

## Modelação da hidrodinâmica e dinâmica sedimentar no estuário do rio Cávado

J. L. S. Pinho<sup>1</sup>

*Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil  
Azurém, P – 4800-058 Guimarães, Portugal*

### RESUMO

No presente artigo apresentam-se as principais características da hidrodinâmica do estuário do rio Cávado, num trecho delimitado pelo açude do Angelino e a foz do rio, em Esposende e apresentam-se algumas características do transporte sedimentar na embocadura. O estudo foi realizado utilizando técnicas de modelação matemática, através de modelos hidrodinâmicos bidimensionais no plano horizontal criados com o programa RMA2 e um modelo de dinâmica sedimentar criado com o programa SED2D.

Um dos modelos hidrodinâmicos abrange a totalidade do domínio e outro compreende a embocadura do rio Cávado. Estes dois modelos apresentam resoluções espaciais distintas e foram desenvolvidos para permitir a obtenção dos campos de correntes necessárias à simulação da dinâmica sedimentar na embocadura. O modelo hidrodinâmico global permite a caracterização das correntes induzidas pela maré e pelo caudal fluvial e permite ainda a definição das condições de fronteira no segundo modelo implementado.

Os resultados obtidos correspondem em termos qualitativos aos padrões de dinâmica sedimentar observados no local: deposição de areias no canal durante os períodos de marés mortas e formação de um delta de vazante durante os períodos de marés vivas.

### 1. INTRODUÇÃO

O elevado crescimento urbanístico das regiões litorais tem tido como consequência a diminuição da qualidade ambiental das zonas costeiras originando dificuldades crescentes na gestão dos recursos disponíveis. O estudo dos estuários apresenta normalmente um elevado grau de dificuldade uma vez que estes sistemas aquáticos envolvem geometrias e padrões de circulação hidrodinâmica muito complexas e apresentam-se fortemente modificados por acções antropogénicas. De facto, a interface entre as águas interiores e as águas oceânicas sujeita às acções das marés, descargas fluviais e ventos apresenta características específicas que condicionam os padrões de transporte sedimentar que determinam a forma dos fundos. Existe uma grande diversidade nas características destas interfaces que diferem de estuário para estuário, dependendo das características das marés, caudais fluviais e no modo como estes factores interagem com a batimetria (Dyer, 1997).

O rio Cávado nasce no norte de Portugal na serra do Larouco e desagua em Esposende, apresentando uma extensão de 135 km. A área da bacia hidrográfica é de cerca de 1600 km<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho (jpinho@civil.uminho.pt)

A zona correspondente ao estuário é representada na Figura 1. A margem norte é ocupada com infra-estruturas pesqueiras, portuárias, de construção naval e recreativas, protegida por um quebra-mar. Na margem sul o estuário é separado do mar por uma longa restinga, a montante da qual existe a principal área de sapal do estuário. Na zona costeira, a norte da embocadura existe uma praia de areia e a sul da restinga são comuns formações rochosas.

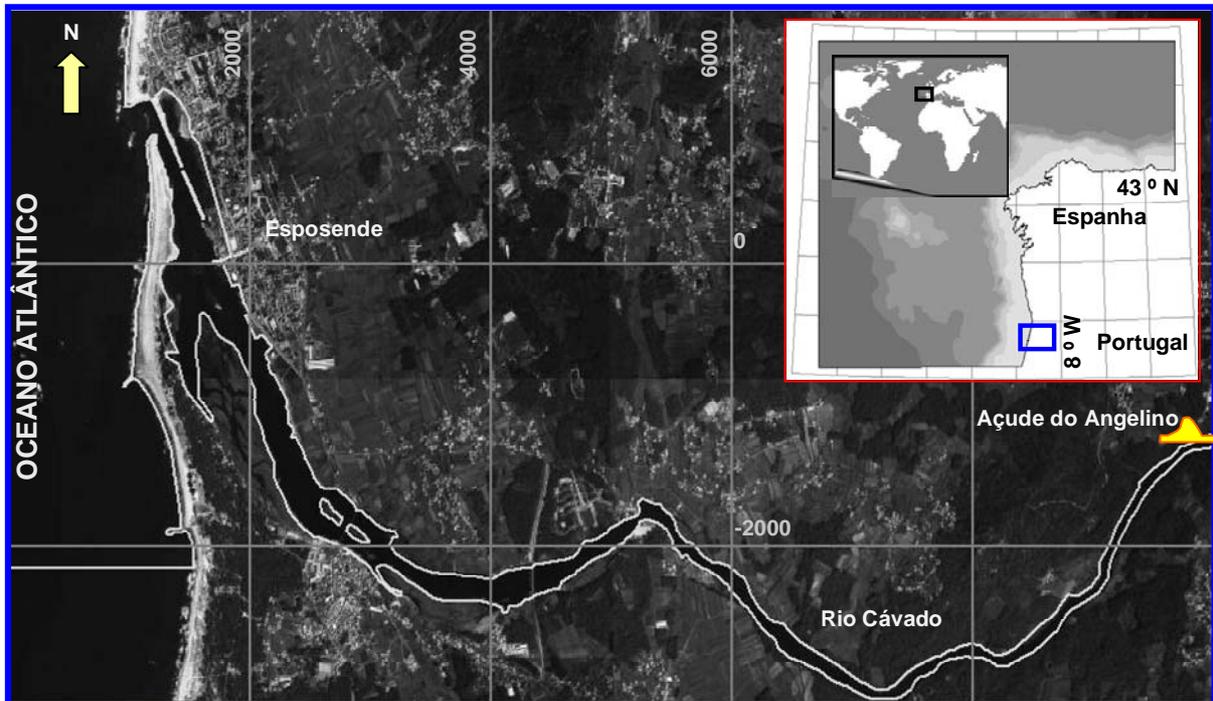


Figura 1 – Localização da área de estudo: estuário do rio Cávado

Na Figura 2 apresenta-se uma fotografia aérea da embocadura. Esta embocadura apresenta uma curvatura acentuada em direcção ao oceano Atlântico. Em frente à embocadura existe um banco de areia que descobre em baixa-mar e dificulta o acesso de embarcações ao interior do estuário. A mobilidade deste banco de areia e a sua configuração estão associadas a alterações que se têm verificado na restinga e no trecho costeiro a norte da embocadura (Loureiro *et al*, 2005). No interior do estuário existem bancos de areia e pequenas ilhas, que separam canais de baixa profundidade. A mobilidade dos sedimentos acumulados no canal, na restinga e no banco em frente à embocadura conferem a esta região um grande dinamismo com alterações intensas da morfologia por acção das ondas e das correntes de maré e devidas às descargas fluviais.

A maré em Esposende é semi-diurna, com amplitudes médias de cerca de 2 metros e amplitudes máximas um pouco abaixo dos 3 metros. A quantificação da elevação da maré em frente à embocadura é realizada com base na aplicação SR95 (JPL, 1996) que utiliza observações das elevações da superfície livre oceânica com recurso a instrumentos de medição colocados a bordo de satélites.

Os caudais fluviais apresentam valores máximos anuais superiores a 200 m<sup>3</sup>/s e os valores dos caudais médios horários dependem do regime de exploração do aproveitamento hidroeléctrico da Caniçada.



Figura 2 - Fotografia aérea da embocadura do rio Cávado

## 2. FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DOS MODELOS

### 2.1 Modelos hidrodinâmicos

O programa *RMA2* (WES-HL, 1996), baseado no Método de Elementos Finitos (*MEF*), permite a obtenção de soluções em regime permanente ou variado, com o estabelecimento de condições de fronteira variáveis ao longo do tempo. As soluções são obtidas num determinado número de instantes, nos pontos nodais da malha de elementos finitos. Apresenta como principal limitação a impossibilidade de resolução de escoamentos super-críticos. Esta limitação advém do método numérico empregue na resolução das equações de continuidade e conservação da quantidade de movimento que apresentam, respectivamente, a seguinte forma:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial [(h + \eta)U]}{\partial x} + \frac{\partial [(h + \eta)V]}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -fV - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{g}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} \frac{h + \eta}{2} + \\ + \frac{\rho_a k W_v^2 \cos \varphi}{h + \eta} - \frac{gU \sqrt{U^2 + V^2}}{(h + \eta)C^2} + \frac{\varepsilon}{\rho} \left( \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -fU - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{g}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} \frac{h + \eta}{2} + \\ + \frac{\rho_a k W_v^2 \sin \varphi}{h + \eta} - \frac{gV \sqrt{U^2 + V^2}}{(h + \eta)C^2} + \frac{\varepsilon}{\rho} \left( \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

onde,  $x$  e  $y$  são as coordenadas horizontais cartesianas [m];  $t$  é o tempo [s];  $U$  e  $V$  são a média vertical das componentes horizontais de velocidade [ $\text{ms}^{-1}$ ];  $H \equiv h + \eta$  é a profundidade total [m] ( $h(x,y)$  representa a elevação do fundo e  $\eta(x,y,t)$  é a elevação da superfície livre);  $\rho_a$  é a massa volúmica do ar [ $\text{kgm}^{-3}$ ];  $W_v$  é a velocidade do vento [ $\text{ms}^{-1}$ ],  $\varphi$  é a direcção do vento [-];  $C$  é o coeficiente de Chezy [ $\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$ ] e  $\varepsilon$  é o coeficiente de viscosidade turbulenta [ $\text{kgm}^{-1}\text{s}^{-1}$ ].

## 2.2 Modelo de transporte sedimentar

O Programa *SED2D* (WES-HL, 2000) pode ser aplicado ao estudo de problemas de dinâmica sedimentar (areias ou argilas) em canais em que o escoamento possa ser considerado bidimensional no plano horizontal (a velocidade e direcção do escoamento pode ser representada satisfatoriamente pela velocidade média integrada segundo a direcção vertical).

O programa permite estudar duas categorias de sedimentos: **1)** sedimentos não coesivos (seguidamente designados por areia) e **2)** sedimentos coesivos (designados por argila). É possível analisar problemas em que o material sedimentar seja constituído ou por areia ou por argila. No entanto, para cada dimensão efectiva do material sedimentar, terá que ser realizado um cálculo separado. O programa permite a análise de problemas quer em regime permanente quer em regime variado. As trocas de material entre o fundo e a coluna de água podem ser consideradas ou desprezadas. As tensões tangenciais no fundo podem ser calculadas a partir da equação de Manning ou de uma lei de parede logarítmica. Poderão ainda ser calculadas tensões tangenciais considerando o efeito combinando de correntes e ondas.

O modelo conceptual em que se baseia o programa assenta nos seguintes pressupostos:

- O problema de dinâmica sedimentar pode ser decomposto nos seguintes processos elementares: erosão, ressuspensão, transporte e sedimentação.
- O escoamento apresenta um potencial para erodir, ressuspender e transportar sedimentos independentemente da sua presença nos domínios modelados.
- Os sedimentos mantêm-se em repouso no fundo do canal enquanto o escoamento apresentar características que originem tensões tangenciais inferiores ao valor crítico da tensão para início da erosão.
- Mesmo após o início do movimento dos sedimentos a batimetria do canal poderá não sofrer qualquer alteração se a erosão for compensada pela sedimentação que ocorre de forma independente e, também, de forma contínua .
- No transporte de sedimentos coesivos admite-se que estes se mantêm em suspensão enquanto a tensão tangencial no fundo for superior ao valor crítico de deposição. Normalmente, a ocorrência simultânea de sedimentação e erosão de material coesivo não deverá ocorrer.
- A estrutura de fundos formados por materiais coesivos varia com o tempo e com o estado de tensão.
- Considera-se que a maior parte do sedimento é transportado em suspensão, mesmo que parte desse material seja transportado junto ao fundo.

### 2.2.1 Transporte de sedimentos

A equação de transporte de sedimento que traduz a conservação de material sedimentar na coluna de água apresenta a seguinte forma:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \alpha_1 C + \alpha_2 \quad (4)$$

em que,  $C$  é a concentração de sedimento [ $\text{kgm}^{-3}$ ];  $t$  é o tempo [s];  $U$  velocidade média segundo a direcção  $x$  [ $\text{ms}^{-1}$ ];  $V$  velocidade média segundo a direcção  $y$  [ $\text{ms}^{-1}$ ];  $x$  e  $y$

coordenadas espaciais no referencial bidimensional [m];  $D_x$  coeficiente de difusão segundo a direcção  $x$  [ $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ ];  $D_y$  coeficiente de difusão segundo a direcção  $y$  [ $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ ];  $\alpha_1$  coeficiente do termo fonte [ $\text{s}^{-1}$ ] e  $\alpha_2$  concentração de equilíbrio do termo fonte [ $\text{kgm}^{-3}\text{s}^{-1}$ ].

A Eq. 4 é resolvida pelo *MEF* utilizando funções de forma quadráticas e recorrendo ao método de Crank-Nicholson para a integração temporal.

### 2.2.2 Tensão tangencial no fundo

O programa apresenta diferentes formulações alternativas para a quantificação das tensões no fundo. A forma geral da expressão que permite a sua quantificação é a seguinte:

$$\tau_b = \rho(u^*)^2 \quad (5)$$

onde,  $\rho$  é a massa volúmica da água [ $\text{kgm}^{-3}$ ] e  $u^*$  é a velocidade de atrito [ $\text{ms}^{-1}$ ].

As diferentes alternativas para a quantificação da velocidade de atrito conduzem às diferentes formulações consideradas no programa para a quantificação da tensão tangencial no fundo (McAnally e Thomas, 1980). A lei de parede logarítmica, apresenta a seguinte forma:

$$\frac{\bar{u}}{u^*} = 5.75 \log \left( 3.32 \frac{u^* D}{\nu} \right) \quad (6)$$

A lei anterior é considerada válida para aplicação à camada limite (15% do desenvolvimento) quando se verifica:

$$\frac{u^* D}{\nu} > 30 \quad (7)$$

onde,  $\bar{u}$  é a velocidade média do escoamento [ $\text{ms}^{-1}$ ];  $D$  é a profundidade da água [m] e  $\nu$  é a viscosidade cinemática da água [ $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ ].

Outra formulação considerada no programa, baseada na formulação de Manning, é traduzida pela seguinte expressão:

$$u^* = \frac{\sqrt{g \bar{u} n}}{C_{ME} D^{1/6}} \quad (8)$$

onde,  $C_{ME}$  é uma constante de conversão (1,0 para o S.I. e 1,486 para o sistema Inglês) e  $n$  é o valor da rugosidade de Manning [ $\text{m}^{-1/3}\text{s}$ ].

Em problemas em que a influência de ondas de curto período seja importante poder-se-á utilizar uma equação do tipo Jonsson (fundos planos) para avaliação da velocidade de atrito devida à acção simultânea da onda e da corrente:

$$u^* = \sqrt{\frac{1}{2} \left( \frac{f_w u_{om} + f_c \bar{u}}{u_{om} + \bar{u}} \right) \left( \bar{u} + \frac{u_{om}}{2} \right)} \quad (9)$$

em que,  $f_w$  coeficiente de tensão tangencial para ondas [-];  $u_{om}$  velocidade orbital máxima das ondas [ $\text{ms}^{-1}$ ] e  $f_c$  é o coeficiente de tensão tangencial para a corrente [-].

Poderá ainda considerar-se uma equação do tipo Bijker para a quantificação da velocidade de atrito devida à acção de ondas e corrente:

$$u^* = \sqrt{\frac{1}{2} f_c \bar{u}^2 + \frac{1}{2} f_w u_{om}^2} \quad (10)$$

### 2.2.3 Quantificação da fonte (ou sumidouro) de sedimento

A formulação para o termo correspondente às fontes (ou sumidouros) de sedimento a partir do fundo, utilizada na Eq. 4 é o mesmo ( $S = \alpha_1 C + \alpha_2$ ) para a erosão e sedimentação quer de areias quer de argilas. Os métodos de cálculo dos coeficientes  $\alpha$  dependem do tipo de sedimento e do tipo de fluxo que se verifica em cada instante (erosão ou sedimentação). No caso do transporte de areia o fluxo proveniente do fundo (ou seja, do “reservatório” de sedimento) é controlado pela capacidade de transporte do escoamento e pela disponibilidade de material no fundo. A fonte de sedimento é quantificada pela expressão:

$$S = \frac{C_{eq} - C}{t_c} \quad (11)$$

em que,  $S$  é a fonte de sedimento [ $\text{kgm}^{-3} \text{s}^{-1}$ ];  $C_{eq}$  é a concentração de equilíbrio (transporte potencial) [ $\text{kgm}^{-3}$ ] e  $t_c$  é o tempo característico para se efectivar a transição entre a concentração  $C$  e a concentração  $C_{eq}$  [s].

Existem diversas formulações para o transporte de sedimentos que permitem efectuar a quantificação da concentração  $C_{eq}$  para materiais arenosos. No presente programa é adoptada a formulação de Ackers e White (1973) por permitir a obtenção de resultados satisfatórios com custos computacionais pouco significativos. Esta formulação permite realizar o cálculo do transporte total de sedimento (em suspensão e junto ao fundo), tendo sido inicialmente desenvolvida para transporte de material não coesivo de pequenas dimensões (areias finas). A formulação foi mais tarde desenvolvida de forma a permitir o cálculo de transporte de material sedimentar de maiores dimensões, sendo esta formulação revista a que se encontra implementada no presente programa. Todavia, deve ter-se presente que a razoabilidade de aplicação do programa *SED2D* com a formulação de Ackers e White diminui com o aumento da dimensão característica dos sedimentos.

O tempo característico  $t_c$  apresenta alguma subjectividade na sua quantificação. Deveria ser o tempo necessário para que a concentração de sedimento no escoamento variasse de  $C$  a  $C_{eq}$ . No caso da sedimentação o tempo está relacionado com a velocidade de sedimentação das partículas. Foi adoptada a seguinte expressão no programa:

$$t_c = \text{o maior valor de } \begin{cases} C_d \frac{D}{V_s} \\ \text{ou} \\ DT \end{cases} \quad (12)$$

onde,  $C_d$  é um coeficiente de sedimentação [-];  $V_s$  é a velocidade de sedimentação [ $\text{ms}^{-1}$ ] e  $DT$  é o passo de integração temporal [s].

No caso de ocorrência de erosão não existem formulações simples, tendo sido utilizada a seguinte expressão:

$$t_c = \text{o maior valor de } \begin{cases} C_e \frac{D}{\bar{u}} \\ \text{ou} \\ DT \end{cases} \quad (13)$$

onde,  $C_e$  é um coeficiente de arrastamento [-].

Para a avaliação do transporte de materiais argilosos, as taxas de sedimentação são avaliadas a partir das expressões propostas por Krone (1962):

$$S = \begin{cases} -\frac{2V_s}{D} C \left(1 - \frac{\tau}{\tau_d}\right) & \text{para } C < C_c \\ -\frac{2V_k}{D} C^{5/3} \left(1 - \frac{\tau}{\tau_d}\right) & \text{para } C > C_c \end{cases} \quad (14)$$

onde,  $C_c$  é uma concentração crítica (= 300 mg/L) [ $\text{kgm}^{-3}$ ] e  $\tau_d$  é a tensão tangencial crítica para sedimentação [Pa].

As taxas de erosão são calculadas a partir da seguinte expressão:

$$S = \frac{P}{D} \left( \frac{\tau}{\tau_e} - 1 \right) \quad (16)$$

em que  $P$  é uma constante relativa à erosão [ $\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ ] e  $\tau_e$  é a tensão crítica de erosão [Pa].

Quando a tensão tangencial é suficientemente grande para provocar a ruptura de uma camada do fundo, o termo relativo à fonte é dado por:

$$S = \frac{T_L \rho_L}{D \Delta t} \quad \text{para } \tau > \tau_s \quad (17)$$

onde,  $T_L$  é a espessura da camada em ruptura [m];  $\rho_L$  é a massa volúmica da camada em ruptura [ $\text{kgm}^{-3}$ ];  $\tau_s$  é a tensão tangencial resistente da camada [Pa]; e  $\Delta t$  é a duração do intervalo de tempo em que ocorre a ruptura [s].

#### 2.2.4 Modelo dinâmico do fundo

Ao termo relacionado com as fontes-sumidouros da Eq. 4 corresponde análogo termo do modelo dinâmico do fundo em que se registam as respectivas elevações, composição e outras características. Os cálculos das variações do fundo é realizado a partir das contribuições em cada passo de tempo utilizando-se o método de Crank-Nicholson.

Os *fundos arenosos* consideram-se como reservatórios de espessura limitada, sob o qual se localiza uma camada estável. Os sedimentos são adicionados ou removidos do fundo a uma taxa determinada a partir dos valores calculados para o termo fonte-sumidouro num passo de tempo anterior e no passo de tempo presente. A taxa de variação de massa é convertida para uma taxa de variação volumétrica a partir do valor da porosidade do fundo.

Os *fundos argilosos* são tratados como uma sequência de camadas. Cada uma das camadas apresenta características específicas de: espessura, massa volúmica, idade, tensão resistente à ruptura e tipo. Adicionalmente, a consideração dos diferentes tipos de camadas permite especificar um segundo conjunto de características: tensão tangencial crítica para erosão, taxa de erosão, massa volúmica inicial e no final de um ano, tensão resistente à ruptura inicial e ao fim de 1 ano, coeficiente de consolidação e material constituinte (argila ou areia).

Os novos depósitos de material argiloso formam camadas com uma determinada espessura que posteriormente apresentam aumentos da sua massa volúmica e capacidade resistente à ruptura com o aumento da carga e da idade. A variação de massa volúmica é calculada a partir da seguinte expressão:

$$\rho = \rho_f - (\rho_f - \rho_e) e^{-\beta t} \quad (18)$$

em que,  $\rho$  é a massa volúmica em cada instante [ $\text{kgm}^{-3}$ ];  $\rho_e$  é a massa volúmica num instante de referência [ $\text{kgm}^{-3}$ ];  $\rho_f$  é a massa volúmica final (valor por defeito – 1000  $\text{kgm}^{-3}$ ) [ $\text{kgm}^{-3}$ ] e  $\beta$  é um coeficiente de consolidação [ $\text{s}^{-1}$ ].

### 3. IMPLEMENTAÇÃO DOS MODELOS

Foram considerados dois modelos hidrodinâmicos. O primeiro modelo (modelo regional) compreende todo o estuário entre a foz e o açude do Angelino. O segundo modelo (modelo local) abrange a zona da embocadura. O modelo regional foi implementado utilizando-se uma malha com 6347 elementos finitos triangulares quadráticos (Figura 3). Esta malha foi gerada considerando-se um ângulo interior mínimo de  $25^\circ$  em cada triângulo e uma restrição de área máxima dos elementos de  $10000 \text{ m}^2$ . O modelo hidrodinâmico local e de transporte sedimentar utiliza uma malha com 5143 elementos triangulares quadráticos. (Figura 3). A extremidade da restinga é considerada no domínio modelado. Recorre-se ao algoritmo de cobre-descobre implementado no programa RMA2 para simular o escoamento nesta zona.

No modelo hidrodinâmico regional consideram-se duas fronteiras abertas: uma fronteira oceânica na embocadura e uma fronteira fluvial na secção de montante do estuário. Nesta última fronteira são impostos os caudais fluviais e na fronteira oceânica são impostas as elevações da superfície livre, estimadas de acordo com o programa SR95 (JPL, 1996).

As soluções obtidas para o modelo regional são utilizadas para definir as condições de fronteira no modelo local. Para o efeito foi desenvolvida uma rotina que procede à interpolação das soluções do modelo regional para as condições a estabelecer na fronteira oceânica e fluvial do modelo local.

No caso do modelo de transporte sedimentar (modelo local) são ainda definidos os valores das concentrações de sedimentos nas mesmas fronteiras abertas.

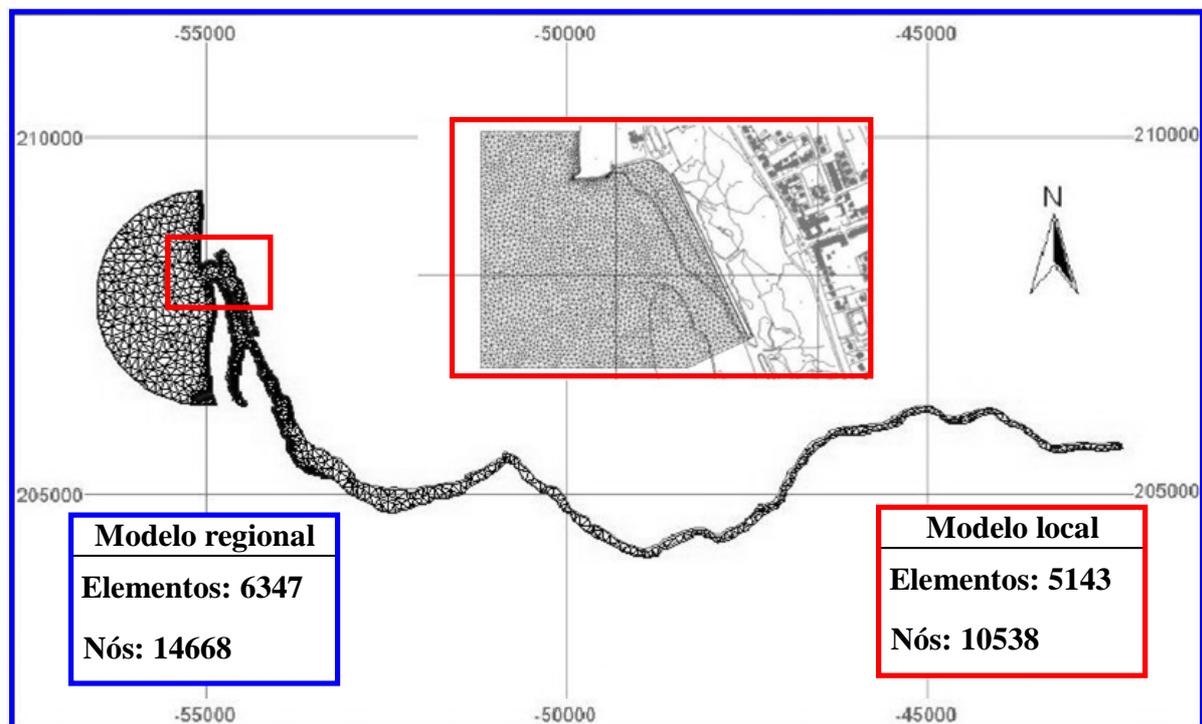


Figura 3 – Modelos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar: malhas de elementos finitos.

#### 3.1 Calibração e validação dos modelos

Os resultados apresentados neste trabalho constituem uma primeira tentativa de simulação da dinâmica sedimentar na embocadura do rio Cávado. A calibração e validação

dos modelos implementados requerem um conjunto de dados a medir no estuário que ainda não estão disponíveis. Nesta fase, os valores dos parâmetros de calibração dos modelos foram estabelecidos com base em intervalos de valores definidos em estudos similares, algumas séries de elevações da superfície livre e outros dados qualitativos observados no estuário.

Assim, foi considerado um valor de  $40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  para o coeficiente de Manning-Strickler e um valor de  $20 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$  para o coeficiente de difusão turbulenta nos modelos hidrodinâmicos. Na Figura 4 apresentam-se resultados da elevação da superfície livre (linhas) obtidos com o modelo hidrodinâmico regional e os valores estimados para as elevações da maré para Esposende.

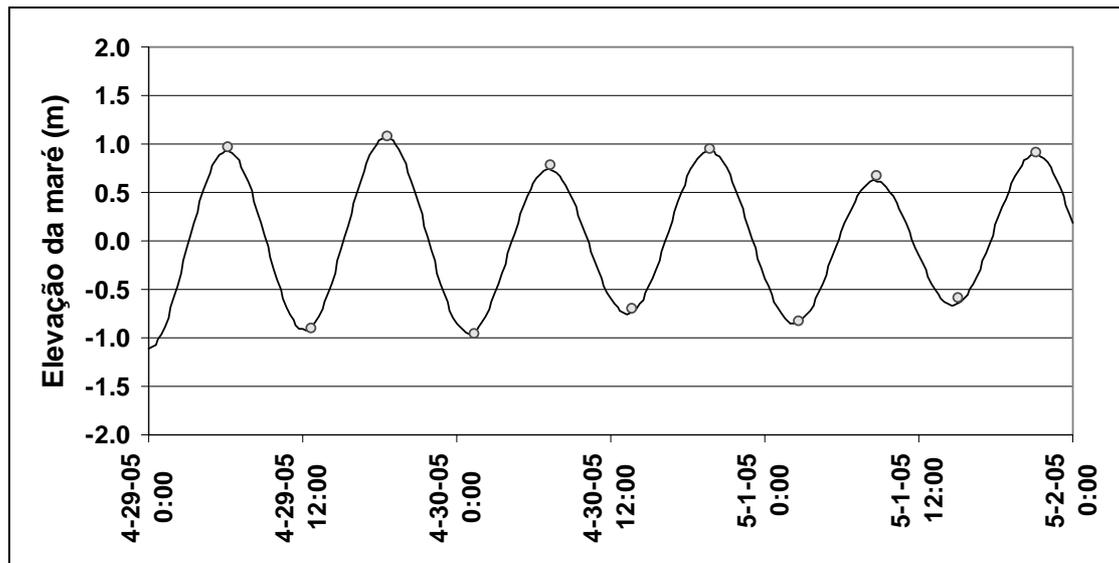


Figura 4 – Modelo hidrodinâmico regional: elevações de maré calculadas (linhas) e previstas (pontos).

## 4. RESULTADOS

Os resultados apresentados neste trabalho referem-se a dois cenários hidrodinâmicos em que se mantém o caudal fluvial constante (próximo do valor médio anual do caudal) e se faz variar a altura de maré. Os valores adoptados para esta altura são representativos do intervalo de variação entre marés vivas e marés mortas. Foi considerada uma maré viva com altura de 3,05 m e uma maré morta com altura de 1,00 m.

No modelo de transporte sedimentar foi considerado um diâmetro mediano de 2 mm para as partículas de sedimento que constituem o fundo e foram analisadas as alterações provocadas pelos dois tipos de regimes de maré na dinâmica sedimentar.

### 4.1 Hidrodinâmica

As simulações hidrodinâmicas foram realizadas em duas fases: na primeira fase simulou-se a transição entre a solução hidroestática e a solução dinâmica; na segunda fase foram simulados dois períodos de maré, utilizando-se como condições iniciais os resultados obtidos no instante final da simulação correspondente à primeira fase. Embora o processo de calibração do modelo não se encontre finalizado, apresentam-se a seguir alguns resultados qualitativos (Figura 5).

As correntes mais intensas ocorrem no canal de aproximação à embocadura. Neste canal as velocidades médias segundo a direção vertical atingem valores na enchente da ordem de  $1,40 \text{ ms}^{-1}$  durante a maré viva e de  $0,40 \text{ ms}^{-1}$  na maré morta e a sua intensidade aumenta na vazante para  $3,00 \text{ ms}^{-1}$  em maré viva e  $1,00 \text{ ms}^{-1}$  durante a ocorrência da maré morta.

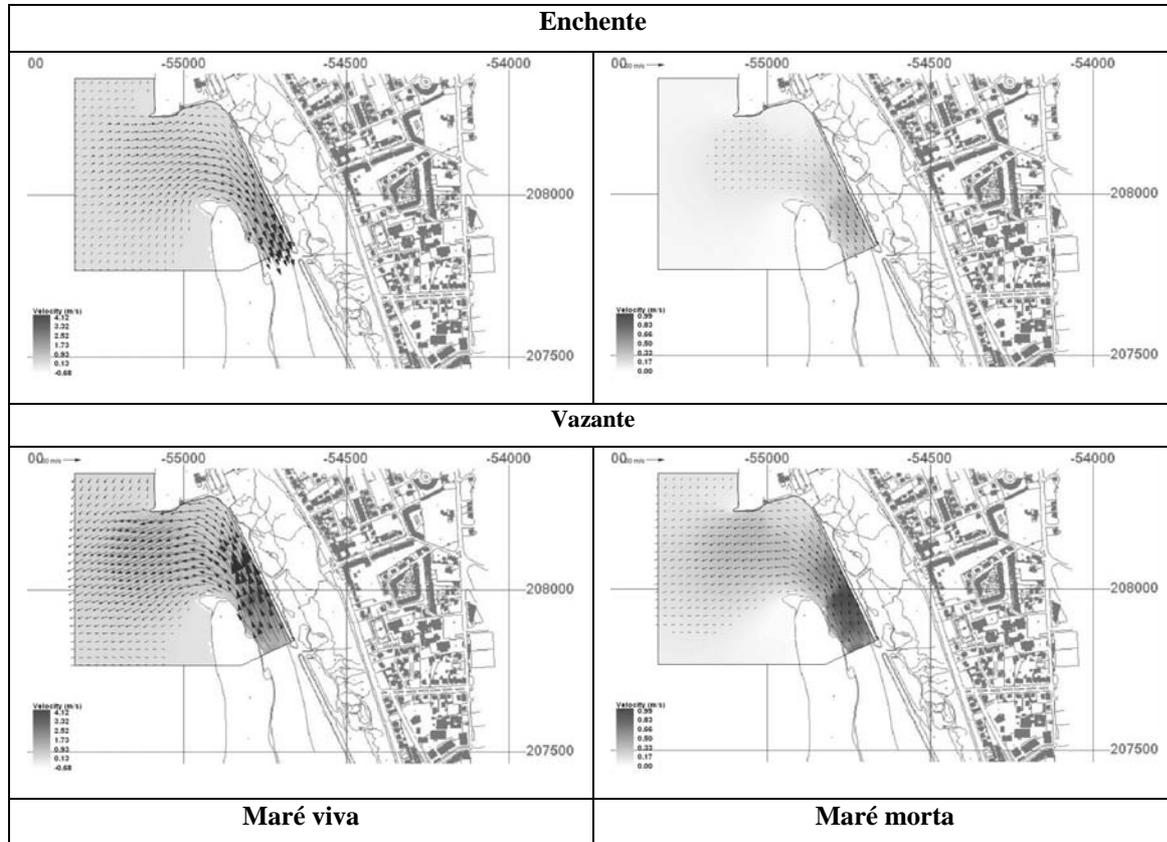


Figura 5 – Modelo hidrodinâmico local: velocidades máximas da corrente na enchente e na vazante para os dois tipos de maré analisados.

#### 4.2 Dinâmica sedimentar

Na Figura 6 apresenta-se a configuração inicial do fundo considerado nas simulações de transporte sedimentar. Na Figura 7 apresentam-se resultados para a deposição de sedimentos após 12,5 horas e 25,0 horas de simulação.

Para a simulação correspondente a marés vivas são evidentes duas zonas de erosão: a primeira localizada a sul da praia a norte da embocadura e a segunda localizada no canal à direita da restinga.

Para marés mortas e nas condições adoptadas na simulação as zonas de erosão desaparecem, observando-se uma tendência para a ocorrência de deposição generalizada no canal.

Os resultados obtidos correspondem em termos qualitativos aos padrões de dinâmica sedimentar observados no local: deposição de areias no canal durante os períodos de marés mortas e formação de um delta de vazante durante os períodos de marés vivas.

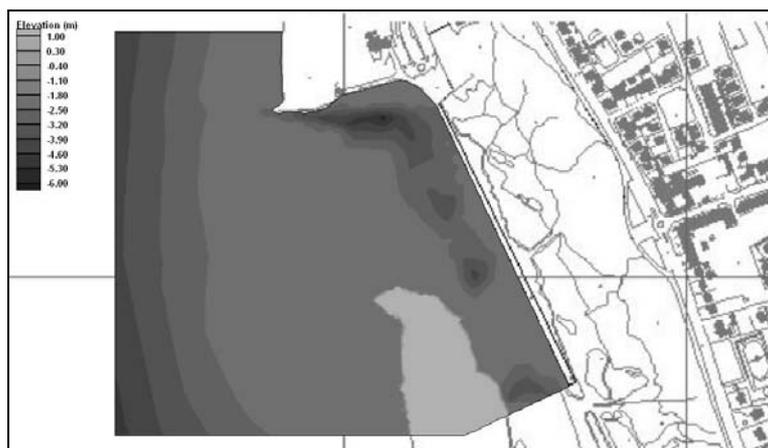


Figura 6 – Modelo local de transporte sedimentar: batimetria inicial.

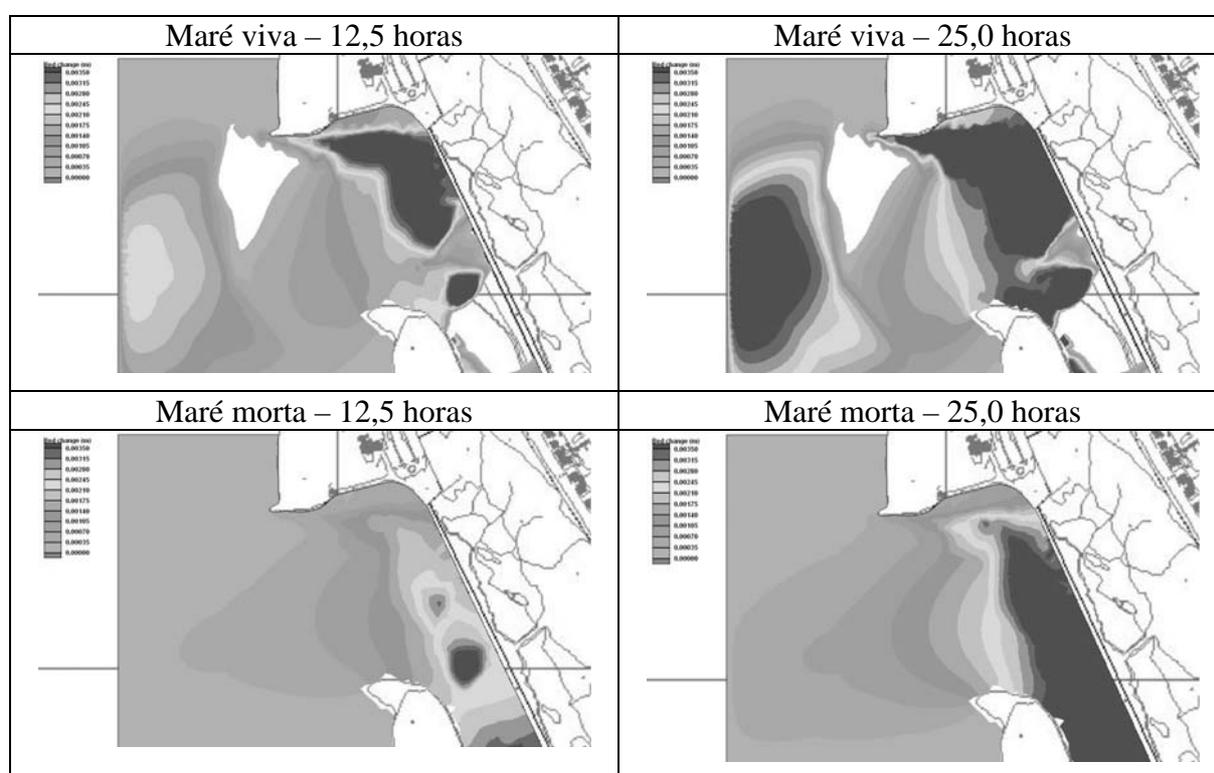


Figura 7 – Modelo local de transporte sedimentar: alterações do fundo (deposição de sedimentos) para diferentes condições de maré.

## 5. CONCLUSÃO

Os resultados das simulações realizadas com os modelos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar constituem uma primeira tentativa para compreender a dinâmica geral dos sedimentos no fundo da embocadura do rio Cávado sob diferentes regimes de maré e de escoamento fluvial. A acção das ondas, uma acção fundamental para a compreensão dos padrões de dinâmica sedimentar nas zonas costeiras, não foi considerada nas simulações realizadas. Para o aumento do desempenho dos modelos é necessária informação com maior

resolução espacial. Todavia, os resultados qualitativos obtidos correspondem ao comportamento do sistema observado no local.

Os modelos e resultados constituem uma fonte de informação valiosa para a selecção de estações de monitorização para registo de elevações de maré, velocidades da corrente e concentração de sedimentos.

Após uma calibração adequada os modelos implementados constituem uma ferramenta poderosa para avaliações de alterações batimétricas em função de modificações nos regimes hidrodinâmicos ou para a avaliação da eficiência de obras projectadas para a protecção da restinga e canal de acesso às infra-estruturas do estuário do rio Cávado.

## REFERÊNCIAS

Ackers, P., and White, W. R., Sediment Transport: New Approach and Analysis, Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, No. HY11, 1973.

Dyer, K.R., Estuaries: a physical introduction, Second Edition. J. Wiley and Sons Ltd., Chichester. 195pp, 1997.

JPL, A collection of global ocean tide models. Jet Propulsion Laboratory, Physical Oceanography Distributed Active Archive Center, Pasadena, CA, 1996. URL: <http://podaac.jpl.nas.gov/>

Krone, R. B., Flume Studies of the Transport of Sediment in Estuarial Shoaling Processes, Final Report, Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California, Berkeley, 1962.

Loureiro E., Granja, H. Pinho, J. L. S., Morphodynamics of the Cávado Estuary Inlet (Nw Portugal). Actas do International Coastal Symposium, 2005, Höfn, Iceland.

McAnally, W. H., and Thomas, W. A., Shear Stress Computations in a Numerical Model for Estuarine Sediment Transport," Memorandum for Record, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss, 1980.

WES-HL, Users Guide To RMA2 Version 4.3, US Army Corps of Engineers - Waterways Experiment Station Hydraulics Laboratory, Vicksburg, USA, 1996.

WES-HL, Users Guide To SED2D WES Version 4.5, US Army Corps of Engineers - Waterways Experiment Station Hydraulics Laboratory, Vicksburg, USA, 2000.