



9º Seminário de Transporte e Desenvolvimento Hidroviário Interior

Manaus, 6 a 8 de Outubro de 2015

AValiação Hidromorfológica do Uso de Espigões em Hidroviárias – ESTUDO DE CASO: PASSO DO JACARÉ

Gustavo Pacheco Tomas
Universidade Federal do Paraná (UFPR)
Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura (ITTI)

Tobias Bleninger
Universidade Federal do Paraná (UFPR)
**Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Recursos Hídricos e
Ambiental (PPGERHA)**

Resumo:

Para garantir o transporte hidroviário durante um período mínimo possível, considerando todas as variações hidrológicas, as hidroviárias geralmente necessitam de intervenções constantes para manter as profundidades do canal principal. A dragagem é a principal intervenção realizada na maioria dos casos, entretanto essa é uma solução considerada de curto prazo, pois é uma ação aplicada, principalmente, às consequências do problema (sedimentação) e não, às causas. Essa realidade vincula as hidroviárias do país a um ciclo de manutenção curto e oneroso. Com o intuito de eliminar ou prolongar esse ciclo, este estudo propõe a implantação de espigões, estruturas fixas nas margens em direção ao canal principal. O presente trabalho tem o objetivo de avaliar os processos hidrodinâmicos e de transporte de sedimentos em rios com e sem espigões, com a aplicação de um modelo matemático, em um estudo de caso. A área de estudo localiza-se no trecho Passo do Jacaré, na Hidrovia Paraguai-Paraná. Vários dados de campo foram coletados como batimetria, medições de perfis de velocidade em diferentes seções, medições de carga de sedimentos e análise granulométrica para elaboração e verificação do modelo. O modelo matemático empregado foi o Delft3D, que permite a simulação de escoamentos com superfícies livres tridimensionalmente (mas hidrostático) com transporte de sedimentos e variação de fundo. A comparação dos cenários, com e sem espigões, comprova que a implantação desse tipo de estrutura na hidrovia pode providenciar uma profundidade mínima no canal principal, sem alterar significativamente os níveis de inundação.

1 – Introdução

Apesar de o transporte hidroviário ser o sistema de locomoção mais barato e o que menos agride o meio ambiente, a navegação fluvial no Brasil é o sistema de menor participação no transporte de mercadorias e passageiros, tendo passado por longos períodos sem investimentos. Contudo, nos últimos anos, várias obras têm sido realizadas com o intuito de tornar os rios brasileiros navegáveis.

O Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), apresentado pelo governo brasileiro no ano de 2006, visa dobrar a

participação da malha hidroviária no país até o ano de 2025. Para atingir essa meta, o governo pretende investir mais de doze bilhões de reais em melhorias no setor hidroviário. De acordo com o PNL, uma parte do investimento visa revigorar trechos de hidroviárias existentes que apresentam problemas de profundidade relativos à sedimentação. A sedimentação reduz a profundidade, podendo assim, restringir a navegação de embarcações de grande porte na via.

Não existe um meio que impeça o transporte de sedimentos dentro da via. O que é realizado são mecanismos para evitar e reduzir o assoreamento. A dragagem é a principal

intervenção realizada na maioria dos casos, entretanto essa é uma solução considerada de curto prazo, uma vez que é uma ação aplicada principalmente às consequências do problema (sedimentação) e não às causas. A retirada de sedimentos do fundo do rio não altera a dinâmica do escoamento no trecho passível de assoreamento, conseqüentemente, resultando numa provável redução de profundidade no local, em um futuro próximo.

Além disso, a cada dragagem realizada, podem ocorrer uma série de impactos ambientais, como alteração da qualidade da água (aumento na turbidez, e na concentração de nutrientes e compostos químicos) e a alteração no hábitat de diversos organismos (Soares, 2008). Os impactos podem refletir também sobre o aspecto social da região, principalmente na população que provém sua subsistência oriunda do rio. Essa realidade vincula as hidrovias do país a um ciclo de manutenção curto e oneroso. Com o intuito de prolongar esse ciclo, propõe-se a utilização de espigões ao longo do trecho passivo de sedimentação.

Espigões são estruturas que partem das margens em direção ao centro do rio, fazendo com que as correntes com velocidades elevadas sejam desviadas para longe das margens. A utilização de uma série de espigões é um dos meios mais comuns e eficazes para estabilização das margens de rios (Kuhnle et al., 2008). Entretanto, os espigões podem possuir outras aplicações, mais direcionadas para navegação, tendo como finalidade o aumento da profundidade, o realinhamento das margens e a elevação da taxa de transporte de sedimentos. As estruturas reduzem a área de passagem do escoamento, modificando a velocidade e a tensão responsável pelo transporte de sedimentos. Esse tipo de aplicação é utilizado em outros países, como na Alemanha (rio Reno) e nos Estados Unidos (rio Mississipi) (Azinfar, 2010). No Brasil, o emprego de espigões, com essas finalidades, é pouco utilizado, tendo como principais dificuldades os baixos investimentos no transporte fluvial, a grande largura dos rios e a rígida legislação ambiental do país. Neste estudo pretende-se avaliar essa intervenção, tendo como sua principal finalidade a manutenção da profundidade da hidrovia.

A avaliação da utilização dos espigões será realizada por meio de um estudo de caso, num trecho do rio Paraguai, passivo de efeitos de assoreamento, denominado Passo do Jacaré. A região de estudo selecionada recentemente passou por um estudo de dragagem, realizado

pelo Instituto de Tecnológico de Transportes e Infraestrutura (ITTI), da Universidade Federal do Paraná (UFPR).

A realização dos projetos, como os de dragagens e de espigões, engloba estudos hidrológicos, hidrodinâmicos, geotécnicos e ambientais. Para o emprego dos espigões, os estudos hidrodinâmicos são extremamente importantes, uma vez que os espigões devem alterar a hidrodinâmica da hidrovia. Os efeitos resultantes da implantação dos espigões devem ser amplificados durante o período de estiagem do rio e minimizados durante o período de cheias, reduzindo o risco da elevação dos níveis d'água nas inundações.

Para realizar esse tipo de avaliação, os estudos hidrodinâmicos podem ser realizados por meio de modelos físicos ou matemáticos, que possuem a capacidade de avaliar o comportamento do escoamento na área de estudo com cenários diferenciados. Devido ao elevado tempo necessário para a elaboração de um modelo físico, foi aplicado um modelo matemático para representar a área de estudo, obtendo resultados mais rápidos e com custos menores. A maioria dos modelos matemáticos avalia somente a hidrodinâmica do escoamento, entretanto, alguns modelos conseguem incorporar os processos recorrentes a presença de obras hidráulicas e de transporte de sedimentos, como o modelo, Delft3D, aplicado nesse estudo.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Hidráulica fluvial

A avaliação das características do escoamento e do comportamento geomorfológico dos rios, na sua forma natural ou causada por ações antrópicas, é chamada de Hidráulica Fluvial. Os conceitos da Hidráulica Fluvial, como a classificação dos escoamentos, as equações dominantes, a distribuições de tensões para escoamentos permanentes, a distribuição de velocidades para os escoamentos turbulentos e a resistência ao escoamento, são apresentados em diversas bibliografias, como Chow (1959) e Cardoso (1998).

O movimento tridimensional do escoamento pode ser descrito matematicamente, utilizando as equações da conservação da massa (Equação 1) e da equação da quantidade de movimento (Equação 2 e 3). No caso de escoamentos fluviais, as equações podem incorporar algumas aproximações, como o pressuposto da água como um fluido incompressível e que a aceleração de Coriolis, devido à rotação do planeta, pode ser

desconsiderada. A hipótese da pressão hidrostática (Equação 4), que considera as velocidades verticais do escoamento baixas e as acelerações verticais desprezíveis, também pode ser incorporada, estabelecendo um modelo de águas rasas, como descrito em Daily e Harleman (1966).

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{-1}{\rho} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} + g \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{-1}{\rho} \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} = \rho(x, y, z)g \quad (4)$$

Onde: x, y, z = eixos das coordenadas cartesianas;

u, v, w = componentes da velocidade média nas direções x, y e z , respectivamente;

ρ = massa específica da água (kg/m^3);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

H = profundidade total do escoamento (m);

P = pressão hidrostática (N/m^2); e

τ_{xz}, τ_{yz} = tensões de Reynolds (N/m^2).

A resistência ao escoamento pode ser caracterizada por diversos fatores como: rugosidade superficial, vegetação, irregularidades do canal, erosão e assoreamento, formas de fundo, profundidade e largura da seção molhada, expansões e contrações da calha fluvial (Chow, 1959). A resistência é simbolizada através de um coeficiente de resistência, que representa a influência de qualquer elemento que origine tensões de cisalhamento e turbulência devido às suas saliências, sendo os coeficientes mais aplicados de Chézy (C) e de Manning (n). As publicações de Du Buat (1786), Graf (1984) e Rijn (1993) apresentam a relação dos coeficientes de rugosidade com a variação do escoamento fluviais turbulentos.

2.2 – Transporte de sedimentos

O entendimento e formulação do transporte de partículas sólidas imersas em corpos líquidos representam uma importante questão dentro do campo da hidráulica, da geomorfologia fluvial e outras ciências (Graf, 1984). O processo de transporte de sedimentos pode resultar em fenômenos chamados de erosão e sedimentação. O escoamento da água em um canal pode erodir os materiais disponíveis nas margens e no leito até que o escoamento esteja “carregado” com tantas partículas de sedimento quanto a energia do escoamento o permita carregar (Rijn, 1993).

O transporte e deposição dos sedimentos não dependem somente de características do escoamento envolvido, mas também das

propriedades dos sedimentos. Entre as propriedades mais importantes dos sedimentos pode-se citar o tamanho da partícula, sua velocidade de sedimentação e seu efeito de concentração, como descrito em (Rijn, 1993) e (Jansen et al., 1979).

O transporte de sólidos no meio aquoso, também chamado de vazão sólida, pode ser classificado de duas formas: vazão sólida do leito (*bed load*) e vazão sólida em suspensão (*suspended load*). A primeira, também conhecida como descarga sólida de arraste, corresponde ao transporte de partículas consideradas mais pesadas, que chegam a tocar o leito, sendo necessária uma tensão maior para transportá-las. A segunda é a quantidade de sedimento transportada na região principal do escoamento, não tocando no leito do curso d’água, sendo geralmente partículas com baixa granulometria (Graf, 1984).

Diversos pesquisadores publicaram fórmulas que descrevem o transporte de sedimentos pelo leito, como descrito em Rijn (1993). As equações podem apresentar diferentes resultados, sendo necessária uma verificação para resolver qual das equações de transporte de leito se adequa melhor com a situação.

Seguindo os estudos de Bagnold (1966), que adota que o principal movimento de transporte pelo leito seja a saltitação, Rijn (1993) elaborou uma equação de transporte de sedimentos pelo leito (q_b), representada pelas Equações 5 e 6. As equações foram desenvolvidas com partículas que variam entre 0,2 mm e 2,0 mm (Rijn e Walstra, 2003).

$$q_b = 0,053((s_s - 1)g)^{0,5} d_{50}^{1,5} D_*^{-0,3} T^{2,1} \quad \text{para } T < 3 \quad (5)$$

$$q_b = 0,1((s_s - 1)g)^{0,5} d_{50}^{1,5} D_*^{-0,3} T^{1,5} \quad \text{para } T \geq 3 \quad (6)$$

Onde: q_b = transporte de sedimentos pelo leito por unidade de largura ($\text{m}^3/\text{s/m}$);

d_{50} = diâmetro da partícula correspondente à 50% da amostra passante numa análise granulométrica (m);

s_s = densidade relativa (adm), para areia igual a 2,65;

D_* = diâmetro da partícula adimensional;

T = Parâmetro da etapa do escoamento (adm).

O transporte de sedimentos em suspensão pode ser calculado utilizando a equação da advecção-difusão (Equação 7) na sua forma tridimensional, da mesma forma que constituintes conservativos, como um traçador ou o calor (Rijn, 1993).

$$\frac{\partial c_s^{(l)}}{\partial t} + \frac{\partial u c_s^{(l)}}{\partial x} + \frac{\partial v c_s^{(l)}}{\partial y} + \frac{\partial (w - w_s^{(l)}) c_s^{(l)}}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_{s,x}^{(l)} \frac{\partial c_s^{(l)}}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_{s,y}^{(l)} \frac{\partial c_s^{(l)}}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon_{s,z}^{(l)} \frac{\partial c_s^{(l)}}{\partial z} \right) = 0 \quad (7)$$

Onde: $c_s^{(l)}$ = concentração da fração do sedimento / (kg/m³);

u, v, w = componentes médios do vetor velocidade (m/s);

$\varepsilon_{s,x}^{(l)}, \varepsilon_{s,y}^{(l)}, \varepsilon_{s,z}^{(l)}$ = coeficientes de difusão turbulenta da fração de sedimento / (m²/s);

$w_s^{(l)}$ = velocidade de queda da fração de sedimento / em suspensão (m/s).

Porém apresentam algumas diferenças como o fluxo de sedimento entre o fundo e a coluna de água e a velocidade de queda do sedimento sobre a ação da gravidade. Também podem ser citados outros efeitos como: a influência do sedimento na densidade da água e a conseqüente redução da turbulência. Como conseqüência, um fluxo preferencial de sedimentos, quer seja de deposição, quer seja de re-suspensão, acarreta em uma variação na batimetria, a qual reflete na hidrodinâmica (Rijn e Walstra, 2003).

A seleção e aplicação de modelos morfológicos estão fortemente relacionadas com o tipo e escala do problema a ser estudado. A utilização de modelos tridimensionais pode ser relevante nos casos em que as variações geradas pelas correntes secundárias (correlacionadas com os fenômenos associados às direções transversais do escoamento principal) afetam as intensidades turbulentas existentes nas correntes principais (na direção do escoamento principal), as quais se dissipam até a turbulência gerada pelas rugosidades dos contornos fixos. Este fato faz com que os modelos 1D e 2D não sejam capazes de estimar adequadamente aspectos particulares do escoamento, como a distribuição vertical e transversal de tensões tangenciais, assim como aspectos mais globais, como a curva chave de uma seção composta (Tiago, 2011).

2.3 – Espigões

Os espigões são obras transversais que avançam desde a margem em direção ao eixo do escoamento, até o limite adequado para exercer sua proteção, ou até a nova linha da margem desejada. As estruturas são compostas de cinco partes: (Brighetti e Martins, 2001):

- Ancoragem ou Enraizamento: Une o espigão com a margem. Deve ser perfeitamente ancorado à margem natural a fim de evitar sua destruição caso seja contornada pelas águas durante a enchente;

- Frente: Região voltada para montante do rio, com um talude que varia de 1:1 a 1:3;

- Costas: Região voltada para jusante do rio, que deve ter uma declividade suave para que a inclinação não produza um desgaste no pé da face de jusante. O talude varia de acordo com o material empregado;

- Cabeça: Ponta do espigão, com um talude que vai de 1:4 a 1:5, até 1:10. É uma parte muito sujeita a ação das correntes e, por isso deve ser construída à prova de erosões.;

- Crista: Plataforma na parte superior do espigão. Se a crista está abaixo do nível de estiagem, diz-se que o espigão é submerso.

Já quanto à sua orientação em relação à corrente líquida, os espigões podem ser normais à margem ou inclinados, para montante ou para jusante. A orientação do espigão se mede pelo ângulo que forma o eixo longitudinal do mesmo com a direção, para jusante, da tangente à margem, no ponto de ancoragem.

Existem algumas bibliografias e normas que descrevem o dimensionamento dos espigões. Com a exceção da publicação de Brighetti e Martins (2001), a maioria dessas bibliografias é estrangeira, se destacando as publicações Copeland (1983) e Klump e Baird (1992). Ambas as publicações são americanas e junto com a publicação brasileira serviram como base critério de dimensionamento dos espigões.

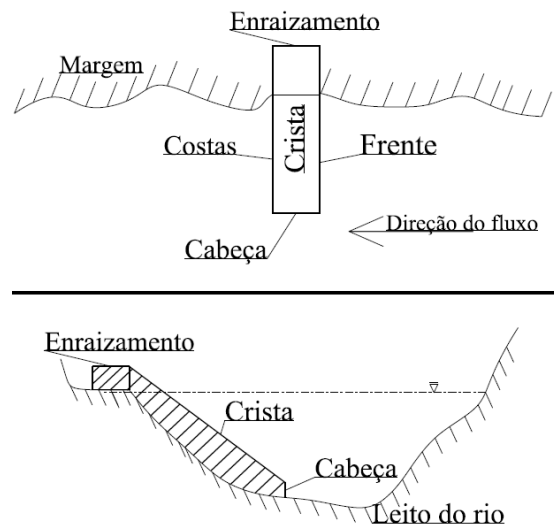


Figura 1 – Estruturas do espigão em planta (superior) e em corte (inferior).

Utilizando as publicações como base, os espigões devem ser dimensionados a partir das seguintes etapas:

- Posicionamento em Planta: é traçado uma nova margem em planta, uma linha paralela ao eixo do canal principal do rio a uma distância mínima escolhida, à qual chegarão os extremos

dos espigões. A distância entre o eixo do canal principal e a nova margem depende da experiência do projetista e a finalidade do espigão. Para proteção de margens é recomendado o valor no máximo de $B/4$, onde B é a largura da seção do rio com nível d'água médio (Copeland, 1983).

- Elevação da crista: As cristas devem ficar submersas nas situações de cheias, caracterizando o espigão como uma estrutura de contenções descontínuas. As cristas podem ser constantes ou inclinadas, sendo válida a implantação em forma de degraus. Recomenda-se manter a elevação da raiz ($C_{t\text{inicial}}$) no nível médio do rio ($C_{t\text{méd}}$) e a cota da cabeça ($C_{t\text{final}}$) inferior ao nível de estiagem ($C_{t\text{min}}$) (Klump e Baird, 1992), como ilustrado na Figura 2.

- Comprimento: O comprimento total de um espigão (L_T) se divide em comprimento de enraizamento (L_e) ou cravação e comprimento efetivo (L). A primeira parte é a que está dentro da margem e a segunda a que está dentro da corrente. Seu comprimento varia de acordo com a distância entre a cota de raiz ($C_{t\text{inicial}}$) e a cota da cabeça ($C_{t\text{final}}$), que se encontra sobre a nova margem

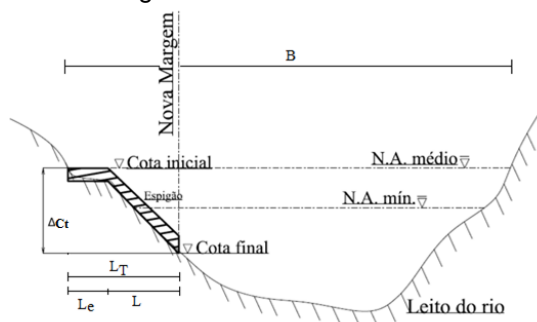


Figura 2 – Dimensionamento espigão, corte transversal.

- Espaçamento: O espaçamento (s) entre os espigões tem sido geralmente relacionado ao comprimento efetivo (L) do mesmo. Recomenda-se que a relação (s/L) esteja dentro do intervalo de 1,5 e 5. A proporção de comprimento do espigão em relação ao espaçamento necessário para promover a proteção das margens é menor do que o requerido para os canais de navegação (Brighetti e Martins, 2001).

- Orientação: Não há provas conclusivas feitas em laboratório ou no campo, que deem favorecimento a uma orientação a montante ou a jusante. Os espigões deveriam ser orientados perpendicularmente ao escoamento, pois orientados em diferentes ângulos custariam mais caro, além de aumentar o tempo necessário para construção dos mesmos (Copeland, 1983). Para esse

estudo todos os espigões terão orientação perpendicular ao escoamento.

2.4 – Modelagem com Delft 3D

O modelo Delft3D, por ter sido empregado neste estudo, será descrito no capítulo seguinte. Para realizar este estudo foram consultadas algumas referências de estudos utilizando este modelo.

Romero e Vargas (2007) utilizaram o modelo Delft3D para avaliar as taxas de erosão e a variação batimétricas do leito de longo prazo, através de diferentes cenários de modelagem do escoamento. Quatro cenários distintos de simulação foram implementados para avaliar a eficácia das proteções das margens do rio por meio de espigões e diques. O estudo foi realizado no rio Viloma, de 6,5 km de extensão, sendo um rio de montanha, com alta declividade, e localizado a 20 km a oeste da cidade de Cochabamba, na Bolívia. Foram feitos levantamentos de campo para validação do modelo. A porcentagem absoluta de erros (APE) para as velocidades nas seções foi aproximadamente 5,66%, enquanto para níveis foi de 13,63%. O cenário com espigões e diques em conjunto apresentou os melhores resultados.

Para investigar a influência hidrodinâmica e de salinidades devido à implantação de um canal de navegação, no estuário de Yangtze na China, um modelo no Delft3D foi implementado. O canal projetado possui aproximadamente 400m de largura e uma profundidade mínima de 12,5m. Ao longo do canal foram implementados vários espigões, com as cotas de coroamento 20 centímetros acima do nível médio do mar na região, correspondente a vazão média mensal, 40000 m³/s. A grade computacional criada para o modelo foi curvilínea de acordo com o canal. Verticalmente, o modelo foi dividido em 14 σ -layers. Os espigões foram considerados no modelo como paredes de deflexão das correntes do escoamento (CDW). A validação do modelo se deu pela verificação do nível, velocidade e salinidade obtidos em campo em dois pontos na área de estudo. Os resultados mostraram que a divisão do escoamento no local foi reduzida em cerca de 10% e o padrão de escoamento entre os espigões foi alterado a partir de fluxos de rotação (Hu e Ding, 2009).

Após esse projeto, utilizando a mesma área de estudo, Chu et al. (2010) verificaram a implementação do modelo Delft3D com transporte de sedimentos e variação morfológica. Foram considerados dois tipos de sedimento, um coesivo com baixa granulometria, geralmente transportado por suspensão. O transporte pelo leito é realizado

por sedimentos não coesivos e com granulometria equivalente à areia fina. Para os sedimentos coesivos foi utilizada a fórmula de transporte de Van Rijn (1993). Para os sedimentos não coesivos, a fórmula de Partheniades-Krone. Os resultados do modelo foram validados por meio de comparações de níveis, velocidade e direção das correntes, além da concentração de sedimentos e salinidade, em diferentes pontos. O cenário com a construção do canal de navegação e espigões manteve uma profundidade aceitável dentro do canal de navegação.

3 – MODELO DELFT 3D

O Sistema de Modelagem Delft3D foi desenvolvido pelo WL Delft Hydraulics localizado na Holanda. Compõem o sistema os módulos: hidrodinâmicos (FLOW), de onda (WAVE), transporte de sedimentos (SED), morfologia (MOR), qualidade da água (WAQ), monitoramento da partícula (PART) e eutrofização (ECO). Os módulos FLOW, SED e MOR podem trabalhar acoplados. Esse sistema atualiza, a cada passo de tempo, as cotas batimétricas decorrentes de alterações geomorfológicas de fundo (erosão e deposição de sedimentos), além do transporte de sedimentos (de fundo e em suspensão na coluna d'água). Estes módulos possuem ferramentas de pré-processamento (RGFGRID – gerador de grade e QUICKIN – gerador de batimetria), processamento e pós-processamento (GPP e QUICKPLOT).

O módulo hidrodinâmico (FLOW) é capaz de simular escoamento não-permanente em duas ou três dimensões, fenômenos de transporte resultantes de marés, descarga de água e efeitos meteorológicos, incluindo o efeito de diferenças de densidade devido a gradientes horizontais dos campos de temperatura e salinidade. Este módulo pode ser aplicado em mares, regiões costeiras, estuários, reservatórios e rios.

3.1 – Grade curvilínea e sistema de coordenadas σ

Contornos de rios e estuários são naturalmente curvos, dificultando sua representação por grades retangulares. A representação de forma inadequada pode gerar erros de discretização significantes. Para redução destes erros é utilizada a grade ortogonal curvilínea. No sistema de coordenadas curvilíneas, os elementos (superfície livre; batimetria) são referenciadas em relação a um plano horizontal de referência.

O eixo vertical consiste em camadas limitadas por planos sigmas (σ), os quais não

são exatamente horizontais, no entanto, seguem a batimetria e o nível d'água.

3.2 – Módulo Hidrodinâmico (FLOW)

O módulo hidrodinâmico resolve as equações de águas rasas transientes, ou seja, um sistema de equações formado pelos balanços de massa e quantidade de movimento para o cálculo de escoamentos com superfície livre. Ele assume distribuição hidrostática de pressões, ou seja, as acelerações na direção vertical são negligenciáveis. As demais hipóteses adotadas na formulação matemática do modelo são: hipótese do contínuo, escoamento incompressível e a hipótese de Boussinesq. Esta hipótese consiste em considerar a aceleração do fluxo menor que a da gravidade e, portanto, as variações de densidade só são importantes quando afetam os termos gravitacionais e não os termos de inércia. A turbulência é resolvida através da decomposição de Reynolds e conta com quatro modelos de fechamento para cálculos tridimensionais: coeficiente constante, método algébrico, modelo κ -L e modelo κ - ϵ .

No modelo é possível fazer simulações hidrodinâmicas e de transporte em duas ou três dimensões. A modelagem bidimensional considera apenas uma camada e assim não reproduz o perfil vertical das velocidades. A modelagem tridimensional resolve as equações em diferentes camadas horizontais e reproduz assim não somente o perfil vertical das velocidades horizontais, mas também as velocidades verticais por meio da equação de continuidade.

As formulações matemáticas do programa levam em consideração os seguintes fenômenos físicos que ocorrem em reservatórios (Deltares, 2012):

- Gradientes da superfície livre (efeitos barotrópicos);
- Efeitos da rotação da terra;
- Variabilidade da densidade da água (equação de estado);
- Efeitos baroclínicos (estratificação e correntes de densidade);
- Turbulência induzida por introdução de fluxos de massa e quantidade de movimento;
- Transporte de sal, calor e outros constituintes;
- Variabilidade espacial e temporal da tensão de cisalhamento gerada pelo vento sobre a superfície da água modelada por uma lei de atrito quadrática;
- Variabilidade espacial da tensão de cisalhamento exercido pelo fluxo turbulento no fundo baseado em uma fórmula quadrática Chézy ou Manning no fundo;

- Variabilidade espacial e temporal da pressão atmosférica na superfície da água;
- Variação temporal de fontes e sumidouros;
- Tensão de cisalhamento nas paredes laterais;
- Troca vertical de quantidade de movimento devido a ondas internas.

O modelo foi validado com vários estudos em laboratório e campo (Gerritsen et al., 2007).

3.3 – Módulo de sedimentos (SED) e morfológico (MOR)

Para os cálculos de transporte de sedimentos e de mudanças morfológicas, a modelagem adotada analisa as características do leito, assim como a concentração de sedimentos em suspensão. Estes sedimentos podem ser coesivos, não-coesivos, ou a combinação de ambos.

O modelo numérico comporta uma completa realimentação das alterações morfológicas de fundo durante o cálculo hidrodinâmico. Uma das complicações intrínsecas nesse processo é a variação da escala temporal. A variação do escoamento hidrodinâmico associado a uma escala de tempo de dias ou meses, enquanto as alterações na morfologia no leito podem ter escalas de anos. O procedimento utilizado para fazer essa alteração é o emprego de um fator temporal na escala morfológica. Este processo permite acelerar os impactos das mudanças morfológicas para serem dinamicamente incorporadas aos cálculos hidrodinâmicos (Rijn e Walstra, 2003).

A equação da advecção-difusão (balanço de massa) é empregada no transporte de sedimentos em suspensão.

O modelo SED apresenta como metodologia básica de transporte de leito a equação de Rijn (1993), apresentado nas Equações 5 e 6. A magnitude do vetor de transporte de carga do leito é multiplicada por um fator de calibração (se desprezado vale 1,0) que é incluído para permitir o ajuste dos resultados do transporte total da carga de sedimentos do leito.

O módulo Mor faz com que em cada passo de tempo seja calculada a mudança na massa de sedimentos no leito. Esta mudança na massa é traduzida em uma mudança na espessura da camada de sedimentos do fundo usando a mesma expressão para a densidade de material do leito. A implementação de um fator de escala de tempo morfológico (MORFAC) é obtida simplesmente multiplicando os fluxos de erosão e deposição do leito ao escoamento e vice-versa pelo fator, em cada passo de tempo computacional. Isto

permite que as mudanças aceleradas do nível do leito sejam incorporadas dinamicamente nos cálculos hidrodinâmicos do escoamento (Deltares, 2012).

4 – ÁREA DE ESTUDO

O local de estudo é um canal de navegação pertencendo à Hidrovia Paraguai-Paraná. No ano de 2010, foi realizado um estudo pelo Instituto Tecnológico de Transporte e Infraestrutura da Universidade Federal do Paraná (ITTI). O instituto elaborou um plano de dragagem para hidrovia (ITTI, 2012) e realizou toda a caracterização da região, assim como estudos hidrológicos e medições de campo. Todos esses dados foram cedidos para elaboração desse estudo.

Outros estudos foram realizados no local, como o realizado pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), cujo objetivo era a verificação dos impactos erosivos e deposição nos pilares da ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra (IPH, 1967). O relatório do IPH apresentou dados medidos de campo, além de relatar o forte controle do escoamento que ocorre por conta da ponte. O relatório da Agência Nacional de Transportes Aquaviário (ANTAQ) foi outra fonte importante para caracterizar a região (Fialho, 2010).

O trecho em estudo para implementação das possíveis obras de dragagem localiza-se no Passo do Jacaré, na Hidrovia Paraguai-Paraná, e está situado a Noroeste do Estado do Mato Grosso do Sul e na Microrregião do Baixo Pantanal. O Passo do Jacaré localiza-se nas proximidades do Distrito de Porto Esperança, no Município de Corumbá, no Estado do Mato Grosso do Sul, no km 1391 do Rio Paraguai. A Figura ilustra a localização da região de estudo (ITTI, 2012).

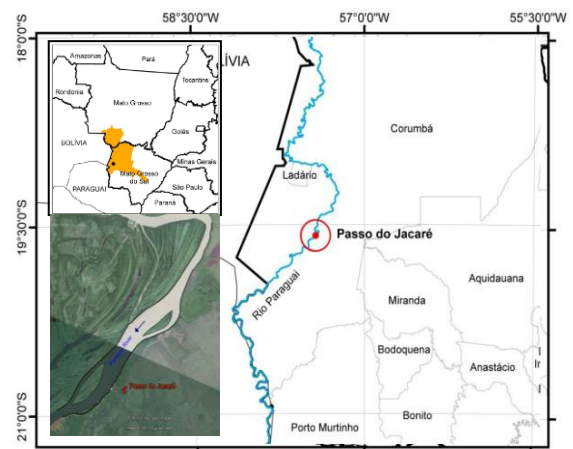


Figura 3– Localização da área de estudo

O Rio Paraguai, em seu estado natural, pode ser considerado como bastante satisfatório para

a navegação, necessitando, todavia, ser melhorado em alguns trechos para ter condições ótimas de navegabilidade (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2010).

Atualmente, em decorrência da pouca profundidade em alguns trechos do canal de navegação, os comboios não trafegam em épocas de estiagem, entre novembro e fevereiro, com sua capacidade plena de carregamento (ITTI, 2012).

4.1– Levantamentos pluviométricos

Visando à obtenção de dados consistentes e que refletissem ao máximo a realidade de campo, foram consultados os dados de estações pluviométricas no site da Agência Nacional de Águas (ANA). Dentre as estações selecionou-se a mais próxima à área de estudo, sendo a estação 6696.0008 de Porto Esperança, localizada dentro da área de estudo.

Com o intuito de verificar as vazões relevantes para o projeto, foi calculada a vazão de longo termo da série histórica (média de todas as vazões diárias) disponibilizada na estação de Porto Esperança, obtendo um valor igual a 1.888 m³/s. O estudo realizado pelo IPH (1967) relatou que a vazão de transbordamento da calha natural do rio é aproximadamente 3.500 m³/s, para a leitura 4,5 m (cota 84,6 m) na régua da estação de Porto Esperança.

O ITTI (2012) realizou um estudo hidrológico com as estações de Ladário e Porto Esperança. Por meio desse estudo foi obtido um hidrograma de cheias de projeto para a região de estudo. O tempo de recorrência considerado pelo estudo é de cinco anos.

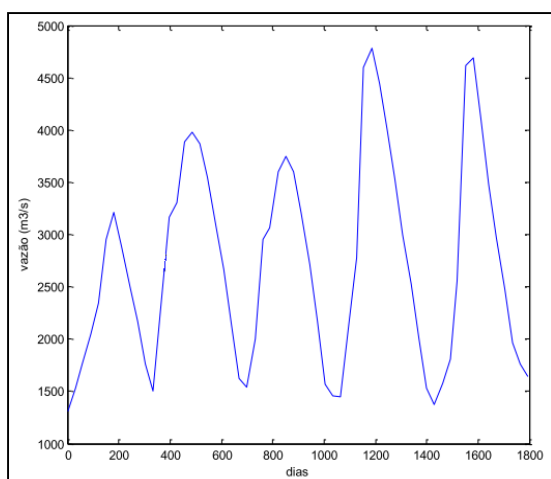


Figura 3– Hidrograma característico de 5 anos para área de estudo

4.2– Levantamentos geotécnicos

Para caracterização do transporte de sedimentos na área de estudo foi utilizados os dados apresentados em ITTI(2012), que apresenta valores de concentração de sedimentos. Para o sedimento não coesivo o valor da medição de volume de transporte de fundo, resulta em uma concentração de 0,000547 kg/m³. Os sedimentos coesivos apresentaram uma concentração de 0,1081 kg/m³, correspondente à medição de volume de transporte em suspensão.

Na realização de análises sedimentológicas, descritas em ITTI (2012), foram definidos 11 pontos de coleta para as amostras de sedimentos ao longo da área de estudo. Os resultados obtidos por meio das análises de caracterização física foram semelhantes em todos os pontos, determinando a homogeneidade da predominância de sedimentos classificados como areia fina. O estudo granulométrico descrito no relatório do IPH (1967) foram referentes a 20 amostras, sendo 12 a montante da ponte, 4 no eixo da ponte e 4 a jusante da ponte. As diferenças apresentadas nas análises dos diferentes locais foram desprezíveis, sendo classificado como areia fina, com um d₅₀ de 0,16 mm. O peso específico do material foi de 2,67 g/cm³.

4.3– Declividade da linha d'água

Para o cálculo da declividade do nível d'água do rio, foram implantados marcos em 4 localidades dentro da região de estudo. Determinando as altitudes ortométricas dos marcos pertencentes à rede geodésica implantada foi realizado o nivelamento para a determinação da altitude da lâmina d'água nesses pontos. Os resultados obtidos estabeleceram uma declividade média do trecho igual a 30 mm/km, exatamente o mesmo resultado descrito no relatório do IPH (1967).

4.4–Batimetria

Foram realizadas 420 seções batimétricas, paralelas entre si e transversais ao eixo do rio Paraguai, ao longo do trecho, cobrindo um total de 8,4 km de rio. Os braços de rio nas duas ilhas formadas no trecho pesquisado, também foram levantados, com 195 seções (ITTI, 2012).

As coordenadas das posições sondadas foram determinadas no sistema UTM, Datum WGS-84, Meridiano Central 45°. O nível de referência para as profundidades lançadas nas plantas batimétricas foi o nível de 0,48 m da régua da Estação Linimétrica de Porto Esperança. A cota zero para batimetria foi estabelecida na cota 80,555 m (ITTI, 2012).

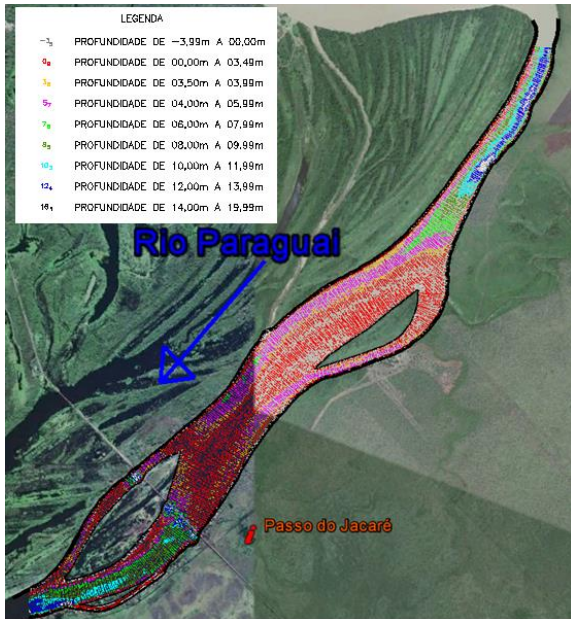


Figura 4– Levantamentos batimétricos

4.5–Medição de correntes com ADCP

O Perfilador Acústico de Corrente por Efeito Doppler (ADCP) é um equipamento acústico desenvolvido para medição de vazão e bastante eficiente para medição de velocidades de escoamentos permitindo a determinação dos componentes da velocidade do fluxo.

Para o projeto de dragagem do ITTI (2012), foram realizadas 15 seções transversais do rio com o principal objetivo de gerar informações sobre o campo de velocidades e de vazão. Essas informações foram geradas com o uso de um ADP SONTEK que opera na frequência de 1000 kHz. A campanha teve duração de 2 dias, sendo medidas no primeiro dia (22/05/2011) as seções 1 a 7 e o restante das seções no dia seguinte (23/05/2011).



Figura 5– Locais das seções de ADCP

Dentre todas medições com ADCP, apenas as seções 1, 14 e 15 foram utilizadas no estudo, devido a variação de vazão medida nas demais seções. A Figura 5 mostra a localização das 15 seções medidas com ADCP.

4.6–Canal de navegação

O projeto de dragagem elaborado pela ITTI (2012) contemplou um canal de navegação com 105,6 m de largura. A Tabela 1 mostra as coordenadas do ponto inicial e final do canal de navegação.

Tabela 1 – Localização do canal de navegação

	Ponto de partida	Ponto final
Latitude	-19° 36' 11"	-19° 34' 27"
Longitude	-57° 26' 30"	-57° 25' 00"
Datum	WGS84	WGS84

O traçado do canal foi elaborado seguindo a publicação do PIANC et al. (1997) e apresenta uma extensão de 4.200 metros. Foi estabelecido um comboio base para o dimensionamento do traçado, com configuração 4x4, chatas de 60 m x 12 m e empurrador com 50 m de comprimento. Para permitir o trânsito durante todo o período anual foi calculado uma profundidade de 3,5 metros abaixo do nível de referência, correspondente à cota 80,555 m (ITTI, 2012).

4.7– Ponte Eurico Gaspar Dutra

A ponte Eurico Gaspar Dutra desempenha um importante papel de desenvolvimento na região noroeste do país, além de garantir o intercâmbio dessa região com outros países, em especial com a Bolívia. Esta obra ostenta 2km de extensão, vencidos por arcos que chegam a atingir um vão máximo de 110m entre o leito menor, situado na margem esquerda (visão jusante para montante).

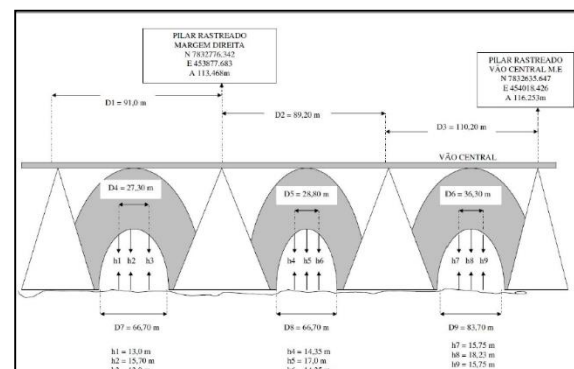


Figura 6– Croqui da ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra (ITTI, 2012)

4.8– Estudos de modelagem anteriores

Com a finalidade de embasar o projeto de dragagem, foi realizada uma modelagem

hidrodinâmica e morfológica da aplicação das alternativas dos canais de navegação, no local de estudo. Além da descrição presente no relatório do ITTI (2012), a modelagem foi descrita em mais dois artigos: Ratton et al., (2011a) e Ratton et al., (2011b).

O modelo hidrodinâmico e morfológico usado nas publicações é o pacote do sistema de modelagem CCHE (Universidade do Mississippi). O modelo usa métodos de solução de equações diferenciais (métodos de elementos finitos) e utiliza as equações de Navier-Stokes/Reynolds médias, de forma bidimensional (ITTI, 2012). O modelo foi implementado e calibrado com os dados oriundos de levantamentos de campo de vazão/velocidade, granulometria dos sedimentos e batimetria.

A comparação entre os estudos realizados e os registros históricos de erosão/sedimentação nas imediações do Passo do Jacaré permitiu constatar que o problema de assoreamento do Rio Paraguai está associado à existência da ponte ferroviária, que diminuiu a capacidade hidráulica de escoamento do rio neste local (Ratton et al., 2011b). A simulação de evolução sem intervenção confirma a atual situação de passagem crítica do Passo Jacaré, já que demonstra uma tendência de assoreamento na parte central do rio. Como resultado, a simulação da alternativa 3 (canal de 105,6 m de largura e 3,5 m de profundidade) foi considerada a melhor alternativa do projeto.

5 – MODELAGEM COMPUTACIONAL

Utilizando os dados descritos no Capítulo 4, foi realizado um modelo para área de estudo. A elaboração do modelo é realizada em 3 etapas: geométrica, hidrodinâmica e sedimorfológica. Na parte final os resultados obtidos pelo modelo são comparados aos resultados medidos em campo.

5.1– Modelo geométrico

Utilizando uma foto por satélite e os dados batimétricos, foram criados os contornos terrestres do trecho do Rio Paraguai em questão. Dentro desses contornos, foi criada uma grade numérica com ajuda do módulo RGFRID, presente no Delft3D. A grade obtida acompanha os contornos, sendo caracterizada como curvilínea, de forma que as linhas de grade na direção longitudinal acompanham a direção dos fluxos mais intensos, para minimizar erros numéricos. A grade é constituída por 109 linhas na direção horizontal a margem do rio (M) e 102 linhas na direção

longitudinal (N). Verticalmente a grade pode ser dividida em layers (camadas σ) com diferentes porcentagens de espessura. No modelo foram aplicadas 10 camadas σ , com a seguinte distribuição de espessura: 2%, 3%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12%, 15%, 20% e 20%. A grade apresenta um total de 111.180 células.

Após a elaboração da grade, foi examinada a qualidade da mesma. A verificação é realizada dentro do próprio módulo RGFRID. Isso permitiu que a grade atingisse um patamar de qualidade exigido pelo modelo Delft3D, quanto à ortogonalidade, suavidade e resolução dos elementos.

A reprodução da ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra dentro do modelo é realizada pela locação de seus pilares. Para a representação dos pilares da ponte foram incluídas linhas secas, impedem a troca de fluxo entre as duas células computacionais adjacentes, sem a redução da superfície molhada total do modelo (Deltares, 2012). No total foram implementadas 10 linhas secas, com dimensões próximas aos pilares, conforme o croqui apresentado no capítulo 4.

5.2– Coeficiente de Rugosidade

Para definir um valor inicial do coeficiente de rugosidade empregado no modelo foi realizada uma análise de sensibilidade do mesmo. A análise utilizou os dados medidos em campo e os valores atribuídos em outros estudos, sendo $0,025 \text{ sm}^{-1/3}$ o valor inicial escolhido para ser implementado no leito do rio. Nas margens foi atribuído um valor superior, de $0,030 \text{ sm}^{-1/3}$.

5.3– Condição de contorno hidrodinâmica

O modelo apresenta duas condições de contorno abertas. Pode-se atribuir diferentes tipos de dados de entrada a esses contornos, de acordo com os dados medidos em campo. No estudo atual optou-se em atribuir uma vazão total na condição de montante e um nível d'água relacionado para condição de jusante.

A validação do modelo foi realizada com condições de escoamento permanente e utilizando os dados medidos em campo. Os valores correspondentes para a condição de contorno para a validação foram uma vazão de $3760 \text{ m}^3/\text{s}$ a montante e o nível d'água de 4,84m a jusante.

Posteriormente, para os cenários de projeto, foram utilizados 3 condições específicas, sendo resumidas na Tabela 2. Para as simulações no estado não-permanente, o escoamento deve variar em função do tempo Os valores dos dados de entrada são referentes ao ano de

1978, um dos anos dentro do hidrograma aplicado no estudo realizado pelo ITTI (2012).

Tabela 2 – Condições dos cenários de projeto

Condição	Vazão (m³/s)	Nível d'água (m)
Cheia	3.764	4,84
Média	1.888	1,92
Não Permanente	Ano 1978	Ano 1978

5.4– Condição de contorno sedimorfológica

Foram incorporados às condições de contorno hidrodinâmicas valores de concentração referentes aos dois tipos de sedimentos implementados. Os valores de concentração foram calculados em função das medições de volumes de transportes descritos no estudo do ITTI (2012). Para o sedimento não coesivo foi considerado um valor da medição de volume de transporte de fundo, resultando em uma concentração de 0,000547kg/m³. Os sedimentos coesivos apresentaram uma concentração de 0,1081kg/m³, correspondente à medição de volume de transporte em suspensão. A velocidade de queda estimada foi de 0,25 mm/s, conforme a publicação de Rijn (1993).

5.4– Validação do modelo

Finalizada a implementação do modelo, foram realizadas verificações dos resultados obtidos com os dados medidos em campo. Essas verificações foram realizadas por meio de comparações de nível d'água, declividade e velocidade. Os dados de níveis d'água e de velocidades são dados referentes a medições instantâneas, enquanto a declividade é um dado correspondente ao valor médio obtido na área de estudo.

Os níveis d'água obtidos na simulação hidrodinâmica apresentaram pequenas variações, obtendo uma variação máxima de 3 cm, com os dados medidos em campo (ver Figura 7). A declividade da linha d'água resultante foi de 27 mm/km.

A velocidade média nas seções de ADCP selecionadas convergiram com as resultantes do modelo, como apresentada na Tabela 3. Também foram comparados os perfis de velocidades, considerando a média vertical, como apresentada na Figura 8.

Analisando o transporte de sedimentos, foi verificado o volume de sedimentos, transportados pelo leito, em seções localizadas com a mesma distância descrita no relatório do IPH (1967), obtém-se o volume total de 255,27

m³/dia, valor muito próximo aos 250 m³/dia descrito no relatório.

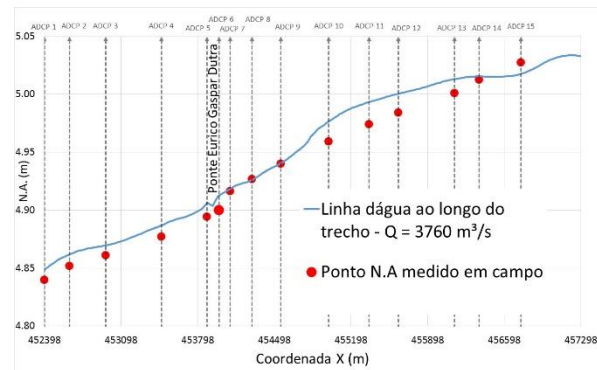


Figura 7– Locais das seções de ADCP

Tabela 3 – Comparação da velocidade média

Seção	Vazão (m³/s)	Velocidade média na seção (m/s)		
	Mediç	Mediç	Model	Erro%
1	3.764	0,93	0,88	5%
14	3.774	0,76	0,69	9%
15	3.726	0,90	0,83	8%

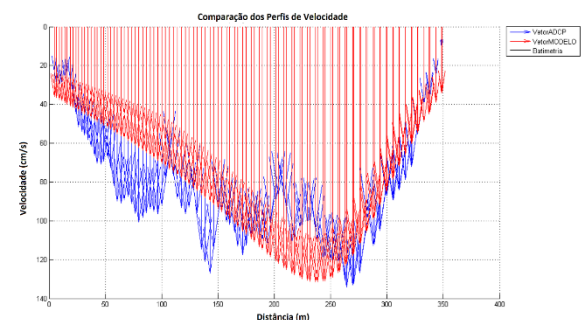


Figura 8 – Comparação do perfil de velocidade na seção 15

6 – Cenários de Projeto

Foram simulados 3 cenários distintos no modelo computacional para o estudo de caso. As principais características de cada cenário estão descritas abaixo:

a) Cenário Natural: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, utilizando a malha batimétrica medida em campo sem alterações;

b) Cenário com espigões retos: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, com a implantação do canal de navegação e bota fora na malha batimétrica e com a presença de espigões de crista reta; e

c) Cenário com espigões variáveis: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, com a implantação do canal de

navegação e bota fora na malha batimétrica e com a presença de espigões de crista variável.

7- Implementação dos espigões

O Delft 3D permite a implementação de obras de arte especiais em sua grade computacional. Entretanto, a largura das células dentro da grade computacional é variável, podendo não representar corretamente a largura dos espigões. Por esse motivo os espigões foram considerados, dentro do modelo, como estruturas fixas e finas, inseridas sobre as linhas da grade computacional. O modelo tem a opção de inserir essas estruturas como placas verticais que boqueiam o escoamento em uma direção, denominadas de “Filcdw”. A estrutura bloqueia o escoamento nas camadas σ , até a sua cota de coroamento, permitindo a passagem d’água nas camadas σ superiores à estrutura. Deve-se atribuir uma célula inicial e uma final, além de sua cota de coroamento e um coeficiente de descarga para estrutura (Deltares, 2012).

Seguindo a metodologia descrita em (Copeland, 1983) foi adotada uma premissa na qual as cabeças dos espigões devem se localizar sob o traçado da nova margem. A nova linha da margem tem como base a linha do canal de navegação, sendo deslocados 20 metros em direção à margem. Conforme o canal foi se afastando da margem direita, os espigões aumentaram de comprimento significativamente. Por conta desse efeito foi aplicado como critério que a cabeça dos espigões da região central deveriam estar alinhadas.

Devido a variação da distância entre as margens, a relação entre o comprimento do espigão e o espaçamento foi considerada variável. Para evitar a redução de passagem do escoamento pela ponte foi inserido um espigão localizado na ilha do Jacaré, com a premissa de que a cabeça do espigão fique na linha do sexto pilar da ponte. A Tabela 4 mostra a configuração adotada no estudo e ilustrada na Figura 9.

Tabela 4 – Dimensionamento dos Espigões

Espigão	Comprimento (L)	Relação s/L	Espaçam. (s)
1	116 m	5	580 m
2	78 m	5	390 m
3	116 m	5	580 m
4	166 m	3	498 m
5	205 m	2	410 m
6	141 m	4	564 m
7	124 m	-	-
8	270 m	-	-

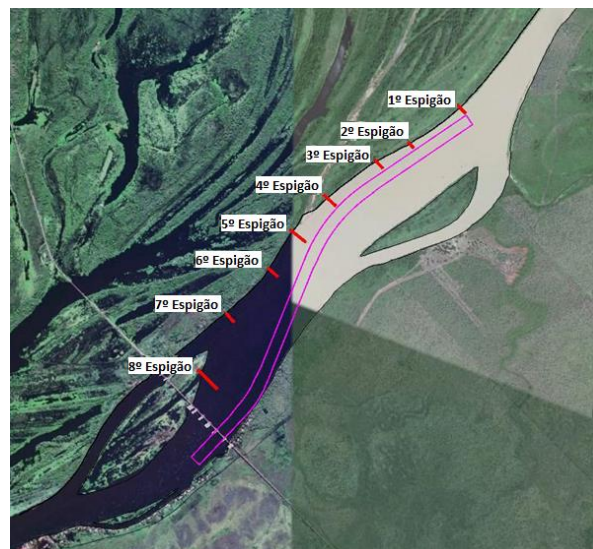


Figura 9 – Localização dos espigões

No segundo cenário, os espigões inseridos possuem uma crista constante (cota da raiz é igual à cota da cabeça do espigão), estabelecida na cota 82,555 m. Os espigões do terceiro cenário possuem as mesmas dimensões dos apresentados no segundo cenário, entretanto sua crista foi considerada variável (espigões escadas). Todos os espigões partem da cota de raiz ($C_{t\text{inicial}}$) e atingem a cota da cabeça ($C_{t\text{final}}$) por meio de degraus. Cada espigão apresenta um número de degraus e uma altura de degraus diferentes, uma vez que a cota da cabeça é individual para cada espigão, dependendo da profundidade na qual o espigão está inserido. Cada espigão do terceiro cenário apresenta uma altura de degrau fixa e o número de degraus não pode ser superior a 10 (número de camadas σ). A Tabela 5 mostra os valores adotados para cada espigão. A Figura 10 ilustra uma seção com o espigão de crista variável dentro do modelo.

Tabela 5 – Dimensionamento dos degraus

Espigão	Número de degraus	Altura do degrau
1	8	0,80
2	10	0,60
3	7	0,94
4	7	0,89
5	7	0,82
6	10	0,68
7	10	0,58
8	7	0,75

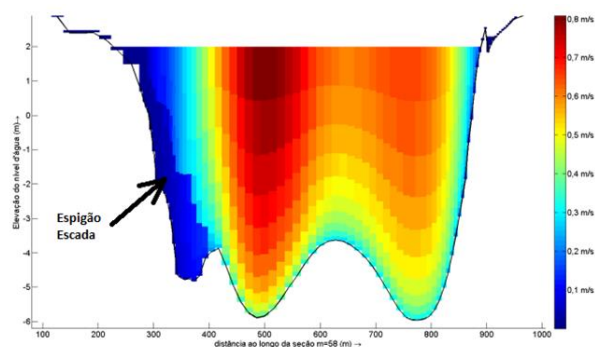


Figura 10 – Seção com espigão inclinado

8 – RESULTADOS

Os resultados obtidos entre as simulações foram comparados em função do nível d'água, da velocidade, da evolução morfológica e da condição de navegabilidade.

A variação de nível d'água e velocidade, ao longo do canal de navegação, para condição de cheia, são apresentadas na Figura 11.

A simulação da evolução morfológica representa variações no leito do rio ao longo de um ano. A comparação entre os cenários, ao longo do eixo do canal, são apresentados na Figura 12.

A Figura 13 mostra a possibilidade de navegação, na área de estudo, após a evolução morfológica de 1 ano, para o cenário natural e o cenário com espigões retos.

8.1 – Análise dos resultados

Após a obtenção dos resultados das simulações pode-se realizar uma análise global do estudo.

O cenário com espigões retos, foi elaborado tendo como premissa principal o comprimento máximo do espigão, gerando um dimensionamento mais adequado dos mesmos. Os resultados obtidos mostram que além de obter uma redução do assoreamento ao longo do canal de navegação, a implantação dos espigões não gerou grandes elevações do nível d'água durante a passagem de uma cheia. Apesar do afastamento do traçado do canal de navegação, o cenário conseguiu alterar as velocidades ao longo do canal. Também foram observadas zonas de erosões, fora do traçado do canal de navegação, possibilitando uma possível revisão do traçado sugerido pelo ITTI (2012).

Utilizando espigões com cristas inclinadas, o terceiro cenário, apresentou uma abordagem diferente. Seu conceito não se dirigia à evolução do dimensionamento e sim à alteração do próprio espigão. A concepção de espigões em escada provém da necessidade de redução de custos e da facilidade de

execução. O cenário permitiu a verificação das alterações que esse tipo de espigão pode apresentar frente a um espigão com crista constante. Os resultados obtidos apresentaram variações de nível e velocidade baixas. A evolução morfológica apresentou efeitos semelhantes com os do cenário de espigões retos, entretanto com intensidade inferior. De modo geral, as variações de níveis, velocidade e evolução morfológica foram baixas, indicando que os espigões com crista inclinado possuem uma relação custo benefício melhor que os de crista fixa.

9 – CONCLUSÃO

A verificação da implementação de espigões com o intuito de manter a profundidade e conseqüentemente reduzir o número de dragagens ao longo da vida útil da hidrovia foi descrito no atual trabalho. O estudo utilizou um modelo matemático hidrodinâmico em conjunto com as medições de campo para reproduzir resultados mais fidedignos. Com os resultados da calibração do modelo pode-se concluir que o modelo representa bem a hidrodinâmica local, com um erro de aproximadamente 3 cm. A dinâmica dos transportes de sedimentos local também é representada de forma adequada, tendo um volume de transporte próximo ao medido em campo.

A comparação entre os resultados dos cenários mostram que a implementação dos espigões pode ser eficaz para manutenção e até aumento da profundidade ao longo do canal de navegação, sendo necessário um estudo prévio com diferentes configurações dos espigões. Sem esse devido cuidado a aplicação dos mesmos pode produzir alterações significativas de velocidade e nível d'água, gerando prejuízos ambientais e sociais.

A área de estudo não contempla somente a área do canal a montante da ponte. Analisando todo o domínio do modelo na região a jusante da ponte, os resultados provenientes dos cenários com espigões apresentaram um aumento do assoreamento. Esse fato relembra a necessidade de se observar não somente a principal região de estudo, mas também seu entorno.

Outras recomendações podem ser sugeridas para pesquisas futuramente como:

- O refinamento da grade na região dos espigões, a ponto dos mesmos serem considerados parte da batimetria e não estruturas separadas;
- Variação do material dos espigões, assim como sua permeabilidade;
- A cotação de custos e análise financeira geral do empreendimento com espigões.

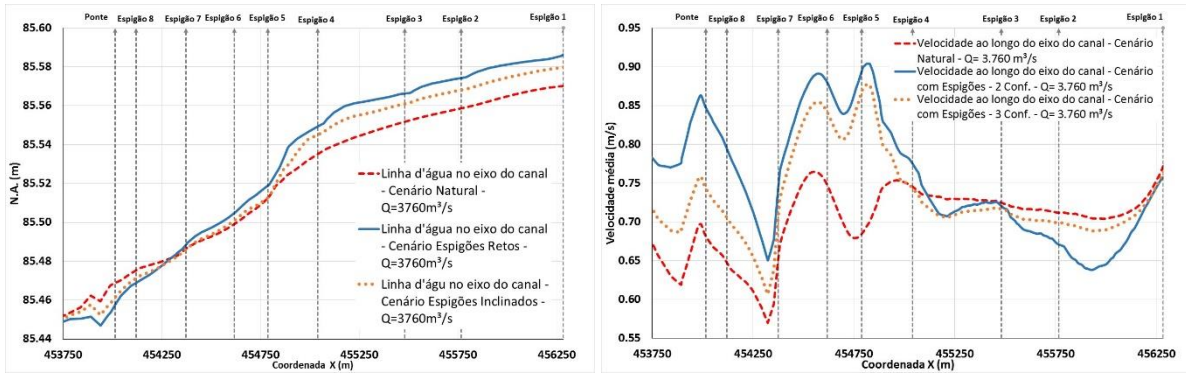


Figura 11 – Variação dos níveis e velocidades na condição hidrológica de cheia ($Q=3760 \text{ m}^3/\text{s}$)

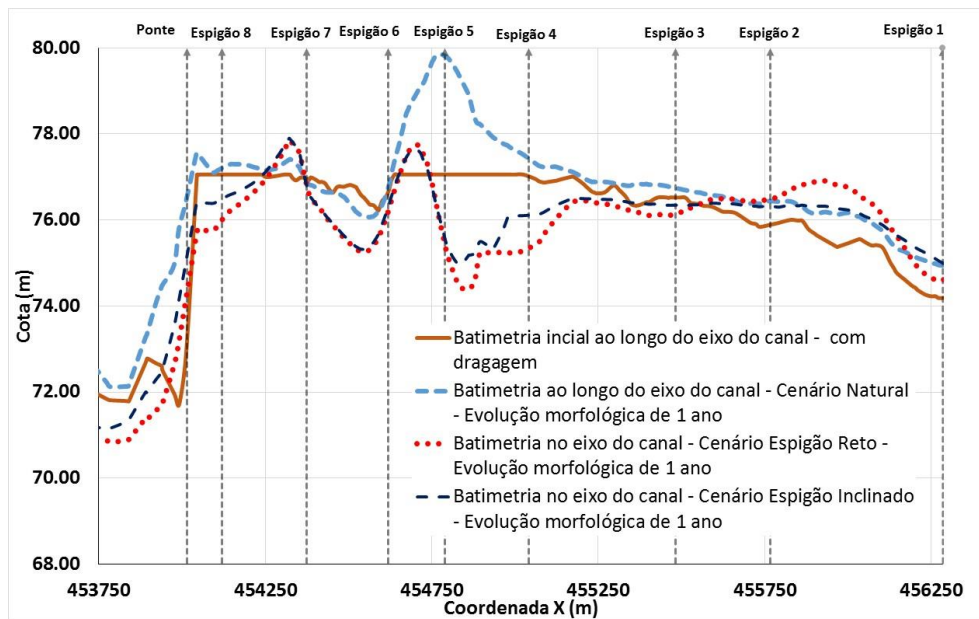


Figura 12 – Variação morfológica da batimetria, após 1 ano no regime não permanente

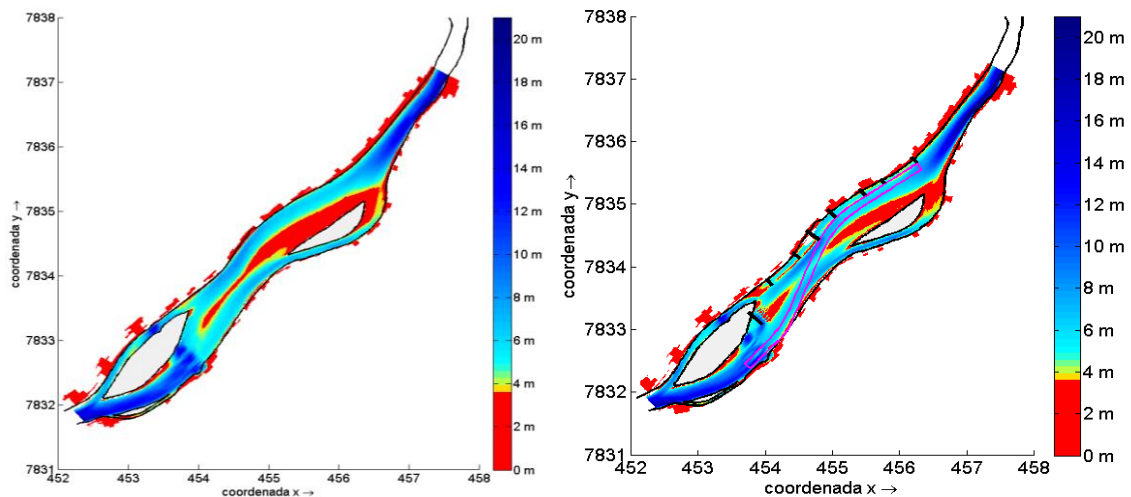


Figura 13 – Verificação da navegabilidade, ao longo da área de estudo, para um calado de 3,5 m, no (a) cenário natural e no (b) cenário com espigões, após a evolução morfológica de um 1 ano

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AZINFAR H. *Flow Resistance and Associated Backwater Effect Due to Spur Dikes in Open Channels*. Department of Civil and Geological Engineering. University of Saskatchewan, 2010.
- BAGNOLD, R. A. *An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics*. Physiographic and Hydraulic Studies of Rivers. Geological Survey Professional Paper 422-I, 1966.
- BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. *Estabilização e Proteção de Margens*. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2001.
- CARDOSO, A. H. *Hidráulica Fluvial*. Fundação Calouste Gulbenkian, 1998.
- CHOW, V. T. *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, 1959.
- CHU, A.; WANG, Z.B.; DE VRIEND, H.J.; STIVE, M.J.F. *A Process-Based Approach to Sediment Transport in the Yangtze Estuary*. Coastal Engineering Journal, 2010.
- COPELAND, R. R. *Bank Protection Techniques Using Spur Dikes*. Hydraulics Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways, 1983.
- DAILY, J. W.; HARLEMAN, D. R. F. *Fluid Dynamics*. Addison-Wesley Pub. Co., 1966.
- DELTARES. *User Manual - Delft3D*. WL | Delft Hydraulics, 2012.
- DU BUAT, P. L. G. *Principes D'Hydraulique*. Edição Premium, 9 Volume, 1786.
- FIALHO, F. A. B. *Transporte de Cargas nas Hidrovias Brasileiras - Hidrovia do Paraguai*. Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ), 2010.
- GERRITSEN, H.; GOEDE, E.D.; PLATZEK, F.W.; GENSEBERGER, M.; KESTER, J.A.; UITTENBOGAARD, R. E. *Validation Document Delft3d-Flow -A Software System for 3D Flow Simulations*. WL | Delft Hydraulics, 2007.
- GRAF, W. H. *Hydraulics of Sediment Transport*. Water Resources Publications, 1984.
- HU, K.; DING, P. *The Effect of Deep Waterway Constructions on Hydrodynamics and Salinities in Yangtze Estuary, China*. Journal of Coastal Research, 2009.
- IPH - INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS. *Ponte Presidente Dutra em Porto Esperança - Estado de Mato Grosso*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1967.
- ITTI - INSTITUTO DE TECNOLÓGICO DE TRANSPORTES E INFRAESTRUTURA. *Dragagem do Passo do Jacaré*. Universidade Federal do Paraná, 2012.
- JANSEN, P. P.; BENDEGOM, L. V.; BERG, J. V.; VRIES M.; Zanen, A. *Principles of River Engineering*. Pitman Publishing Limited, 1979.
- KLUMP, C.; BAIRD, D. *Recent Criteria for Design of Groins*. University of Nebraska, 1992.
- KUHNLE, R. A.; JIA, Y.; ALONSO, C. V. *Measured and Simulated Flow Near a Submerged Spur Dike*. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2008.
- PIANC - Permanent International Association of Navigation Congresses. *Approach Channels – A guide for design*. Final Report of the Joint Working Group II-30. Supplement to Bulletin 95. Brussels and Tokyo, 1997.
- RATTON, E.; GOBBI, M. F.; GODOY, P. R. C.; RATTON, P. *Modelagem Hidromorfológica do Trecho Passo do Jacaré da Hidrovia Paraguai-Paraná*. 7º Seminário de Transporte e Desenvolvimento Hidroviário Interior, SOBENA HIDROVIÁRIO, 2011a.
- RATTON, P.; RATTON, E.; BLASI, G. F.; GODOY, P. R. C.; GOBBI, M. F. *Aplicação de Estudos Prévios de Modelagem para a Definição da Geometria Estrutural de Pontes*. XXVI Congresso Nacional de Pesquisas e Ensino em Transporte - ANPET, 2011b.
- RIJN, L. C. VAN. *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. WL | Delft Hydraulics, 1993.
- RIJN, L. C. VAN; WALSTRA, D. J. R. *Modelling of Sand Transport in Delft3D*. WL | Delft Hydraulics, 2003.
- ROMERO, M.; VARGAS, A. *Assessment of River Bank Protection Measures at a Steep Mountain River in Bolivia*. Hydraulics Lab., San Simon University, Bolivia, 2007.
- SOARES, C. *Dragagens: Limitações Técnicas e Ambientais Inerentes à Atividade*. Centro de Estudos do Mar (CEM) – UFPR, 2008
- TIAGO, D. R. F. *Simulação Tridimensional de Escoamentos Fluviais*. Universidade Nova de Lisboa, 2011.