticamente tornando a sua seleção uma das tarefas mais importantes no processo de modelagem.

As várias formulações apresentadas a seguir, apesar de possuírem diferentes fundamentos, estão sujeitas às mesmas hipóteses fundamentais, VANONI(1975). Supõe-se, que as variáveis hidráulicas e sedimentológicas podem ser relacionadas. O sedimento é sempre considerado não coesivo.

As formulações estão na forma adimensional. O uso de grandezas adimensionais facilita a visualização e comparação de resultados. As expressões abaixo são usadas

para adimensionalizar a vazão sólida e a tensão de atrito no leito, respectivamente. Note que o asterisco no canto direito superior da variável indica uma grandeza adimensional.

$$q_s^* = q_s / D \sqrt{g(S_s - 1)D} \quad (19)$$

$$\tau^* = \tau / g(\rho_s - \rho_o)D \quad (20)$$

A seguir são apresentados as fórmulas, que foram acopladas ao modelo hidrodinâmico do SisBaHiA, com uma breve descrição de sua origem e validade.

3.4.1 Fórmula de Meyer-Peter e Müller (1948)

A equação de Meyer-Peter e Müller, M-P e M, baseia-se no conceito de condição crítica para o arrasto de sedimentos. Este conceito foi introduzido por Duboys, em 1879, e até hoje tem grande influência nos trabalhos de hidrossedimentologia fluvial.

A fórmula de M-P e M, equação (21), quantifica o transporte por arraste e deve ser utilizada quando o transporte em suspensão for nulo ou muito baixo.

Foi desenvolvida a partir de experimentos em canais visando estudar o fenômeno de transporte em rios na região alpina Suíça. A largura dos canais de laboratório variou de 15 cm a 200 cm, a sua inclinação está entre 0,0004 e 0,02 enquanto as colunas d'água testadas estão entre 1cm e 120 cm. Foram testados diferentes tipos de sedimento, com o intuito de abranger diversos pesos específicos e granulometrias, de 0,4 mm a 30 mm VANONI(1975).

Recomenda-se o seu uso em rios ou canais com elevada relação entre largura e profundidade, em leitos de sedimentos grosseiros.

$$q_s^* = 8(\tau_o^* - \tau_{oc}^*)^{3/2} \quad (21)$$

onde:

τ_o^* = tensão de arrasto no leito adimensional

τ_{oc}^* = Tensão crítica de arrasto no leito adimensional

WONG e PARKER(2006) fizeram uma reanálise dos dados usados por Meyer Peter e Müller. Constataram que a formulação de Meyer Peter inclui uma correção para rugosidade de fundo desnecessária, as alterações propostas pelos autores encontram-se nas equações (22) e (23).

$$q_s^* = 4,93(\tau_o^* - 0,047)^{1,6} \quad (22)$$

$$q_s^* = 3,97(\tau_o^* - 0,0495)^{3/2} \quad (23)$$

As formulações acima mostram como uma alteração nas premissas básicas para o desenvolvimento de uma formulação pode alterar significativamente o valor obtido para o transporte sólido. No caso acima, a formulação de Meyer-Peter e Müller obtém valores, aproximadamente, duas vezes maiores que as formulações de Wong e Parker.

3.4.2 Fórmula de Van Rijn(1984)

VAN RIJN (1984) utiliza o conceito de camada de transporte por arrasto, *bed-load layer*. Sua formulação calcula o transporte por arrasto baseando-se no conceito de excesso de tensão no leito.

Segundo VAN RIJN (1984) a validação de seus resultados foi efetivada comparando-se 580 dados de aplicações de campo e de experiências realizadas em canais de laboratório. Definindo uma discrepância, r , como a razão entre o dado e o resultado da fórmula, 77% dos resultados obtidos por Van Rijn caíram dentro de uma faixa entre $0,5 < r < 2,0$ e tem validade para partículas com a granulometria variando de 0,2mm a 2,0 mm.

$$q_s^* = 0,053 \frac{T^{2,1}}{d_*^{0,3}} \quad (24)$$

Onde: $T = \frac{\tau_o - \tau_c}{\tau_c}$; $S_s = \frac{\rho_s}{\rho_a}$; $d_* = d_{50} \left(\frac{g(S_s - 1)}{v^2} \right)^{1/3}$

3.4.3 Fórmula de Nielsen (1992)

A equação de Nielsen é comumente utilizada em estudos de engenharia costeira. Baseia-se nas mesmas hipóteses que a fórmula de Meyer-Peter e Müller.

Sua validação se deu por meio de dados obtidos em canais utilizando areias uniformes e cascalho. É uma variação da equação de M-P e M. NIELSEN (1992) considera a constante 8 na Equação (21) muito baixa em casos de altas tensões no fundo e por isso foi modificada para 12.

$$q_s^* = 12\tau_o^{*1/2} [\tau_o^* - \tau_c^*] \quad (25)$$

3.4.4 Fórmula de Engelund-Hansen (1967)

A fórmula de Engelund-Hansen, equação (26), foi desenvolvida com base em dados experimentais obtidos em canais de laboratório por GUY, et al. (1966). O canal utilizado tem 2,44 m de largura e 45,72 m de comprimento. Foram realizados testes com quatro diferentes tipos de sedimentos de diâmetros medianos iguais a 0,19 mm, 0,27 mm, 0,45 mm e 0,93 mm. O desvio padrão da distribuição granulométrica foi de 1,3 para o sedimento mais fino e 1,6 para os demais, VANONI(1975).

É uma formula que calcula o transporte total dos sedimentos de leito, incluindo o movimento por arrasto e em suspensão.

$$q_s^* = \frac{0,05}{C_f} (\tau_o^*)^{5/2} \quad (26)$$

Onde C_f é um coeficiente de atrito adimensional definido por YANG(1996):

$$C_f = \frac{gsH}{u^2} \quad (27)$$

3.5 Sobre ajuste de coeficientes das fórmulas

ECKHARDT e WILSON-JR(1998) propõem uma metodologia para o ajuste das formulações aos dados experimentais, utilizando como exemplo os trabalhos efetuados por TOFFALETI (1968) e EINSTEIN (1950).

Segundo estes autores, em vez de simplesmente aplicar as diversas expressões matemáticas aos escoamentos naturais, torna-se necessário duas etapas básicas preliminares, ou seja, citando ECKHARDT e WILSON-JR(1998):

"1- Estudar as Fórmulas do Transporte Sólido a serem utilizadas, verificando suas hipóteses básicas e simplificadoras, as características hi-

drodinâmicas e sedimentológicas em que foram deduzidas e em que condições experimentais foram obtidos seus coeficientes.

2- Verificar se as hipóteses básicas e simplificadoras, assim como os valores dos coeficientes utilizados se aplicam aos rios estudados, reproduzindo nestes rios, os ensaios necessários para estas verificações."

HOSSAIN e RAHMAN(1998) apresenta uma metodologia de ajuste das fórmulas baseado na discrepância entre os dados medidos em campo e os valores obtidos com a fórmula adotada e na distribuição desta discrepância.

3.6 Modelo de Fundo Móvel – Morfodinâmico

O módulo de transporte sólido desenvolvido nesta dissertação pode ser executado de duas maneiras.

Uma primeira abordagem utiliza os resultados do modelo hidrodinâmico 2DH previamente executado e, a partir destes valores, calcula o transporte sólido, com a fórmula selecionada. O transporte sólido é calculado para todos os pontos do domínio modelado durante todo o tempo de simulação do modelo hidrodinâmico. Pode-se dizer que, neste modo de execução, o modelo de transporte sólido está hierarquicamente num nível abaixo do modelo hidrodinâmico. Esta abordagem foi chamada de modelo de transporte sólido desacoplado. E pode aplicar, simultaneamente, mais de uma das fórmulas apresentadas no item 3.4 desta dissertação. O resultado desta abordagem é a vazão sólida em cada nó do domínio modelado.

A outra abordagem calcula, simultaneamente, o modelo hidrodinâmico e o modelo de transporte de sedimentos. Esta abordagem foi nomeada de modelo de transporte sólido acoplado ao hidrodinâmico, ou modelo morfodinâmico. Os modelos são calculados alternadamente a cada passo de tempo. Primeiro se calcula um passo de tempo do modelo hidrodinâmico. Com base nos valores de velocidade, elevação e tensão de atrito no leito, obtidos neste passo de tempo, o modelo de transporte sólido é acionado, e este calcula a vazão sólida naquele passo de tempo, para cada nó do domínio modelado.

As fórmulas apresentadas no item 3.4 calculam a capacidade de transporte no local, ou vazão sólida potencial. Entretanto, a vazão sólida real deve ser função do esto-

que de sedimentos no leito, definido localmente por $E_E(1 - \lambda)$. Consequentemente, a vazão sólida disponível, q_d , em um passo de tempo, Δt , passa a ser:

$$q_d = \frac{E_E(1 - \lambda)}{\Delta t} \quad (28)$$

onde E_E é a espessura instantânea da camada erodível no local. Desta forma, a vazão sólida considerada na equação (29), apresentada a seguir, é o valor mínimo entre a vazão sólida disponível e a vazão sólida potencial obtida pela fórmula de transporte selecionada.

A vazão sólida é em seguida interpolada no espaço pelo método do elemento finito, o que permite a obtenção das derivadas da vazão sólida em x e y : $\partial q_{sx}/\partial x$ e $\partial q_{sy}/\partial y$ respectivamente, onde q_{sx} e q_{sy} são as parcelas da vazão sólida projetada respectivamente em x e y . Com base nestas derivadas é realizado um balanço de massa de sedimentos em cada nó do domínio, considerando-se a seguinte equação:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} \right) \frac{1}{(1 - \lambda)} \quad (29)$$

Onde λ representa a porosidade do leito móvel.

A equação (29) pode ser discretizada para cada passo de tempo possibilitando o cálculo da variação da cota negativa do leito, δh , por passo de tempo. A Equação (30) mostra a expressão discretizada, que calcula δh , incluindo o fator de aceleração morfológico, f_m , que será explicado mais adiante.

$$\delta h = \delta t \left(\frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} \right) \frac{1}{(1 - \lambda)} f_m \quad (30)$$

Note que o sinal da cota negativa do leito, $h(x,y,t)$, no SisBaHiA é orientado de cima para baixo, similar à forma de apresentação da batimetria usualmente presente em cartas náuticas. Este sentido foi mantido no modelo. Logo, valores positivos de δh representam uma erosão, enquanto valores negativos representam uma deposição de sedimentos, i.e., assoreamento.

A solução desta equação atualiza a superfície do fundo $S_F \equiv z + h(x,y,t) = 0$, já que o valor de h torna-se variável no tempo. A coluna d'água passa ser definida por $H(x,y,t) = \zeta(x,y,t) + h(x,y,t)$. Com h variável no tempo, a sua derivada no tempo deixa de ser nula. Portanto a simplificação que resulta na equação (9) não é mais válida. E a equação da continuidade deve manter-se em sua forma como apresentada na equação (8).

Destaca-se que no domínio de modelagem, podem ser definidas regiões caracterizando trechos de fundo rochoso, onde não há erosão. Em tais trechos, porém, pode ocorrer sedimentação. Em qualquer região, dada uma posição inicial de fundo, a erosão também pode ser limitada a um valor máximo, representando assim uma camada inicial de sedimentos sobre um fundo não erodível com cota definida.

3.6.1 Fator de aceleração morfológico

Devido à larga escala de tempo em que ocorrem os fenômenos sedimentológicos, e.g. assoreamento e erosão, alguns sistemas de modelagens, como o DELFT3D, utilizam um recurso de amplificação das alterações morfológicas. Isto é realizado com o intuito de viabilizar a modelagem, ao diminuir o tempo de simulação.

O fator de aceleração morfológico, f_m , foi criado de maneira análoga à do DELFT3D. A cada passo de tempo um fator multiplica a variação da cota negativa do fundo, δh . Isto significa, que se o fator de aceleração morfológico for unitário, o leito estará sendo alterada sem nenhuma aceleração dos fenômenos sedimentológicos. Se $f_m > 1$, as alterações no leito ocorrerão de forma acelerada. Efetivamente, ele funciona multiplicando o passo de tempo do modelo morfológico por uma constante.

Este recurso deve ser usado com cuidado, já que as relações entre variáveis hidrodinâmicas e sedimentológicas não são lineares. LESSER et al. (2004) testaram o modelo com valores de fator morfológico que variaram de $f_m=20$ a $f_m=100$ em simulações de um canal de laboratório, obtendo resultados satisfatórios.

Uma das utilidades do fator de aceleração morfológico é avaliar o efeito, a médio prazo, que a passagem de vários ciclos hidrológicos tem sobre o leito do corpo d'água sem ter efetivamente que executar o modelo por diversos ciclos hidrológicos. A idéia é executar o modelo por um ciclo utilizando o fator de aceleração morfológico, ao final do modelo o fundo terá se comportado como se tivessem decorrido mais de um

ciclo hidrológico. Com o uso do fator diminui-se consideravelmente o tempo de execução do modelo.

No item 4.4, a seguir, é apresentado um teste, onde se compara os efeitos sobre o leito, obtido com um modelo sujeito a passagem de 10 ondas de cheia com $f_m=1$ com os efeitos da passagem de uma onda de cheia com $f_m=10$.

3.7 Sobre as condições de contorno do modelo de transporte de sedimentos

Especificar a vazão sólida nas fronteiras do domínio é um importante passo para a modelagem do transporte dos sedimentos. A vazão sólida deverá ser prescrita em locais do domínio onde ocorra um afluxo de sedimentos, como é o caso de alguns córregos ou rios afluentes ao domínio. O modelo de transporte sólido desenvolvido apresenta duas formas para impor condições de contorno de vazão sólida.

A vazão sólida prescrita terá uma relação com a morfologia imediatamente a jusante do ponto onde esta foi prescrita. Caso o aporte de sedimentos seja superestimado, haverá uma deposição; este caso pode ser exemplificado por um rio carregado de sedimentos entrando em um lago ou reservatório com pequenas concentrações de sedimentos. Um aporte de uma vazão sólida subestimada provavelmente causará uma erosão localizada logo a jusante do local do aporte; este caso pode ser exemplificado pela descarga de um reservatório de usina hidrelétrica. As águas, usualmente com concentrações menores de sedimentos provenientes da descarga de uma usina, seja no vertedouro ou na casa de máquinas, geralmente causam uma erosão a jusante da usina.

No modelo de transporte de sedimentos aqui desenvolvido, seja no modo acoplado ou desacoplado foram criados dois tipos de condição de contorno, de modo similar à descrita por IPSON (2006):

-tipo 0 – aplica as condições de equilíbrio no contorno.

-tipo 1 – aplica uma vazão sólida dada na fronteira.

No tipo 0 a vazão sólida afluente é calculada levando-se em conta a hidrodinâmica regente no local. As variáveis necessárias são obtidas do módulo hidrodinâmico do SisBaHiA, e o cálculo da vazão sólida na fronteira é realizado com a fórmula previamente selecionada no módulo de transporte de sedimentos, como visto no item 3.4. Este

modo de prescrição da condição de contorno é usualmente denominado condição de equilíbrio, nele a vazão sólida na fronteira é igual a capacidade de transporte do escoamento.

No tipo 1 a vazão sólida normal à fronteira é prescrita. Esta opção é útil quando se tem a disposição dados de campo ou dados provenientes de outro modelo. A vazão sólida imposta pode ser permanente ou variável no tempo, na forma de uma série temporal. Recomenda-se em conjunto com essa abordagem um ajuste das fórmulas de transporte a fim de obter resultados mais fidedignos. Esta abordagem pode ser muito útil em modelos a jusante de usinas hidrelétricas, onde o transporte de sedimentos na saída das turbinas da usina é nulo, ou muito reduzido.

Uma consequência comum na utilização do tipo 1 é a ocorrência de uma erosão ou assoreamento nas proximidades da fronteira onde foi prescrita a condição de contorno. Caso a vazão sólida normal prescrita seja menor que a capacidade de transporte do escoamento, é provável que ocorra erosão, caso contrário possivelmente haverá um assoreamento.

3.8 Sobre os resultados do modelo

A execução do modelo de transporte de sedimentos, no modo acoplado, i.e., morfodinâmico resulta em uma tabela com os resultados para cada passo de tempo em que se deseja salvar os resultados. O SisBaHiA pode salvar resultados em intervalos múltiplos do passo de tempo. Este recurso pode ser utilizado para evitar gastos excessivos da memória física do computador, salvando somente os resultados nos instantes relevantes.

Os resultados são compostos por uma tabela contendo a vazão sólida, a direção da vazão sólida e a alteração da cota negativa do fundo acumulada até o instante do resultado em cada nó do domínio a cada instante. Lembrando que valores positivos representam erosão e valores negativos deposição de sedimentos. A batimetria atualizada pode ser obtida pela soma da alteração da batimetria do fundo acumulada com a batimetria inicial do modelo.

A escolha do intervalo de gravação de resultados deve levar em conta a escala de tempo do fenômeno que está sendo modelado, e deve, portanto, considerar o teorema de

amostragem de Nyquist, a fim de obter resultados representativos do fenômeno modelado. A escala de tempo de fenômenos sedimentológicos como erosão e deposição de sedimentos é relativamente alta e não limita o intervalo de gravação de resultados. A hidrodinâmica, por outro lado, está diretamente relacionada com a vazão sólida, logo a escala de tempo da vazão sólida é próxima a escala de tempo dos fenômenos hidrodinâmicos, o que acaba por limitar o intervalo de gravação de resultados.

4. AVALIAÇÃO DO MODELO

Antes de aplicar o modelo morfodinâmico desenvolvido nesta dissertação a uma situação real de engenharia, é importante realizar alguns testes. Neste item serão apresentados alguns dos testes realizados. Os testes possuem diversas finalidades, e.g., verificar inconsistências na implementação dos modelos, comparar os resultados obtidos com um modelo morfodinâmico utilizado na prática da engenharia, Delft3D, e verificar se as alterações morfológicas obtidas correspondem ao descrito na literatura.

Para testar o modelo foram utilizados dois domínios diferentes. O primeiro domínio representa um canal com seção retangular uniforme ao longo do seu comprimento. Este domínio foi utilizado nos itens 4.1 e 4.2. Um outro domínio representando um canal de 17 km, com um estrangulamento em sua seção hidráulica a partir do quilômetro 4, foi utilizado nos testes descritos nos itens 4.3 e 4.4. Estes testes são descritos a seguir.

4.1 Teste em canal com seção retangular uniforme - modelo de fundo fixo

Com a finalidade de comparar quantitativamente cada uma das fórmulas anteriormente descritas, o modelo de transporte de sedimentos foi executado de forma desacoplada do modelo hidrodinâmico, ou seja, sem alterações na morfologia do leito por efeitos da erosão e assoreamento em decorrência do transporte sólido.

O modelo foi testado em um domínio fictício de formato retangular. A malha, em elementos finitos quadrangulares, usada neste modelo 2DH contém 240 elementos biquadráticos, e 1089 nós, somando 12000 m de comprimento e 150 m de largura. Os nós foram uniformemente arranjados em espaçamento de 100 no sentido longitudinal e 18,75 m no sentido transversal, totalizando 121 seções equidistantes compostas por nove nós. Um trecho da malha encontra-se ilustrada na Figura 4.1.

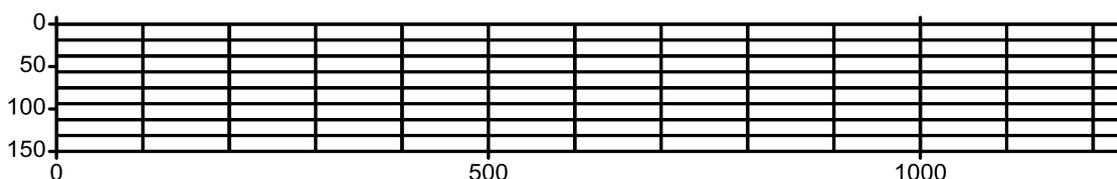


Figura 4.1. Trecho de montante da malha retangular usada no teste do modelo de transporte.

O fundo em todo o domínio encontra-se a uma cota inicial $z=-3$, sendo este um exemplo de fundo fixo, onde não ocorre alteração da cota do fundo. A rugosidade equivalente de fundo utilizada foi de 0,03 m, valor usual para fundo com transporte de sedimentos de areias médias, segundo a Tabela 3.2.

Para obter diferentes condições hidrodinâmicas foi criado um hidrograma fictício e prescrito a montante do canal. O hidrograma começa com uma vazão nula. A vazão cresce linearmente de zero a 920 m³/s em dois dias. O nível de jusante foi mantido constante a cota zero durante toda a simulação. Desta forma a área da seção de jusante permaneceu constante, $A=450\text{m}^2$. As velocidades médias nesta seção variam, portanto de zero a aproximadamente 2,04 m/s.

Para obter uma boa comparação entre as diferentes fórmulas, os modelos de transporte de sedimentos foram executados com o mesmo tipo e classe de sedimento e sobre os resultados do mesmo modelo hidrodinâmico descrito no parágrafo anterior. O sedimento considerado foi uma areia média com diâmetro mediano, $D_{50}=0,100$ mm, massa específica, $\rho_s=2650$ kg/m³. Como se trata de uma modelagem em um canal, convém considerar a viscosidade cinemática da água doce, $\nu=1,05\times 10^{-6}$ m²/s. Com estes valores a tensão crítica de arraste resulta em $\tau_c=0,156$ N/m², segundo equação (18) e metodologia explicada no item 3.3.1.

A tolerância, α , descrita no item 3.3.2, foi definida como $\alpha=0,2$, criando uma faixa de incerteza de $\pm 20\%$ em torno do valor do parâmetro de tensão crítica de Shields, θ_c .

Os resultados hidrodinâmicos e de transporte sólidos foram monitorados no nó 1080, localizado no centro da seção de jusante. Nesta seção está sendo prescrita a condição de contorno de nível d'água, $z=0$. Deste modo com $z=-3\text{m}$, o modelo terá, neste nó, ao longo de toda a simulação, uma coluna d'água de 3 m. A escolha do nó 1080, portanto, teve como objetivo realçar o efeito causa e consequência entre velocidade e transporte sólido, eliminando a variável da coluna d'água, já que esta foi constante durante todo o período de simulação neste nó. Além disso, teve a finalidade de facilitar a verificação dos cálculos de tensão de atrito no fundo e das fórmulas de transporte de sedimento.

Dispondo dos resultados dos modelos hidrodinâmico e de transporte de sedimentos, foi possível compor um gráfico com as tensões de atrito no fundo no eixo das abscissas e com a vazão sólida por unidade de largura no eixo das ordenadas, Figura 4.2. O gráfico relaciona a tensão de atrito em um nó do modelo com o transporte sólido calculado no mesmo. Nota-se que o uso de diferentes fórmulas pode acarretar resultados bem distintos, principalmente para valores elevado de tensões de atrito no leito. Por isso a escolha e ajuste da fórmula é fundamental para a obtenção de resultados coerentes. O valores do gráfico foram obtidos para areias médias com massa específica, $\rho_s=2650$ kg/m³, $D_{50}=0,1$ mm e viscosidade cinemática da água doce, $\nu=1,05 \times 10^{-6}$ m²/s.

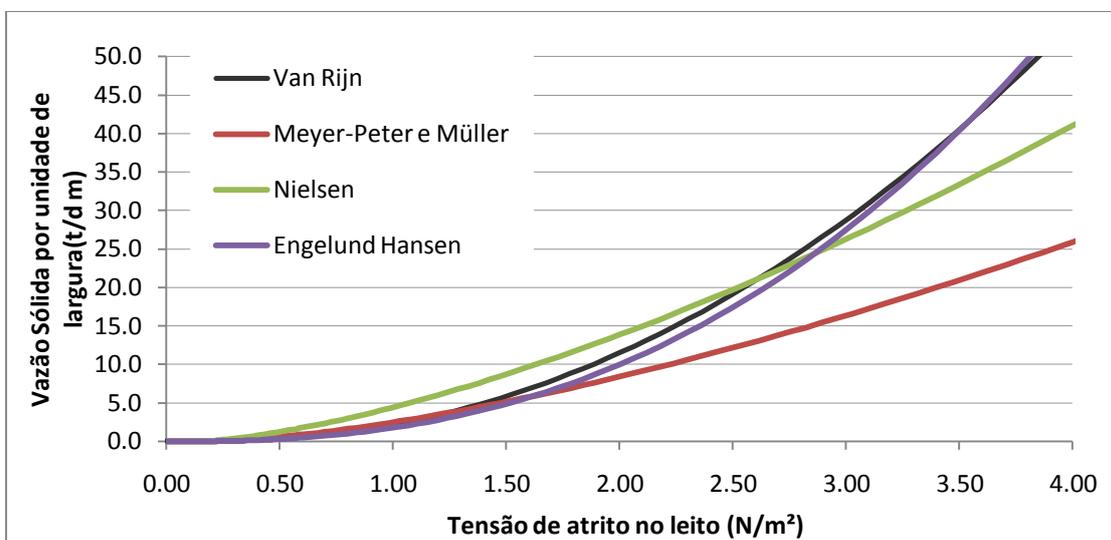


Figura 4.2. Comparação entre as diferentes fórmulas adotadas nesta dissertação.

A Figura 4.3, a seguir, oferece visualização mais detalhada dos valores de transporte sólido para a faixa de tensões de atrito inferior.

Podemos reparar que as fórmulas de Engelund-Hansen e Van Rijn fornecem valores mais elevados para tensões de atrito elevadas, enquanto as fórmulas de Meyer-Peter e Müller e Nielsen fornecem valores mais baixos. Por outro lado, a Figura 4.3 mostra, que para valores inferiores de tensão de atrito no leito, as fórmulas de Meyer-Peter e Müller e Nielsen apresentam transporte sólido mais elevado.

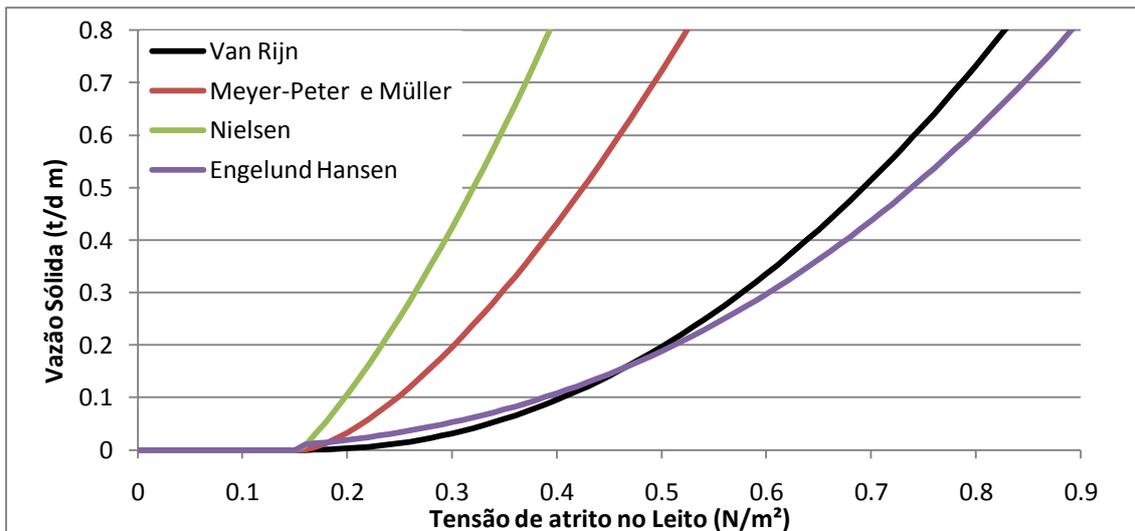


Figura 4.3. Detalhe da Figura 4.2 para valores de tensão de atrito no leito inferiores a 0,9 N/m².

Este resultado ressalta a importância da escolha da fórmula a ser utilizada em um caso real de modelagem aplicado à engenharia. O conhecimento da dinâmica do transporte sólido na área de estudo é fundamental para esta escolha, assim como o conhecimento das condições sob as quais cada fórmula foi desenvolvida. Este deve ser obtido via observações e campanhas de campo de medição do transporte sólido.

Com base em dados de transporte sólido obtidos experimentalmente é possível ainda realizar ajustes nas fórmulas para obter resultados mais fidedignos na área que se pretende estudar. HOSSAIN e RAHMAN(1998) apresentam uma metodologia de ajuste das fórmulas baseado na discrepância entre os dados medidos em campo e os valores obtidos com a fórmula adotada e na distribuição desta discrepância.

4.2 Teste em canal com seção retangular uniforme - modelo morfodinâmico

O modelo morfodinâmico foi executado sobre a mesma malha, 150 m de largura e 12000 m de comprimento, descrita no item 4.1 desta dissertação. O objetivo do teste foi verificar o comportamento morfodinâmico para cada fórmula sob condições hidrodinâmicas permanentes.

Neste teste, a cota do fundo passou a ser variável no tempo e possuir uma relação de dependência com as vazões sólidas e líquidas. O leito foi inicialmente definido para a cota $z = -3$ m, e a rugosidade equivalente de fundo a $\epsilon = 0,03$ m.

O nível de jusante foi mantido constante à cota zero. Na seção de montante foi definida uma vazão de 150 m³/s. Considerou-se uma areia muito fina de 0,1 mm, segundo classificação granulométrica de WENTWORTH, apresentada na Tabela 2.1, de massa específica igual a 2650 kg/m³.

As fórmulas de Van Rijn, Meyer-Peter e Müller, Nielsen e Engelund-Hansen implementadas no modelo foram testadas no canal descrito acima. Os resultados da evolução morfológica segundo cada formulação encontram-se na Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9, a seguir.

Em todas as fórmulas, o fundo se ajustou a uma mesma declividade, sendo esta paralela ao nível d'água, como mostra a Figura 4.4, a seguir. Nesta figura aparece, em linhas tracejadas, o instante inicial e em linhas contínuas o instante final dos níveis da linha d'água e de fundo. As linhas vermelhas representam a cota inicial do fundo e após a execução dos modelos. Em azul está representado o nível d'água. Inicialmente, a montante, a coluna d'água é maior que a jusante.

A Figura 4.5 representa, nos instantes inicial e final dos modelos, as velocidades e tensões de atrito no leito. Nesta figura, as linhas azuis representam a tensão de atrito no leito e as linhas pretas, a velocidade. Inicialmente, há um gradiente de velocidades e de tensões de atrito no leito ao longo do eixo do canal, representado pelas linhas tracejadas inclinadas. Após a execução dos modelos, linhas contínuas, o gradiente de velocidades torna-se nulo. O gradiente de tensões no leito ao longo do canal encontra-se, da mesma forma, praticamente nulo ao final da execução dos modelos.

A principal diferença entre os resultados obtidos com as várias formulações está no tempo que o modelo levou para estabilizar o fundo a sua situação de equilíbrio. Os modelos que utilizaram as fórmulas de Meyer-Peter e Müller e Nielsen entraram em equilíbrio sedimentológico mais rapidamente. Isto pode se explicar pelas inclinações elevadas das curvas de descarga sólida linear em função da tensão de atrito no leito, Figura 4.3, para a faixa de tensões encontradas na simulação, entre 0,39 N/m² e 0,42 N/m², que se traduzem no espaço como elevados gradientes de vazão sólida. Como visto no balanço de massa de sedimentos da Equação (29), maiores gradientes de vazão resultam em maiores alterações em δh .

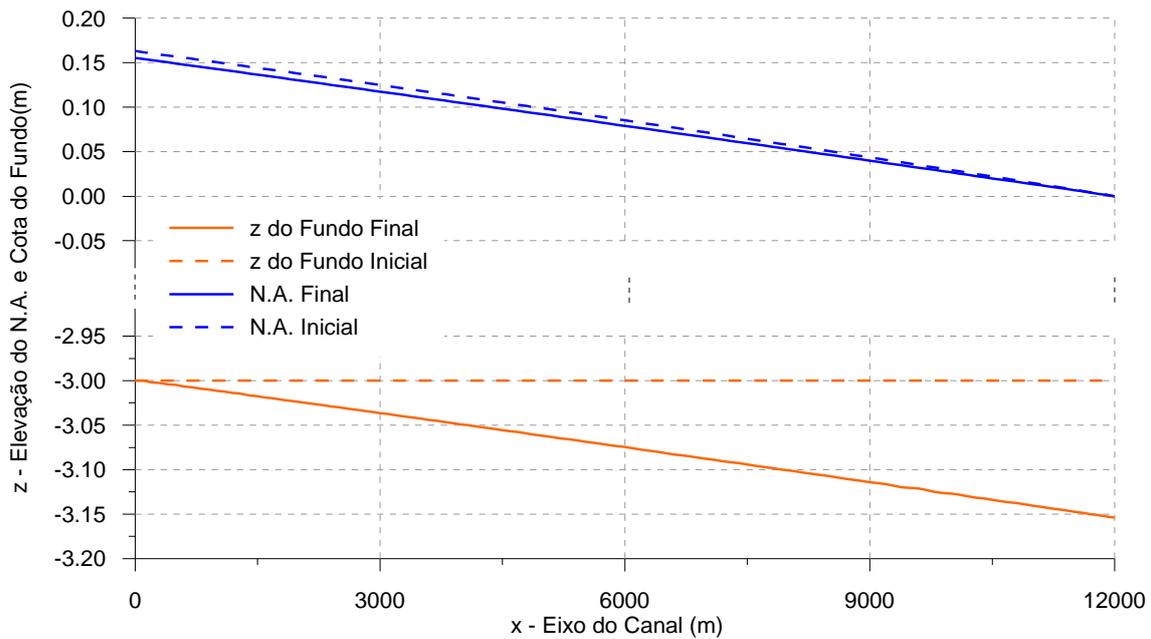


Figura 4.4. Declividades da linha d'água e do fundo do canal nos instantes inicial e final.

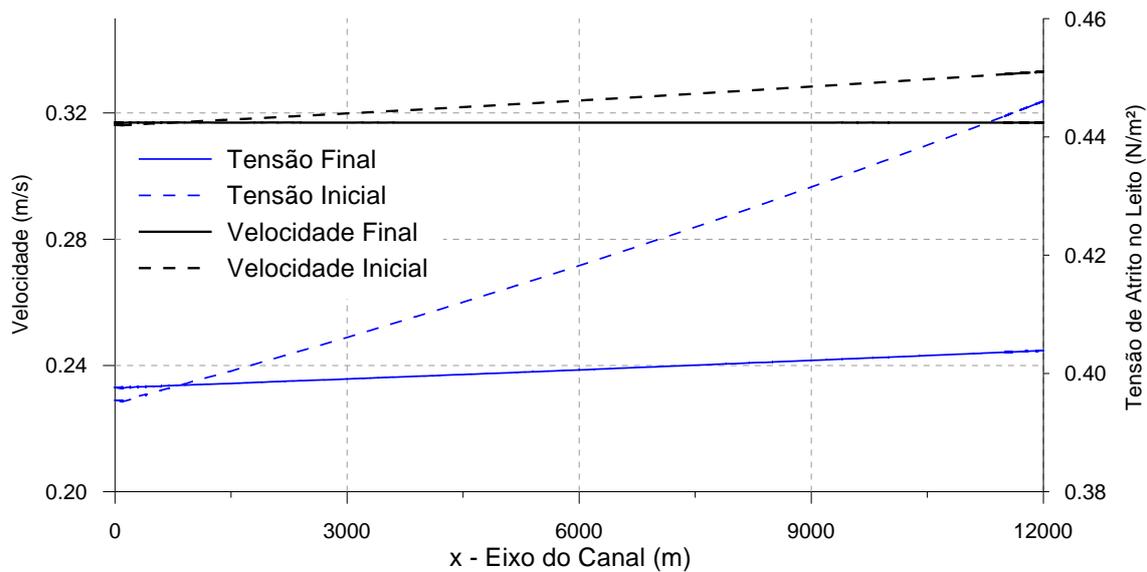


Figura 4.5. Comparação entre os perfis longitudinais de velocidade e tensão de atrito no leito nos instantes inicial e final.

Nas Figuras 4.6 a 4.9 são apresentadas as evoluções da cota de fundo no canal, obtidas com as expressões de Van Rijn, Meyer-Peter e Müller, Nielsen e Engelund-Hansen, respectivamente. Nestas figuras, cada linha representa a cota de fundo em um local. Os pontos mais a jusante apresentaram mais erosão, enquanto a seção de montante não apresentou nenhuma erosão ou assoreamento. Os tempos de simulação até o equilíbrio são apresentados nas figuras, e variaram de 3,5 dias (Nielsen) a 21 dias (Van Rijn).

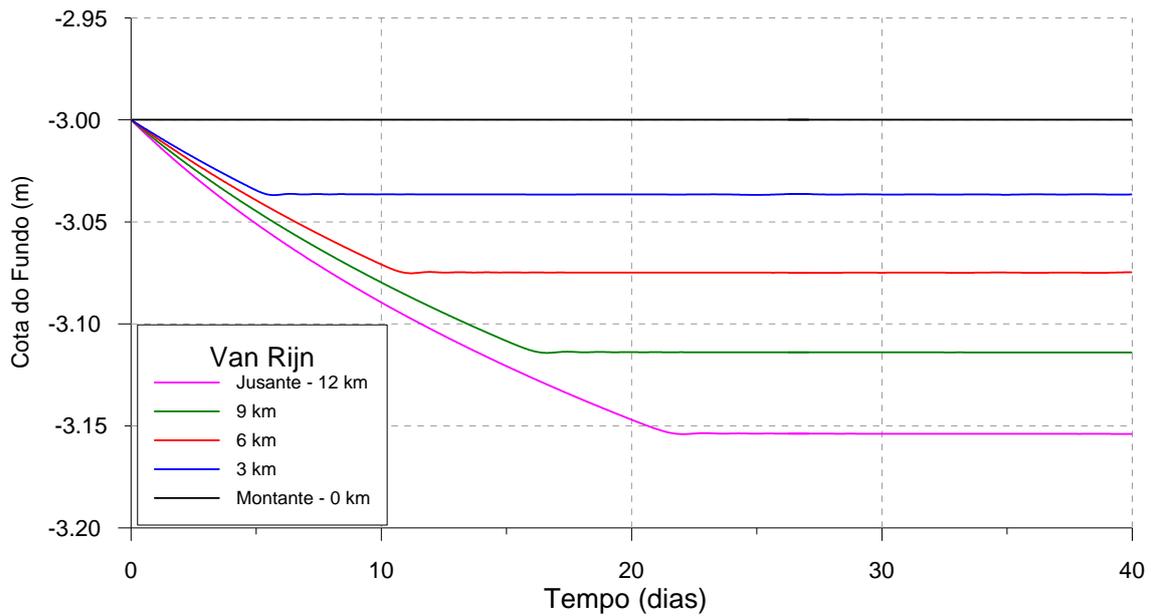


Figura 4.6. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Van Rijn. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 21 dias.

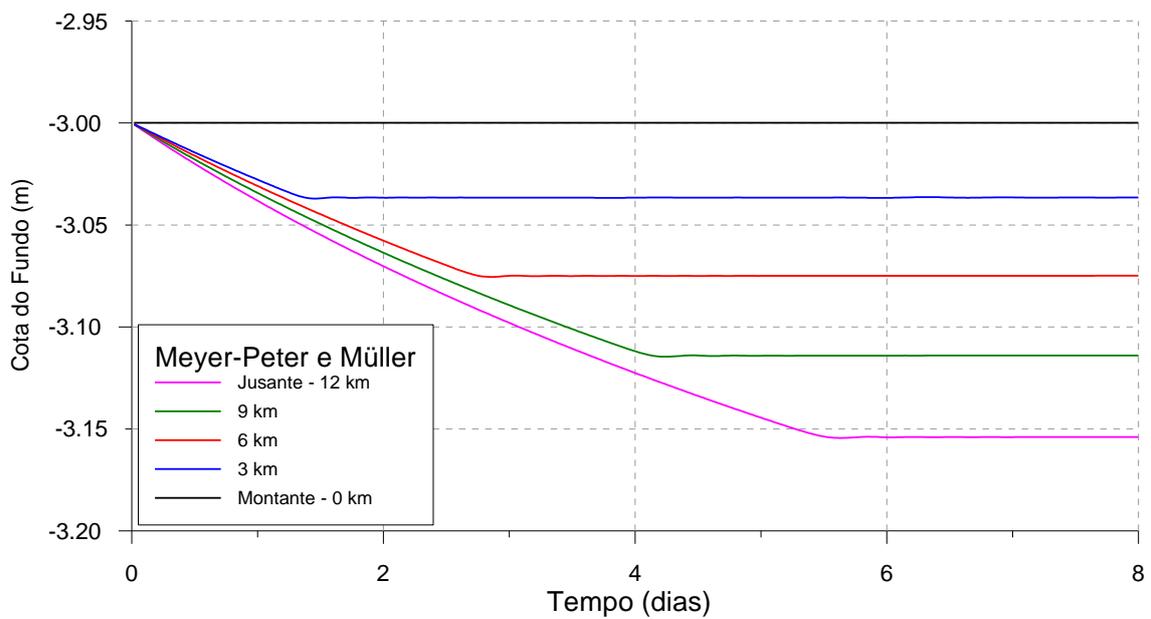


Figura 4.7. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Meyer-Peter e Müller. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 5 dias e meio.

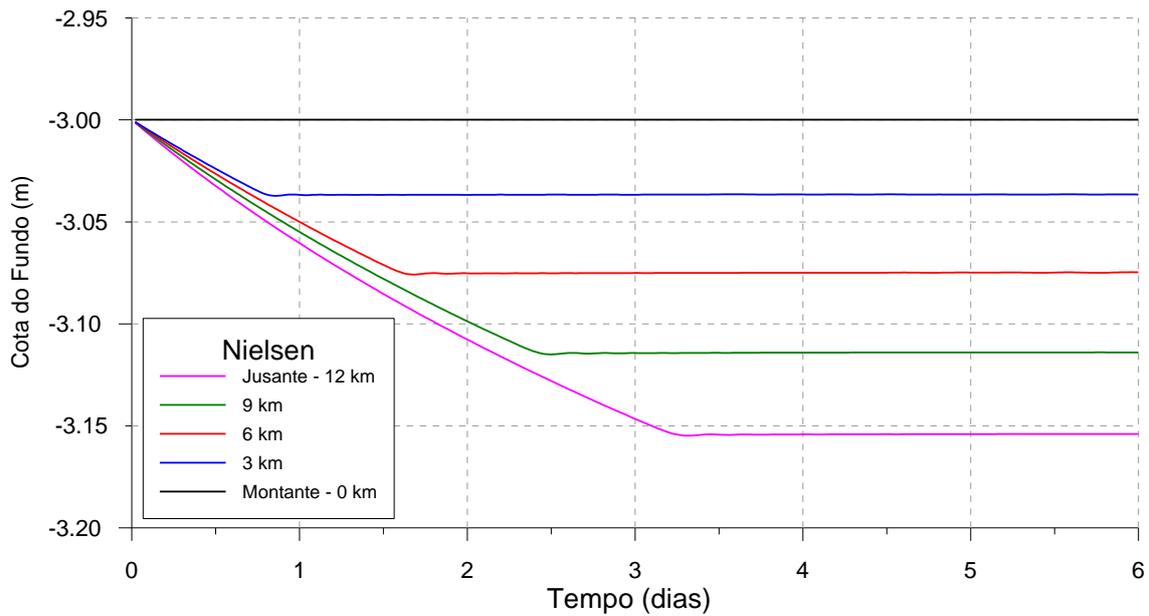


Figura 4.8. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Nielsen. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 3 dias e meio.

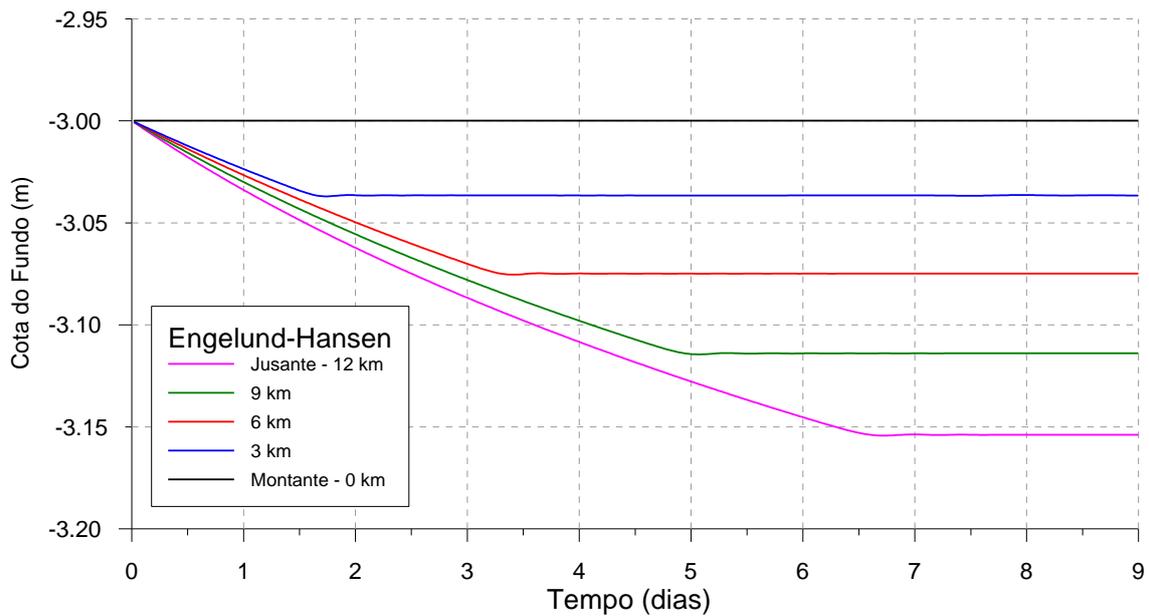


Figura 4.9. Evolução da cota do fundo no canal utilizando a fórmula de Engelund Hansen. O modelo entrou em equilíbrio após a simulação de aproximadamente 6 dias e meio.

4.3 Teste em canal com estreitamento.

Uma situação típica causadora de alterações na morfologia do leito é a ocorrência de um estrangulamento na seção hidráulica de um canal. No caso do leito ser com-

posto por sedimentos não-coesivos, sujeitos a movimentação, espera-se uma erosão a partir da seção hidráulica é estrangulada.

O teste apresentado neste item tem como objetivo verificar este comportamento tipicamente fluvial. Além disso, devido a disponibilidade de uma licença temporária para uso do modelo DELFT3D, optou-se por simular condições hidráulicas idênticas tanto nos modelos desenvolvidos nesta dissertação com o SisBaHiA, como no modelo DELFT3D, que é amplamente utilizado nas áreas de engenharia hidráulica, e.g., costeira e fluvial. Na falta de dados reais de transporte sólido, uma comparação dos resultados obtidos pelo modelo aqui desenvolvido com um modelo já reconhecido internacionalmente acaba gerando uma maior confiabilidade nos resultados obtidos.

Foi criado um domínio fictício com 17 km de comprimento e 350 m de largura. A partir do quilômetro quatro o canal sofre um estrangulamento. O estrangulamento possui 400 m de comprimento e pode ser visto na Figura 4.10. Após o quilômetro 4,4 o canal passa a ter 150 m de largura, mantendo-se assim até o final do domínio. Nos trechos a montante e a jusante do estreitamento, a malha se mantém uniforme. Os três pontos indicados na Figura 4.10 marcam a localização das estações utilizadas no teste do fator de aceleração morfológico no item 4.4, a seguir.

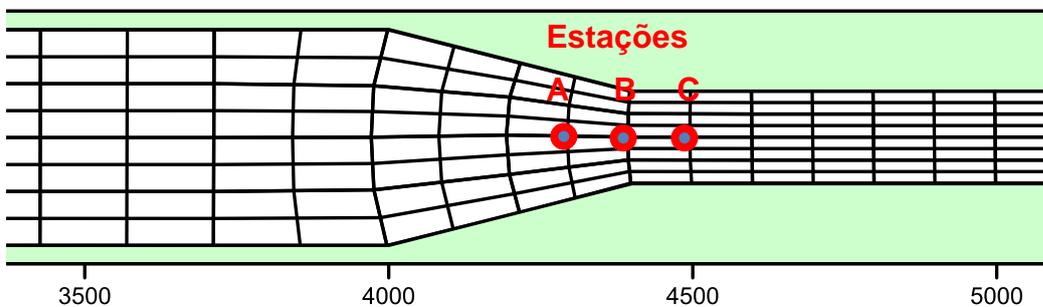


Figura 4.10. Malha utilizada tanto no modelo de Delft3D como no SisBaHiA. Detalhe do trecho onde ocorre o estreitamento do canal. O canal começa com uma largura de 350 m e a partir dos 4000m fica mais estreita com 150m de largura.

Foi utilizada uma malha idêntica nos dois sistemas de modelagem a serem comparados. A malha possui 316 elementos quadrangulares biquadráticos com 9 nós em cada elemento, totalizando 1431 nós, dos quais 325 são nós de fronteira de terra, 9 nós são fronteira aberta, onde foram prescritos níveis d'água, e 1099 são nós internos.

A cota do fundo uniforme atribuída ao canal foi de $z=-3\text{m}$ em todo o domínio, com uma camada inicial erodível de 5 m de espessura.

Para a modelagem foi utilizado um sedimento não coesivo com diâmetro mediano, $D_{50}=0,1\text{ mm}$, e massa específica, $\rho_s=2650\text{ kg/m}^3$. Foi considerada uma água doce com massa específica, $\rho=998\text{ kg/m}^3$, e viscosidade cinemática, $\nu=1,05\times 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$.

Uma vazão líquida de $525\text{m}^3/\text{s}$ foi imposta na seção mais larga, a montante. Esse valor foi definido de forma a obter condições tipicamente fluviais mantendo velocidades compatíveis com as existentes na natureza sem obter velocidades excessivamente altas ou baixas. A velocidade fica limitada a aproximadamente $0,2\text{ m/s}$ no trecho de maior largura e a $1,15\text{ m/s}$ no trecho mais estreito, em ambos os sistemas de modelagem.

A fórmula de Van Rijn foi utilizada para o cálculo das vazões sólidas. Esta escolha está ligada ao fato de ser esta a formulação padrão do DELFT3D.

Após um período de 10 dias de simulação do modelo morfodinâmico, o leito do canal se ajustou ao escoamento. Os resultados dos modelos DELFT3D e do modelo morfodinâmico acoplado ao SisBaHiA, desenvolvido nesta dissertação, podem ser lidos na Figura 4.11, nas linhas azul e verde, respectivamente. O gráfico mostra a profundidade erodida ao longo do centro do canal com o estreitamento após 10 dias. Repare que o início da erosão se dá aos 4000 m, quando o canal torna-se mais estreito. Em ambos os modelos foi utilizada a fórmula de Van Rijn.

O gráfico mostra, em um corte ao longo do eixo central do canal a profundidade erodida devido ao estreitamento, após 10 dias de simulação. O eixo das ordenadas com a profundidade erodida foi invertido para uma melhor visualização do fenômeno ocorrido, já que foi convencionado representar a erosão por valores positivos e assoreamento por valores negativos. Os valores indicados devem ser somados à cota negativa do fundo para obter a nova configuração de fundo para aquele instante de tempo.

O resultado se mostrou qualitativamente correto, pois em ambos os modelos, a erosão ocorre a partir do estreitamento, na coordenada $x=4000\text{m}$, como esperado. Além disso, as aplicações dos modelos mostraram resultados quantitativamente coerentes, com feições de erosão muito similares.

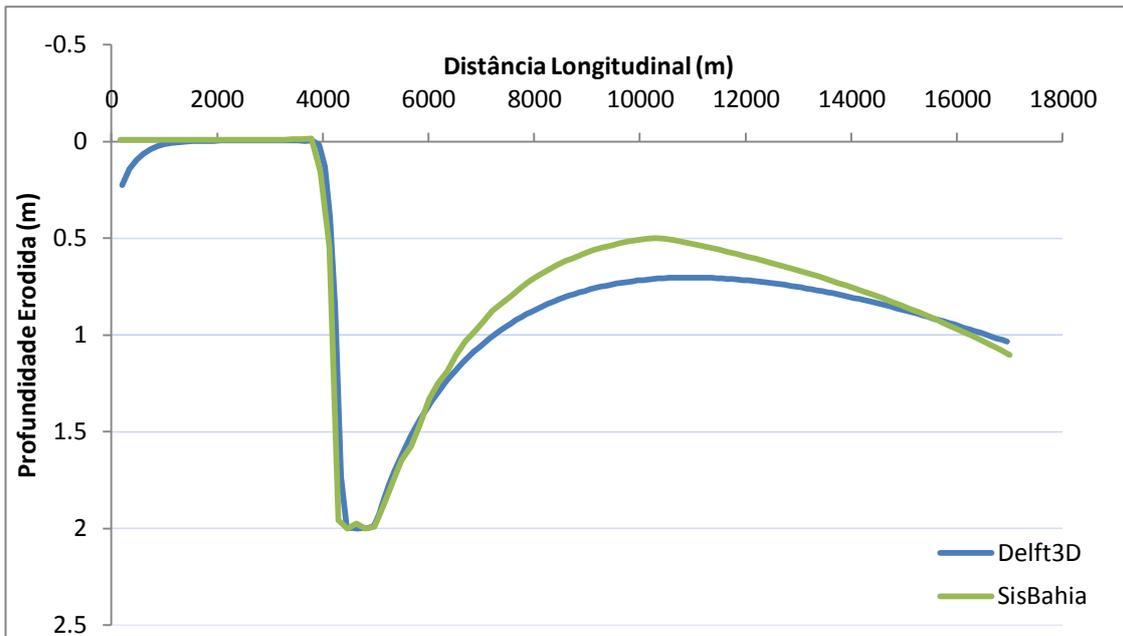


Figura 4.11. Perfis longitudinais da profundidade erodida no canal com estreitamento, obtidos com o modelo morfológico Delft3D e com modelo de fundo móvel acoplado ao modelo hidrodinâmico do SisBaHiA desenvolvido nesta dissertação.

4.4 Teste do fator de aceleração morfológico

O fator de aceleração morfológico, mencionado no item 3.6.1, pode ser utilizado para extrapolar o efeito temporal de médio prazo sobre o leito do corpo d'água. Esse item discute um teste com $f_m = 1$ e a passagem de 10 hidrogramas de cheia iguais, e compara-o a uma passagem do mesmo hidrograma de cheia com $f_m = 10$. Espera-se que ao final da execução de ambos os modelos o leito tenha sofrido alterações similares.

O teste foi realizado sobre o mesmo domínio apresentado previamente no item 4.3, e a malha utilizada encontra-se na Figura 4.10, na qual os pontos A, B e C marcam as estações onde foram medidas as alterações morfológicas ao longo do tempo, gerando os resultados apresentados na Figura 4.13 e na Figura 4.14, a seguir.

Criou-se o hidrograma fictício da Figura 4.12, onde a vazão de base, ou de estiagem, é de $175 \text{ m}^3/\text{s}$. No pico da cheia a vazão alcança aproximadamente $535 \text{ m}^3/\text{s}$. A onda de cheia representada neste hidrograma tem a duração de 30 dias e foi inserida como condição de contorno na seção de montante do domínio mencionado.

Foram executados dois cenários de modelagem para testar o f_m . O primeiro cenário teve a duração de 300 dias, e o hidrograma da Figura 4.12 foi repetido 10 vezes com

$f_m = 1$. No segundo cenário, o modelo foi executado somente por 30 dias, o suficiente para a passagem do hidrograma, porém com $f_m = 10$.

A formulação de Meyer Peter foi escolhida arbitrariamente para realização deste teste.

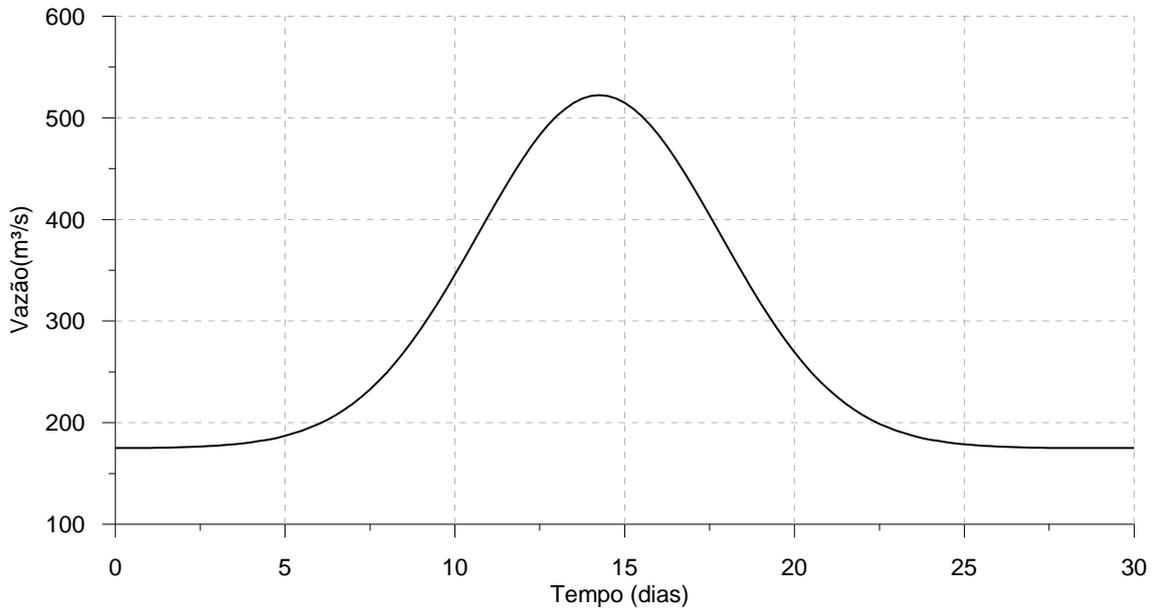


Figura 4.12. Hidrograma hipotético de cheia com duração de um mês.

A Figura 4.13, a seguir, mostra a evolução do leito do canal durante a passagem dos 10 hidrogramas do primeiro cenário. Nota-se que o leito sofre maior erosão durante os picos de cheia, e que durante a estiagem o leito apresenta pouca ou nenhuma erosão, como era de se esperar.

A Figura 4.14, a seguir, mostra a evolução do leito de acordo com o segundo cenário, após a passagem de um hidrograma utilizando o fator de aceleração morfológico, $f_m = 10$. A evolução do leito se dá por uma dinâmica completamente diferente ao primeiro cenário. Os resultados finais, entretanto, se mostram muito próximos. Com efeito, ao final dos dois cenários, cada estação apresentou valores muito próximos de erosão acumulada.

O resultado do cenário 2, na Figura 4.14, é muito parecido com o resultado dos primeiros 30 dias de simulação do cenário 1, porém com os efeitos 10 vezes ampliados. As alterações no leito vistas no cenário 2 só podem ser consideradas após a passagem completa da onda de cheia. Um resultado intermediário seria pouco significativo.

Em alguns locais do canal ocorrem pequenos assoreamentos, da ordem de poucos centímetros. O comportamento nestes locais é similar ao obtido nos pontos de erosão. As proporções obtidas com o fator de aceleração morfológico são observadas em locais que sofrem erosão, assim como em locais que sofrem assoreamento.

Este resultado mostra a facilidade gerada pelo uso do fator de aceleração morfológico. Já que o modelo do primeiro cenário foi rodado para 300 dias, o tempo de execução foi aproximadamente 10 vezes maior que o modelo do segundo cenário, que rodou para 30 dias. O uso do f_m representa uma diminuição significativa do cálculo computacional para se obter o mesmo resultado.

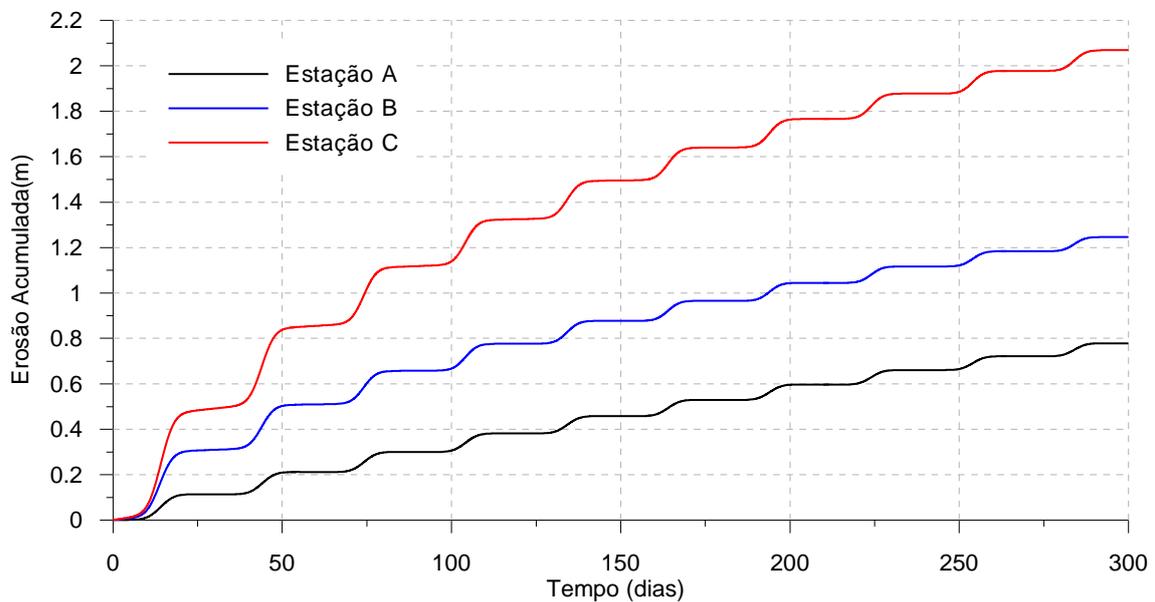


Figura 4.13. Erosão nas Estações A, B e C após a passagem de 10 ondas de cheia, com fator de aceleração morfológico unitário, $f_m=1$. A localização das estações pode ser vista na Figura 4.10

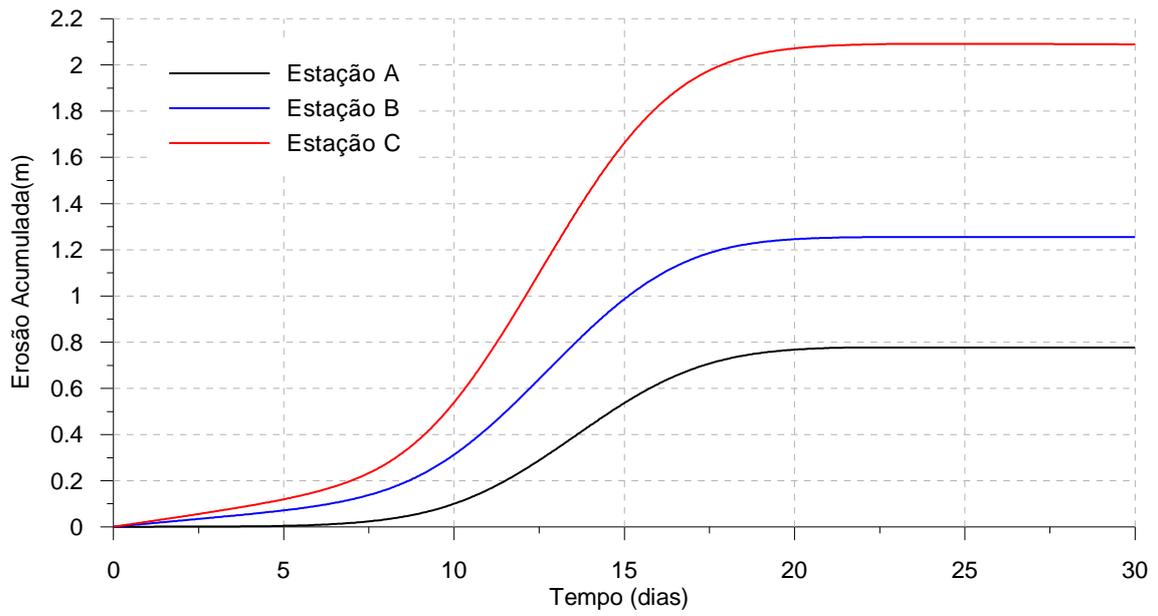


Figura 4.14. Erosão nas Estações A, B e C após a passagem de uma onda de cheia, com fator de aceleração morfológico, $f_m=10$.

5. APLICAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO COM FUNDO MÓVEL À UHE ESTREITO

5.1 Introdução

O estudo a seguir tem como objetivo demonstrar uma aplicação real da metodologia apresentada nesta dissertação. Diferentes cenários são propostos com a finalidade de representar o comportamento hidrodinâmico e sedimentológico usual no corpo d'água em questão.

Foi feita uma simulação do rio Tocantins, onde está sendo implantada a UHE Estreito, de modo a avaliar seus impactos no rio.

Modelos bidimensionais, 2DH, foram utilizados nas simulações. Não foi utilizado um modelo 3D, pois o domínio tem características predominantemente fluviais e por não haver estratificação significativa no reservatório. Além disso, os modelos 2DH são geralmente mais rápidos na execução. Isto se torna uma vantagem quando os tempos de simulação são elevados, como é o caso do modelo de transporte de sedimentos, que devido à larga escala de tempo dos fenômenos sedimentológicos deve ser executado por longos períodos. No exemplo em questão o modelo foi executado para um ano.

5.2 Área de Estudo

A sub-bacia do Rio Tocantins é parte integrante da bacia hidrográfica Amazônica. É um rio brasileiro, tendo sua nascente no estado de Goiás, passando pelos estados do Tocantins, Maranhão e Pará até desembocar no delta do Rio Amazonas. A nascente do Rio está situada a uma altitude próxima a 1.100m, na Serra do Paranã. Ele nasce com o nome de Rio Maranhão e após sua confluência com o rio Paranã recebe o nome de Rio Tocantins.

Fenômenos sedimentológicos como assoreamento podem dificultar a navegação fluvial, tornando o rio demasiadamente raso para as embarcações. Alterações na profundidade de um rio também podem alterar a hidrodinâmica em certos trechos. Assim podem se formar trechos de corredeiras, que podem tornar a navegação perigosa. O Rio Tocantins possui diversos trechos navegáveis, dentre eles se destacam os trechos descritos na Tabela 5.1, a seguir.

Tabela 5.1. Trechos navegáveis no rio Tocantins⁵

Trecho Navegável	Extensão (km)	Observação
Tocantínia-Miracema à confluência dos Rios Maranhão e Paraná	10 + 82 + 15 + 220	Trechos navegáveis separados por corredeiras ou áreas não-transponíveis.
Tocantinópolis à Tocantínia-Miracema	500	Embarcações até 1 m de calado.
Imperatriz a Tocantinópolis	100	Navegação difícil, trechos intransponíveis na estiagem.
Imperatriz a São João do Araguaia	190	Profundidades mínimas de 1,5m.
Tucuruí a São João do Araguaia	268	Navegação influenciada pelo nível do reservatório da UHE Tucuruí.
Barragem de Tucuruí à foz do rio Tocantins	250	Navegação é influenciada pelo regime da UHE Tucuruí e marés.

O empreendimento a ser estudado nessa dissertação, a Usina Hidrelétrica Estreito, está localizado a uma distância de 855 km da foz, na latitude 6° 33,555' Sul e longitude 47° 27,829' Oeste. O município mais próximo é o de Estreito (MA), à margem direita, e Aguiarnópolis e Palmeiras do Tocantins à margem esquerda, como pode ser observado na Figura 5.1.

⁵ Fonte: www.transportes.gov.br/bit/hidro/detriotocantins.htm acessado dia 7 de julho de 2009



Figura 5.1. Ilustração do espelho d'água do reservatório da UHE Estreito. (<http://www.uhe-estreito.com.br/localizacao.php>)

O reservatório da UHE Estreito terá uma extensão de 260,23 km e uma capacidade de $5,400 \times 10^6$ m³ chegando a uma vida útil de mais de 100 anos, CESTE (2005b). O N.A., nível d'água, de montante está previsto para a cota de 156 m e o N.A. de jusante para a cota de 134m, referenciados ao nível médio do mar, com uma queda bruta máxima de 22 m. Após o enchimento, a área do reservatório poderá se estender por até 400 km². A Usina terá 1.087 MW de potência e a energia firme de 584,9 MW médios.

Os municípios com influência direta pelo empreendimento são Estreito e Carolina, no Maranhão, e Aguiarnópolis, Babaçulândia, Barra do Ouro, Darcinópolis, Filadélfia, Goiatins, Itapiratins, Palmeirante, Palmeiras do Tocantins e Tupirantins no Tocantins.

A Barragem será construída de terra e enrocamento, somando um comprimento de 848m e uma altura máxima de 40m. O sistema extravasor conta com vertedouros de superfície com uma vazão de projeto de 62.719 m³/s. O comprimento total da soleira é de 402,50 m com 16 vãos. As comportas serão de segmento tendo uma largura de 19,10 m e altura de 21,50 m cada. O sistema adutor conta com 9 tomadas d'água por gravidade, com comportas tipo ensecadeira com largura de 7,70 m e altura de 16,30 m. Serão 3 comportas por tomada d'água.

A casa de força conta com 9 unidades geradoras do tipo Kaplan de eixo vertical, cada uma com uma potencia nominal de 120,75 MW. A vazão nominal por unidade é de 650 m³/s. Este valor é importante, pois determinou a vazão máxima a passar pela casa de força no modelo.

As informações relativas a UHE Estreito foram obtidas da ficha resumo do empreendimento, disponível em sua pagina da internet⁶.

5.3 Domínio modelado e Malha de elementos finitos

A região modelada compreende o trecho do rio Tocantins se estende por aproximadamente 270 km a montante da UHE Estreito. O limite de montante foi definido pelo fim do remanso da UHE a ser implantada, este limite foi fornecido no relatório de Estudos de viabilidade da UHE Estreito pelo Consorcio Estreito Energia, CESTE.

O domínio de modelagem tem a finalidade de simular o reservatório e, portanto, engloba toda a área a ser alagada pelo represamento do rio Tocantins. Não será simulado o trecho de montante em seu estado natural, anterior à construção da barragem.

A malha utilizada em ambos os domínios contam com elementos finitos quadrangulares biquadráticos com 9 nós em cada elemento, um em cada vértice, definindo sua geometria quadrangular, um no meio de cada lado do elemento e um no centro de gravidade do mesmo. As grandezas representadas por esses vértices são interpoladas por meio de funções biquadráticas.

⁶ http://www.uhe-estreito.com.br/images/dados_tecnicos.pdf acessado no dia 12 de maio de 2010.

A escolha por elementos finitos quadrangulares é devida a sua facilidade de se moldar às formas geométricas do rio, porém poderiam ser usados elementos triangulares ou até mesmo uma malha mista com os dois tipos.

A Figura 5.2 ilustra a discretização utilizada na malha do reservatório com níveis usuais com 1827 elementos e 9305 nós, dos quais 4010 fazem parte da fronteira de terra. Não foi necessário diferenciar uma malha para níveis usuais e outra para níveis de estiagem, já que a operação da usina está prevista para manter o nível d'água do reservatório na cota de 156 m, que foi a cota utilizada para delimitar os contornos do reservatório. Para uma melhor visualização da malha, foi gerada uma imagem com uma ampliação da malha nas proximidades da UHE Estreito, apresentada na Figura 5.3, a seguir.

Nos modelos do SisBaHiA os contornos de terra são aqueles onde se prescreve fluxo de água, nos contornos de fronteira aberta se prescreve níveis. As margens de um rio são, portanto, nós com fluxo normal nulo.

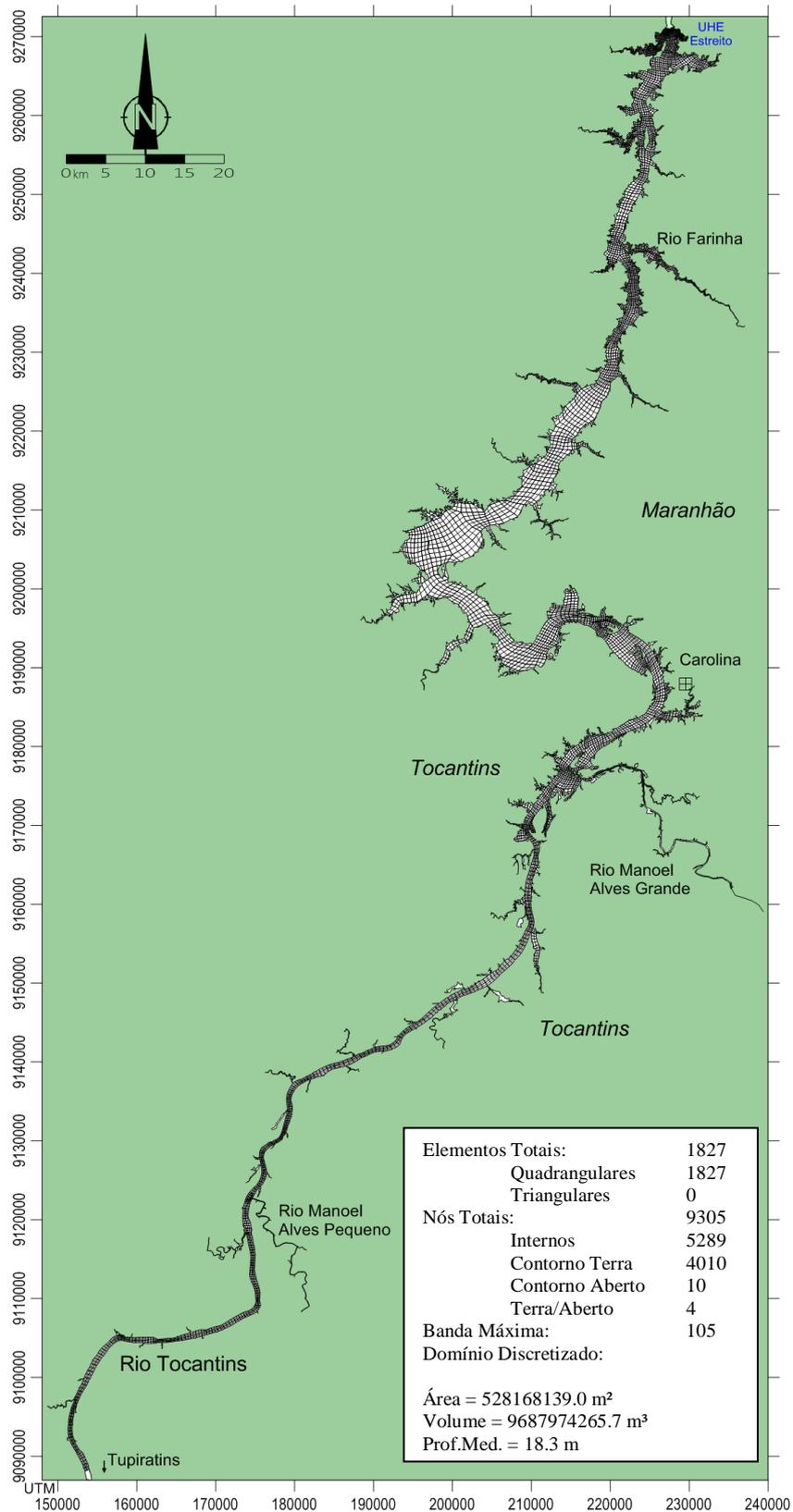


Figura 5.2. MRNU, Malha do Reservatório para Níveis Usuais no remanso da UHE Estreito.

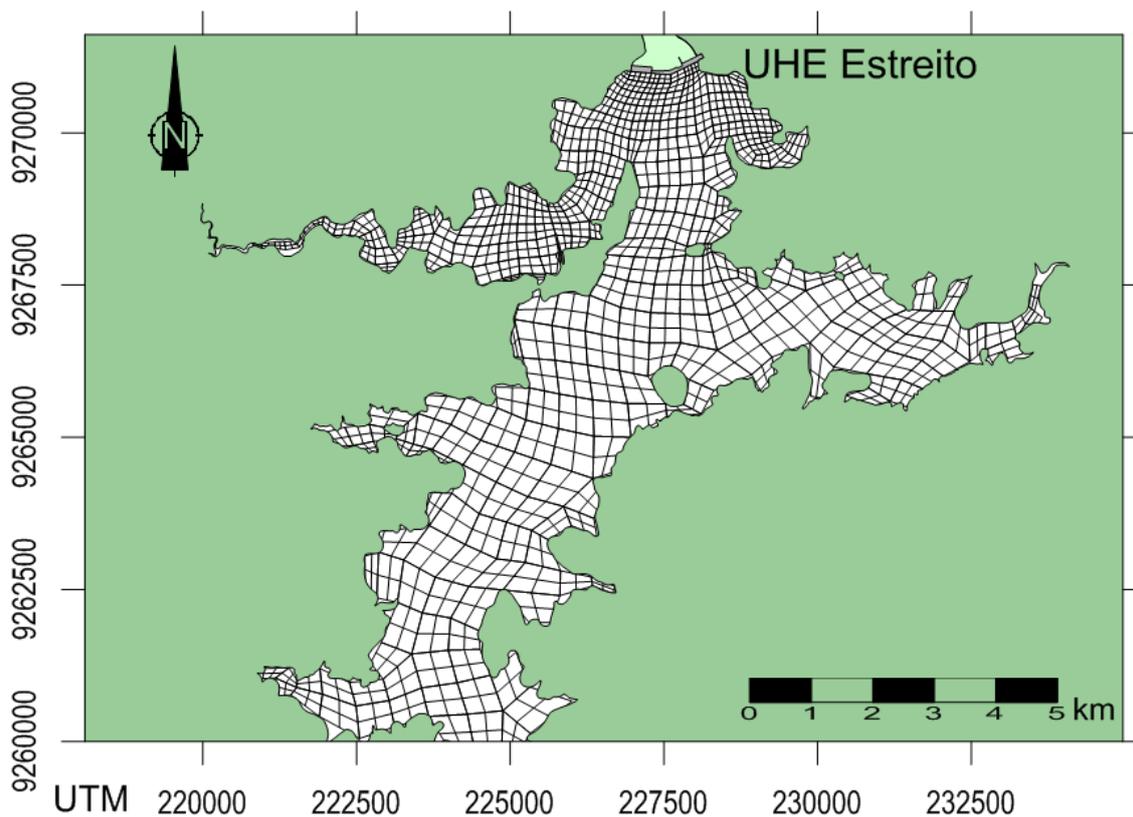


Figura 5.3. Detalhe da malha na área próxima a usina. Para uma melhor visualização do refinamento utilizado na discretização do domínio modelado.

5.4 Dados ambientais

A seguir serão apresentados os dados ambientais utilizados nas simulações hidrodinâmicas e sedimentológicas.

5.4.1 Vazões afluentes ao reservatório

Encontram-se no domínio modelado, ou em regiões próximas ao domínio, seis estações fluviométricas da ANA, Agência Nacional de Águas. A localização das estações encontra-se na Figura 5.4. O código da ANA de cada uma das estações selecionadas para a modelagem do reservatório está na Tabela 5.2, a seguir.

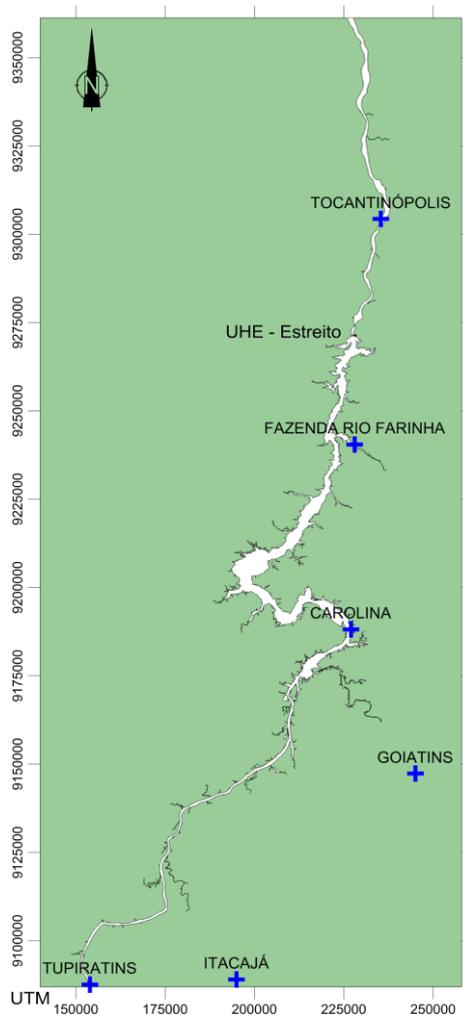


Figura 5.4. Localização das estações fluviométricas na região de influência do reservatório da UHE Estreito. O mapa acima já representa o futuro espelho d'água após a construção da UHE Estreito.

Tabela 5.2. Estações fluviométricas localizadas na região de influência do empreendimento.

Rio	Nome da Estação	Código ANA
Tocantins	TUPIRATINS	23100000
Tocantins	CAROLINA	23300000
Tocantins	TOCANTINÓPOLIS	23600000
Manuel Alves Pequeno	ITACAJÁ	23150000
Manuel Alves Grande	GOIATINS	23250000
Farinha	FAZENDA RIO FARINHA	23468000

Apresenta-se a seguir uma descrição das principais informações disponíveis na base da ANA, para as estações cujos dados foram efetivamente utilizados na modelagem. Os dados da estação de Tocantinópolis não serão apresentados neste capítulo, pois a estação encontra-se a aproximadamente 40 km de distância a jusante do eixo da UHE Estreito e seus dados não foram utilizados como condição de contorno. Apesar da esta-

ção Carolina estar localizada dentro do domínio modelado, seus dados não foram utilizados como condição de contorno, e portanto também não serão apresentados nesta dissertação. Além disso, uma comparação com os resultados do modelo no local da estação não teria grande validade, pois o modelo representa o reservatório cheio e os dados da estação representam características estritamente fluviais.

5.4.1.1 Dados da Estação Tupiratins – código ANA 23100000 Rio Tocantins

O posto fluviométrico da estação de Tupiratins localiza-se no rio Tocantins, no Município de Tupiratins - TO, nas coordenadas 8° 23' 30,13" S / 48° 06' 40,87" W. Esta localização corresponde a aproximadamente 20 km a montante do domínio modelado nesta dissertação. O posto dispõe de leituras diárias de régua a partir de 1969. No entanto, as medições de descarga líquida começaram em 1971, totalizando 183 pares de dados cota-vazão.

A curva de descarga líquida, Q , para esta estação, cf. Figura 5.5, foi obtida a partir do ajuste de uma função polinomial de segunda ordem tendo como variável a leitura da régua h :

$$H = -6 \times 10^{-6} Q^2 + 0,1591Q - 60,446 \text{ [com coeficiente de correlação } R^2 = 0,99\text{]}$$

Observa-se que o nível nesta estação pode variar até aproximadamente 10 m entre a estiagem e cheia.

A variação temporal da descarga líquida se observa na série de médias mensais, v. Figura 5.6, com uma vazão média mensal mínima aproximada de 1.000 m³/s, com comportamento uniforme para todo o período de estudo (representativo do escoamento de base da bacia). As máximas vazões médias mensais, por sua vez, apresentaram maior variação, com picos de 18.000 m³/s.

A Figura 5.7 apresenta as vazões máximas e mínimas de cada mês para todo o período em estudo. Observa-se que o máximo valor instantâneo de descarga líquida diária foi de 25.000 m³/s. Cabe salientar que nos últimos 15 anos a vazão instantânea superou os 15.000 m³/s em apenas uma oportunidade, mostrando os efeitos de regularização da vazão que as barragens de montante impõem neste curso de água.

A variação anual da descarga líquida média mensal, correspondente ao ano médio, veja Figura 5.8, apresenta o período de cheia nos meses de janeiro a abril, com $Q \approx 6.000 \text{ m}^3/\text{s}$, e o período de estiagem nos meses de julho a outubro, com $Q \approx 1.200 \text{ m}^3/\text{s}$.

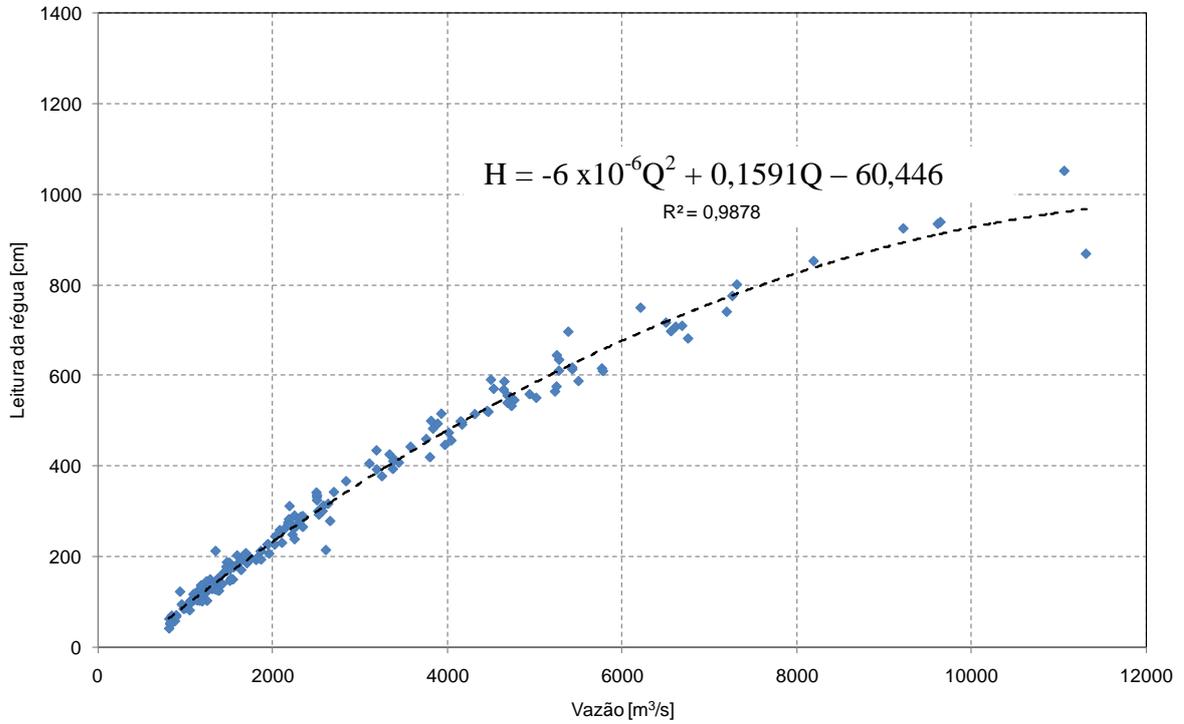


Figura 5.5. Curva de descarga líquida da estação Tupiratins. (ROSMAN, et al. 2009)

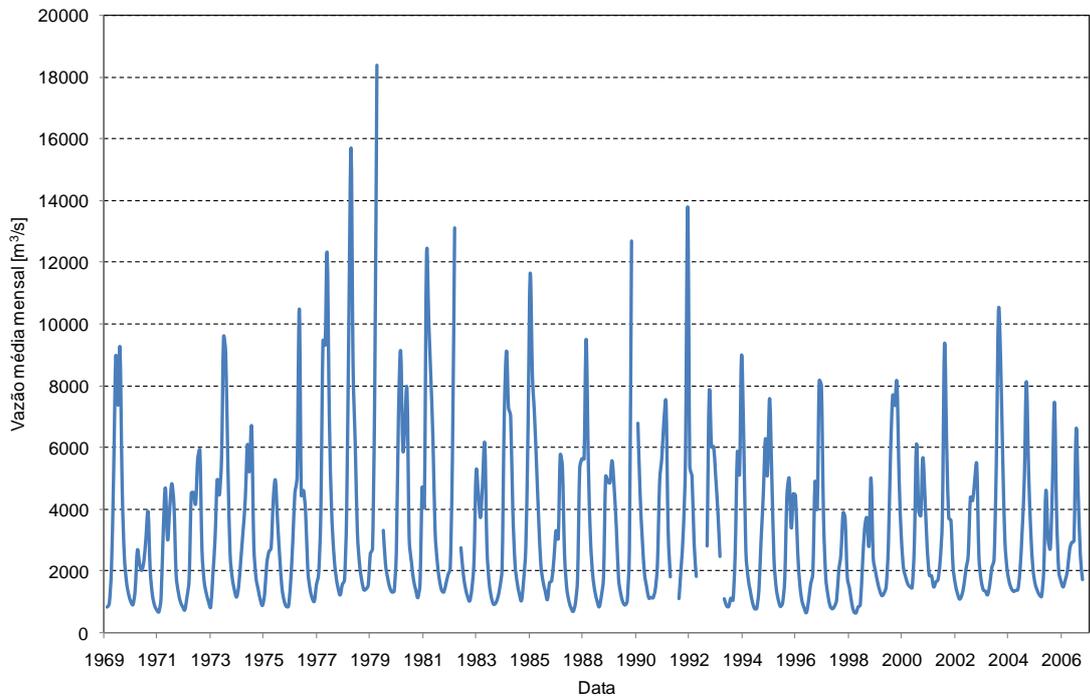


Figura 5.6. Variação temporal das vazões médias mensais na estação Tupiratins. (ROSMAN, et al. 2009)

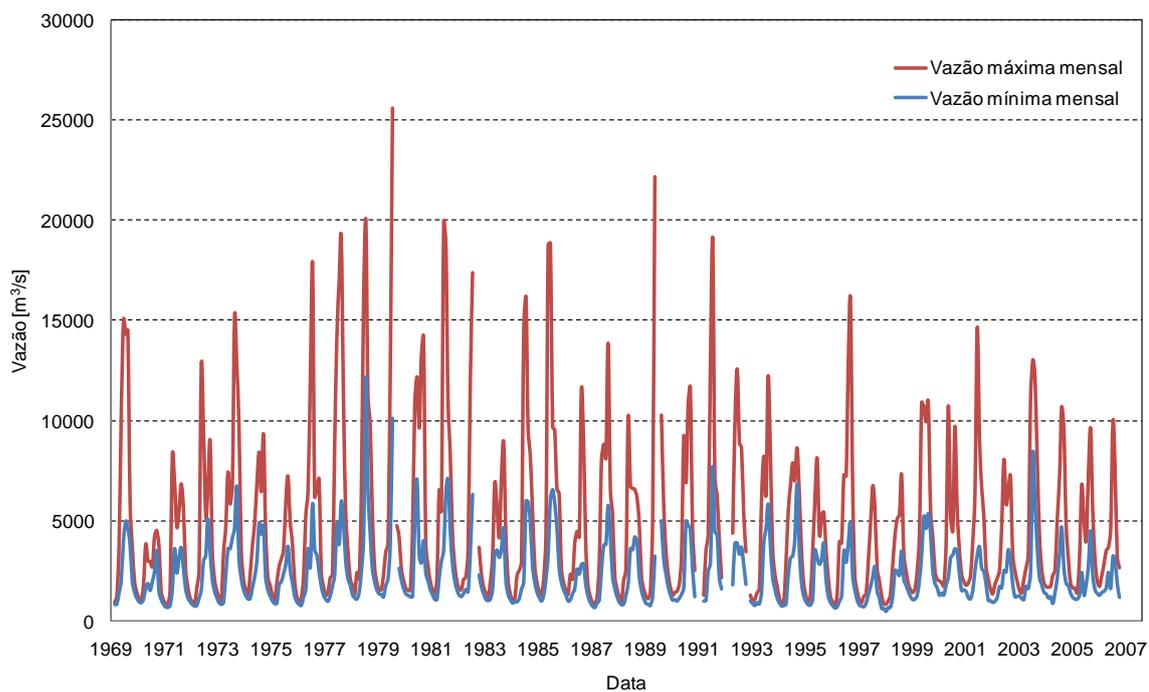


Figura 5.7. Variação temporal das vazões máximas e mínimas de cada mês na estação Tupiratins. (ROSMAN, et al. 2009)

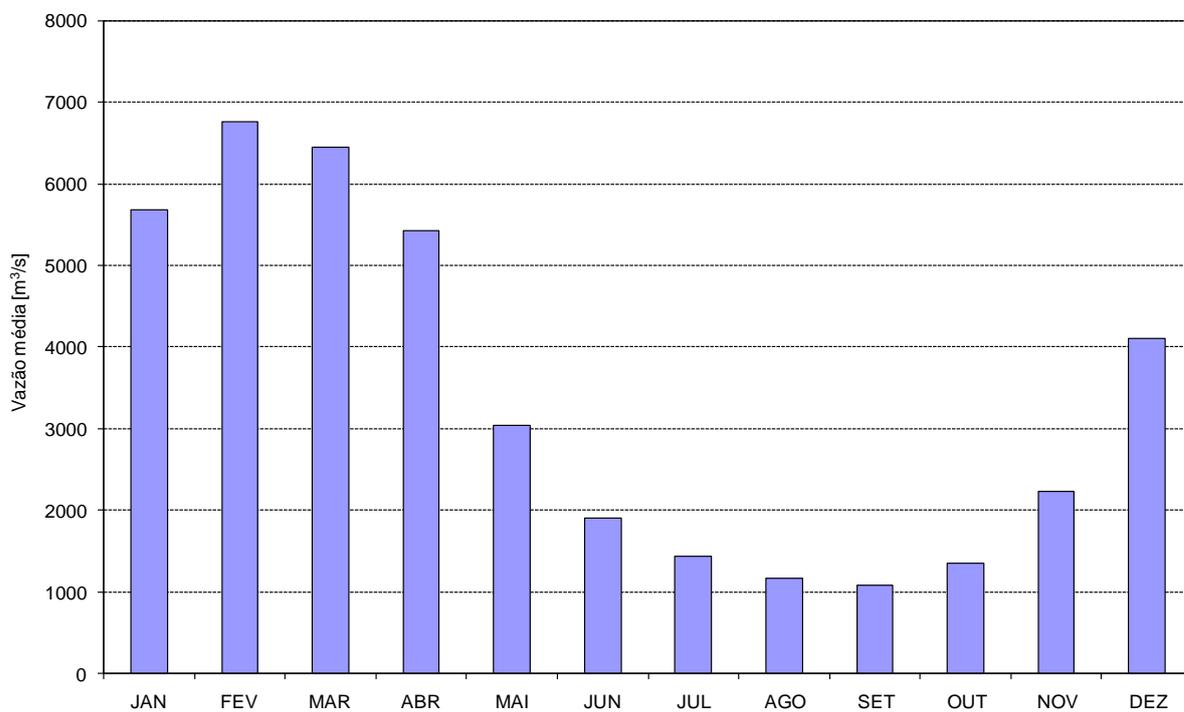


Figura 5.8. Variação anual das descargas líquidas médias mensais na estação Tupiratins para o período 1969-2007. (ROSMAN, et al. 2009)

5.4.1.2 Dados da Estação Itacajá – código ANA 23150000 Rio Manoel Alves Pequeno

Este posto fluviométrico localiza-se no rio Manuel Alves Pequeno. Trata-se de um tributário da margem direita do rio Tocantins, no Município de Itacajá, TO. A estação tem coordenadas 8° 23' 30" S, 47° 45' 55" W, e dispõe de leituras diárias de régua e medições de descarga líquida a partir de 1973, totalizando 127 pares de dados cotavazão.

A variação temporal da descarga líquida se observa na série de médias mensais, v. Figura 5.9, com uma vazão média mensal mínima aproximada de 20 m³/s e uma vazão máxima média mensal de cerca de 290 m³/s.

As vazões máximas e mínimas de cada mês para o período 1973-2007 são apresentados na Figura 5.10, onde se percebe que a máxima vazão instantânea superou os 500 m³/s em apenas uma oportunidade. A variação anual da descarga líquida média mensal, correspondente ao ano médio, apresenta o período de cheia nos meses de janeiro a abril, com vazões de ~ 90 m³/s; e o período de estiagem nos meses de julho a outubro, com vazões de ~ 20 m³/s, cf. Figura 5.11, a seguir.

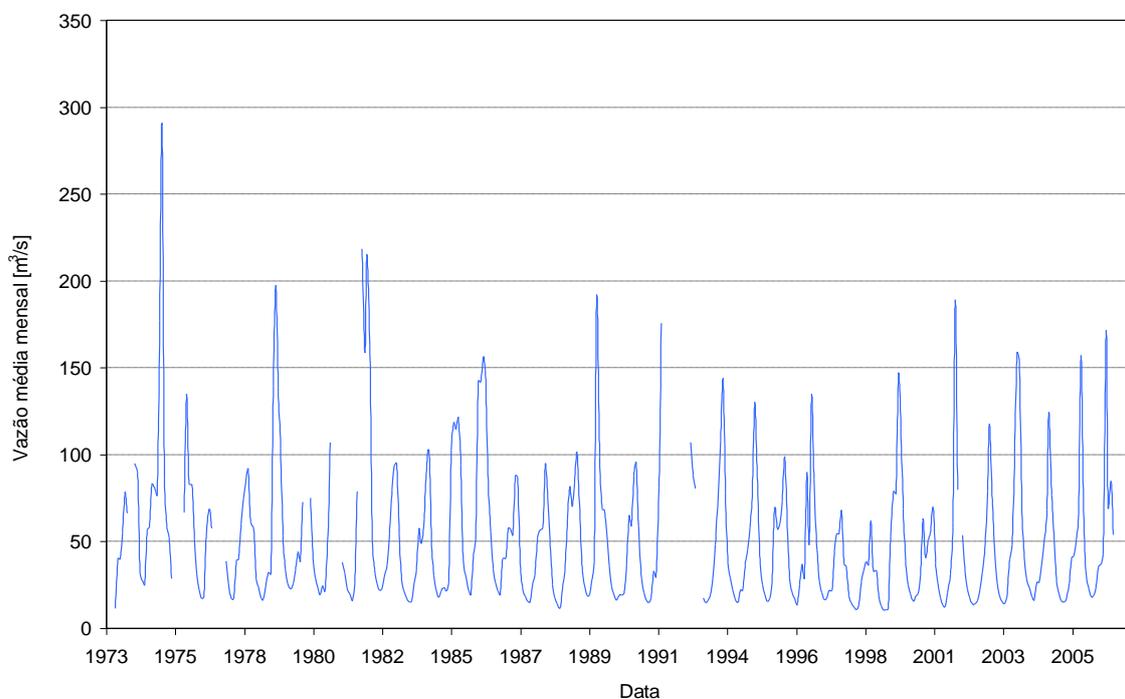


Figura 5.9. Variação temporal das vazões médias mensais na estação Itacajá. (ROSMAN, et al. 2009)

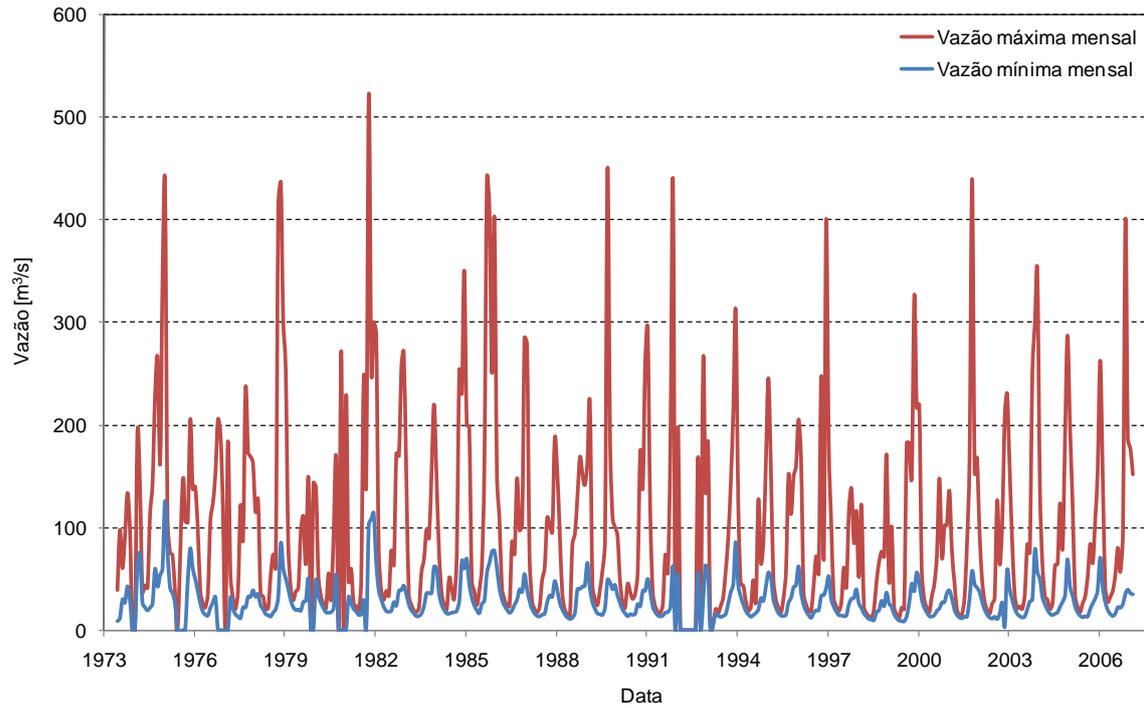


Figura 5.10. Variação temporal das vazões máximas e mínimas de cada mês na estação Itacajá. (ROSMAN, et al. 2009)

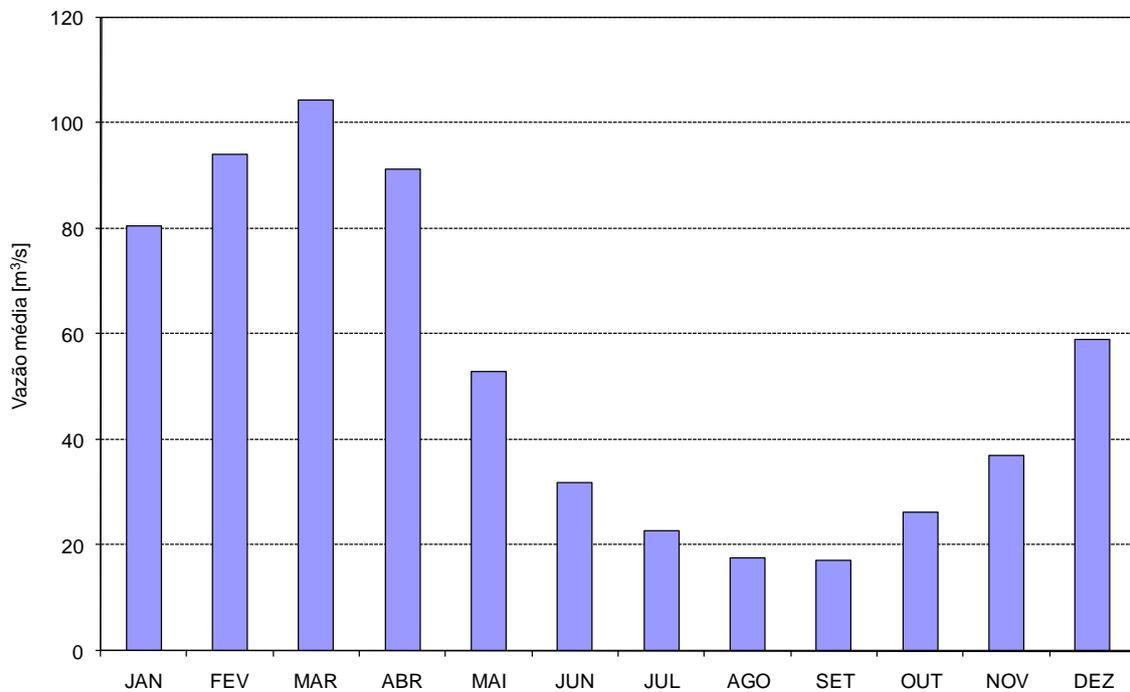


Figura 5.11. Variação anual da descarga líquida média mensal na estação de Itacajá para o período 1973-2007. (ROSMAN, et al. 2009)

5.4.1.3 Dados da Estação de Goiatins – código ANA 23250000 *Rio Manoel Alves Grande*

Este posto fluviométrico localiza-se no rio Manuel Alves Grande, que é um tributário da margem direita do rio Tocantins, no Município de Goiatins, TO. A estação está nas coordenadas 7° 42' 28" S, 47° 18' 42" W, e dispõe de leituras diárias da régua e medições de descarga líquida a partir de 1971, totalizando 162 pares de dados cotavazão.

A variação temporal da descarga líquida se observa na série de médias mensais apresentada na Figura 5.12, com uma vazão média mensal mínima aproximada de 70 m³/s e uma vazão máxima média mensal de ~500 m³/s. As vazões máximas e mínimas de cada mês para o período 1972-2007 são vistas na Figura 5.13, onde se percebe que a vazão máxima instantânea superou os 800 m³/s em três oportunidades, todas antes da década de 1990.

A variação anual da descarga líquida média mensal do rio Manuel Alves Grande, correspondente ao ano médio, apresenta um regime hidrológico semelhante ao do rio Tocantins, com um período de cheia nos meses de janeiro a abril e o período de estiagem nos meses de julho a outubro, como mostra a Figura 5.14, a seguir.

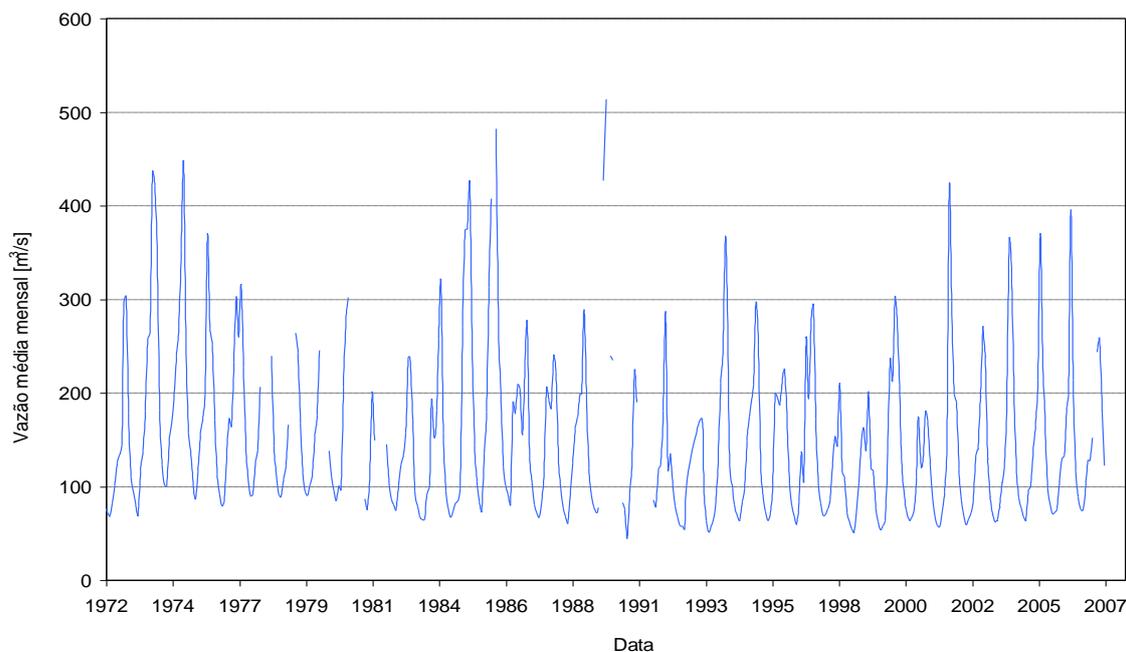


Figura 5.12. Variação temporal das vazões médias mensais na estação Goiatins. (ROSMAN, et al. 2009)

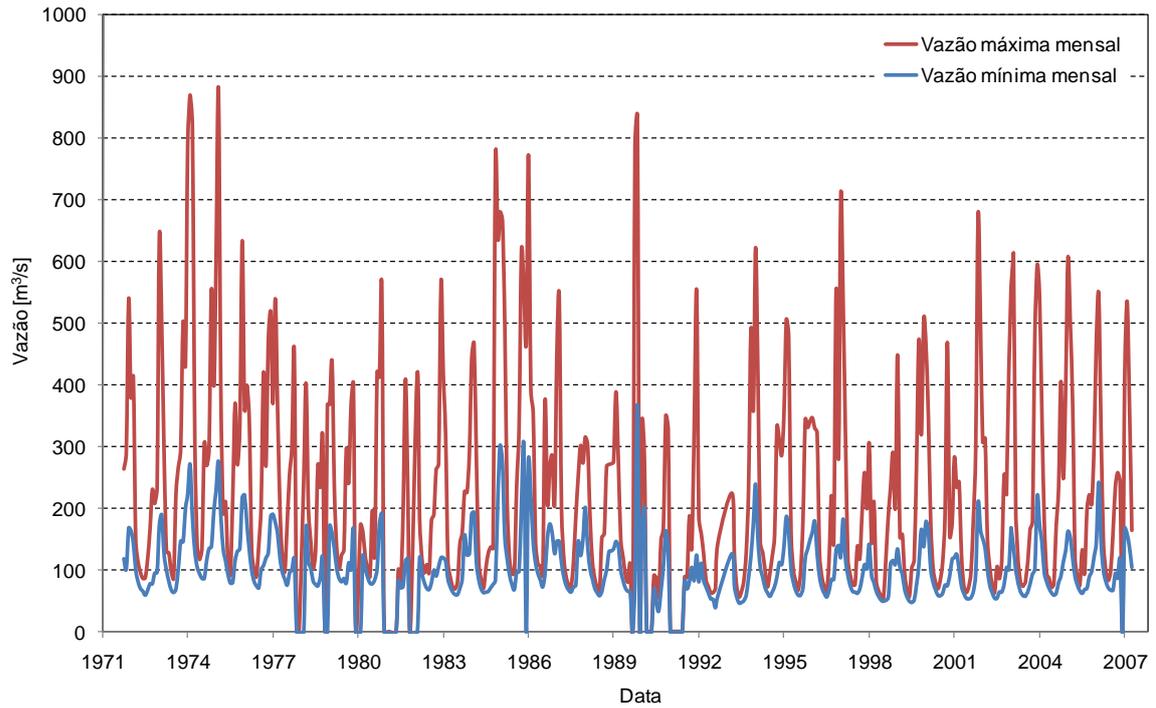


Figura 5.13. Variação temporal das vazões máximas e mínimas de cada mês na estação Goiatins. (ROSMAN, et al. 2009)

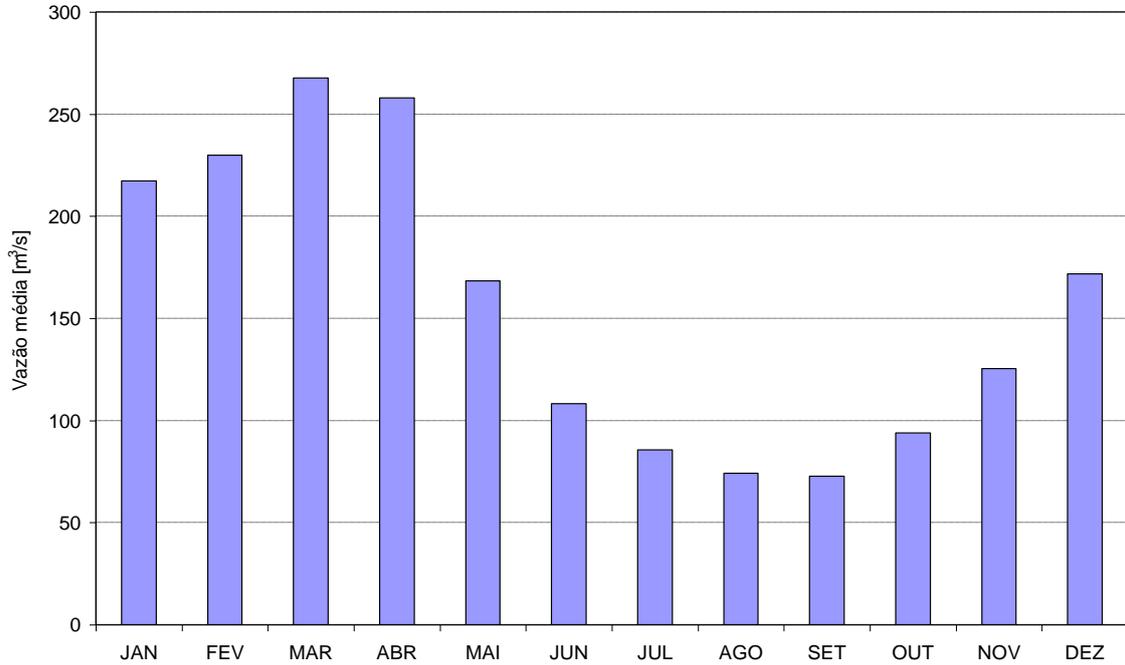


Figura 5.14. Variação anual da descarga líquida média mensal na estação Goiatins para o período 1972-2007. (ROSMAN, et al. 2009)

5.4.1.4 Dados da Estação Fazenda Rio Farinha – código ANA 23468000 Rio Farinha

Este posto fluviométrico localiza-se no rio Farinha, um tributário da margem direita do rio Tocantins, no Município de Carolina, MA. A estação está nas coordenadas 6° 51' 53" S, 47° 27' 38" W. A ativação deste posto ocorreu recentemente, motivo pelo qual as leituras diárias da régua e medições de descarga líquida ocorreram apenas a partir de 1999, totalizando 21 pares de dados cota-vazão. A variação temporal das vazões médias mensais para o período 1999-2004 está apresentada na Figura 5.15, a seguir.

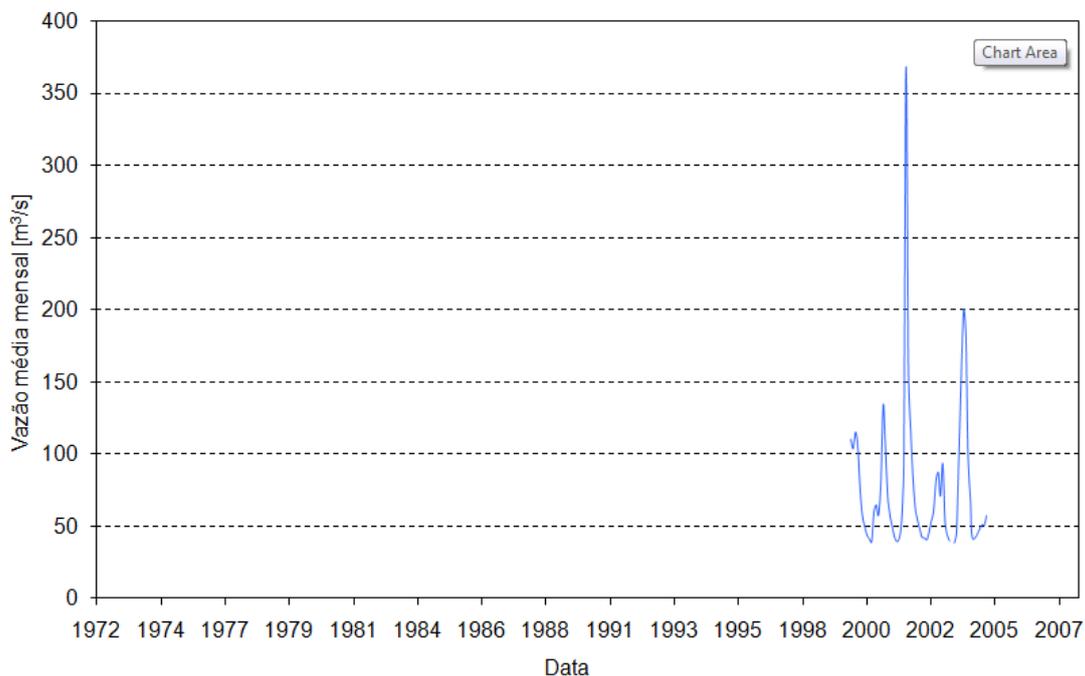


Figura 5.15- Variação temporal das vazões médias mensais na estação Fazenda Rio Farinha, nota-se a ausência de dado nos períodos anteriores a 1999. (ROSMAN, et al. 2009)

Além dos dados obtidos das estações da ANA, as vazões médias anuais afluentes ao reservatório da UHE Estreito foram disponibilizadas através do arquivo “Anexo I – Recursos Hídricos”, conforme apresentado na **Tabela 5.3**, a seguir, CESTE(2005a). Cabe destacar que destes dados, apenas os correspondentes ao rio Farinha, na estação Faz. Rio Farinha, rio Manoel Alves Pequeno, na estação Itacajá, e rio Manoel Alves Grande, na estação Goiatins, foram obtidos a partir de dados diários, os restantes foram apurados baseando-se no tamanho das sub-bacias contribuintes.

Tabela 5.3. Vazões médias anuais afluentes ao reservatório da UHE Estreito. CESTE (2005a)

Curso de água	Área (km²)	Vazão (m³/s)
Riacho Santana	342,0	5,7
Rio Mosquito	419,0	7,0
(sem nome)	494,0	8,3
Rio Farinha	5.035,8	84,5
Rio Corrente	1.014,0	17,0
Ribeirão das Arrais	475,8	8,0
Riacho Seco	383,0	6,4
Rio Manoel Alves Grande	16.334,8	274,1
Rio Tauá	849,6	14,3
Rio João Aires	1.005,6	16,9
Rio Manoel Alves Pequeno	4.251,9	71,4

5.4.2 Cotas do leito

As informações relativas à batimetria do reservatório a serem usadas na Malha do Reservatório para Níveis Usuais, MRNU, foram fornecidas pelo Consórcio Estreito Energia, CESTE, no *Relatório de Levantamento de Batimetria no trecho da UHE Estreito – Junho 2008*. No trecho próximo ao empreendimento, que se estende por ~650 m a jusante do futuro eixo da UHE Estreito e ~500 m a montante, foram levantadas as cotas do fundo em 5883 pontos, sobre 61 linhas espaçadas de aproximadamente 20 m. O levantamento foi realizado com o auxílio de ecobatímetro monofeixe digital operado na frequência de 200 kHz. Para o posicionamento do ecobatímetro foi usado um sistema DGPS via satélite, em conjunto com o programa de navegação Hydro-Trimble Navigation.

Além desse trecho com alta densidade de informações, foram levantadas outras 15 seções transversais ao longo dos 270 km onde se formará o reservatório, as quais podem ser vistas na Figura 5.16, marcadas com linhas vermelhas. Foram fornecidas as linhas de contorno do reservatório para quando o nível d'água estiver na cota 156. Este contorno foi considerado uma curva de nível e incluído na interpolação da batimetria.

Com isso foi possível a criação de áreas mais rasas próximas às margens, tornando a modelagem mais realista. A Figura 5.17 mostra em detalhe a batimetria em área próxima à UHE Estreito. Estes dados foram interpolados pelo método de Kriging com o cuidado de representar feições típicas de batimetria fluvial.

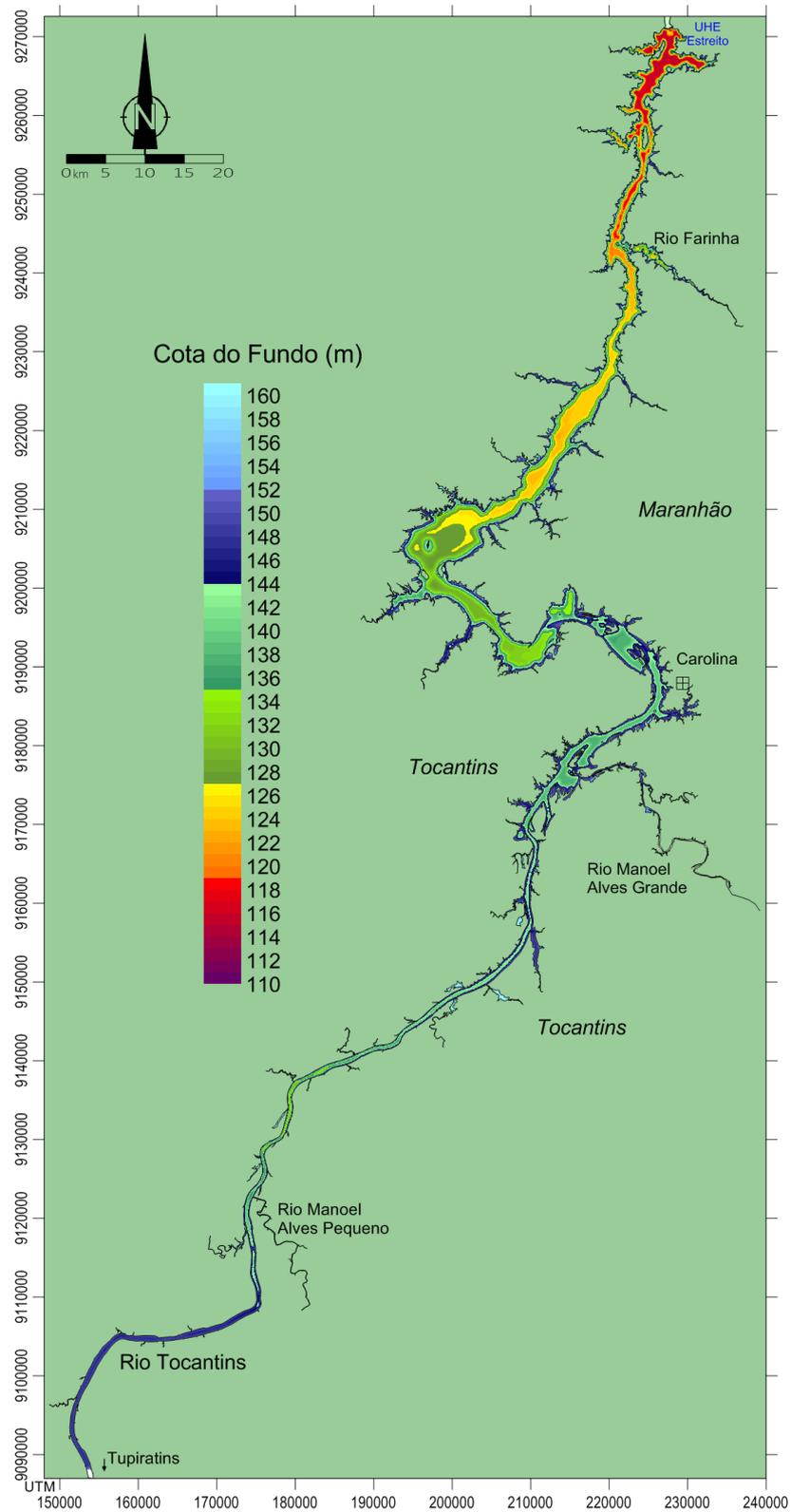


Figura 5.16. Cota do fundo do domínio de modelagem da UHE Estreito inferida a partir dos dados de batimetria fornecidos pelo CESTE. Referência de nível no Datum Imbituba. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

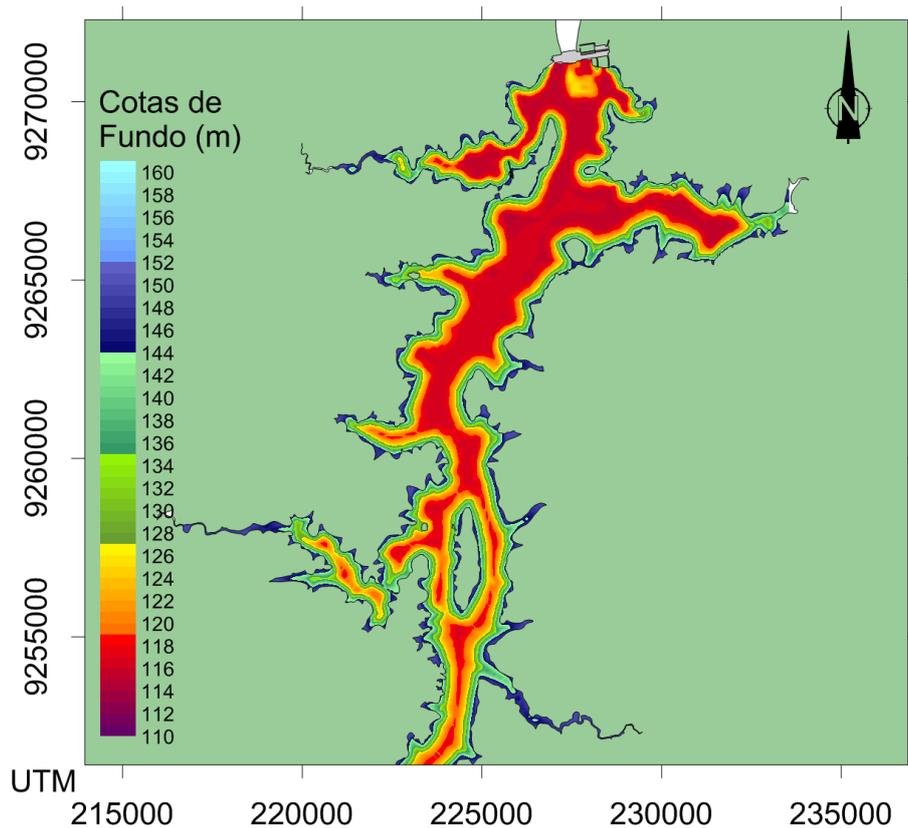


Figura 5.17. Detalhe da batimetria inferida na região próxima ao eixo da barragem. Cotas com referência de nível no Datum Imbituba. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

Devido à baixa turbidez das águas do rio Tocantins e da boa qualidade das imagens do **Google Earth** foi possível visualizar bancos de areia e formações rochosas submersas que serviram de auxílio para determinação da batimetria. Deve ficar claro, que a batimetria disponível não é indicada para a obtenção de resultados quantitativamente significativos, mas que para fins de avaliar o modelo desenvolvido nesta dissertação ela é válida.

A batimetria, h , no SisBaHia é dada pelo negativo da cota do fundo, z , temos $h = -z$. Em todo o domínio as cotas estão referidas ao datum Imbituba – SC.

5.4.3 Análise granulométrica

Os dados granulométricos do rio Tocantins foram obtidos no 3º Relatório Semestral do Programa de Monitoramento Hidrossedimentométrico e Vazão dos Tributários – CESTE. Neste relatório são apresentados dados medidos em campanhas de campo realizadas mensalmente de janeiro a maio de 2009.

Constam no relatório as análises granulométricas de amostras de sedimentos coletadas em 6 estações localizadas tanto no rio Tocantins como em seus principais afluentes. Foram consideradas as estações:

- EHS Tupiratins, localizada a montante da cidade de tupiratins na margem esquerda do rio Tocantins nas coordenadas $8^{\circ} 23' 30,13''$ S e $48^{\circ} 06' 40,87''$ W.
- EHS Estreito, a aproximadamente 1,0 km a jusante do município de Estreito – MA, localizada na margem direita do rio Tocantins nas coordenadas $6^{\circ} 34' 23,18''$ S e $47^{\circ} 27' 36,82''$ W.
- EHS Tocantinópolis, localizada a ~5 km a montante do município de Tocantinópolis, nas coordenadas $6^{\circ} 17' 20,65''$ S, $47^{\circ} 23' 30,43''$ W.

As outras 3 estações foram descartadas nesse estudo por estarem localizadas em áreas externas ao domínio modelado. Elas não foram consideradas representativas da área modelada.

Os dados granulométricos das três estações selecionadas encontram-se na Tabela 5.4 Tabela 5.5 e Tabela 5.6, correspondentes a EHS Tupiratins, EHS Estreito e EHS Tocantinópolis, respectivamente.

Tabela 5.4. Distribuição granulométrica de amostras de sedimentos obtidos na estação EHS Tupi-ratins, CESTE (2009).

	Diâmetro (mm)	jan-09	fev-09	mar-09	abr-09	mai-09	Média
Seixos / Grânulos	2,0	0,30	1,97	4,79	5,92	5,11	3,62
Areia muito grossa	1,0	1,55	9,75	9,29	10,62	4,90	7,22
Areia grossa	0,5	12,28	18,76	23,03	21,33	15,53	18,19
Areia média	0,250	78,88	65,84	60,60	53,60	70,41	65,87
Areia fina	0,125	6,24	2,76	1,91	8,29	3,46	45,32
Areia muito fina	0,0625	0,49	0,05	0,05	0,15	0,08	0,16
Silte	0,0313	0,20	0,08	0,16	0,01	0,44	0,18
Argila	0,0156	0,04	0,02	0,08	0,05	0,01	0,04
Matéria Orgânica		0,01	0,06	0,10	0,01	0,02	0,04

Tabela 5.5. Distribuição granulométrica de amostras de sedimentos obtidos na estação EHS Estreito, CESTE (2009).

	Diâmetro (mm)	jan-09	fev-09	mar-09	abr-09	mai-09	Média
Seixos / Grânulos	2,0	13,94	7,22	10,77	16,69	37,82	17,29
Areia muito grossa	1,0	4,1	4,59	15,2	10,44	6,63	8,19
Areia grossa	0,5	51,49	11,77	22,56	9,86	20,28	23,19
Areia média	0,250	18,99	55,68	32,88	59,51	33,94	40,20
Areia fina	0,125	10,63	19,36	17,36	3,23	1,19	10,35
Areia muito fina	0,0625	0,56	0,93	0,41	0,18	0,05	0,43
Silte	0,0313	0,21	0,14	0,16	0,02	0,04	0,11
Argila	0,0156	0,04	0,03	0,1	0,01	0,01	0,04
Matéria Orgânica		0,04	0,27	0,56	0,01	0,01	0,18

Tabela 5.6. Distribuição granulométrica de amostras de sedimentos obtidos na estação EHS Tocantinópolis, CESTE (2009).

	Diâmetro (mm)	jan-09	fev-09	mar-09	abr-09	mai-09	Média
Seixos / Grânulos	>2,0	12,91	6,53	7,61	1,07	0,74	5,77
Areia muito grossa	1,0	12,99	5,38	11,5	3,36	2,04	7,06
Areia grossa	0,5	17,16	16,69	26,45	14,7	6,06	16,21
Areia média	0,250	38,85	57,73	48,3	68,98	71,69	57,11
Areia Fina	0,125	17,62	13,27	5,81	11,67	18,96	13,47
Areia muito fina	0,0625	0,03	0,08	0,06	0,15	0,32	0,13
Silte	0,0313	0,34	0,09	0,12	0,02	0,04	0,13
Argila	0,0156	0,06	0,05	0,06	0,01	0,12	0,06
Matéria Orgânica		0,05	0,07	0,09	0,01	0,01	0,04

A Tabela 5.7, a seguir, possui um resumo com os dados das três estações. A partir dela foi gerada uma curva de distribuição granulométrica acumulada, apresentada na

Figura 5.18, nos moldes da curva da Figura 2.2. Estes dados foram utilizados para definir o diâmetro mediano das amostras de areia.

Tabela 5.7. Resumo dos dados granulométricos .

	Diâmetro (mm)	φ	EHS Tupiratin		EHS Estreito		EHS Tocantinópolis	
			%	Σ%	%	Σ%	%	Σ%
Matéria Orgânica		7	0,04	0,04	0,18	0,18	0,04	0,04
Argila	0,0156	6	0,04	0,08	0,04	0,22	0,06	0,11
Silte	0,0313	5	0,20	0,28	0,12	0,33	0,13	0,23
Areia muito fina	0,0625	4	0,16	0,44	0,43	0,76	0,13	0,36
Areia Fina	0,125	3	4,53	4,98	10,36	11,12	13,47	13,83
Areia média	0,250	2	65,87	70,84	40,20	51,32	57,11	70,94
Areia grossa	0,5	1	18,19	89,03	23,19	74,51	16,21	87,15
Areia muito grossa	1,0	0	7,22	96,25	8,20	82,71	7,06	94,21
Seixos / Grânulos	>2,0	-1	3,62	99,87	17,29	100,0	5,77	99,98

Analisando as curvas foi possível obter o diâmetro mediano, D_{50} , em cada estação, estes valores podem ser vistos na Tabela 5.8, a seguir.

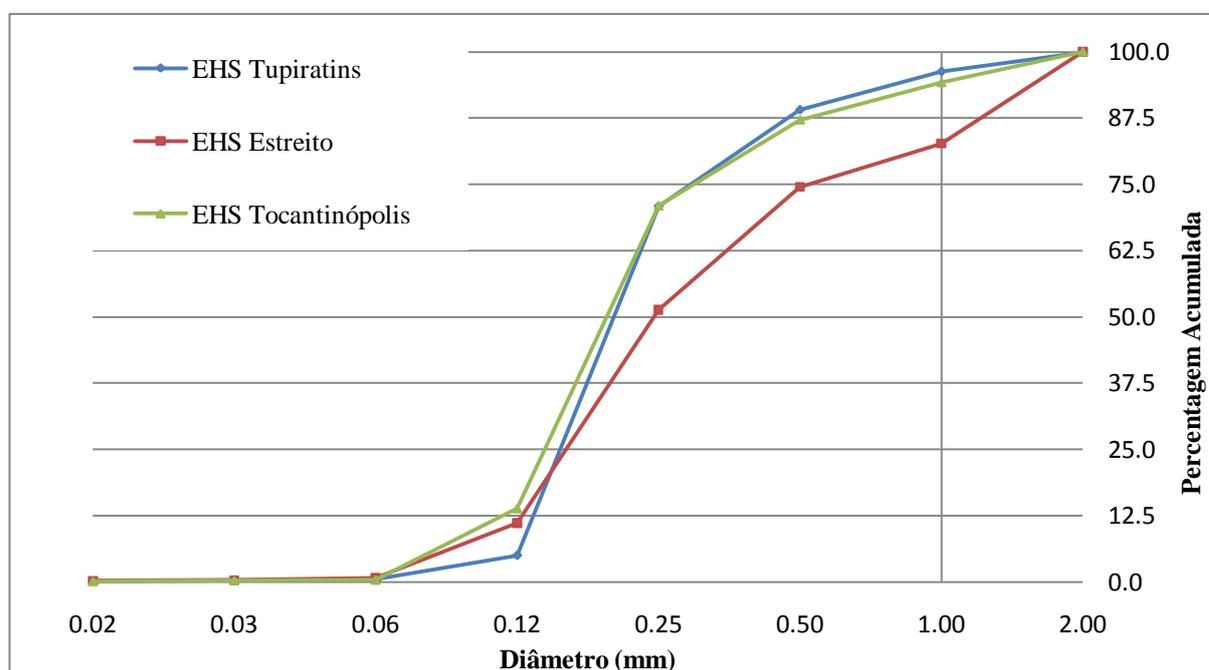


Figura 5.18. Distribuição granulométrica nas três estações hidrossedimentométricas.

Nota-se que na estação EHS Estreito a distribuição foge ao padrão observado nas outras duas. Isto pode ser devido às obras da UHE Estreito, que já estavam em andamento quando foram feitas as coletas de campo. Apesar dessa pequena discrepância

pode-se concluir que o diâmetro mediano presente no rio Tocantins corresponde a uma areia média tal que $0,20\text{mm} < D_{50} < 0,25\text{mm}$.

Tabela 5.8. Valores de diâmetro mediano em cada uma das estações. Verifica-se a presença de uma areia média nas três estações.

Estação	D_{50} (mm)
EHS Tupiratins	0.21
EHS Estreito	0.25
EHS Tocantinópolis	0.20

O diâmetro mediano adotado foi uma média aritmética dos três valores, $D_{50} = 0,22\text{mm}$. Este valor foi utilizado na determinação da tensão crítica de Shields, como descrito no item 3.3. Com a viscosidade da água $\nu = 1,05 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, massa específica da água doce, $\rho = 1000\text{kg}/\text{m}^3$, massa específica do sedimento, $\rho_s = 2650\text{kg}/\text{m}^3$, obtivemos uma tensão crítica de $\tau_{oc} = 0,189 \text{ N}/\text{m}^2$.

5.4.4 Rugosidade equivalente do fundo

A amplitude da rugosidade equivalente de fundo, ε , é usada no cálculo do coeficiente de Chézy. Este por sua vez, é utilizado para a determinação das tensões de atrito no fundo. As tensões de atrito são variáveis diretamente ligadas ao cálculo das vazões sólidas, como descrito no capítulo 3.2. Logo, fica evidente a importância da correta determinação da rugosidade equivalente do fundo.

A rugosidade varia com o tipo do material que compõe o leito do corpo d'água. Quanto maior a rugosidade, maiores serão as tensões de atrito no fundo. Valores típicos para a rugosidade podem ser vistos na Tabela 3.2, obtida da referência técnica do Sis-BaHiA. Em leitos com transporte de sedimentos compostos por areia média, temos $0,007 \text{ m} < \varepsilon < 0,05\text{m}$. Foi adotado para todos os nós do domínio o valor médio de 0,03.

5.5 Calibração

Uma calibração preliminar do modelo foi realizada com dados disponibilizados pelo CESTE, conforme exemplificam a Figura 5.19 e a Figura 5.20, a seguir. Nesta calibração foi considerada uma vazão de cheia de $23.002 \text{ m}^3/\text{s}$. O remanso obtido com o

modelo do SisBaHiA foi comparado com o remanso publicado em CESTE 2007 Este documento, por sua vez, apresenta uma modelagem 1D para obtenção do remanso no reservatório sob a mesma cheia de 23002 m³/s. A calibração definiu como satisfatórios os valores de rugosidade de fundo e do coeficiente de deslizamento nas margens.

Infelizmente não estavam a disposição dados de níveis d'água medidos em campo para auxiliar a calibração. Desta forma foi dada como satisfatória a comparação entre a modelagem 1D contida em CESTE 2007 e a modelagem preliminar realizada com o modelo hidrodinâmico 2DH do SisBaHiA.

Provavelmente as pequenas diferenças nos remansos decorrem de diferenças na batimetria de fundo. A Figura 5.20 mostra um mapa com isolinhas de nível de água em todo o reservatório. Trata-se de uma figura desenvolvida pelo autor para o Relatório de Modelagem de Processos Sedimentológicos no Reservatório da Barragem da UHE Estreito, do Programa de Trabalho 01/2008 - PENO-10702.

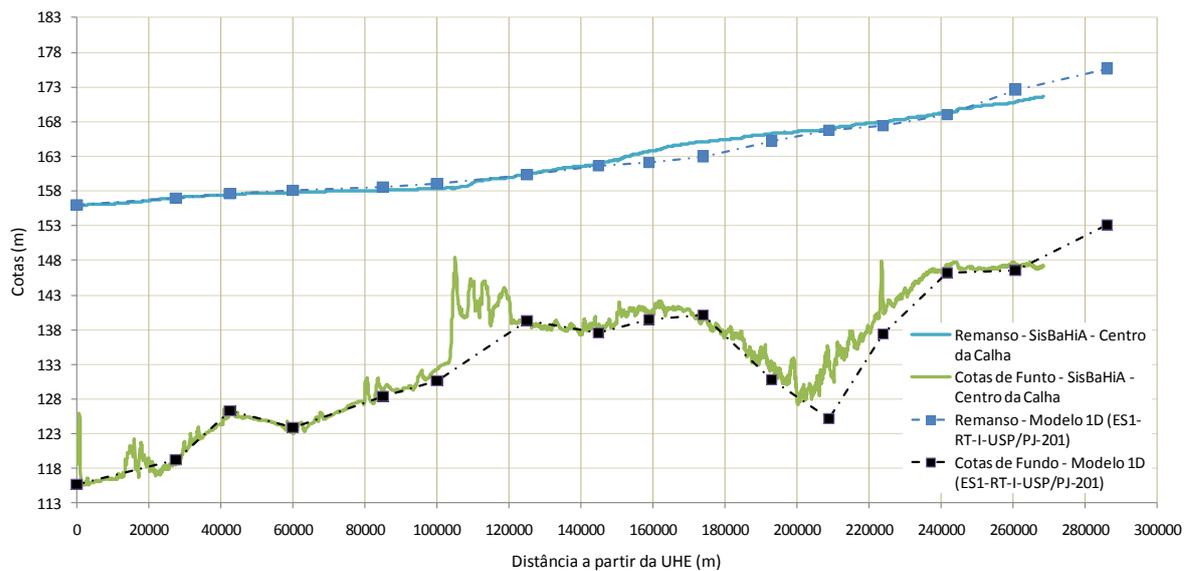


Figura 5.19. Comparação de resultados de calibração do modelo, mostrando curvas de remanso obtidos com o SisBaHiA® e valores obtidos com o modelo 1D do CESTE para vazão de 23:002 m³/s a montante.

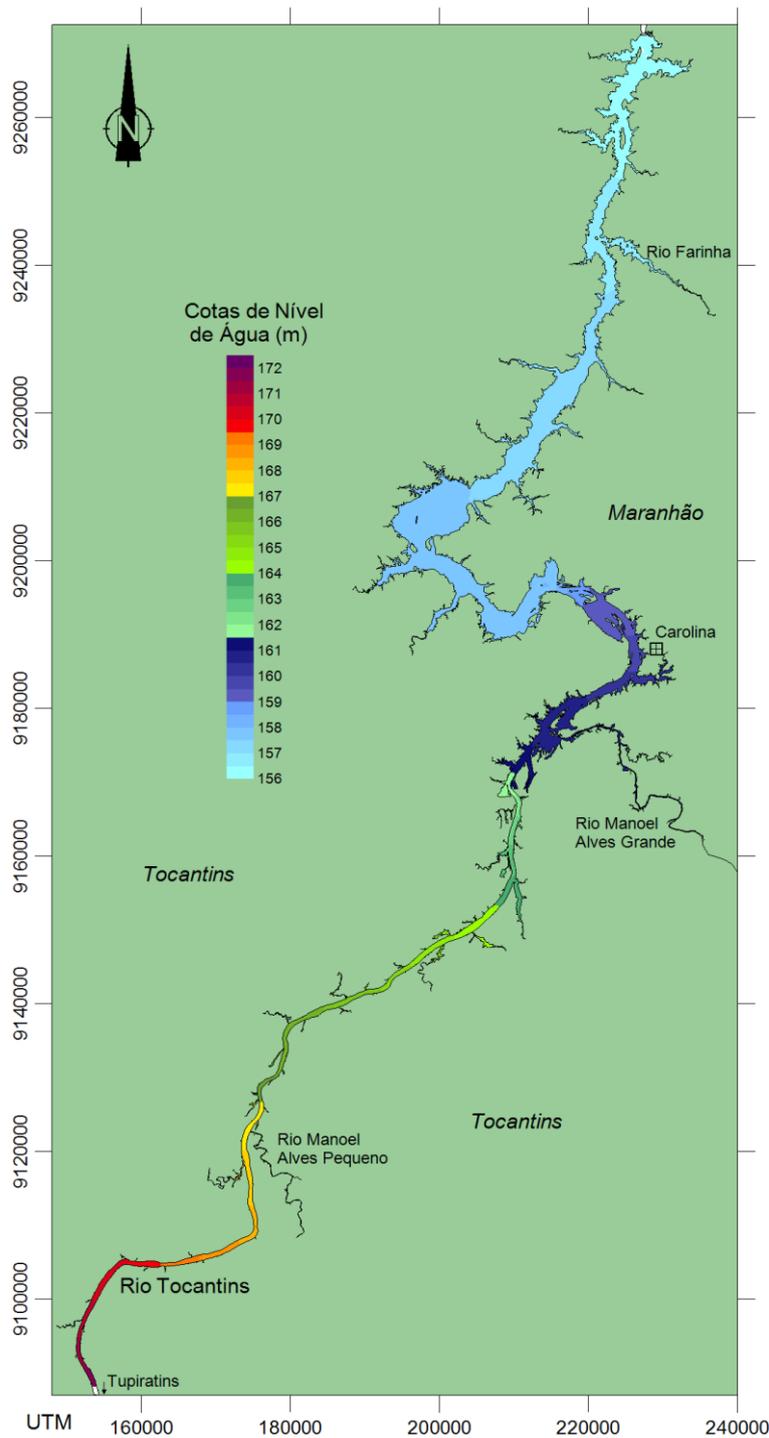


Figura 5.20. Isolinhas de cotas de nível de água, remanso, para uma vazão de cheia de 23002 m³/s. A Figura 5.19 mostra comparação com resultados calibrados disponibilizados pelo CESTE. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

Uma vez realizada a calibração preliminar com os dados disponíveis, o modelo foi executado para as condições de contorno descritas no item 5.7.

5.6 Condição Inicial

Ao resolver as equações diferenciais, seja por métodos analíticos ou por métodos numéricos, é necessário conhecer as condições iniciais e de contorno do problema proposto.

As condições iniciais a serem prescritas no modelo hidrodinâmico 2DH do Sis-BaHiA no instante $t = t_0$ são as componentes U e V da velocidade e a elevação da superfície livre, ζ . No caso do modelo morfodinâmico, i.e., com fundo móvel, a cota do leito inicial também pode ser interpretada como uma condição inicial.

Usualmente, inicia-se o modelo com uma “partida a frio”, com velocidades nulas e uma elevação da superfície livre uniforme em todo o domínio de modelagem. No caso do modelo morfodinâmico isto não é recomendável, pois o modelo ao se estabilizar pode gerar oscilações e fortes gradientes de velocidades, podendo afetar os resultados do modelo morfodinâmico. Para evitar esse efeito, optou-se por executar um “modelo de aquecimento”, este puramente hidrodinâmico, ou seja, desacoplado do modelo de transportes. A partir do “modelo de aquecimento” foram geradas as condições iniciais do modelo morfodinâmico em questão. A “partida a frio” foi dada para gerar estas condições iniciais, obtidas então, a partir de velocidades nulas e elevação da superfície livre uniforme.

As vazões definidas como condição de contorno utilizadas no aquecimento devem corresponder aos primeiros valores da série histórica de vazões que será usada na modelagem morfodinâmica. Isto é feito para evitar diferenças significativas entre os valores da condição inicial e os valores da condição de contorno, no primeiro passo de tempo do modelo morfodinâmico.

O aquecimento deve ser executado por tempo suficiente para estabilizar tanto os níveis d’água quanto as velocidades. Este tempo de execução varia de acordo com o tamanho do domínio e com a magnitude das condições impostas ao modelo. Além disso, o modelo de aquecimento deve ser rodado sobre malhas e modelos idênticos aos que serão utilizados para cada cenário.

5.7 Condições de Contorno

O rio Tocantins já sofreu algumas alterações em sua hidrodinâmica devido a represamentos a montante da área de estudo. Os reservatórios a montante e sua operação tendem a regularizar a vazão do rio.

Uma vez analisadas as séries históricas de vazão das estações da ANA, relacionadas no item 5.4.1, foi escolhido o ano hidrológico de julho de 2001 a julho de 2002. Nesta dissertação considera-se que o ano hidrológico se inicia e termina no período de estiagem. Este ano foi escolhido por ser um ano sem grandes picos de cheia e de estiagens. Pode, portanto, ser considerado um ano hidrológico típico. Este período também não apresentava lapsos na medição.

As séries históricas de vazão foram inseridas como condição de contorno da seção de montante do rio Tocantins, rio Manoel Alves Grande, Manoel Alves Pequeno e rio Farinha. Em alguns rios menores não havia disponibilidade de séries históricas, nestes casos foram consideradas as vazões médias anuais fornecidas na **Tabela 5.3**.

A operação da usina prevê que o nível d'água seja mantido na cota 156 m. Logo, a condição de contorno para as fronteiras abertas nas seções de jusante, na casa de força e no vertedouro consideram este nível d'água permanente.

Para poder considerar-se o efeito do funcionamento do vertedouro criou-se uma condição tal que: quando a vazão a jusante ultrapassar o valor máximo da casa de força, o vertedouro seria acionado recebendo a vazão excedente. A vazão máxima que a casa de força comporta foi obtido da Ficha Resumo da UHE Estreito, CESTE (2005b), e equivale a 5.850 m³/s

5.8 Escolha da Formulação de Transporte Sólido

Adicionalmente às informações apresentadas, correspondentes às estações fluviométricas disponibilizadas pela ANA, dispõem-se de dados medidos pelo Núcleo Estadual de Meteorologia e Recursos Hídricos do Tocantins, da Fundação Universidade do Tocantins, NEMET/ RH - UNITINS. Particularmente, são 10 campanhas de medições de descargas líquidas e sólidas, realizadas nos períodos de maio/2008 a maio/2009, mostradas na Tabela 5.9; referentes ao Programa de Monitoramento Hidrossedimentométrico e de Vazões dos Tributários da UHE-ESTREITO, NEMET(2009)

Tabela 5.9. Resumo dos resultados obtidos nas campanhas de medição de descarga líquida e sólida na região de influência do empreendimento.NEMET(2009)

Estação		Goiatins	Itacajá	Tupiratins	Tocantinópolis	Fazenda Rio Farinha	Estreito
Campanha 1 (maio/08)	Q (m³/s)	157,1	40,8	3207,9	2553,8	80,9	3290,2
	Conc. (mg/l)	13,8	7,2	---	---	---	---
Campanha 2 (julho/08)	Q (m³/s)	88,0	19,5	1656,6	1960,6	49,0	1961,3
	Conc. (mg/l)	3,5	4,4	3,8	14,3	3,5	10,1
Campanha 3 (setembro/08)	Q (m³/s)	105,8	15,2	2983,3	1550,3	40,1	1383,1
	Conc. (mg/l)	12,73	5,12	4,32	3,13	3,24	6,22
Campanha 4 (novembro/08)	Q (m³/s)	153,7	45,2	2339,9	2736,9	60,9	2857,1
	Conc. (mg/l)	228,97	47,73	20,09	6,47	7,64	22,43
Campanha 5 (dezembro/08)	Q (m³/s)	162,9	58,9	3121,3	4722,9	51,6	4675,7
	Conc. (mg/l)	51,52	48,69	21,10	16,94	63,00	18,56
Campanha 6 (janeiro/09)	Q (m³/s)	159,7	41,0	4322,0	3325,4	58,8	4066,9
	Conc. (mg/l)	94,40	19,36	71,13	14,83	18,27	18,22
Campanha 7 (fevereiro/09)	Q (m³/s)	171,9	54,3	3862,4	3791,5	37,8	4346,1
	Conc. (mg/l)	60,70	22,96	13,11	19,57	12,87	19,34
Campanha 8 (março/09)	Q (m³/s)	293,4	113,8	3219,3	4483,3	73,5	5116,1
	Conc. (mg/l)	53,86	54,20	17,93	32,00	23,69	33,80
Campanha 9 (abril/09)	Q (m³/s)	343,5	99,5	6705,9	7259,8	123,6	6732,1
	Conc. (mg/l)	77,75	12,86	17,58	22,28	14,57	44,60
Campanha 10 (maio/09)	Q (m³/s)	352,8	85,8	5526,5	5708,5	80,3	6508,7
	Conc. (mg/l)	27,40	15,50	23,30	21,90	9,60	22,30

Como explicado anteriormente, os modelos de transporte de sedimentos podem funcionar acoplados ou não a modelos hidrodinâmicos. Na versão atual, o transporte de sedimentos no SisBaHiA[®] pode ser computado pelas seguintes formulações: van Rijn - 1984, Meyer-Peter e Müller - 1948, Nielsen - 1992, Engelund e Hansen - 1967 e Yalin - 1976.

Nesta dissertação foi escolhida arbitrariamente a fórmula de transporte de Meyer-Peter e Müller. Particularmente, levou-se em consideração, para essa escolha, as baixas concentrações de sedimento em suspensão medidas, usualmente < 100 mg/l. Isto foi confirmado a partir das medições realizadas pelo CESTE no período de maio/2008 a maio/2009, cf. Tabela 5.9. Adicionalmente se considerou os diversos bancos de areia na calha do rio, v. Figura 5.21, a seguir, que são indicadores de que existe uma dinâmica do leito associada ao transporte de sedimentos por arraste. As Figura 5.22 e Figura 5.23 apresentam imagens obtidas a partir do *Google Earth* que também permite apreciar a extensão dos bancos de areia no leito do rio Tocantins.



Figura 5.21. Presença de bancos de areia na calha do rio Tocantins na localidade de Carolina (MA), ROSMAN (2009).



Figura 5.22. Imagem de satélite dos bancos de areia no leito do rio Tocantins (Google Earth, 04/2010).

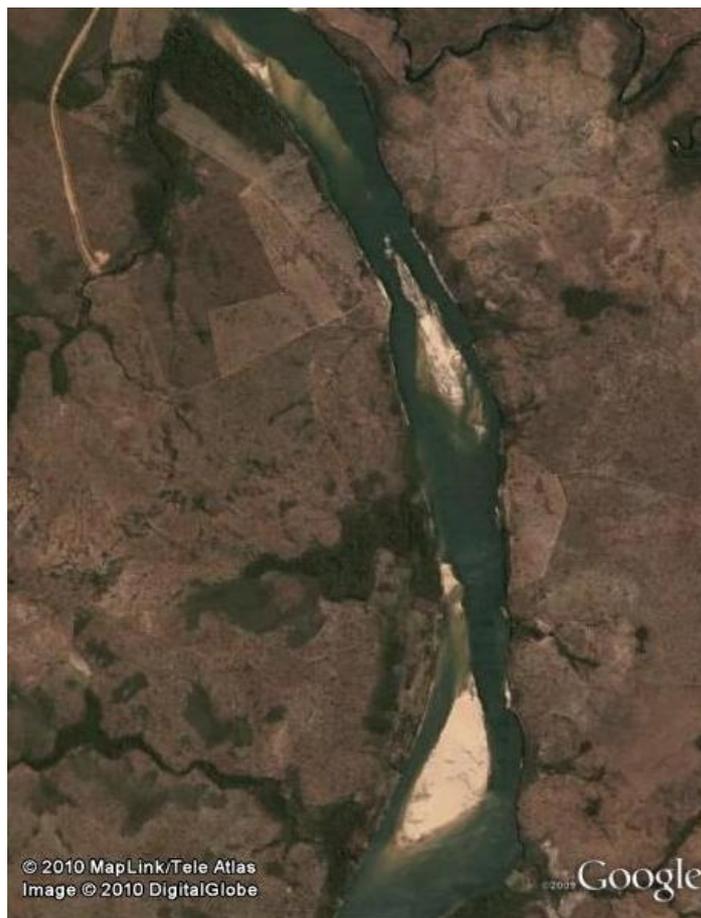


Figura 5.23. Imagem de satélite dos bancos de areia no leito do rio Tocantins (*Google Earth*, 04/2010).

5.9 Resultados do Modelo Morfodinâmico do Reservatório da UHE Estreito.

A seguir são apresentados os resultados hidrodinâmicos e sedimentológicos obtidos com o modelo desenvolvido nesta dissertação.

5.9.1 Resultados hidrodinâmicos

A apresentação e avaliação dos resultados hidrodinâmicos compõe-se de duas partes. Inicialmente, são apresentados gráficos com o objetivo de caracterizar as elevações e velocidades ao longo do tempo, e suas interações. Em seguida, são mostrados mapas com resultados instantâneos dos padrões de velocidade, das vazões sólidas e das alterações nas cotas leito do rio.

A Figura 5.24 mostra o remanso no reservatório em tempos de estiagem e cheia. A linha preta representa o remanso na cheia e a linha azul na estiagem. O fundo é representado pela linha de cor laranja. Os perfis longitudinais apresentados nesta figuras são semelhantes aos da Figura 5.19, que mostram as curvas de remanso para uma vazão extrema de 23.002 m³/s. O remanso obtido na simulação de um ano foi menos pronunciado pois as vazões simuladas não representam fenômenos extremos, e sim, situações de cheia e estiagem típicas, ou seja moderadas. A vazão a montante foi 1.489 m³/s e 13.100 m³/s, na estiagem e na cheia, respectivamente.

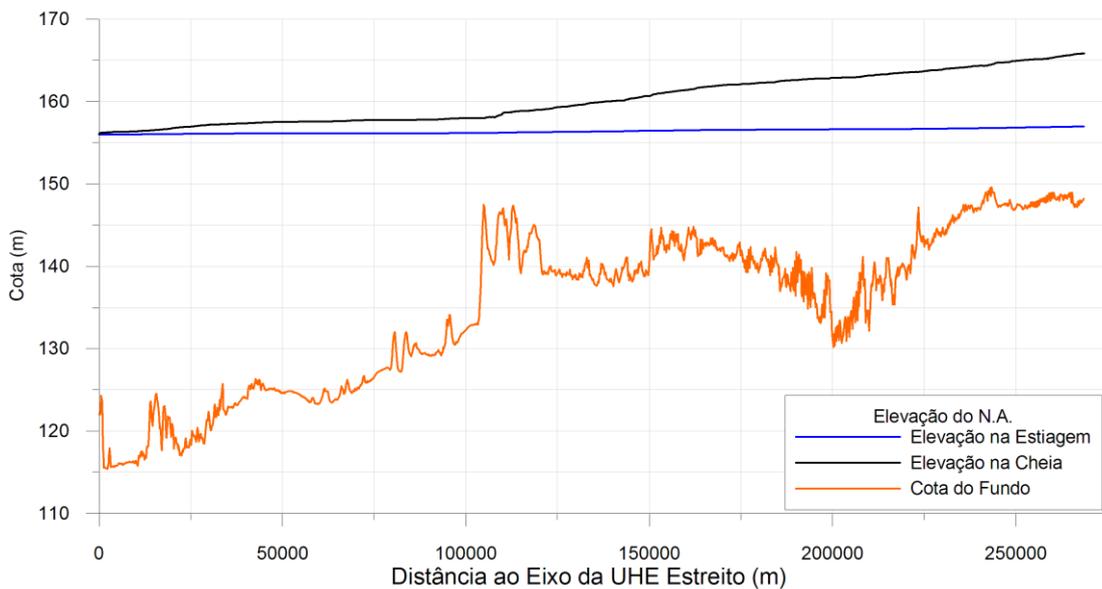


Figura 5.24. Remanso no reservatório nas situações de estiagem, dia 17 de agosto de 2001, e cheia, dia 12 de janeiro de 2002.

Uma curva Cota-Vazão, Figura 5.25, foi obtida a partir dos resultados de vazão e nível d'água na fronteira de montante do modelo. Este resultado é particularmente interessante, pois se pode observar a o fenômeno da histerese que ocorre na relação cota-vazão. Isto somente foi possível de se obter, porque os resultados foram plotados a intervalos de 6 horas. A histerese aparece neste gráfico como a diferença de nível dos momentos em que a vazão está subindo para os momentos em que a vazão está diminuindo. Observa-se que o nível d'água é mais baixo quando a vazão está crescendo e quando a vazão diminui o nível se mantém mais elevado. As setas mostram para os dois momentos a tendência da vazão. Para uma mesma vazão ocorrem níveis d'água diferentes.

Outra observação interessante aparece na comparação da Figura 5.25 com a Figura 5.5. A Figura 5.5 contém a curva Nível-Vazão obtida com os dados da ANA, através do sistema HIDROWEB. As duas curvas possuem um comportamento semelhante: o nível d'água varia aproximadamente 8 m quando a vazão varia entre 1000 m³/s e 11000 m³/s. Não foi possível uma comparação melhor, pois a ANA não fornece as cotas referida ao datum Imbituba, e sim referida a um nível de referência local, no caso o valor zero da régua. Os dados da ANA, que compõem a curva cota vazão da Figura 5.5, vêm sendo medidos desde 1971. Desde então houve modificações no regime fluvial decorrentes da regularização provocada por reservatórios situados a montante. O modelo executado nesta dissertação representa somente o ano de julho de 2001 a julho de 2002. Estes fatos contribuem para as pequenas diferenças obtidas entre as duas curvas cota vazão aqui publicadas.

Entretanto, comportamento similar encontrado entre as duas curvas cota-vazão reforça a representatividade do ano hidrológico escolhido e a calibração realizada.

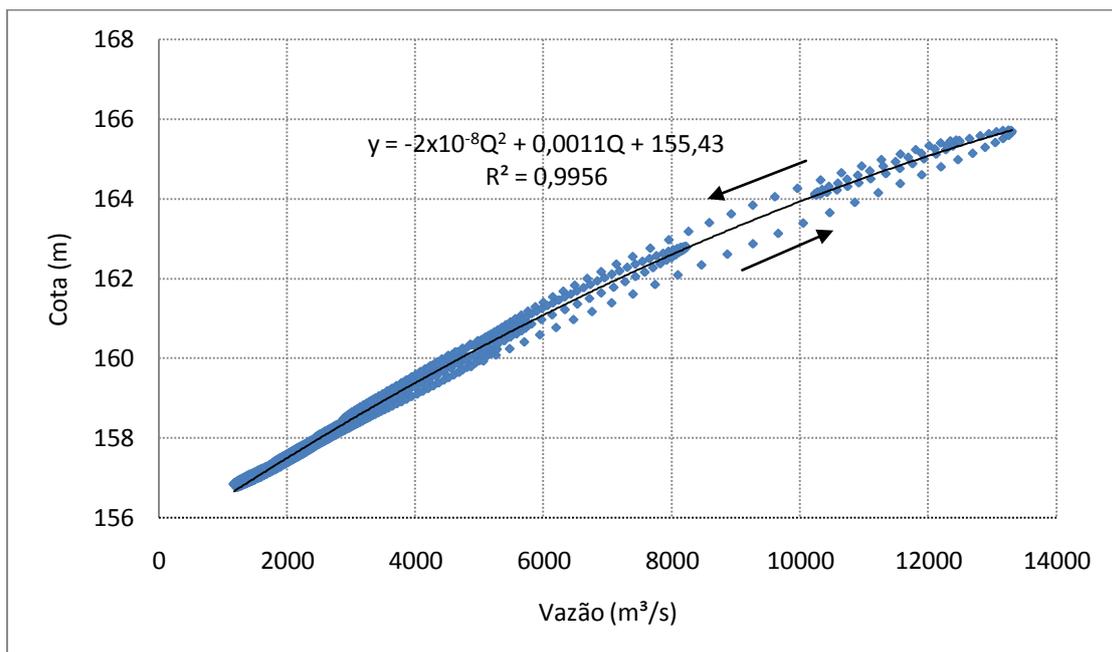


Figura 5.25. Curva Cota-Vazão obtida na fronteira de montante do domínio.

As vazões nas fronteiras de montante da casa de força e vertedouro, assim como a vazão total de jusante, estão apresentadas na Figura 5.26, representadas pelas linhas verde, azul, vermelha e preta, respectivamente.

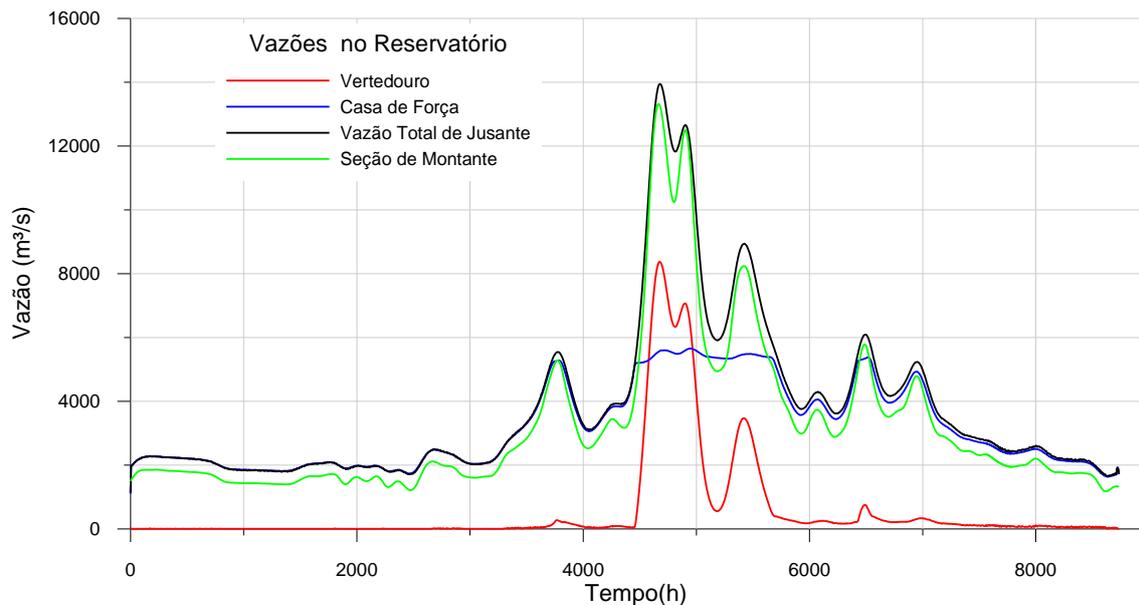


Figura 5.26. Série histórica de Vazões a jusante e a montante do reservatório.

Devido à extensão do reservatório e da dificuldade de visualização dos resultados em meio impresso, foram criados três mapas ampliados representando separadamente cada região do reservatório, pode-se observar que a vazão total de jusante, é a soma da vazão no vertedouro e na casa de força. Sendo que a água só passa pelo vertedouro quando a vazão total de jusante ultrapassa a vazão máxima turbinada.

- Região do reservatório próxima a UHE Estreito, que se estende para montante 30 km.
- Região central do reservatório que apresenta curvas e estreitamentos na seção hidráulica.
- Região de montante do reservatório com características tipicamente fluviais.

Em cada figura há um pequeno mapa indicando a localização exata da área representada.

Nos resultados a seguir, a situação de estiagem está sendo caracterizada pelos resultados obtidos no dia 17 de agosto de 2001, quando a vazão a montante, na estação de Tupiratins foi considerada $Q=1.489\text{m}^3/\text{s}$. Para os resultados representativos da cheia foi considerado o dia 12 de janeiro de 2002, quando a vazão a montante imposta é $13100\text{m}^3/\text{s}$.

Os resultados hidrodinâmicos em forma de mapas com isolinhas de velocidade estão nas Figuras 5.29 a 5.34. São seis figuras no total, sendo duas para cada trecho,

uma com o padrão de estiagem e outra com o padrão de velocidades de cheia. O padrão de isolinhas é o mesmo para todos os mapas facilitando a comparação dos resultados.

As Figura 5.27 e Figura 5.28 são as únicas onde se incluíram as setas de velocidade. Já que elas representam uma área pequena do reservatório, as setas não comprometem a visualização dos resultados. Nestas o tamanho das setas é proporcional à velocidade.

A primeira característica a se destacar é que a intensidade das velocidades em todo o reservatório tem valores inferiores a 0,3 m/s na estiagem. Durante a cheia o reservatório apresenta velocidades consideravelmente mais elevadas, podendo superar 1,4 m/s

O trecho mais próximo ao eixo da UHE Estreito possui velocidades inferiores ao restante do reservatório, mesmo em período de cheia. Devido ao represamento, este é o trecho que tem sua hidrodinâmica mais alterada, a área da seção transversal do rio torna-se muito elevada e como consequência, a intensidade da velocidade cai.

A região central do reservatório possui diversas ilhas e curvas, e nestes pontos de estrangulamento da área da seção hidráulica ocorrem as maiores velocidades. Na cheia estas chegam a 1,4 m/s.

Os dendritos criados pelo alagamento do reservatório possuem uma hidrodinâmica diferenciada composta de vórtices, que podem ser observados na Figura 5.28.

A região de montante do reservatório apresenta uma hidrodinâmica tipicamente fluvial, como pode ser visto nas Figura 5.33 e Figura 5.34. Por ser uma área com seções hidráulicas menores as velocidades neste trecho são elevadas, quando comparadas com os outros trechos do reservatório.

Cabe destacar que todas as figuras deste item 5.9, apresentadas a seguir, foram desenvolvidas pelo autor, para o Relatório de Modelagem de Processos Sedimentológicos no Reservatório da Barragem da UHE Estreito, do Programa de Trabalho 01/2008 - PENO-10702, COPPETEC, SPIEGELBERG et al. 2010.

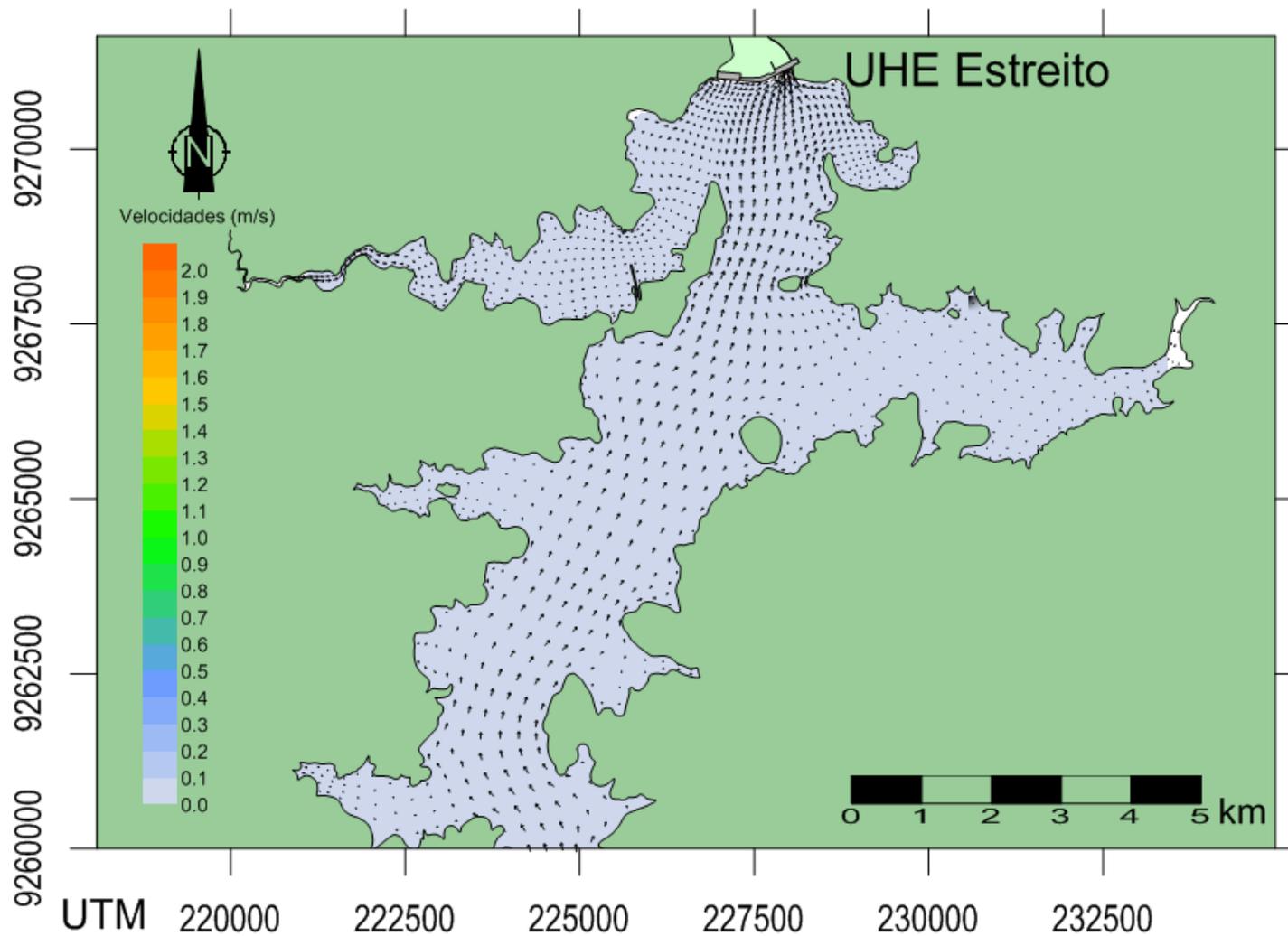


Figura 5.27. Padrão de velocidades de estiagem da área do reservatório próxima à UHE Estreito em 17 de agosto de 2001.

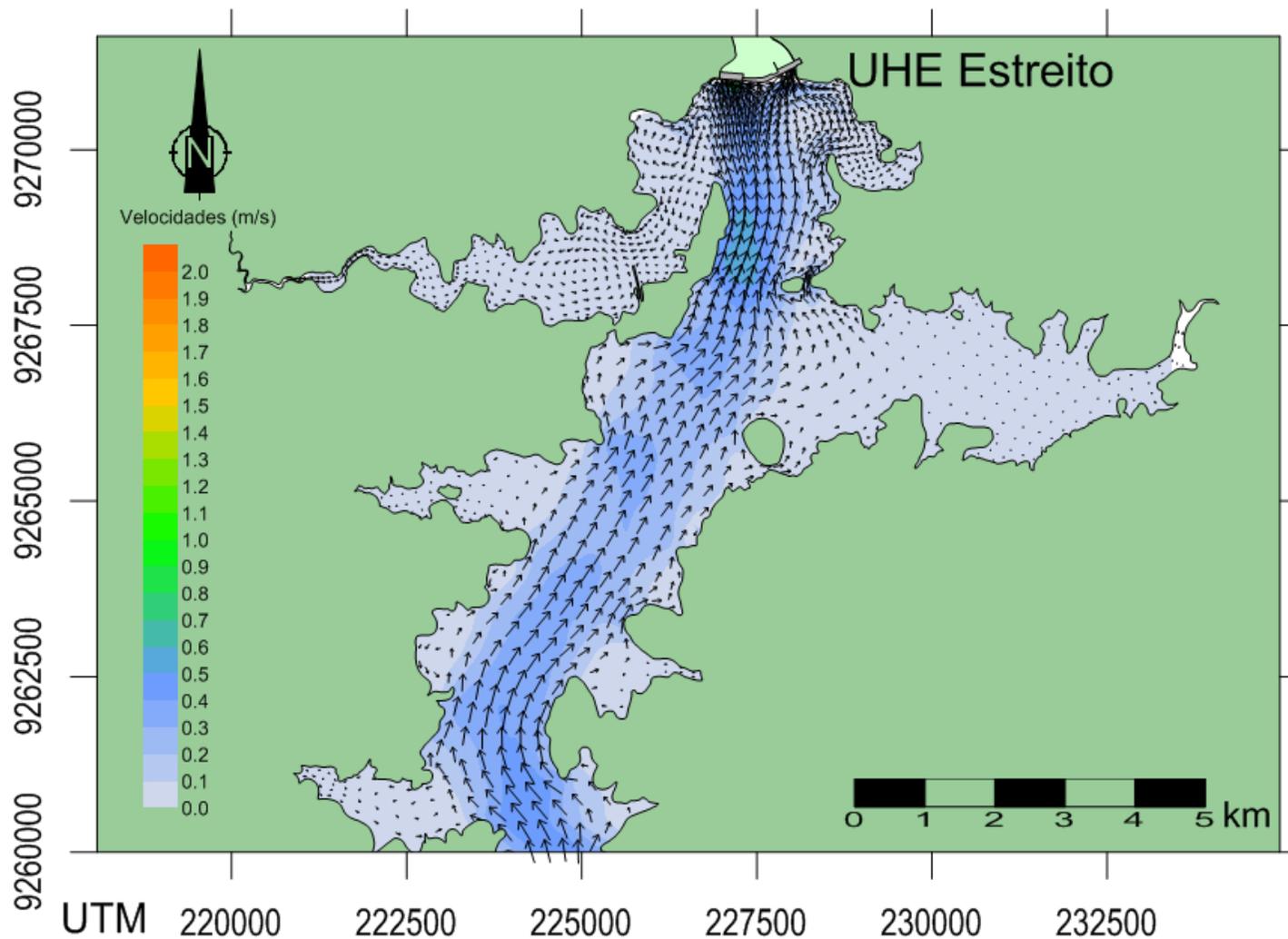


Figura 5.28. Padrão de velocidades de cheia da área do reservatório próxima à UHE Estreito. em 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

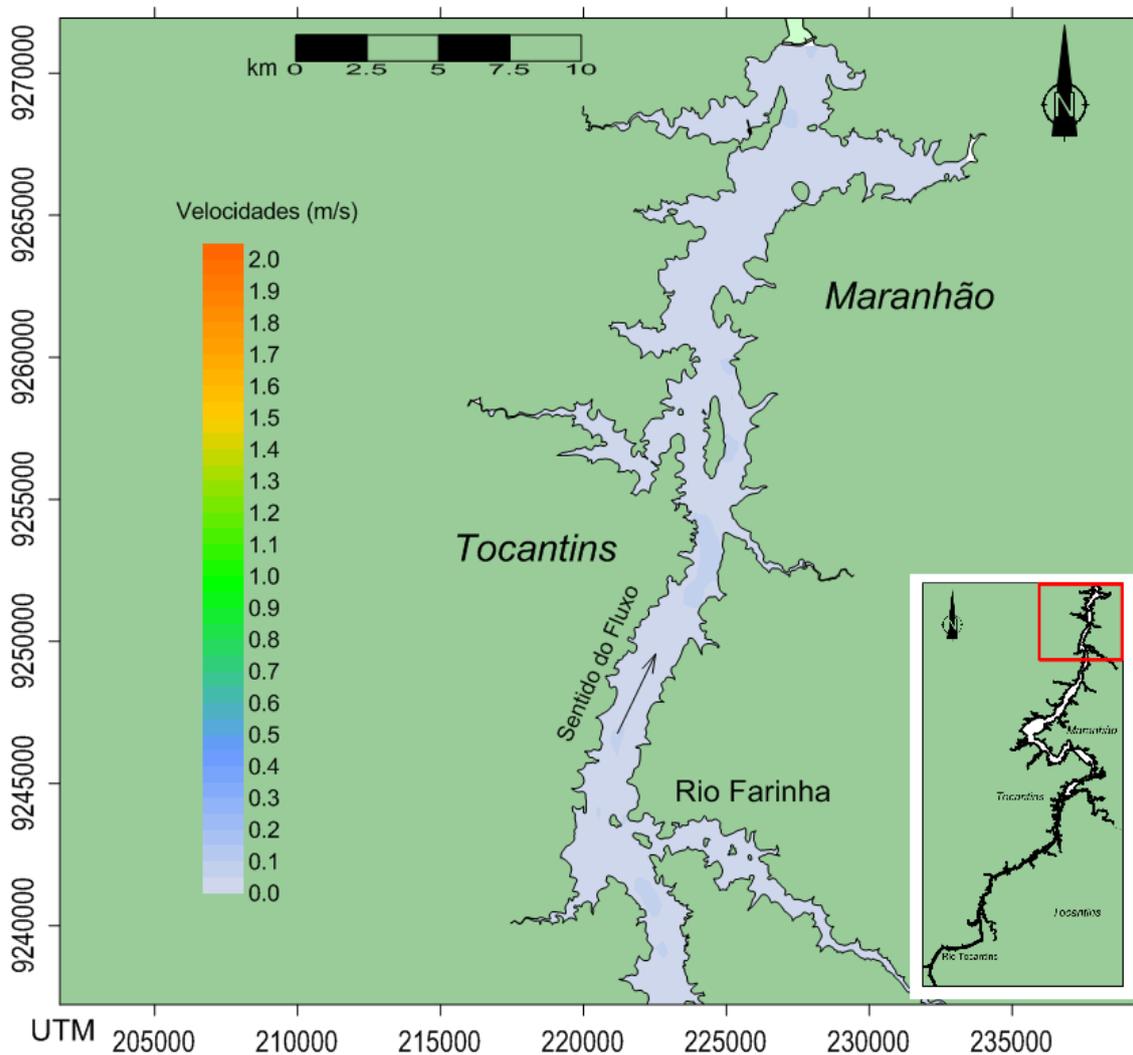


Figura 5.29. Padrão de velocidades de estiagem dos 30 km do reservatório próximos à UHE Estreito. Resultado do dia 17 de agosto de 2001. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

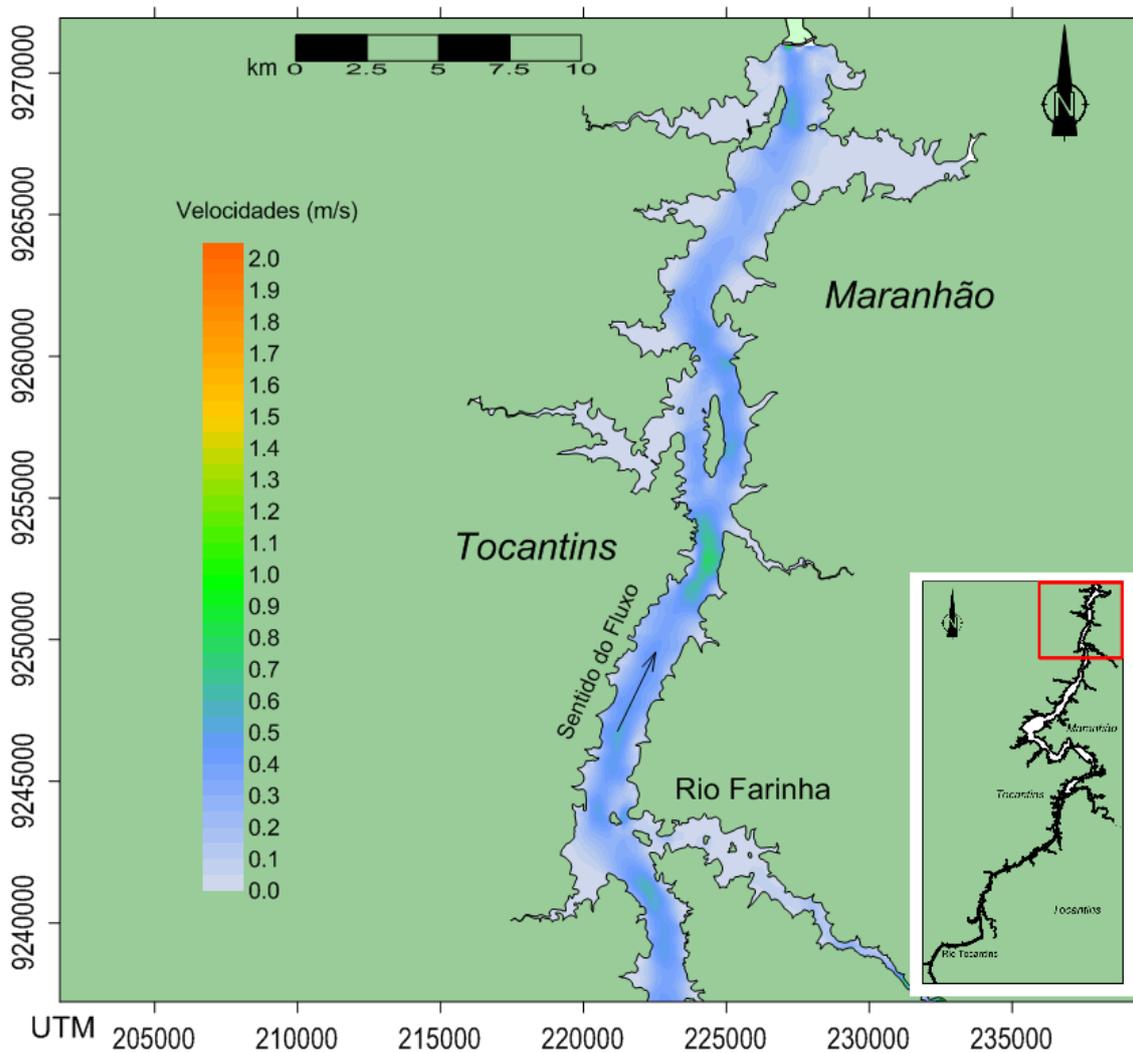


Figura 5.30. Padrão de velocidades de cheia dos 30 km do reservatório próximos à UHE Estreito. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

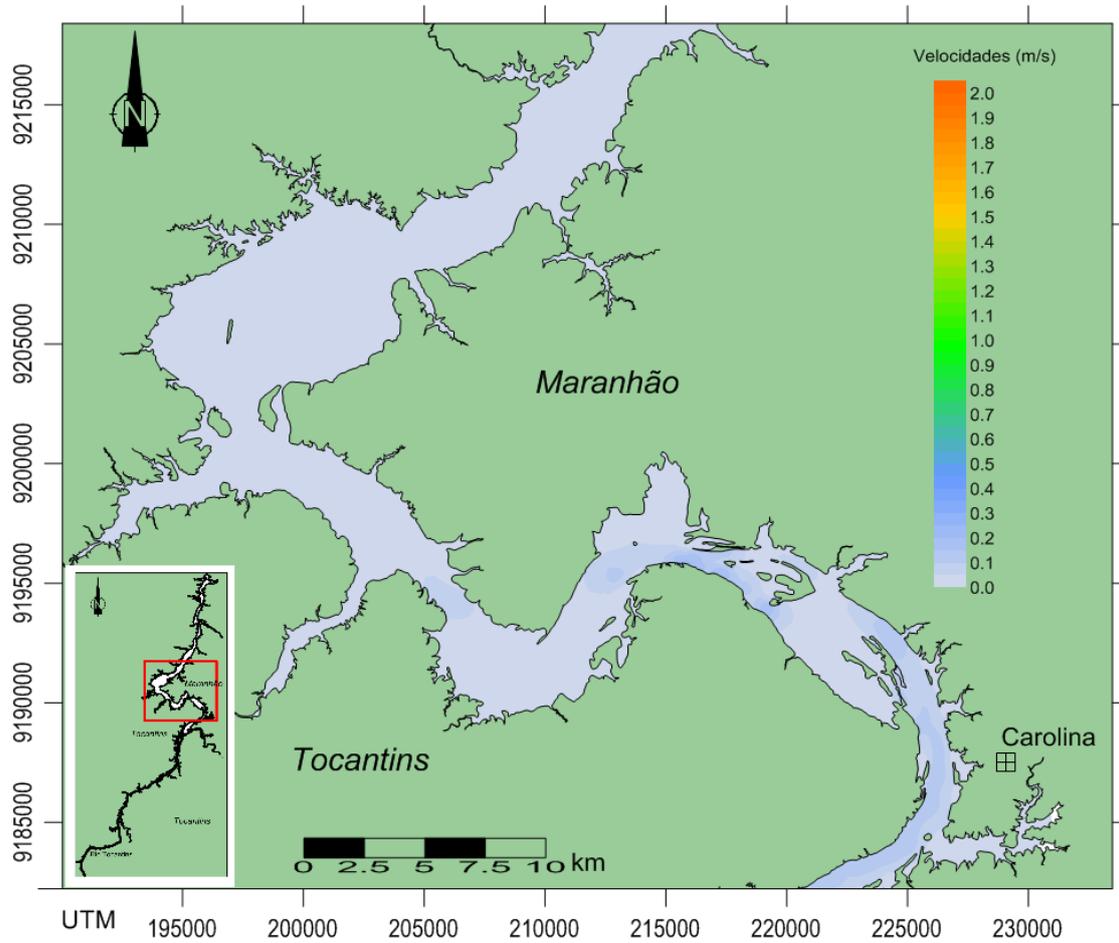


Figura 5.31. Padrão de velocidades de estiagem na região central do reservatório. Resultado do dia 17 de agosto de 2001. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

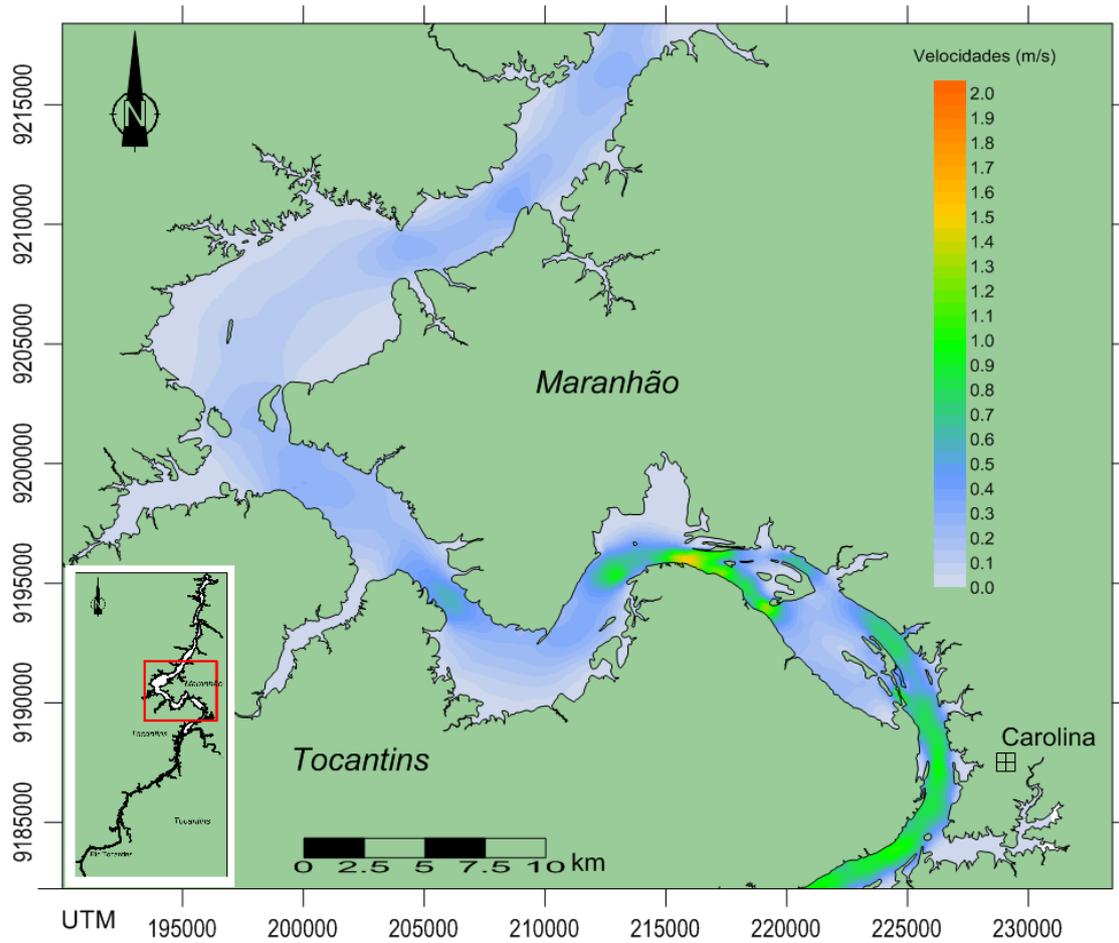


Figura 5.32. Padrão de velocidades de cheia na região central do reservatório. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

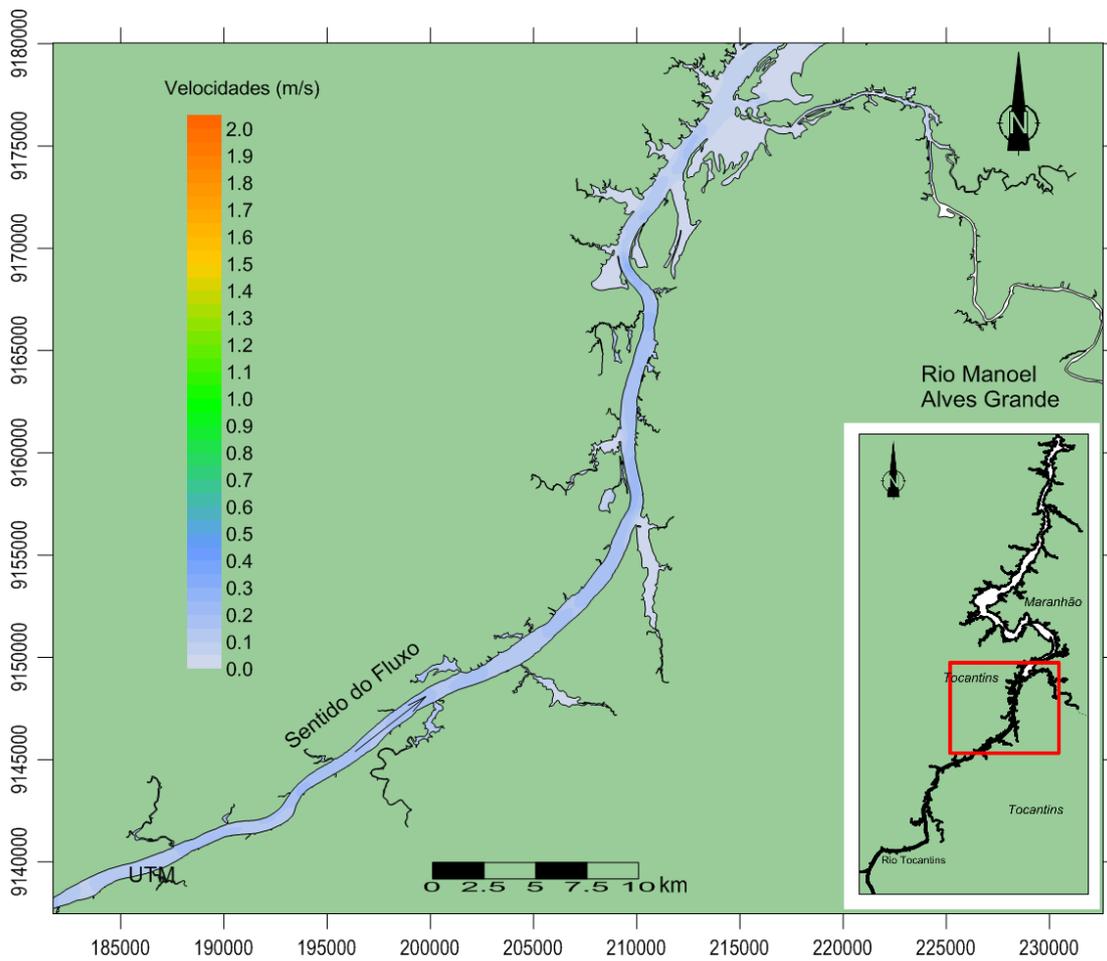


Figura 5.33. Padrão de velocidades de estiagem na região de montante do reservatório. Resultado do dia 17 de agosto de 2001. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

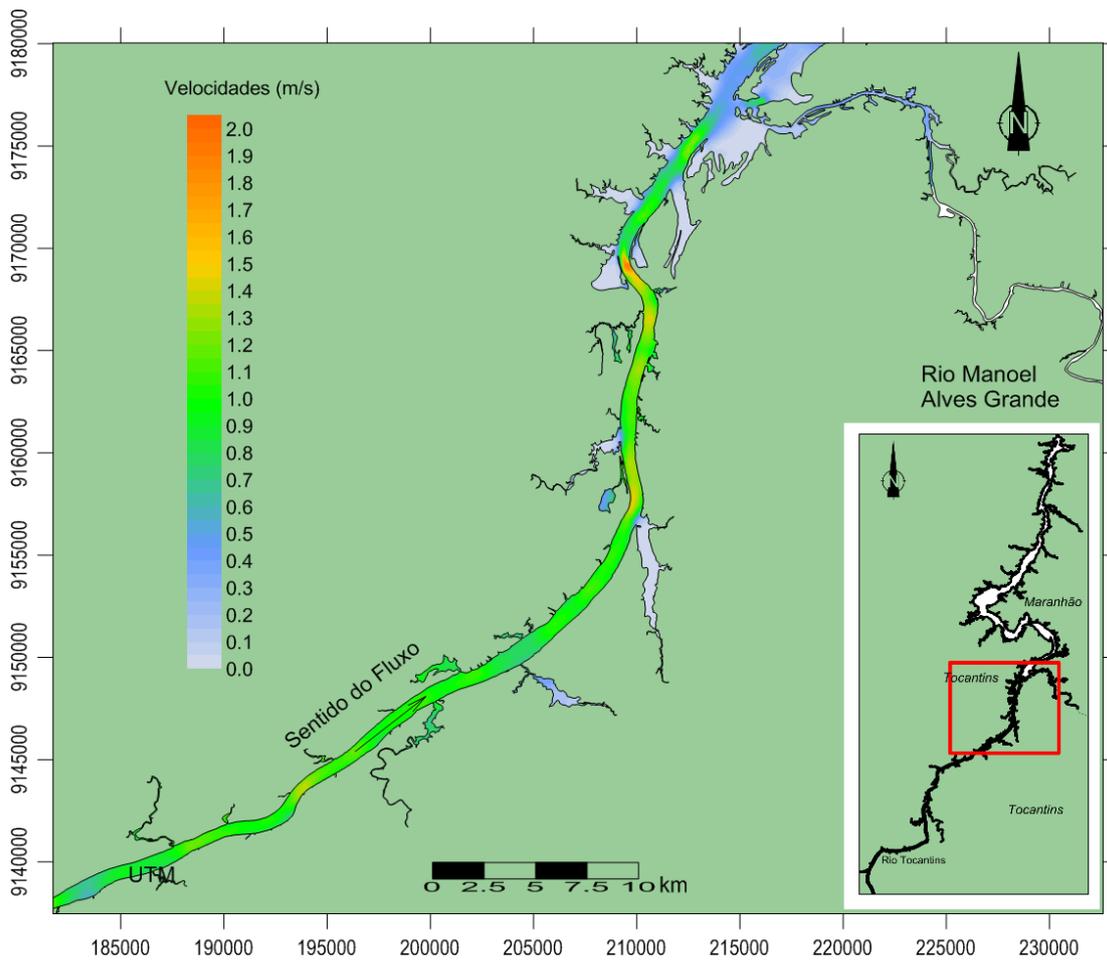


Figura 5.34. Padrão de velocidades típico de cheia na região de montante do reservatório. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

5.9.2 Resultados Sedimentológicos

Os resultados Sedimentológicos são divididos em dois tipos, transporte sólido e as alterações no leito. Primeiramente o transporte sólido é mostrado em mapas contendo isolinhas de vazão sólida. A unidade de vazão sólida adotada é a tonelada por dia por metro (t/d/m). São três mapas que mostram a vazão sólida durante a época de cheia nos três trechos do reservatório descritos anteriormente. Vale lembrar que esta sendo apresentada a vazão sólida por arraste

A seguir apresentam-se mapas morfológicos com isolinhas de alteração acumulada no leito. As isolinhas azuis representam valores negativos e, portanto, deposição de sedimentos. As vermelhas representam valores positivos correspondentes a erosão.

A vazão sólida na estiagem é praticamente nula em todo o domínio contido dentro do mapa detalhado da região de do reservatório próxima a UHE, por isto o mapa com as vazões sólidas de estiagem não foi inserido nesta dissertação.

A vazão sólida para um dado diâmetro aumenta à medida que se afasta da UHE Estreito. Portanto, os trechos de montante possuem maiores vazões sólidas que os trechos de jusante. Isto está de acordo com os resultados hidrodinâmicos descritos no item 5.9.1. Em locais onde há maior ocorrência de curvas e estrangulamentos há maiores vazões sólidas que em trechos alagados, onde ocorre um grande aumento da área da seção transversal. A Figura 5.36 ilustra bem esse fenômeno.

A escala de cores das Figuras 5.35, 5.36 e 5.37 foi elaborada em escala logarítmica para representar melhor as vazões sólidas, já que os gradientes de vazão sólida são elevados. Estas figuras também foram desenvolvidas pelo autor, para o Relatório de Modelagem de Processos Sedimentológicos no Reservatório da Barragem da UHE Estreito, do Programa de Trabalho 01/2008 - PENO-10702, COPPETEC, SPIEGELBERG et al. 2010.

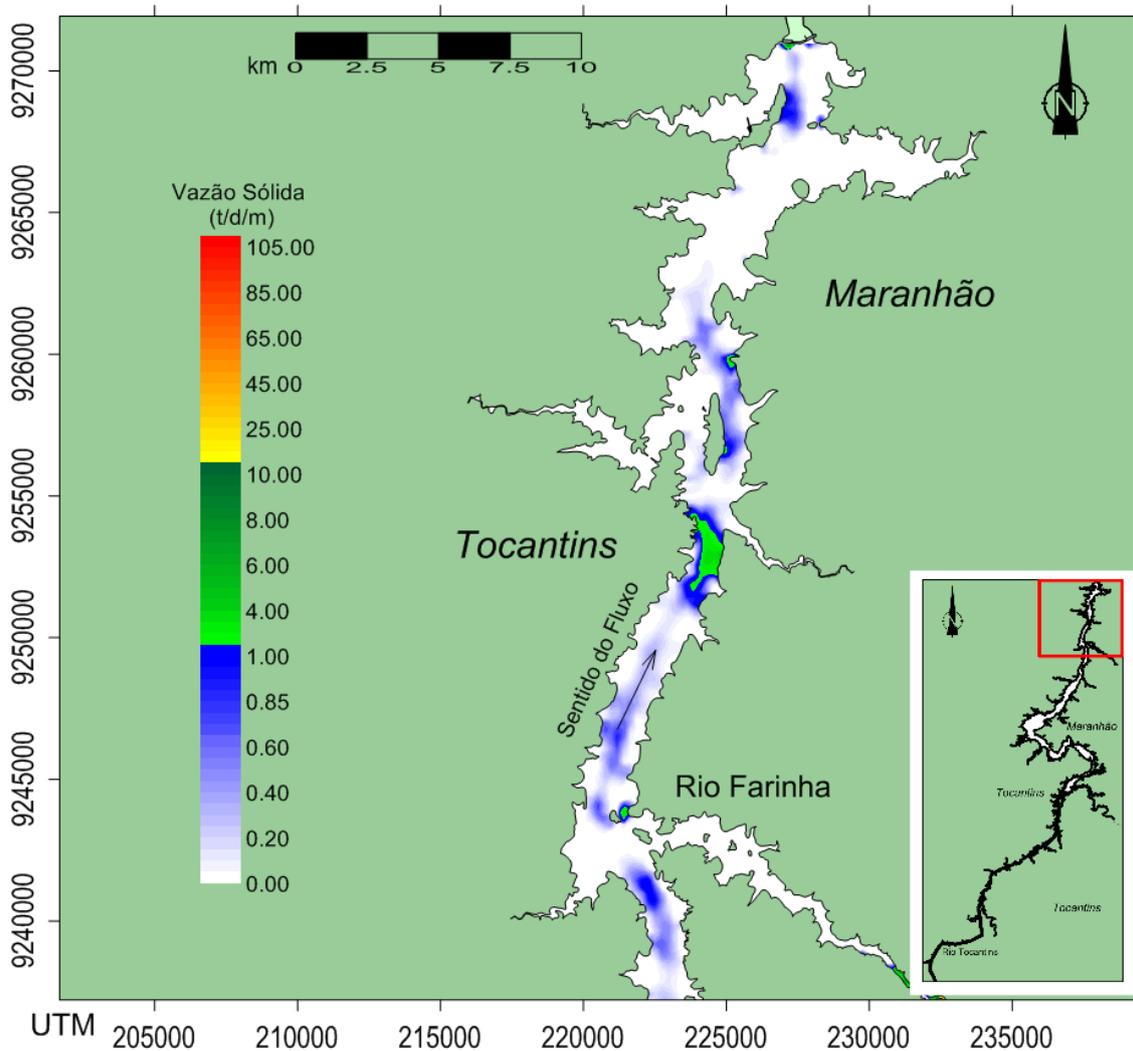


Figura 5.35. Padrão de vazão sólida de cheia nos 30 km do reservatório próximos à UHE Estreito. .
 Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

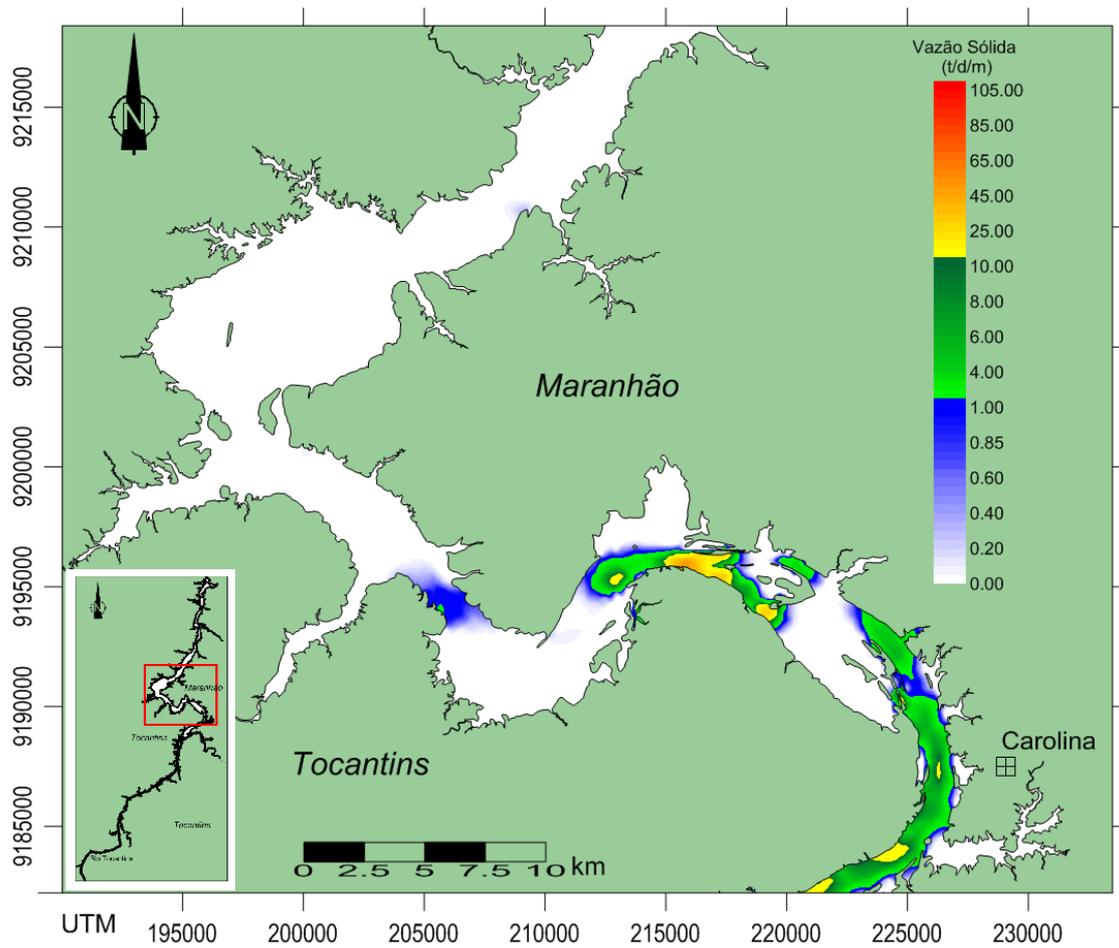


Figura 5.36. Padrão de vazão sólida de cheia na região central do reservatório da UHE Estreito. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

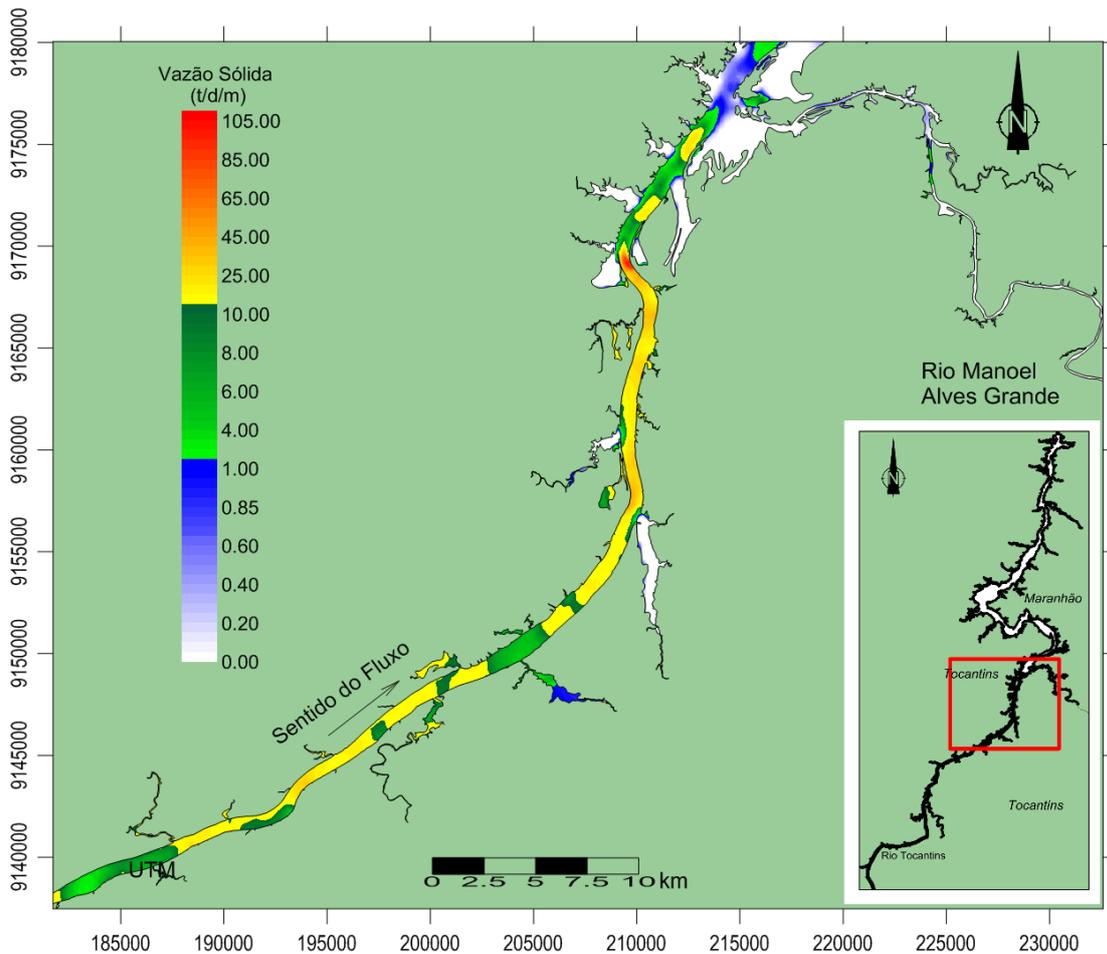


Figura 5.37. Padrão de vazão sólida de cheia na região de montante do reservatório da UHE Estreito. Resultado do dia 11 de janeiro de 2002. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

Na estiagem, os mapas de assoreamento e erosão acumulada mostram que esses fenômenos foram praticamente nulos em todo o domínio, portanto os mapas que mostrariam as isolinhas com as alterações no fundo, não foram incluídos nesta dissertação.

Durante a cheia, no trecho próximo a UHE, Figura 5.38, houve um predomínio de deposição de sedimentos. A intensidade da deposição ocorrida até o instante observado, durante a cheia, é de ordem muito baixa, não comprometendo a circulação hidrodinâmica no reservatório, nas proximidades da UHE.

O trecho central, representado na Figura 5.39, apresenta um padrão de erosão e deposição de sedimentos, principalmente, em um trecho onde há diversas ilhas. A presença das ilhas causa um estrangulamento da seção e um aumento das velocidades. Como consequência há nestes trechos uma tendência para maiores tensões no leito e vazões sólidas elevadas. O leito do rio neste trecho sofre um ajuste para compensar a presença das ilhas.

A Figura 5.40 mostra as alterações no fundo do trecho de montante com características predominantemente fluviais. Mais uma vez, onde ocorrem leves estrangulamentos da seção, observa-se erosão local e deposição de sedimentos a jusante do estrangulamento.

Nos trechos curvos, o modelo também obteve resultados qualitativamente corretos, com erosão no lado côncavo das curvas e deposição de sedimentos no lado convexo.

Os mapas apresentados, a seguir, representam as alterações ocorridas nos valores da cota do leito devido a erosão e deposição de sedimentos, desde o início da simulação em 1 de julho de 2001 até o dia 11 de janeiro de 2002. Os valores positivos representam a erosão e os valores negativos o assoreamento.

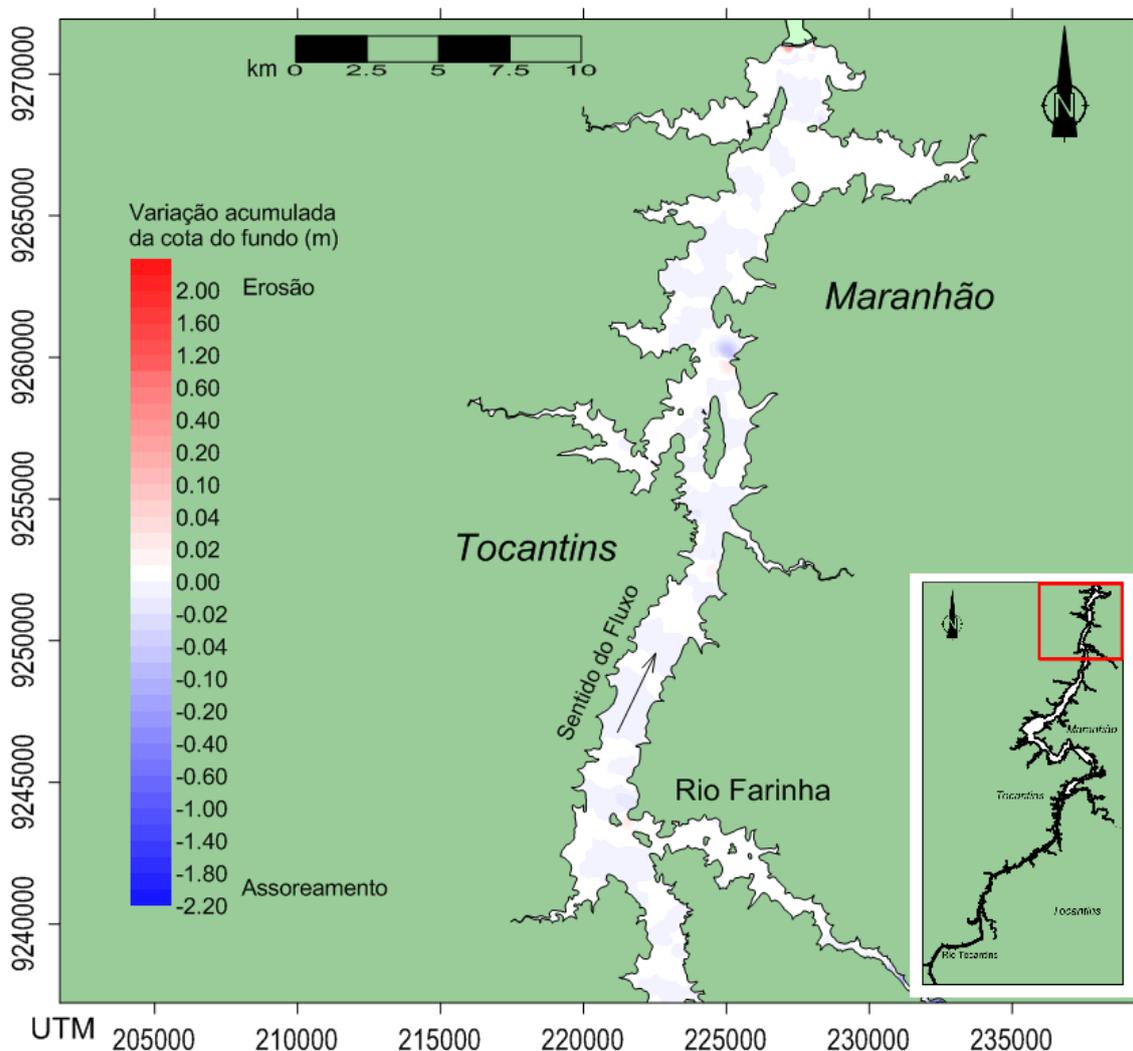


Figura 5.38. Variação acumulada da cota do fundo, na cheia e no trecho próximo a UHE. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

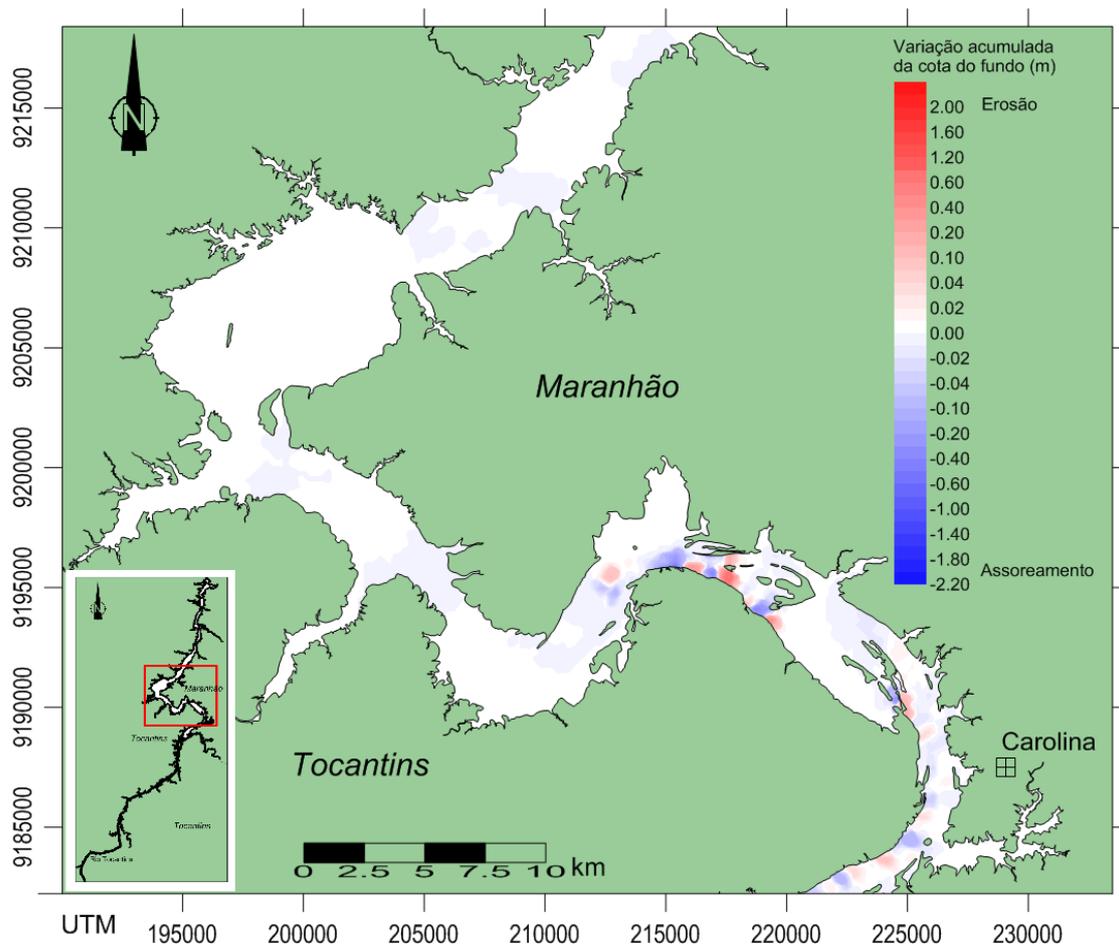


Figura 5.39. Variação acumulada da cota do fundo, na cheia e no trecho central do reservatório. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

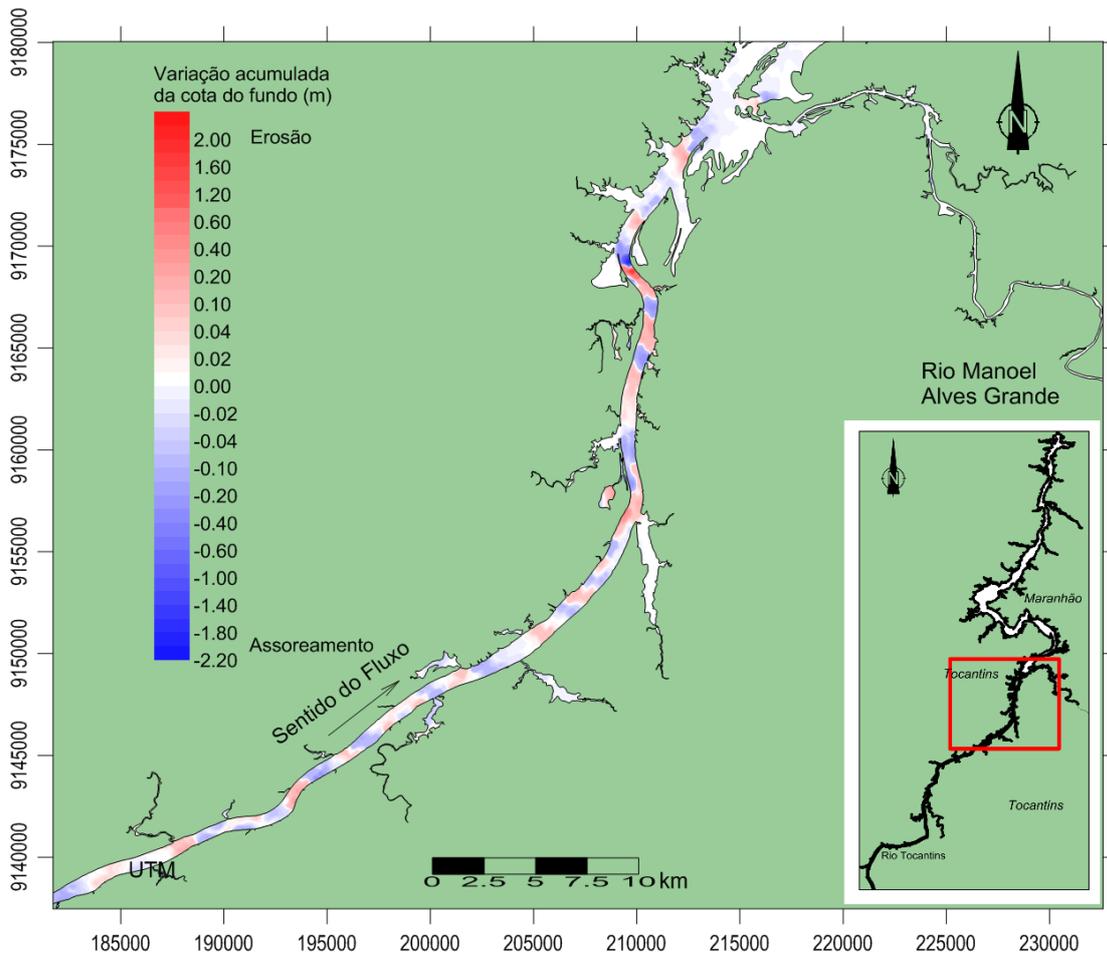


Figura 5.40. Variação acumulada da cota do fundo, na cheia e no trecho fluvial a montante do reservatório. (SPIEGELBERG, et al. 2010)

5.10 Avaliação geral dos processos sedimentológicos e tendências morfológicas no reservatório

O domínio estudado foi dividido em três partes, com o objetivo de obter uma visualização das tendências morfológicas no reservatório como um todo, ignorando fenômenos morfológicos localizados, e.g., causados por estrangulamentos ou alargamentos da seção transversal. A divisão citada encontra-se na Figura 5.41, a seguir.

Tabela 5.10. Volumes de erosão ou assoreamento em cada trecho do.

	Volume (m ³)	Área (m ²)	Volume / Área (m)
Trecho próximo a UHE	-1,33×10 ⁴	1,12×10 ⁸	-1,19×10 ⁻⁴
Trecho central	1,09×10 ⁶	3,39×10 ⁸	3,22×10 ⁻³
Trecho montante- fluvial	-1,08×10 ⁶	7,72×10 ⁷	-1,40×10 ⁻²

Obs.: Volumes negativos representam assoreamento, enquanto volumes positivos representam erosão.

Ao dividir-se os volumes pela área de cada trecho obtivemos a variação média do leito. Os valores, na quarta coluna da Tabela 5.10, mostram que as alterações anuais foram em geral baixas.

5.11 Avaliação de desempenho computacional do modelo desenvolvido

Em todos os modelos executados nesta dissertação foi feita uma avaliação de desempenho. Esta avaliação foi feita através da comparação do ganho na execução do modelo hidrodinâmico com o ganho do modelo hidrodinâmico utilizando o modulo morfodinâmico Para a comparação não conter viés, o mesmo computador foi usado nas execuções teste, e durante os testes evitou-se utilizar outros aplicativos simultaneamente.

O ganho é definido pela divisão do tempo simulado pelo tempo que durou a execução do modelo.

O ganho obtido com a execução do modelo em canal retangular com o modelo morfodinâmico acoplado foi em média igual a 116. Ao rodar o mesmo modelo sem o módulo de transporte de sedimentos o ganho foi em média 117. Neste caso, o modelo morfodinâmico provocou uma queda de inferior a 1 % no desempenho. Esta perda no desempenho não foi considerada significativa.

O modelo do reservatório da UHE Estreito possui uma malha muito maior e mais detalhada, além de ter mais rios afluentes e, logo, mais condições de contorno a serem consideradas. O ganho obtido com a execução do modelo do reservatório da UHE Estreito com o modelo morfodinâmico acoplado foi em média 47. O modelo executado sobre a mesma base com o modulo morfodinâmico desacoplado apresentou, em média, o mesmo ganho. Isto indica que, neste caso, o modelo morfodinâmico não foi um empecilho para o desempenho do modelo.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O modelo morfodinâmico desenvolvido nesta dissertação mostrou-se útil à determinação do transporte sólido em corpos d'água, assim como na avaliação da degradação e/ou aggradação do leito.

A escolha da fórmula de transporte é um passo fundamental para a obtenção de resultados fidedignos. Um ajuste nos coeficientes da fórmula escolhida com base em dados medidos no campo torna os resultados mais representativos. Um exemplo deste tipo de ajuste encontra-se em ECKHARDT e WILSON-JR (1998). O modelo desenvolvido nesta dissertação já se encontra preparado para este ajuste, bastando para isso uma profunda análise correlacionada entre os dados de transporte sólido medidos em campo e os resultados da fórmula escolhida. A obtenção criteriosa, contínua e a análise de dados são recomendadas e tornariam o modelo melhor calibrado para o rio em questão. Este ajuste não fez parte do escopo desta dissertação.

Os testes em canais, descritos no Capítulo 4 desta dissertação, apresentaram alterações morfológicas no leito, que podem ser consideradas qualitativamente corretas. O teste morfodinâmico em um canal de seção retangular uniforme apresentado no item 4.2 mostrou como o leito do canal se ajusta ao escoamento, tornando-se paralelo à linha d'água. Este resultado mostra como o leito tende a se ajustar a uma situação de equilíbrio, como descrito por LANE(1955).

A comparação do modelo neste trabalho desenvolvido com o modelo DELFT3D, no item 4.3, forneceu uma boa comparação quantitativa dos resultados morfodinâmicos.

O fator de aceleração morfológico, testado no item 4.4, mostrou ser uma ferramenta muito útil na modelagem morfodinâmica. O ganho de tempo de execução com o uso do fator de aceleração foi significativo. O leito, apesar de se ajustar segundo uma dinâmica diferente ao longo do tempo, apresentou alterações muito similares de erosão e assoreamento. Este recurso já é utilizado em outros modelos existentes no mercado, e.g. DELFT3D.

O modelo do reservatório da UHE Estreito situado no rio Tocantins mostrou a aplicabilidade do modelo em um caso prático de engenharia. Uma notável correlação foi

obtida entre a geometria fluvial e seu efeito sobre o leito do rio. Alguns trechos, onde ocorrem estrangulamentos da seção hidráulica, apresentaram erosão seguida de deposição de sedimentos a jusante.

A intensidade das velocidades em todo o reservatório durante os períodos de estiagem tem valores inferiores a 0,3 m/s. Durante a cheia, o reservatório apresenta velocidades consideravelmente mais elevadas. O trecho mais próximo a UHE Estreito possui velocidades inferiores ao restante do reservatório, mesmo durante o período de cheia. Este é o trecho que tem sua hidrodinâmica mais alterada, pois com o represamento a área da seção transversal do rio torna-se muito elevada em consequência a magnitude das velocidades diminui.

A região central do reservatório possui diversas ilhas e curvas, e nestes pontos de estrangulamento da área da seção hidráulica ocorrem maiores velocidades. Na cheia, estas chegam a 1,4 m/s.

Os locais que apresentaram altas velocidades foram os locais com maior transporte sólido. Estabeleceu-se, então, uma correlação entre os locais de altas velocidades e os principais pontos de erosão. As tendências de erosão e deposição de sedimentos no reservatório estão de acordo com CARVALHO *et al.* (2000), com um depósito de remanso no trecho de montante dentro do reservatório e erosão nos trechos de velocidades elevadas, na parte central, onde ocorrem estrangulamentos.

Para uma melhor precisão nos resultados dos modelos hidrodinâmico e morfodinâmico, recomenda-se a obtenção de dados mais precisos de cotas do leito, através de levantamentos topobatimétricos. A hidrodinâmica é fortemente dependente da batimetria e geometria do corpo d'água. Particularmente, um rio torna os processos de interpolação de dados batimétricos mais complicados, devido à sua geometria esbelta e sinuosa, criando a necessidade de mais dados.

Nesta dissertação considerou-se uma distribuição espacial uniforme de sedimentos, que foram representados pelo seu diâmetro mediano, D_{50} . Seria interessante colher dados sedimentológicos ao longo do reservatório, tornando a distribuição de sedimentos uma variável espacial.

Recomenda-se o cálculo do transporte para as diferentes classes de sedimentos existentes no leito em vez do uso do diâmetro mediano. Com isso, seria possível a inclusão do fenômeno de encouraçamento no modelo.

Nos afluentes menores do reservatório foram inseridas as vazões médias mensais como condição de contorno. Uma medição de series históricas nestes afluentes tornaria o modelo mais preciso nestas regiões de dendritos.

Recomenda-se a realização de simulações em outros rios e a comparação com dados medidos.

O modelo não foi testado ainda com exatidão em áreas costeiras. Tendo como forçantes as marés, recomenda-se teste em condições controladas para tornar o modelo também confiável em baías, estuários e regiões costeiras em geral.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BAGNOLD, R.A., 1956, *The Flow of Cohesionless Grains in Fluids*, Proc. Royal Soc., London, England, Vol. 249, 1956.
- BAGNOLD, R.A., 1966, *An approach to the Sediment Transport Problem From General Physics*, Geological Survey Professional Paper 422-I, Department of the Interior
- BAGNOLD, R.A.; 1973, *The nature of saltation and “bedload” transport in water*; Proc. R. Soc. London A332. 473-504.
- BLENCH, T., 1969, *Mobile-Bed Fluviology; A Regime Theory Treatment of Canals Ana Rivers for Engineers and Hydrologists*, Edmonton, Univ Alberta Press
- BLOTT, S.J. e PYE, K., 2001, *GRADISTAT: A grain size distribution and statistics package for the analysis of unconsolidated sediments*, Journal of Earth Surface Processes and Landforms, Volume 26 Issue 11, pp. 1237 – 1248
- CARVALHO, N.O.; Filizola Jr, N.P.; SANTOS, P.M. C. e LIMA, J.E.F.W. 2000, *Guia de Avaliação de Assoreamento em Reservatórios*, Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas, Agência Nacional de Energia Eletrica
- CARVALHO, N.O.; WILSON JR, G.; 1998, *Variações Morfológicas Devidas ao Escoramento a Jusante de Barragem*, III Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos
- CESTE, 2005a, *Anexo I – Recursos Hídricos*, Comunicação pessoal.
- CESTE, 2005b, Ficha Resumo da UHE Estreito, Consorcio Estreito Energia, http://www.uhe-estreito.com.br/images/dados_tecnicos.pdf acessado em 12 de maio de 2010
- CESTE, 2007, *Relatório Final – Projeto Básico Consolidado documento “ES1-RT-I-USP/PJ-201*, Consórcio Estreito Energia.

CESTE, 2009, *3º Relatório Semestral do Programa de Monitoramento Hidrossedimentométrico e Vazão dos Tributários* – Consorcio Estreito Energia.

DELFT3D, 2008, *Delft3D-FLOW User Manual, Simulation of multi-dimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments*, Version: 3.14, Revision: 5661

ECKHARDT, M. e WILSON-JR, G., 1998, *Estimativa do transporte de sedimentos em escoamento com superfície livre pelo método de Toffaleti*, Trabalho no III-ENES: Terceiro Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos

EINSTEIN, H.A., 1950, *The bed-load function for sediment transportation in open channel flows*, U.S. Department of Agriculture. Washington, D.C., Technical Bulletin, nº 1026.

ENGELUND, F., e HANSEN, E., 1967, *A monograph on sediment transport in alluvial streams*, Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.

FESWMS 2003, *User's Manual for FESWMS FST2DH, Two-dimensional Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, McLean, Virginia, USA.

FRANCIS, J.R.D., 1973, *Experiments on the motions of solitary grains along the bed of a water stream*, Proc. R. Soc. London A332. 443-571.

GUY, H.P., SIMONS, D.B. e RICHARDSON, E.V., 1966. *Summary of alluvial channel data from flume experiments*. Professional Paper 462-I, 1956-1961, U.S. Geological Survey

HOSSAIN, M.M. e RAHMAN, M.L., 1998, *Sediment transport functions and their evaluation using data from large alluvial rivers of Bangladesh*; Department of Water Resources Engineering, Bangladesh University of Engineering and Technology, Dhaka 1000, Bangladesh

<http://www.transportes.gov.br/bit/hidro/detriotocantins.htm>

<http://www.uhe-estreiro.com.br/localizacao.php>

- HU, K., et al., 2008, *Simulation of Morphological changes in an estuary with the decreasing riverine sediment supply: Jiuduansha Shoals, China*, International Conference on Coastal Engineering.
- IPSON, M. K., 2006, *Analysis of the sediment transport capabilities of FESWMS-FST2DH*, A thesis submitted to the Faculty of Brigham Young University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science - Department of Civil and Environmental Engineering, Brigham Young University
- KRUMBEIN, W.C., 1934, *Size frequency distribution of sediments*, *Journal of Sedimentary Petrology*, 4: 65-77
- KRUMBEIN, W.C., Sloss, L. L., 1963, *Stratigraphy e Sedimentation*, 2a edição, Freeman, San Francisco.
- LANE, E.W., 1955. *The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 81, n° 745, 17p.
- LESSER, G.R., ROEVINKA, .A., van KESTERA, J.A.T.M. e STELLING, G.S., 2004, *Development and validation of a three-dimensional morphological model*, *Journal of Coastal Engineering*, Volume 51, Issues 8-9, October 2004, Pages 883-915
- MADSEN, O.S., 1975, *Lecture Notes on Mechanics of Sediment Transport in Steady Flow*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology
- MEYER PETER, E. e MÜLLER, R., 1948, *Formula for bed-load transport*, International Association for Hydraulic Structure, Second Meeting. Stockholm, June.
- MOTTA, V.F. 1978. *Processos Sedimentológicos e Morfológicos em Estuários*. Nota técnica. Área de Engenharia Costeira do Programa de Engenharia Oceânica - COPPE/UFRJ, 9 p. Rio de Janeiro.
- NEMET, 2009, *Relatório Semestral, Programa de Monitoramento Hidrossedimentométrico e de Vazões dos Tributários da UHE-ESTREITO*, Núcleo Estadual de Meteorologia e Recursos Hídricos do Tocantins, da Fundação Universidade do Tocantins, NEMET/ RH – UNITINS
- NIELSEN, P. (1992), *Coastal bottom boundary layer and sediment transport*, World Scientific.

- ROSMAN, P.C.C., STRASSER, M. e SPIEGELBERG, G., 2009, *Relatório de Análise de Dados - R2*, do Programa de Trabalho 01/2008 - PENO-10702, COPPETEC.
- ROSMAN, P.C.C., 2000, *SISBAHIA – (Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental) – Documentação de referência técnica*- Fundação COPPETEC – COPPE/UFRJ. Disponível na internet no site: www.sisbahia.coppe.ufrj.br
- ROSMAN, P.C.C., 2001, *Um Sistema Computacional de Hidrodinâmica Ambiental*. In: *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos (Vol. 5)*, Capítulo 1, Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH.
- SCHUMM, S.A., (1971), *Fluvial Geomorphology; channel adjustments and river metamorphosis*; New York : J. Wiley.
- SHIELDS, A., 1936, *Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin NW 87, Heft 26.
- DA SILVA, R.C.V. e WILSON JR, G., 2005, *Hidráulica Fluvial*, Vol. II, COPPE/UFRJ.
- DE SOUZA, A.L.R., 2010, *Estudo do Movimento Incipiente de Sedimentos Não-Coesivos em Escoamentos com Superfície Livre*, Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ.
- SPIEGELBERG, G., STRASSER, M. e ROSMAN, P.C.C., 2010, *R5 - Relatório de Modelagem de Processos Sedimentológicos no Reservatório da Barragem da UHE Estreito*, do Programa de Trabalho 01/2008 - PENO-10702, COPPETEC.
- TOFFALETI, F.B., 1968, *A procedure for computation of the total river discharge and detailed distribution bed to surface*. Vol. 1 n. 5 Committee on Channel Stabilization; U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station Technical Report.
- VAN RIJN, L.C., 1984, *Sediment transport, part I: bed load transport*, Journal of hydraulic engineering, 110(10), 1431–1456

VANONI, V.A.,1975, *Sedimentation Engineering*; ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 54

WONG, M., e PARKER, G. 2006 *Re-analysis and correction of bedload relation of Meyer-Peter and Muller using their own database*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, 132(11),1159-1168.

YALIN, M.S. 1977. *Mechanics of sediment transport*. 2nd ed. Pergamon Press, Oxford, UK. 360 pp

YANG, C.T.(1996), *Sediment transport: theory and practice*, Mcgraw-Hill Book Co

8. ANEXO 1 - ENTRADA E SAÍDA DE DADOS NO MODELO MORFODINÂMICO

Para facilitar o entendimento do processo de modelagem com o modelo morfodinâmico desta dissertação, será mostrada a forma como se dá a entrada de dados na versão do modelo utilizada nesta dissertação. A Figura 8.1 mostra a tela principal do modelo morfodinâmico, na Figura 8.2 está a tela onde é feita a entrada do valor da espessura erodível para cada nó.

O modelo morfodinâmico necessita que se informe o modelo hidrodinâmico a ser usado, que por sua vez utiliza uma malha. Na malha são dadas as informações geométricas necessária ao hidrodinâmico, ela contém, também, as cotas iniciais do leito. Na aba parâmetros pode-se fazer a escolha dos mesmos. A entrada de dados para a malha geométrica e para o modelo hidrodinâmico não será explicada nesta dissertação por já estar incluída no Manual do SisBaHiA⁷.

É na aba de parâmetros que se faz a escolha da fórmula de transporte sólido e a caracterização do sedimento do leito. Para caracterizar o sedimento do leito entra-se com valores da massa específica do sedimento, diâmetro mediano, D_{50} , da porosidade do sedimento, da viscosidade cinemática da água e do fator de tolerância que está sendo considerada sobre o valor da tensão crítica de Shields. A partir dessas informações o modelo cálculo e mostra na tela, para conhecimento, o valor da tensão crítica.

As unidades usadas estão indicadas acima de cada campo.

É na aba de parâmetros que se faz a escolha da fórmula de transporte sólido e a caracterização do sedimento do leito. Para caracterizar o sedimento do leito entra-se com valores da massa específica do sedimento, diâmetro mediano, D_{50} , da porosidade do sedimento, da viscosidade cinemática da água e do fator de tolerância que está sendo considerada sobre o valor da tensão crítica de Shields. A partir dessas informações o modelo calcula e mostra na tela, para conhecimento, o valor da tensão crítica.

⁷O Manual do SisBaHiA pode ser acessado no endereço: www.sisbahia.coppe.ufrj.br/ManualSisbahia.htm.

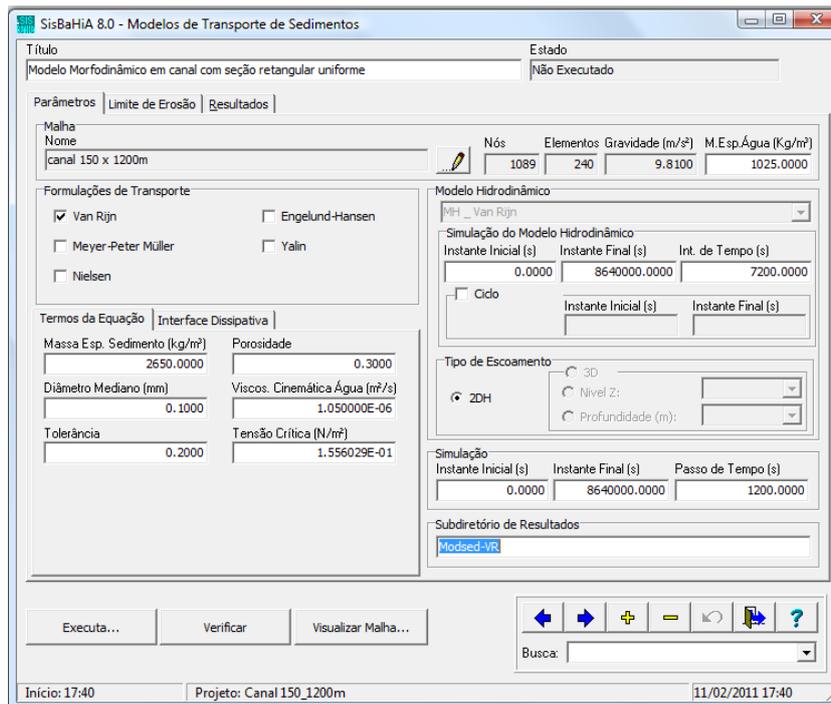


Figura 8.1. Tela inicial do modelo morfodinâmico.

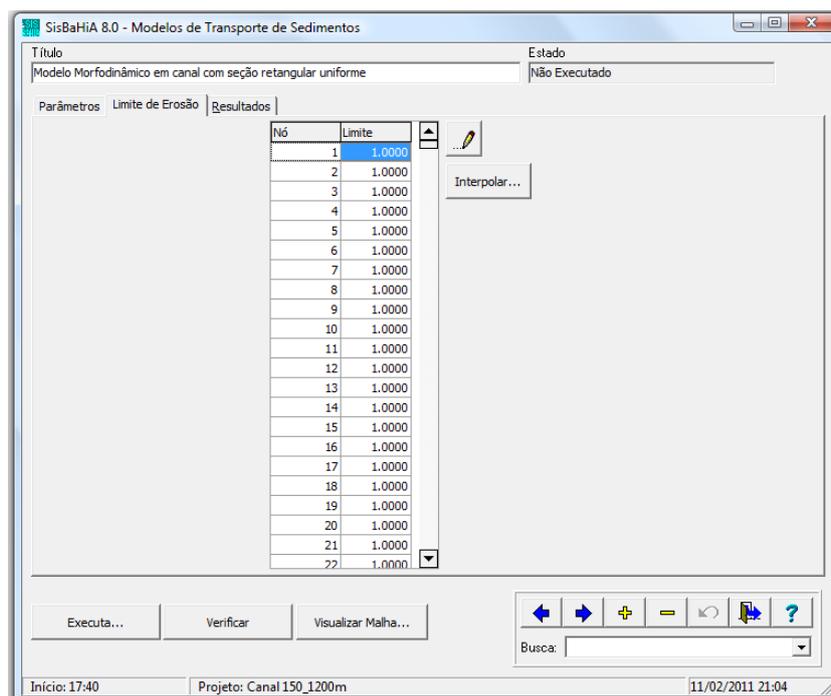


Figura 8.2. Tela onde é feita a entrada do valor da espessura da camada erodível de sedimentos para cada nó.

É na aba de parâmetros se faz a escolha da fórmula de transporte sólido e a caracterização do sedimento do leito. Para caracterizar o sedimento do leito entra-se com valores da massa específica do sedimento, diâmetro mediano, D_{50} , da porosidade do

sedimento, da viscosidade cinemática da água e do fator de tolerância que está sendo considerada sobre o valor da tensão crítica de Shields. A partir dessas informações o modelo cálculo e mostra na tela, para conhecimento, o valor da tensão crítica.

As unidades usadas estão indicadas acima de cada campo.

A Figura 8.2 mostra como é inserido o valor da espessura da camada erodível de sedimentos. Os valores podem ser dados manualmente para cada nó. Foi elaborado um processo de interpolação dos valores da espessura, para facilitar a atribuição de espessura variada no espaço.

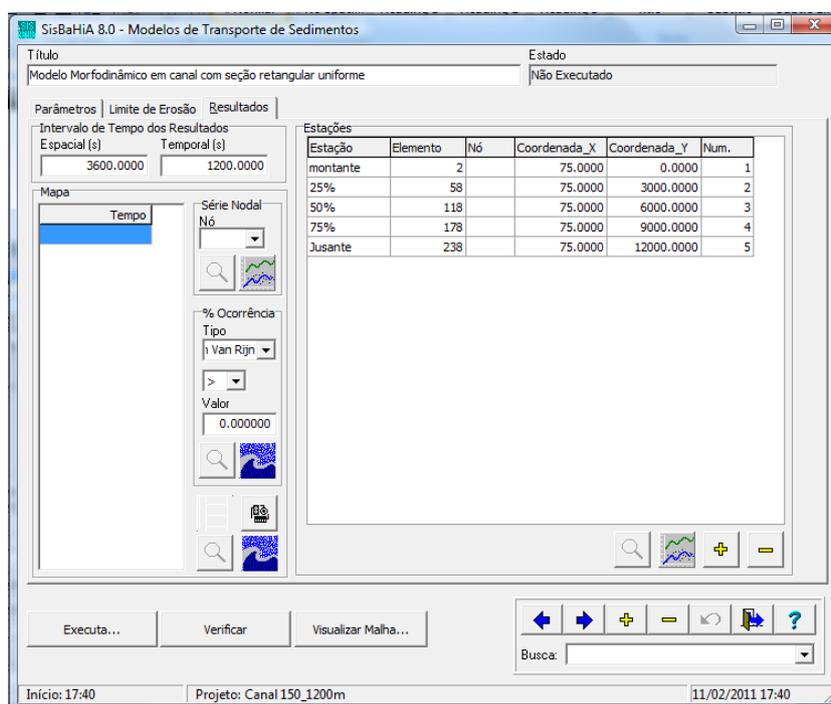


Figura 8.3. Tela de resultados do modelo de transporte de sedimentos morfodinâmico.

A tela de apresentação de resultados pode ser vista na Figura 8.3. Estações podem ser localizadas dentro do domínio de modelagem, tal como no módulo hidrodinâmico do SisBaHiA. Os resultados das estações serão gravados em intervalos definidos no campo **Intervalo de Tempo dos Resultados – Temporal**. Em cada estação pode-se ver a série histórica de vazão sólida nodal calculada e da variação das alterações batimétricas, seja erosão ou sedimentação. Além disso, podem ser gerados mapas com a distribuição espacial das variáveis acima citadas. Os resultados em mapas serão gravados em intervalos definidos no campo **Intervalo de Tempo dos Resultados – Espacial**, neste intervalo pode-se ver os resultados em todos os nós.

O modelo permite, também, análises estatísticas com os resultados, incluindo produção de mapas de isolinhas de ocorrência de resultados satisfazendo critérios estabelecidos