



4^as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

DADOS DE AGITAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO DE RISCO DE QUEBRA-MARES DE TALUDES

Isaac Almeida de Sousa, Liliana Pinheiro, João Alfredo Santos, Rui Capitão

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente
Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa
isousa@lnec.pt, lpinheiro@lnec.pt, jasantos@lnec.pt, rcapitao@lnec.pt

RESUMO

A capacidade de estimar a evolução do dano do manto de quebra-mares de taludes causada pela ondas incidentes é fundamental para a calendarização adequada das operações de manutenção e reparação deste tipo de estrutura. Nesta comunicação propõe-se uma metodologia para o cálculo de tal estimativa. Esta metodologia baseia-se na fórmula de Melby e Kobayashi (1999) à qual se acoplou o conceito de número de estabilidade crítico proposto por Smith *et al.* (1992). Exemplifica-se a aplicação da metodologia preconizada ao quebra-mar do porto de pesca de Sines. Simulou-se a evolução do dano do manto do referido quebra-mar ao longo de períodos de 100 anos utilizando-se para tal um método probabilístico de nível III. Por forma a conhecer a agitação marítima incidente na estrutura em apreço, transferiram-se os dados de agitação recolhidos pela bóia-ondógrafo SINES 1D situada ao largo de Sines. A transferência dos dados de agitação foi levada a cabo através do modelo numérico DREAMS dada a necessidade de tomar em consideração o fenómeno da difracção (Sousa *et al.*, 2005).

1. INTRODUÇÃO

Quando se pretende definir qual a melhor calendarização para as operações de manutenção ou reparação em quebra-mares de taludes (ou em estruturas do mesmo tipo) é fulcral avaliar a evolução da estrutura partindo do conhecimento sobre o seu estado presente, assim como estabelecer a probabilidade de falha da estrutura para diversos períodos de tempo.

A melhor forma de medir o dano presente do manto de um quebra-mar de taludes, ou de estruturas similares, será o levantamento topográfico da totalidade da envolvente da estrutura. Muito embora seja comum realizar o levantamento topográfico de alguns pontos da parte emersa das estruturas por forma a complementar as inspecções visuais sistemáticas (Santos *et al.* 2003) o mesmo não é feito para a parte submersa. Devido aos elevados custos associados à realização de levantamentos batimétricos são poucos os quebra-mares de taludes cuja parte submersa é cartografada regularmente.

Está actualmente em desenvolvimento uma solução para este problema. Um dos objectivos do projecto de investigação MEDIRES (Silva *et al.*, 2003), actualmente em curso, é precisamente o desenvolvimento de ferramentas capazes de realizar o levantamento da envolvente do manto protector de quebra-mares de taludes, parte emersa e submersa, com elevada precisão e repetibilidade do levantamento. O instrumento de medição final (IRIS, Figura 1) deverá ser constituído, basicamente, por um sistema laser, para levantar a parte emersa da estrutura, e por uma sonda acústica com varrimento mecânico, para levantar a parte submersa.

O outro objectivo do projecto MEDIRES é o estabelecimento de metodologias que permitam, com base na informação recolhida pelo IRIS, ou similar, prever a evolução do dano do manto protector de um troço de um quebra-mar de taludes e, conseqüentemente, atribuir-lhe uma probabilidade de falha, facilitando assim o estabelecimento de prioridades no que se refere a

obras de reparação ou manutenção dessa estrutura. O propósito da metodologia proposta na presente comunicação é exactamente esse: prever a evolução do dano do manto de um troço de um quebra-mar de taludes conhecido o seu estado actual.

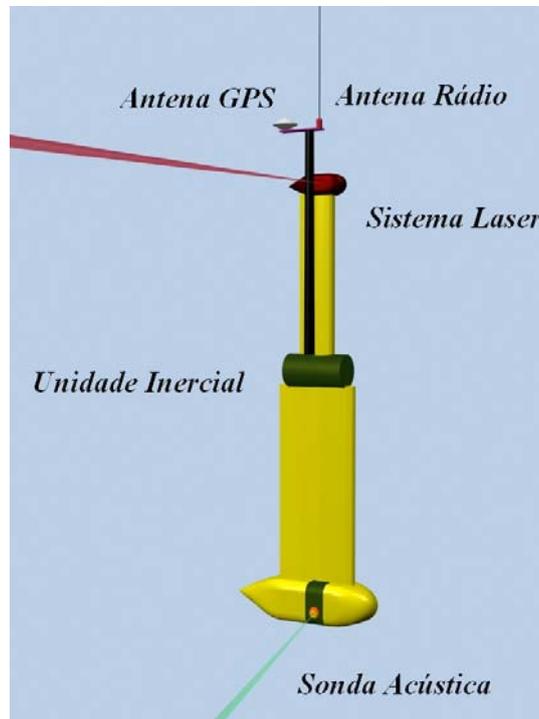


Figura 1 – IRIS

Como é sabido, são vários os modos de falha susceptíveis de ocorrerem num quebra-mar de taludes. No entanto, apenas a falha por instabilidade hidráulica do manto protector é abordada nesta comunicação. Melby e Kobayashi (1999) apresentaram uma fórmula aparentemente adequada a esta tarefa. Segundo aqueles autores, o dano médio exibido pelo manto protector ao longo de um troço de um quebra-mar de taludes no final de um evento extraordinário de agitação marítima é função do dano da estrutura antes do referido evento e das características do mesmo evento. Mais ainda, o incremento do dano resultante do temporal é também função do dano que a estrutura exibia anteriormente. A fórmula proposta por Melby e Kobayashi (1999) permite não só avaliar a evolução do dano do manto ao longo da vida útil da estrutura mas também estimar como irá aumentar aquele dano num dado intervalo de tempo, partindo unicamente do conhecimento do seu dano actual.

Com o intuito de calcular a probabilidade de falha do manto recorreu-se a métodos probabilísticos de nível III: gerou-se aleatoriamente um conjunto de séries de parâmetros de estados de agitação de acordo com distribuições probabilísticas adequadas; utilizando a fórmula proposta por Melby e Kobayashi (1999), previu-se o dano do manto no final de cada uma das séries identificando-se quais as séries em que a estrutura falha. O quociente entre o número de séries em que a estrutura atinge a falha e o número de séries geradas é uma estimativa da probabilidade de falha.

Nesta comunicação ilustra-se a aplicação desta abordagem ao quebra-mar do porto de pesca de Sines. Para tal foi necessário transferir os registos de agitação marítima obtidos pela bóia-ondógrafo SINES 1D até ao local da estrutura em estudo, tarefa para a qual se utilizou o modelo numérico DREAMS.

Imediatamente após esta introdução apresentam-se, no capítulo 2, as fórmulas para a abordagem do problema em análise, nomeadamente a fórmula de Melby e Kobayashi (1999), bem como o número de número de estabilidade crítico proposto por Smith *et al.* (1992). O



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

capítulo seguinte descreve o caso de estudo e expõe os resultados obtidos. O texto da comunicação termina com a apresentação de algumas das conclusões deste exercício.

2. EVOLUÇÃO DO DANO DO MANTO PROTECTOR

2.1 FÓRMULAS ANTERIORES

A fórmula de Hudson (1958) é, sem dúvida, uma das mais utilizadas no dimensionamento dos elementos do manto de quebra-mares de taludes. A versão actual desta fórmula, que poucas diferenças apresenta em relação à versão original, escreve-se da seguinte forma:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (1)$$

onde H é uma altura caracterizadora do estado de agitação incidente, Δ a densidade submersa dos elementos do manto, D_{n50} o diâmetro nominal dos mesmos elementos, K_D o coeficiente de estabilidade e α o ângulo entre a envolvente do manto e a horizontal. Esta fórmula contempla apenas uma variável de solicitação (H) e três variáveis caracterizadoras da estrutura (Δ , D_{n50} e α). Todos os factores que influenciam a relação entre estas quatro variáveis – tipo dos blocos do manto, número de camadas, colocação dos elementos, posição do perfil no traçado em planta da estrutura, incidência no manto de ondas rebentadas – são contabilizados no coeficiente de estabilidade, K_D .

Podem encontrar-se na literatura valores de K_D aplicáveis aos mais diversos casos, sendo muitos desses valores o resultado de ensaios em modelo físico. O elevado número de valores de K_D disponível resulta da vasta experiência de utilização da fórmula de Hudson ao longo dos anos constituindo, ao mesmo tempo, uma boa razão para que se continue a utilizá-la, mesmo estando disponíveis fórmulas mais completas. Contudo, a fórmula de Hudson não permite prever o dano resultante da exposição do manto a solicitações superiores à de dimensionamento. Esta limitação impede a utilização da fórmula de Hudson na avaliação da probabilidade de excedência doutro nível de dano que não o assumido no dimensionamento (o qual está implícito no valor de K_D utilizado).

Jackson (1968) apresentou resultados de ensaios em modelo físico (realizados com ondas regulares) que possibilitam prever qual o nível de dano de um manto protector de um quebra-mar de taludes quando exposto a ondas maiores do que a onda de dimensionamento. Melby (1999) ajustou aos resultados apresentados por Jackson a seguinte função:

$$D\% = 2,79 \exp\left(2 \frac{H}{H_D}\right) - 18,08 \quad (2)$$

onde $D\%$ é percentagem da área erodida de um perfil relativamente à área original, H a altura da onda incidente e H_D a altura de onda de dimensionamento. Utilizando a Equação 2 conjuntamente com dados estatísticos sobre a probabilidade de algumas alturas de onda serem excedidas, é possível estimar os custos de manutenção de uma estrutura ou a probabilidade da mesma não cumprir os requisitos mínimos de funcionamento. No entanto, e dado que nos ensaios levados a cabo por Jackson se utilizaram ondas regulares e com este tipo de ondas o equilíbrio é rapidamente atingido, a duração da agitação marítima não é tida em conta na avaliação do dano do manto protector. Mais ainda, aqueles resultados apenas permitem estimar o dano quando a altura da onda incidente é maior que a altura de onda de dimensionamento e o manto se encontra inicialmente intacto.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Van der Meer (1988), utilizando resultados de ensaios em modelo físico por si realizados mas também outros previamente publicados, propôs um conjunto de equações que relacionam o dano do manto protector com o número de ondas incidentes, a altura significativa do estado de agitação e o período médio de zero ascendente de um evento extraordinário de agitação marítima. Para o caso de mantos protectores constituídos por enrocamento expostos a ondas cuja altura não seja limitada pela profundidade essa relação pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6,2 P^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad \text{para } \xi_m \leq \xi_{mc} \quad (3)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,0 P^{-0,13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad \text{para } \xi_m > \xi_{mc} \quad (4)$$

onde H_s é a altura significativa do estado de agitação, P um parâmetro de permeabilidade caracterizador do tipo de estrutura, S área erodida do perfil adimensionalizada por D_{n50}^2 , N o número de ondas e ξ_m o número de Iribarren calculado com base no período médio de zero ascendente T_m . A transição entre a rebentação mergulhante ($\xi_m \leq \xi_{mc}$) e a rebentação de fundo ($\xi_m > \xi_{mc}$) pode ser estimada através do número de Iribarren crítico,

$$\xi_{mc} = \left[6,2 P^{0,31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0,5}} \quad (5)$$

Os valores dos parâmetros das Equações 3 e 4 (6,2 e 1,0) resultam do ajuste a resultados obtidos em ensaios em modelo físico. Esses ensaios tiveram uma duração igual a 1000 e a 3000 períodos médios (ou seja 2,8 e 8,3 horas respectivamente, assumindo um período médio igual a 10 s). Será interessante lembrar que Thompson e Shuttler (1976) realizaram também ensaios em modelo físico e que, apesar dos ensaios por eles realizados terem tido uma duração igual a 5000 períodos médios, muito superior à duração dos ensaios cujos resultados foram utilizados por van der Meer para ajustar os parâmetros das Equações 3 e 4, uma das suas conclusões foi, precisamente, o facto de não se ter atingido, no decorrer do ensaio, um estado de equilíbrio. Tal facto leva a presumir que as Equações 3 e 4 não sejam adequadas à previsão do dano resultante de eventos extraordinários de agitação de longa duração (mais de uma dezena de horas).

Adicionalmente aos inconvenientes acima mencionados, a aplicação de todas as fórmulas referidas restringe-se a estados de agitação de características constantes e a estruturas inicialmente intactas. Assim sendo, estas fórmulas não podem ser utilizadas para prever a evolução do dano de uma estrutura ao longo da sua vida.

2.2 FÓRMULAS DE MELBY

Melby (1999) descreve detalhadamente um conjunto de ensaios em modelo físico e também a metodologia utilizada na medição do dano do manto dos modelos ensaiados. Os resultados de três desses ensaios em modelo físico, cuja duração total alcança as 46 horas (tempo do modelo), foram utilizados para ajustar os parâmetros das fórmulas apresentadas nessa mesma publicação. Um desses ensaios prosseguiu até à ruína do manto protector do modelo. A ruína ocorreu após 28 horas de ensaio ao fim das quais cerca de 60000 ondas tinham atingido a estrutura. Os outros dois ensaios tiveram uma duração inferior, cerca de 9 horas, o que corresponde aproximadamente a 18500 ondas. Portanto, as fórmulas propostas por Melby



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

(1999) têm por base ensaios de duração muito superior à duração dos ensaios que serviram de base a qualquer uma das fórmulas anteriormente referidas.

Partindo das fórmulas de van der Meer, Equações 3 e 5, Melby (1999) propôs uma fórmula para prever a evolução de um manto protector exposto a diferentes estados de agitação ao longo do tempo:

$$S(t) = S(t_n) + a_s N_s^5 T_m^{-b} (t^b - t_n^b) \quad \text{para } t_n \leq t \leq t_{n+1} \quad (6)$$

onde $S(t)$ é o dano no instante t (isto é, o valor que se pretende conhecer), $S(t_n)$ é o dano no instante $t = t_n$ (um valor conhecido), a_s é um coeficiente empírico, $N_s = H_s / \Delta D_{n50}$ e b é outro coeficiente empírico. Por forma a aplicar a Equação 6 é necessário assumir que as características do estado de agitação não se alteram no intervalo de $t = t_n$ a $t = t_{n+1}$, isto é, que H_s e T_m são constantes naquele intervalo. Dada a necessidade de, quando se faz uso da Equação 6, no instante inicial, $t = 0$, não existir dano, $S = 0$, a mesma só é aplicável a estruturas não danificadas ou a estruturas cuja evolução do dano é conhecida. Com o intuito de suplantar esta limitação Melby e Kobayashi (1999) reescreveram a fórmula:

$$[S(t)]^{1/b} = [S(t_n)]^{1/b} + (a_s N_s^5)^{1/b} \frac{t - t_n}{T_m} \quad \text{para } t_n \leq t \leq t_{n+1} \quad (7)$$

O dano que ocorre depois do instante $t = t_n$ depende apenas do dano medido nesse instante e do tempo desde aí decorrido, $\Delta t = t - t_n$. Esta equação pode ser utilizada na previsão da evolução do dano de estruturas sem que seja necessário conhecer a evolução anterior ao instante $t = t_n$. Dado este ser um dos objectivos do projecto MEDIRES, esta é equação que se utilizará daqui em diante.

Melby e Kobayashi (1999) indicam ainda que o melhor ajuste da Equação 7 aos resultados experimentais obtidos por Melby (1999) se alcançou com $a_s = 0,011$ e $b = 0,5$. É conveniente referir que o manto do modelo físico ensaiado por Melby era constituído por enrocamento uniforme e algumas das ondas das séries temporais de agitação utilizadas rebentavam antes de atingir a estrutura. Tal como as restantes fórmulas para o dimensionamento do manto protector, a fórmula de Melby e Kobayashi (1999) é semi-empírica. Tal implica que os valores dos coeficientes empíricos, a_s e b , tenham de ser ajustados aos resultados de novos ensaios em modelo físico caso se pretenda aplicar a Equações 7 a condições diferentes das ensaiadas por Melby (1999).

É fácil verificar que, mesmo para um estado de agitação caracterizado por alturas de onda pequenas, a Equação 7 prevê sempre um incremento do dano da estrutura. Caso tal estado de agitação se prolongue durante um grande intervalo de tempo a Equação 7 preverá um incremento do dano que não é expectável. É, por isso, necessário proceder a uma correcção neste modelo.

2.3 NÚMERO DE ESTABILIDADE CRÍTICO

Para limitar a influência de estados de mar pouco energéticos na simulação do comportamento do manto protector sujeito a agitação marítima, deve estabelecer-se um patamar para a altura significativa abaixo do qual o aumento do dano pode ser desprezado.

Smith *et al.* (1992) propuseram o número de estabilidade crítico seguinte:

$$N_c = 0,4 \frac{6,2P^{0,18}}{\sqrt{\xi_m}} \quad \text{para } \xi_m \leq \xi_c \quad (8)$$

$$N_c = 0,4 \xi_m^P \frac{\sqrt{\cot \alpha}}{P^{0,13}} \quad \text{para } \xi_m > \xi_c \quad (9)$$

As Equações 8 e 9 foram obtidas a partir das Equações 3 e 4. Enquanto o número de estabilidade, N_s , estiver abaixo do valor crítico, N_c , assume-se que a estrutura é estável e o seu dano não aumenta. Uma vez que os instantes relevantes para o cálculo do dano, $S(t)$, são os correspondentes ao fim de cada intervalo de tempo durante o qual se pode admitir a constância das características do estado de agitação incidente na estrutura, $S_{n+1} = S(t_{n+1})$, a Equação 7 pode escrever-se:

$$S_{n+1} = \left(S_n^{1/b} + (a_s N_s^5)^{1/b} \frac{t_{n+1} - t_n}{T_m} \right)^b \quad \text{para } N_s > N_c \quad (10)$$

$$S_{n+1} = S_n \quad \text{para } N_s \leq N_c \quad (11)$$

3. CASO DE APLICAÇÃO

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Embora um dos objectivos do projecto MEDIRES seja a previsão da evolução do manto protector do molhe oeste de Sines, os elementos nele utilizados não são os mesmos para os quais foram determinados os parâmetros das Equações 7, 10 ou 11. Com efeito, naquele manto utilizam-se cubos Antifer e não enrocamento. Essa é a razão porque este caso de aplicação diz respeito ao molhe do porto de pesca de Sines (Figura 2).

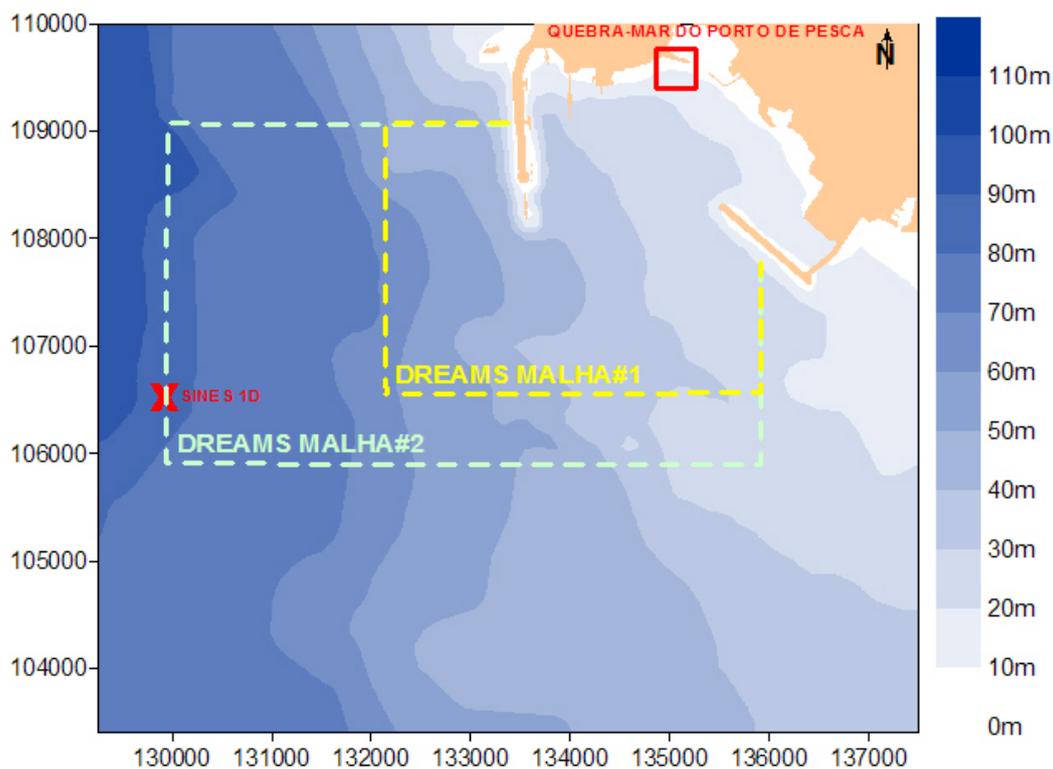


Figura 2 – Domínio de estudo



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

O manto protector deste quebra-mar é constituído por enrocamentos de peso médio igual a 45 kN e que foram colocados aleatoriamente em duas camadas com um declive igual a 1:2 (V:H). Assumindo uma massa volúmica de 29 kN/m³, o diâmetro mediano do enrocamento, D_{n50} , é 1,16 m. A profundidade no pé do talude é tal que evita a rebentação da agitação marítima antes desta atingir a estrutura.

3.2 TRANSFERÊNCIA DOS PARÂMETROS DE AGITAÇÃO MARÍTIMA

O quebra-mar do porto de pesca de Sines está abrigado pelo molhe oeste do porto de Sines (Figura 2). Isto implica que a transferência das características dos estados de agitação medidos na bóia direccional colocada em SINES 1D até ao quebra-mar do porto de pesca tenha de ser realizada por um modelo numérico capaz de simular a difracção da agitação incidente causada pelo molhe oeste de Sines, para além da refracção causada pela variação da profundidade ao longo da propagação daquela agitação. Para isto utiliza-se o modelo numérico DREAMS (Fortes 2002). Este modelo determina a propagação e a deformação de ondas monocromáticas em regiões costeiras. Baseia-se na forma elíptica da equação de declive suave (mild slope) que descreve os efeitos combinados da refracção e difracção de ondas monocromáticas que se propagam sobre regiões com fundos de declive suave, como costuma ocorrer em portos, bacias abrigadas e regiões costeiras.

Da análise dos parâmetros de agitação marítima dos registos da bóia colocada em SINES 1D, pode concluir-se que em 90% do tempo os rumos da agitação marítima estão contidos entre 290° e 320° e que em 55% do tempo o período médio de zero ascendente não ultrapassa os 7 s.

Neste caso de aplicação, discretizou-se o domínio computacional com duas malhas: a primeira (malha#1) com 158102 nós e 313430 elementos triangulares e a segunda (malha#2) com 115431 nós e 228372 elementos triangulares. Considerou-se o nível de maré correspondente à média anual: +2,0 m (Z.H.). Para cada rumo ao largo, determinaram-se os coeficientes de altura de onda, os rumos e as cristas das ondas em todo o domínio de cálculo, bem como as alturas de onda e os rumos respectivos num conjunto de pontos seleccionados próximos do quebra-mar do porto de pesca, Figura 2.

O Quadro 1 resume os coeficientes de empolamento na zona de implantação do quebra-mar obtidos com o modelo DREAMS para várias combinações do período médio de zero ascendente e do rumo da onda, por forma a cobrir a gama de parâmetros de agitação obtidos nas medições realizada com a bóia-ondógrafo localizada em SINES 1D. Partindo daqueles resultados foi possível construir uma série temporal de alturas de onda significativas em frente ao quebra-mar do porto de pesca.

Quadro 1 – Coeficientes de empolamento junto ao quebra-mar do porto de pesca de Sines

$\theta \backslash \phi$	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330
5,5	0,76	0,89	0,86	0,23	0,59	0,17	0,25	0,20	0,14	0,09	0,05	0,07	0,06	0,04	0,02
6,5	0,86	0,90	0,87	0,41	0,53	0,17	0,20	0,16	0,17	0,16	0,12	0,04	0,05	0,08	0,03
7,5	0,88	0,90	0,89	0,65	0,43	0,34	0,23	0,17	0,14	0,22	0,10	0,14	0,07	0,10	0,03
8,5	0,88	0,91	0,91	0,74	0,38	0,35	0,09	0,24	0,17	0,18	0,13	0,17	0,08	0,12	0,11
9,5	0,78	0,71	0,84	0,74	0,19	0,33	0,19	0,19	0,23	0,12	0,24	0,11	0,10	0,15	0,12
10,5	0,91	0,71	0,87	0,73	0,17	0,34	0,26	0,08	0,25	0,23	0,16	0,21	0,16	0,08	0,06
11,5	1,00	0,82	0,95	0,66	0,13	0,38	0,30	0,11	0,15	0,31	0,19	0,17	0,17	0,19	0,13
12,5	1,02	0,85	1,05	0,59	0,17	0,41	0,40	0,21	0,06	0,28	0,26	0,16	0,08	0,14	0,16
13,5	1,02	1,02	1,13	0,51	0,21	0,46	0,47	0,28	0,11	0,25	0,29	0,22	0,15	0,09	0,09
14,5	1,00	1,22	1,17	0,35	0,24	0,45	0,51	0,34	0,18	0,14	0,27	0,24	0,20	0,16	0,09
15,5	0,92	1,33	1,12	0,22	0,33	0,46	0,52	0,39	0,19	0,12	0,26	0,25	0,21	0,21	0,12

3.3 GERAÇÃO DA SÉRIE TEMPORAL DE PARÂMETROS DE AGITAÇÃO MARÍTIMA

De entre os parâmetros de agitação tri-horários transferidos para a zona em frente ao quebra-mar do porto de pesca, apenas aqueles para os quais o número de estabilidade, N_s , excedia o número de estabilidade crítico, N_c , foram utilizados na definição das distribuições probabilísticas de H_s e T_m . Verificou-se que os valores do número de estabilidade crítico estavam contidos num intervalo muito estreito (de 1,08 a 1,47) o que poderá permitir, em trabalhos futuros, a sua substituição por um patamar fixo.

Utilizou-se o pacote de software @Risk para obter as séries temporais de parâmetros de agitação em frente ao quebra-mar do porto de pesca. Empregou-se a técnica de amostragem Latin Hipercube (LHS). Na geração destas séries temporais não é necessário levar em conta a eventual dependência entre valores consecutivos, que pode observar-se em alguns registos de agitação, uma vez que o dano final do manto protector, previsto através das Equações 10 e 11, é independente da sequência de estados de mar actuantes na estrutura.

3.4 RESULTADOS

Realizaram-se 100 simulações, cada uma referente a um período de 100 anos. Isto implicou a obtenção de 29219400 amostras de cada uma das variáveis modeladas como aleatórias (H_s e T_m). Utilizaram-se as Equações 10 e 11 para, depois de cada amostragem, calcular a evolução do dano do manto protector. Na Figura 3 apresenta-se a evolução do dano em 5 das 100 simulações realizadas, bem como a curva obtida da média das 100 simulações.

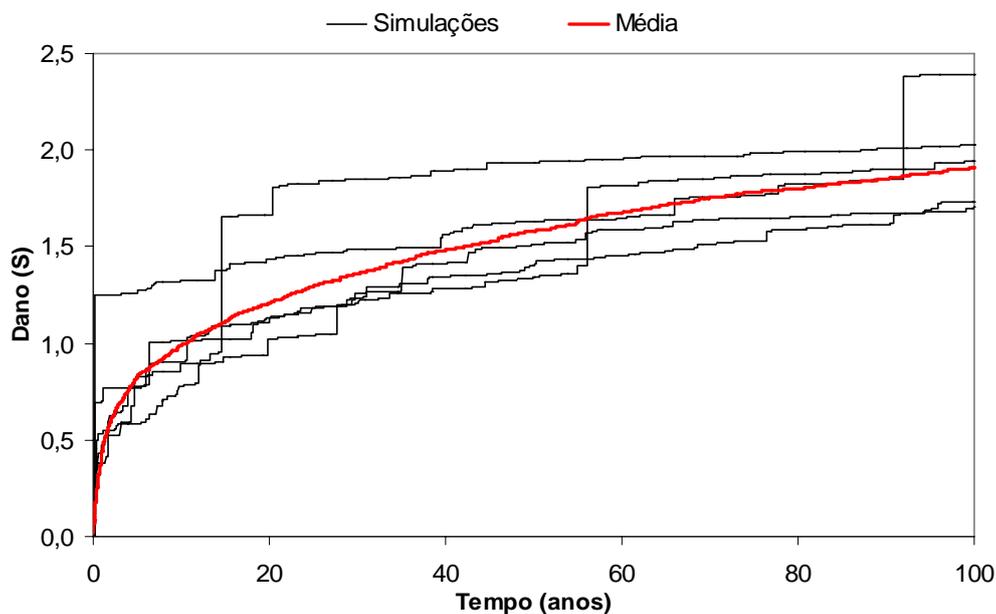


Figura 3 – Evolução do valor de dano acumulado em cinco das simulações de 100 anos e média da evolução das 100 simulações realizadas com um manto protector constituído por enrocamento de 45 kN

A Figura 3 mostra que o dano aumenta sobretudo de forma episódica. Especialmente notável é o facto de a maior parte do dano resultar da ocorrência de acontecimentos extremos. Pode também observar-se naquela figura, especialmente na curva da média, que existe uma tendência para o dano acumulado abrandar à medida que o dano aumenta. Isto pode interpretar-se como a aproximação a um estado de equilíbrio que, contudo, nunca é atingido.

Em nenhuma das simulações ocorreu a ruína da estrutura ($S \geq 8$, van der Meer 1988). Tal não implica que a probabilidade de falha da estrutura seja nula. Quando a probabilidade de falha é muito baixa, é necessário aumentar o número de simulações por forma a obter uma aproximação razoável do valor da probabilidade de falha. Uma vez que o objectivo deste trabalho não era avaliar a probabilidade de falha do manto protector do quebra-mar do porto de pesca de Sines, não se efectuaram simulações adicionais. Contudo, este exercício tornou evidente a baixa probabilidade de falha do manto protector do porto de pesca de Sines.

Para se esclarecer melhor a influência do peso do enrocamento no desempenho do manto protector, bem como no próprio procedimento de simulação, decidiu-se repetir as simulações com enrocamentos de dimensão inferior (peso médio 22,5 kN e $D_{n50} = 0,92$ m). A Figura 4, que é semelhante à Figura 3, resume os resultados obtidos.

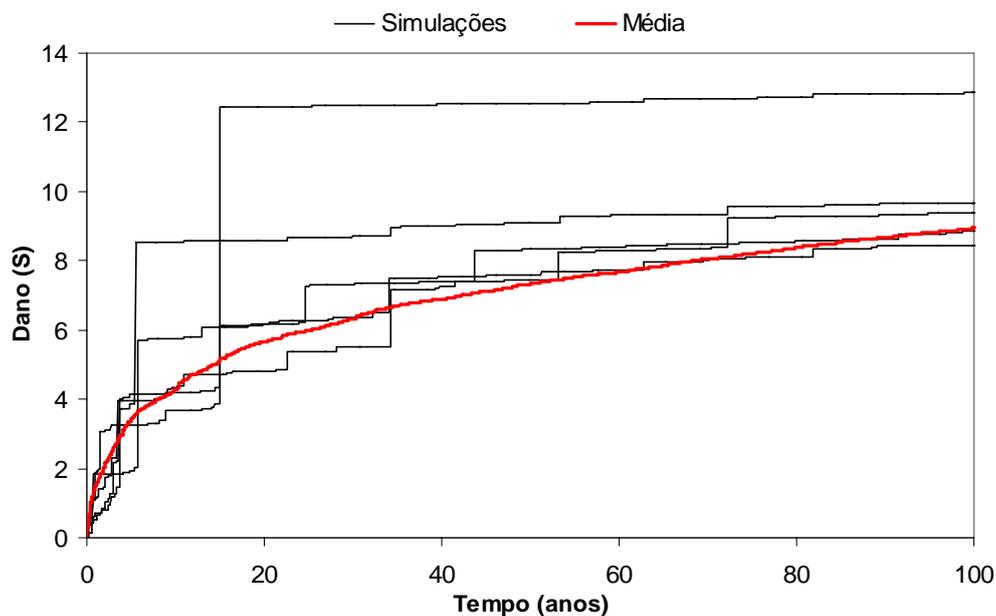


Figura 4 – Evolução do valor de dano acumulado em cinco das simulações de 100 anos e média da evolução das 100 simulações realizadas com um manto protector constituído por enrocamento de 22,5 kN

Os resultados mostram que, se o manto protector fosse constituído por enrocamento com um peso médio igual a 22,5 kN, a probabilidade de falha do manto num período de 100 anos seria 65%. Avaliaram-se também as probabilidades de falha para intervalos de tempo mais curtos: $P_f^{50} = 25\%$, $P_f^{25} = 11\%$ e $P_f^{10} = 3\%$. Assumiu-se que a ruína do manto protector ocorre quando $S \geq 8$, de acordo com van der Meer (1988). Importa referir que Melby (1999) menciona que em alguns dos ensaios que deram origem à fórmula e aos coeficientes da Equação 6, se atingiram valores do dano iguais a 12, sem que ocorresse a falha do manto protector (i.e. sem que ocorresse a exposição do manto).

4. CONCLUSÕES

O objectivo desta comunicação é propor uma metodologia para a avaliação da evolução, no futuro, do dano do manto protector de quebra-mares de taludes conhecido o seu dano actual. Para tal utilizou-se, de forma combinada, um modelo numérico de propagação de ondas e um conjunto de fórmulas de previsão da evolução do dano do manto protector de quebra-mares de



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

taludes. Aplicou-se o procedimento preconizado ao quebra-mar do porto de pesca de Sines simulando-se a sua evolução ao longo de períodos de 100 anos.

O modelo utilizado para prever a evolução do dano resulta da acoplagem do conceito de número de estabilidade crítico (Smith *et al.* 1992) à fórmula de Melby e Kobayashi (1999) e simula correctamente o carácter episódico do aumento do dano, bem como a tendência para a velocidade de aumento do dano diminuir à medida que o valor do dano aumenta.

O procedimento descrito neste trabalho pode ser utilizado no dimensionamento dos elementos de um manto protector ou para avaliar a probabilidade de determinada solução cumprir os requisitos de dimensionamento. Mais ainda, este procedimento poderá ser de grande utilidade na calendarização das acções de manutenção ou reparação do manto protector dado ser possível simular a evolução do dano de estruturas danificadas.

É no entanto conveniente realçar o facto do modelo de previsão da evolução do dano ser apenas válido quando a sua aplicação é feita a estruturas similares àquela descrita no caso de aplicação. Caso se pretenda aplicar o modelo de previsão da evolução do dano a mantos que não sejam constituídos por enrocamento será necessário averiguar a aplicabilidade do mesmo e, possivelmente, ajustar os parâmetros da Equação 10 aos resultados de novos ensaios em modelo físico. Adicionalmente, a validade do número de estabilidade crítico deverá ser verificada. Será conveniente apurar se o número de estabilidade crítico é passível de ser substituído por um patamar fixo função da estrutura em estudo.

AGRADECIMENTOS

O projecto MEDIRES é financiado pelo Programa Operacional Sociedade da Informação (POSI) que, por sua vez, é financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) e por fundos do Governo da República Portuguesa.

REFERÊNCIAS

- Fortes, C.J.E.M. 2002. *Transformações não-lineares de ondas marítimas em zonas portuárias. Análise pelo Método dos Elementos Finitos*. Tese de Doutoramento. Engenharia Mecânica. IST.
- Jackson, R. A. 1968. *Design of Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters Subjected to Nonbreaking Waves*, Research Report No. 2-11, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, U.S.A.
- Hudson, R. Y. 1958. *Design of Quarry-Stone Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters*, Research Report No. 2-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, U.S.A.
- Melby, J. A. 1999. *Damage Progression on Rubble-Mound Breakwaters*, Technical Report CHL-99-17, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, U.S.A.
- Melby, J. A.; Kobayashi, N. 1999. Damage progression and variability on breakwater trunks. *Proceedings of Coastal Structures '99*, ASCE, 309-315.
- Santos, J. A.; Neves, M. G.; Silva, L. G. 2003. Rubble-mound Breakwater Inspection in Portugal. *Proceedings of Coastal Structures '03*, Portland, Agosto, 249-261.
- Silva, L. G.; Santos, J. A.; Neves, M. G.; Silvestre, C.; Oliveira, P.; Pascoal, A. 2003. Tools for the Diagnosis and Automated Inspection of Semi-Submerged Structures. *Proceedings of the 13th International Harbour Congress*, Antuérpia (Bélgica), 30 de Março a 1 de Abril, pp. 55-62.
- Smith, W. G.; Kobayashi, N.; Kaku, S. 1992. Profile Changes of Rock Slopes by Irregular Waves. *Proceedings of the 23^d Coastal Engineering Conference*, ASCE, 2, 1559-1572.



4^as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

- Sousa, I. A.; Pinheiro, L.; Santos, J. A.; Capitão, R. 2005. Wave Data Analysis for Risk Assessment of Rubble-Mound Structures. *Proceedings of the Fifth Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis*.
- Thompson, D. M.; Shuttler, R. M. 1976. *Design of Rip-Rap Slope Protection Against Wind Waves*, Report No. 61, CIRIA, London, U.K.
- van der Meer, J. W. 1988. *Rock Slopes and Gravel Beaches Under Wave Attack*, Ph.D. Thesis, Delf Hydraulics Communication No. 396, Delf Hydraulics Laboratory, Emmeloord, The Netherlands.