

PRESSÕES E SUBPRESSÕES EM QUEBRA-MARES VERTICAIS NÃO GALGÁVEIS

Montse Vílchez¹, Maria Clavero¹, Maria da Graça Neves², Miguel A. Losada¹

¹Grupo de Dinâmica de Fluxos Ambientais. Centro Andaluz de Medio Ambiente. Avda. del Mediterráneo, s/n, 18006 Granada (Espanha). mvilchezsolis@ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es

²NPE, DHA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P. (LNEC), Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, gneves@lnec.pt

RESUMO

Esta comunicação apresenta uma análise das distribuições de pressões e subpressões, e respectivas forças horizontais e verticais, que se exercem num quebra-mar vertical não galgável quando sujeito à acção de temporais. O quebra-mar objecto deste estudo é o molhe Norte do Porto de Gijón (Espanha). As forças foram obtidas por integração das pressões medidas em 17 sensores colocados no paramento vertical do quebra-mar, na sua base e ainda na superestrutura. Os resultados mostram que a cota máxima alcançada pela superfície livre na parede frontal do molhe (η) é a principal variável a ter em conta no projecto de quebra-mares verticais: uma vez conhecido o seu valor, as pressões e subpressões máximas na estrutura podem ser correctamente definidas. O valor de η não é apenas função das características da agitação incidente, mas também da forma em planta e da geometria do molhe. Analisou-se ainda a simultaneidade das forças máximas horizontais e verticais que actuam num determinado estado de mar, concluindo-se que estas forças nem sempre estão em fase. Por último, compararam-se os dados medidos com os resultados de diferentes formulações de cálculo, obtendo-se um baixo nível de ajuste entre estes valores.

1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento óptimo de uma estrutura, quer do ponto de vista económico, quer de segurança, requer um correcto conhecimento, da acção que a agitação exerce sobre a estrutura. Existem diversas formulações para quantificar as forças, tanto horizontais como verticais, que a agitação, antes, durante ou após a rebentação, exerce sobre um quebra-mar vertical não galgável, apoiado numa fundação de material granular e protegido por uma berma de pé de talude (Goda, 1985 e Takahashi *et al.* 2001). Muitas destas formulações não contemplam a influência do ângulo de incidência, do comprimento do quebra-mar ou da dimensão e características do material granular, embora estas possam alterar substancialmente as respectivas leis de pressão e subpressão a que o quebra-mar possa estar sujeito. Além disso, a porosidade do meio pode introduzir efeitos de escala nos resultados de ensaios em modelo físico (Pérez *et al.* 2010), e levar a erros nas formulações, já que estas se baseiam em resultados de ensaios. No entanto, existem actualmente medições de pressões em paramentos e superestruturas de quebra-mares em vários pontos do mundo (Martin *et al.* 1999), que permitem verificar as formulações.

Para estudar o comportamento de quebra-mares verticais sob a acção das ondas, analisaram-se as pressões e subpressões medidas no molhe Norte do Porto de Gijón (Espanha) durante vários eventos de temporal ocorridos entre Janeiro e Março de 2010. Foi dada especial atenção ao estudo da influência do ângulo de incidência da agitação, da presença dos contornos da estrutura e das características da fundação. A partir dos dados medidos calcularam-se e analisaram-se as correspondentes forças horizontais e verticais.

Assim, o trabalho foi estruturado da seguinte forma: em primeiro lugar faz-se uma breve descrição da zona de estudo, das características geométricas do molhe Norte do Porto de Gijón e dos ciclos de solicitação ocorridos durante o período de estudo (ponto 2). Nos pontos 3, 4 e 5 descreve-se a metodologia utilizada na análise das diferentes variáveis estudadas e no ponto 6 analisa-se o ajustamento dos métodos de cálculo actuais aos dados medidos no molhe. Por último, apresentam-se as principais conclusões do estudo.

2. ZONA DE ESTUDO

2.1 Descrição do molhe e dos equipamentos de medição

O Porto de Gijón está situado no Norte de Espanha, na zona central da costa Cantábrica. A ampliação deste porto consistiu na construção de um novo quebra-mar de abrigo formado por três troços principais, dos quais um é de tipologia vertical (o molhe Norte).

O molhe Norte tem 1565 m de comprimento e profundidades variáveis entre os 25 e os 30 m. É composto por 33 caixotões de 32 m de altura por 32 m de largura e 51.8 m de comprimento. Os caixotões, de betão armado, estão apoiados sobre uma banqueteta de fundação enraizada à cota -24.75 m, constituída por enrocamento de 150-250 kg. Para evitar a erosão da banqueteta, foi construída uma berma composta por blocos artificiais de betão de 90 ton. O galgamento é controlado por uma superestrutura com coroamento à cota +24 m. Na Figura 1 apresentam-se as principais características e dimensões do molhe.

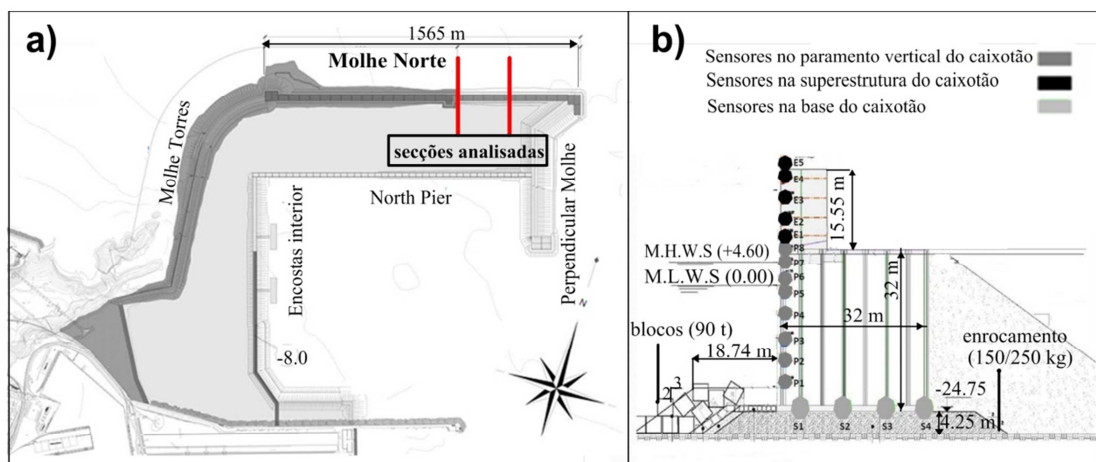


Figura 1. Planta do molhe Norte de Gijón e secções analisadas (a). Localização dos sensores (b)

Seleccionaram-se duas secções do molhe separadas de 260 m entre si (caixotões 20 e 25), para a instalação de uma série de equipamento de medição: 1) 8 sensores no paramento vertical do caixotão (P1-P8) e 5 na superestrutura (E1-E5), para medir pressões frontais; 2) 4 sensores na base do caixotão (S1-S4) para medir subpressões. Apresenta-se na Figura b) a disposição deste equipamento no molhe. Os sensores hidrodinâmicos instalados foram ligados à superfície para eliminar a pressão atmosférica.

2.2 Selecção de temporais

Durante o período entre Janeiro e Março de 2010 analisaram-se 126 estados de mar de uma hora de duração cada. Considerando-se como temporal a sequência contínua de estados de mar nos quais a altura de onda significativa (H_s) ultrapassa os 3 m, entre Janeiro e Março de 2010 ocorreram 7 temporais ou ciclos de solicitação (Figura 2). Na Tabela 1 apresentam-se as características dos picos de cada um desses temporais, onde H_s é a altura de onda significativa, T_p o período de pico do espectro e β o ângulo entre a direcção principal da agitação incidente e a perpendicular ao molhe.

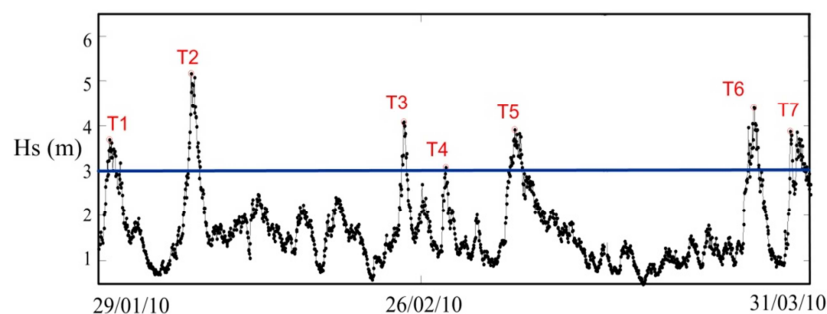


Figura 2. Curva dos estados de mar no período de estudo

Tabela 1. Características dos picos de cada ciclo de solicitação			
T	H_s (m)	T_p (s)	β (°)
T1	3.69	10.3	3.3
T2	5.18	16.5	6.2
T3	4.08	15.2	18.8
T4	3.08	9.5	82.9
T5	3.83	8.8	84.5
T6	4.41	13.6	18.8
T7	3.88	11.9	32.1

3. VARIÁVEL PRINCIPAL: SUPERFÍCIE LIVRE NA PAREDE DO MOLHE. REPARTIÇÃO DE ENERGIA

A presença de uma obra de abrigo transforma a energia incidente das oscilações do mar, distribuindo-a em energia reflectida, transmitida, dissipada e radiada em proporções que dependem da tipologia da estrutura, da sua disposição em planta e das características da agitação (ROM 1.0). No caso de um quebra-mar vertical de comprimento infinito com incidência normal, a reflexão é praticamente perfeita ao longo da sua parede interna. No entanto, num molhe finito, com agitação marítima incidindo de diferentes direcções, produz-se uma variação longitudinal da altura de onda na sua parede interna. Isto porque em cada ponto ao longo dessa parede interna, a relação entre a altura de onda total (H_T) e a altura de onda incidente, ou seja, à entrada da zona abrigada (H_I), (K_d , também chamada *coeficiente* ou *índice de agitação*), é função das seguintes variáveis:

$$K_d = f(y, T_z, \beta, h, \text{geometria do molhe})$$

sendo y a coordenada ao longo da parede do molhe, T_z o período médio da agitação marítima, β o ângulo de incidência da agitação marítima e h a profundidade do ponto considerado.

O valor da elevação máxima da superfície livre na parede frontal do molhe (η), foi analisada da seguinte forma: 1) Através do valor de K_d resultante da aplicação de um modelo numérico; 2) Através da análise do valor de η medido em cada uma das duas secções monitorizadas.

Em primeiro lugar, para analisar a repartição de energia quando a agitação incide no molhe Norte, efectuou-se um estudo numérico utilizando o modelo MSP (Vilchez, 2001). Este estudo permitiu estimar a altura de onda na proximidade do molhe a partir das condições de agitação marítima em grandes profundidades, obtendo-se como resultado o coeficiente de agitação em cada nó da malha de estudo. Para a aplicação do modelo definiu-se uma malha constituída por 71307 nós equidistantes. As dimensões da malha foram escolhidas de maneira a que permitissem reproduzir bem os efeitos dos contornos da estrutura e do domínio. Para poder efectuar comparações entre as diferentes condições de agitação propagadas, foram escolhidos 33 pontos de controle (P_c) ao longo da parede do molhe, fazendo-os coincidir com cada um dos caixotões que o compõe (Figura 3).

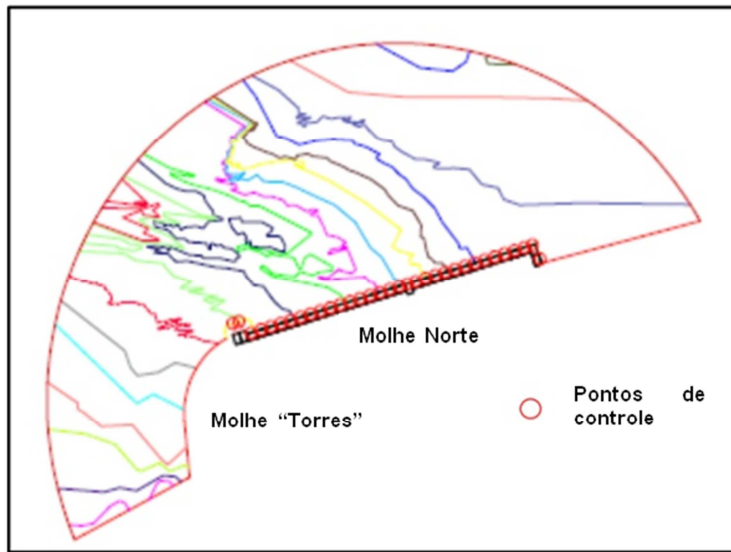


Figura 3. Malha de estudo e localização dos pontos de controle

Foram realizadas propagações para diferentes condições de agitação marítima incidente. Propagaram-se primeiro os estados de mar com a mesma direção de incidência (incidência normal) e variou-se o período entre 5 e 18 s. Em seguida, propagaram-se estados de mar com um mesmo período, fazendo variar o ângulo de incidência, desde incidência normal até incidências muito oblíquas.

A Figura 4 e a Figura 5 mostram o valor de K_d obtido, para uma agitação marítima incidente com $T_p=12$ s e $\beta=0$, no domínio total de estudo e em cada um dos pontos de controle seleccionados, respectivamente. Como se pode observar, a altura de onda ao longo da parede do molhe varia longitudinalmente, havendo secções de grande concentração de energia, onde o valor da altura de onda chega a ser quatro vezes superior à incidente ($K_d=4$). Esta amplificação da superfície livre é devida aos efeitos produzidos pela oscilação gerada pela radiação nos contornos da estrutura e na cabeça do molhe. Desta forma, o valor da superfície livre na parede do molhe (η) é, pelo menos, a soma dos efeitos produzidos pela componente incidente (η_I), reflectida (η_R) e radiada nos extremos (η_r):

$$\eta = \eta_I + \eta_R + \eta_r \quad (1)$$

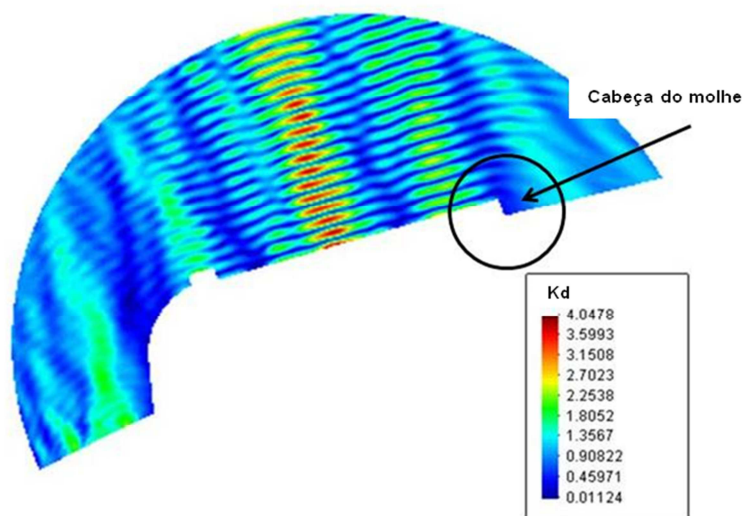


Figura 4. Agitação marítima na malha de estudo (incidência normal e $T_p=12$ s)



Figura 5. Variação do coeficiente de agitação, Kd, ao longo da parede do molhe (incidência normal e $T_p=12$ s)

Esta variação de Kd é função, entre outros parâmetros (ver equação 1), do ângulo de incidência e do período, tal como se pode observar na Figura 6, onde se representou, para as duas secções monitorizadas, o coeficiente (ou índice) de agitação obtido em função do ângulo de incidência e do período da agitação marítima incidente. Como se pode observar, a influência da direcção é bastante significativa, inclusive maior que a do período e, em alguns casos, obtêm-se maiores valores do coeficiente de agitação para incidências oblíquas do que para a incidência normal.

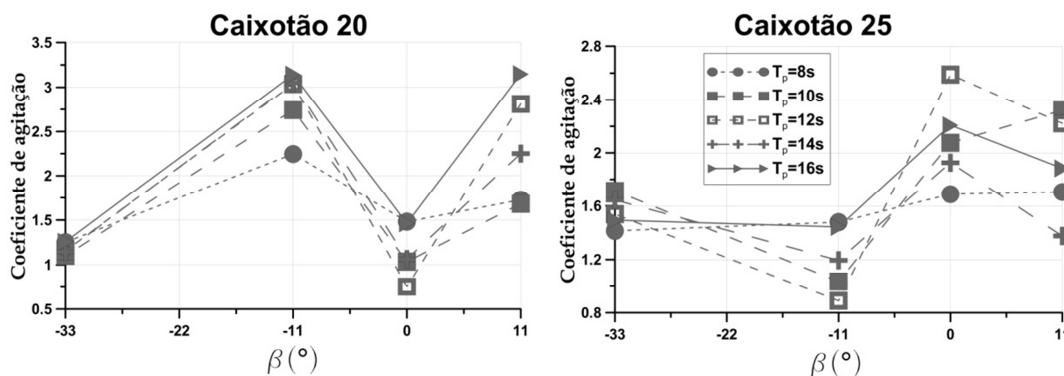


Figura 6. Influência do ângulo de incidência no coeficiente de agitação

Para cada um dos estados de mar seleccionados, analisou-se ainda o valor de η medido em cada instante de tempo, $\eta(t)$, em cada uma das duas secções monitorizadas. Posteriormente, dividiu-se o registo em oscilações individuais, através do método de zero ascendente, obtendo-se a altura (H), o período (T) e a elevação da superfície correspondente à crista e à cava de cada onda (η_c e η_s , respectivamente). Por último, realizou-se uma análise estatística das diferentes variáveis, obtendo-se diferentes descritores de cada estado de mar, tais como a altura de onda significativa, H_s , a altura de onda média quadrática, H_{rms} , a altura de onda máxima, H_{max} , e o período médio de zero ascendente, T_z . Estes dados permitiram analisar as formulações existentes de cálculo de forças máximas verticais e horizontais, entre outros.

4. PRESÕES E SUBPRESÕES

Para obter as pressões exercidas pela agitação marítima no molhe, efectuou-se uma filtragem do sinal registado em cada um dos sensores de pressão, de forma a eliminar a pressão hidrostática e extrair apenas as pressões dinâmicas (Silva, 2005). Em nenhum dos casos analisados se observou rebentação das ondas nem galgamento sobre a superestrutura. De cada estado de mar, seleccionou-se a distribuição de pressões e subpressões que produzia a força máxima horizontal e a que produzia a força máxima vertical, tanto para a crista como para a cava. Da análise destas leis de distribuição de pressões, obtiveram-se os seguintes resultados:

- Comprovou-se que a pressão máxima no nível médio do mar (NMM) de cada estado de mar (P_{max}) é proporcional ao valor máximo alcançado pela superfície livre na parede do molhe (η), e é dada pela seguinte expressão:

$$P_{max} = \rho g \eta \quad (2)$$

sendo, ρ a densidade da água e g a aceleração da gravidade.

- A lei de pressões dinâmicas reduz-se com a profundidade, desde P_{max} no NMM até ao fundo do caixotão, seguindo uma função de co-seno hiperbólico calculada como período da onda.
- Quanto às subpressões, pode verificar-se da análise da Figura , onde se mostra a pressão medida no extremo de sotamar da base da estrutura, $P_{talón}$, em cada um dos estados de mar em função da altura de onda máxima (H_{max}), que a pressão não é nula. Assim, não é correcta a hipótese de que a lei de subpressões é triangular, como admite a maioria das formulações de cálculo existentes. Por outro lado, verifica-se que a pressão neste ponto aumenta com o período.

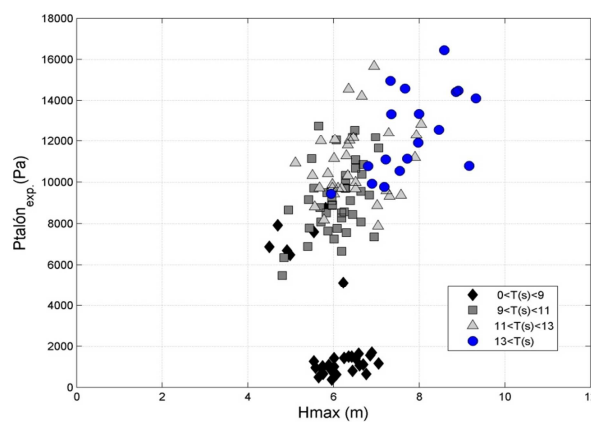


Figura 7. Valor da pressão no extremo de sotamar da base da estrutura para cada estado de mar em função de H_{max}

5. SIMULTANEIDADE DAS FORÇAS MÁXIMAS

Uma vez analisadas as leis de pressões, efectuou-se uma análise da distribuição das forças horizontais e verticais. As forças horizontais, $F_h(t)$, foram obtidas a partir da integração na vertical das variáveis instantâneas de pressão. As forças verticais, $F_v(t)$, foram obtidas por ajustamento linear das pressões medidas em cada instante e em cada sensor da base, integrando a distribuição de pressões obtida ao longo da base do caixotão (Figura 8).

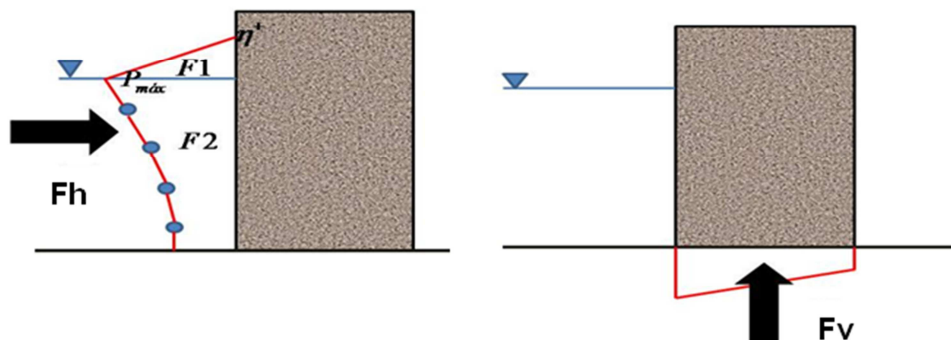


Figura 8. Metodologia de cálculo das forças horizontais (esquerda) e verticais (direita)

As variáveis básicas das forças obtidas foram: 1) F_{hc} e F_{ht} : força horizontal obtida aquando da passagem da crista e da cava, respectivamente; 2) F_{vc} e F_{vt} : força vertical obtida aquando da passagem da crista e da cava, respectivamente.

Por último, de cada estado de mar seleccionaram-se: 1) $F_{hc,max}$ e $F_{ht,max}$: Forças máximas horizontais na crista e na cava, respectivamente, e as correspondentes forças verticais, $F_{vc,x}$ e $F_{vt,x}$; 2) $F_{vc,max}$ e $F_{vt,max}$: forças máximas verticais na crista e na cava, respectivamente, e as correspondentes forças horizontais, $F_{hc,x}$ e $F_{ht,x}$.

Em geral, na verificação dos modos de falha de uma estrutura vertical considera-se válida a hipótese de que as forças máximas horizontal e vertical que actuam sobre o molhe se dão simultaneamente, ou seja, para a mesma onda de projecto. Para verificar esta hipótese, representaram-se as forças horizontais em função das verticais medidas na crista (Figura 9a) e na cava (Figura 9b) de cada onda do registo de um determinado estado de mar. Representaram-se ainda a força horizontal máxima do estado de mar e a correspondente força vertical, tanto na crista ($F_{hc,max}$, $F_{vc,x}$), como na cava ($F_{ht,max}$, $F_{vt,x}$), e, da mesma forma para a força vertical, a força máxima vertical e a correspondente força horizontal da crista ($F_{hc,x}$, $F_{vc,max}$) e da cava ($F_{ht,x}$, $F_{vt,max}$). Os resultados mais importantes obtidos para este caso de estudo mostram que a hipótese anterior não é correcta, já que:

- Não há simultaneidade entre as forças máximas horizontais e verticais. Tanto na crista como na cava, 1) a força horizontal máxima tem associada uma determinada força vertical que nem sempre corresponde à máxima e 2) à força vertical máxima está associada uma determinada força horizontal, que também nem sempre corresponde à máxima.
- Existe uma envolvente de pares de valores ou combinações de forças cujo efeito sobre a estrutura pode ser tanto ou mais desfavorável que a combinação das duas forças máximas (linha descontinua da Figura 9).

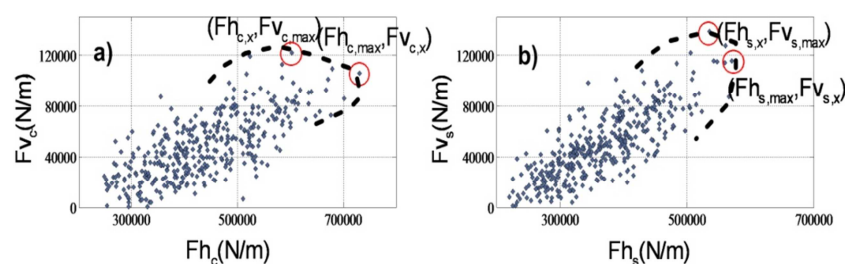


Figura 9. Forças verticais e horizontais simultâneas na crista (a) e na cava (b)

6. MÉTODO DE CÁLCULO ACTUAL

O método de cálculo actual de quebra-mares verticais tem dado lugar a estruturas em alguns casos sobredimensionadas, levando a que os custos de construção, manutenção e reparação sejam superiores aos necessários e, noutros casos, a um dimensionamento deficiente que leva à ruína parcial ou total da obra, como existem vários exemplos em todo o mundo.

Para comprovar o nível de ajustamento das formulações existentes para o caso de estudo, procedeu-se a uma comparação dos dados medidos no molhe Norte com os valores obtidos da aplicação de diferentes métodos de cálculo para o projecto de molhes verticais: Goda modificado por Takahashi (Takahashi, 1996), Nagai (1973), Fenton (1985) e Sainflou (Takahashi, 1996).

Para esta análise, escolheram-se quatro estados de mar, um do temporal T1 (ver Tabela 1), dois do temporal T2 e um do temporal T5, cujas características se apresentam na Tabela 12. Nesta escolha optou-se, sempre que possível, por casos com diferentes características de nível de maré, de período de pico do espectro, da altura de onda significativa ou máxima, H_{max} , ou da direcção da agitação marítima. Assim, por exemplo, no caso 4, a direcção da agitação marítima é muito diferente da dos demais casos e no caso 1 a maré é mais baixa.

Tabela 2. Características dos estados de mar analisados					
Caso	H_s (m)	H_{max} (m)	T_p (s)	Maré (m)	β (°)
1	3.46	6.86	9.4	1.49	7.0
2	3.26	4.35	15.8	4.34	13.1
3	4.19	6.98	15.4	3.86	9.5
4	3.92	6.09	9.0	3.90	82.9

Para cada um dos quatro casos, calcularam-se os valores do nível máximo da superfície livre na parede frontal do molhe (η_{max}), da pressão máxima horizontal, p_1 , da pressão máxima vertical, p_u , da pressão no fundo do caixotão, p_3 , e das forças horizontais, F_h e verticais, F_v . Para cada caso, os resultados das formulações foram comparados com os dados obtidos em Gijón (Figuras 10 e 11).

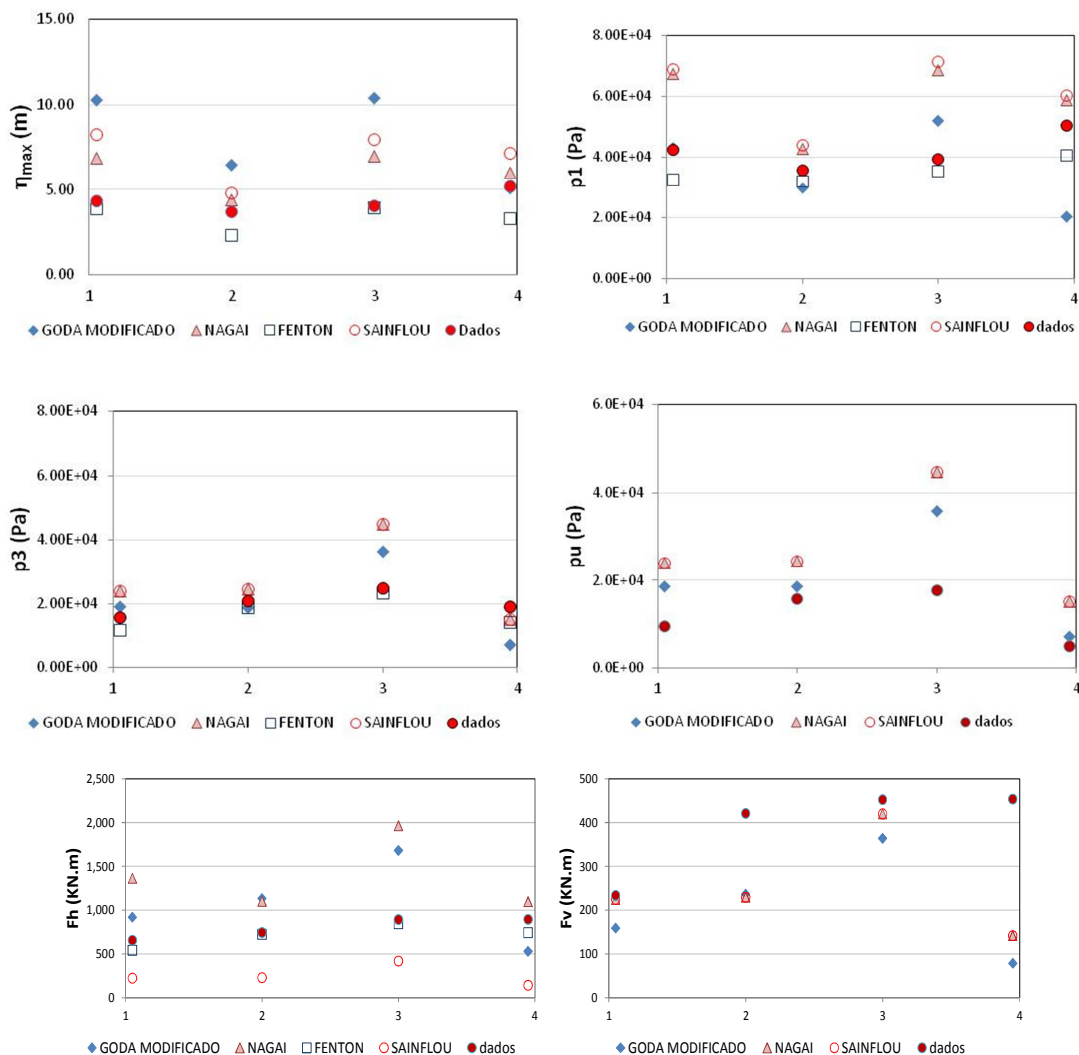


Figura 10. Resultados das formulações e obtidos com base nos dados medidos no molhe Norte de Gijón

Os principais resultados mostram que:

- O nível máximo da superfície livre no caixotão, η_{max} , está normalmente sobrestimado nas formulações, com exceção da de Fenton, onde, para estes casos, está subestimado. A dispersão de resultados é grande em todas as formulações, especialmente na de Goda,

onde em alguns casos os valores variam entre valores muito próximos dos medidos (caso 4) e valores superiores ao dobro dos medidos (casos 1 ou 3).

- As pressões máximas horizontais e verticais, assim como a pressão horizontal no fundo do caixotão, apresentam um comportamento semelhante ao de η_{\max} , com uma grande dispersão de resultados, embora o valor de p_u seja sobrestimado em todas as formulações.
- Consequentemente, as forças máximas horizontais e verticais apresentam grande dispersão de resultados. Para estes casos, os valores de F_h são sobrestimadas pelas formulações de Sainflou e Fenton, e sobrestimadas pela de Nagai enquanto os valores de F_v são sobrestimadas por todas as formulações. Uma vez mais, para os casos analisados, a formulação de Goda é a que apresenta maior variabilidade de resultados.

Tendo em conta que, como se referiu anteriormente, o nível de água máximo alcançado pela onda de projecto é uma variável determinante do projecto, realizou-se ainda o cálculo das forças utilizando as diferentes formulações e considerando como altura de onda de entrada: 1) a altura de onda significativa medida, H_s ; 2) a altura de onda máxima medida, H_{\max} ; e 3) a altura de onda que daria a cota máxima medida em cada caso, $H(h_{\max})$. Com base nestes valores, calcularam-se as forças horizontais máximas, F_h , e compararam-se os resultados com os dados obtidos para os quatro casos. Na Figura 11 apresentam-se os resultados das formulações de Goda, Nagai, Fenton e Sainflou.

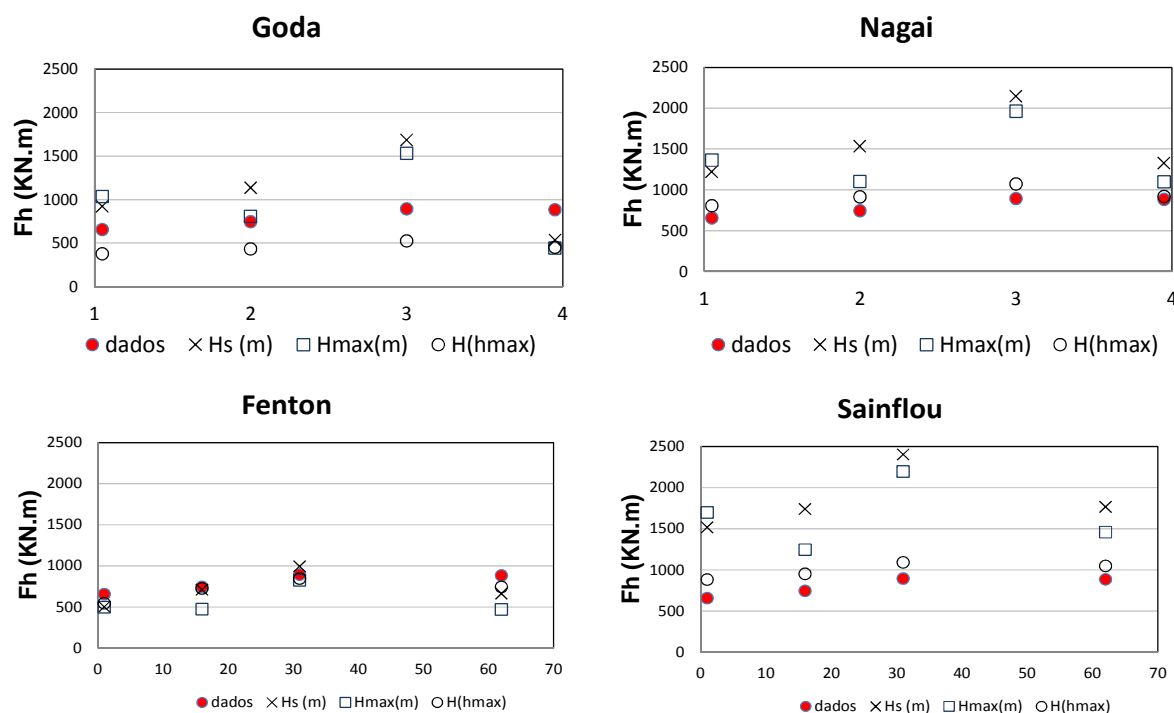


Figura 11. Forças horizontais obtidas com as formulações de Goda, Nagai, Fenton e Sainflou calculadas com base nos dados medidos no molhe Norte de Gijón

Analisando os resultados da Figura 11, verifica-se que não basta corrigir a altura de onda de forma a ter a cota máxima de água alcançada pela onda de projecto correcta, $H(h_{\max})$, para obter as forças medidas, embora nas fórmulas de Nagai, Sainflou e Fenton, utilizando a cota máxima correcta, os resultados das forças máximas horizontais se aproximem dos medidos. Estes resultados permitem concluir que, embora a máxima cota de água alcançada pela onda de projecto seja uma variável determinante, há outras incorrecções nas formulações que devem ser tomadas em conta.

Com base nos resultados obtidos anteriormente, pode concluir-se que as principais carências das formulações normalmente utilizadas no cálculo de forças em quebra-mares verticais são:

- O valor da cota máxima de água alcançada pela onda de projecto é obtido unicamente a partir das características da agitação incidente, sem ter em conta a influência de factores tão importantes como a sua disposição em planta e a geometria do molhe.

- Considerar-se uma lei de subpressões triangular, com um valor nulo de subpressão no extremo de sotamar da base do molhe.
- Os modos de falha são verificados unicamente para a força horizontal máxima, supondo que a força vertical associada também é a máxima do estado de mar.
- Muitas destas formulações não contemplam a influência do ângulo de incidência da agitação marítima, do comprimento do molhe ou das dimensões e características do material granular onde ele assenta, e estas podem alterar substancialmente as leis de pressões e subpressões.

7. CONCLUSÕES

Esta comunicação apresenta uma análise das distribuições de pressão e subpressão em duas secções de um molhe vertical não galgável durante a ocorrência de diversos temporais, o molhe Norte do Porto de Gijón, Espanha. Os resultados mostram que é necessário considerar a cota máxima alcançada pela superfície livre na parede frontal do molhe (η_{max}) como a variável principal de projecto de quebra-mares verticais. O seu valor não é apenas função das características da agitação marítima incidente mas também da forma em planta e da geometria do molhe. Uma vez calculado correctamente o valor de η_{max} , as distribuições dos máximos de pressão e subpressão ficam perfeitamente definidas.

Analisaram-se ainda as correspondentes forças, concluindo-se que nem sempre ocorre simultaneidade das forças máximas horizontais e verticais. Assim, para um correcto dimensionamento da estrutura, será necessário verificar os principais modos de falha da estrutura para todos os pares de forças horizontais e verticais considerados mais desfavoráveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Eng. Marcos Rita a revisão do artigo.

REFERÊNCIAS

- Fenton, J.D., 1985. Wave forces on vertical walls. *Journal of Waterway, Ports, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE. Vol.111, Nº 4, 693-717.
- Goda, Y., 1985. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. University of Tokyo Press, 107-162.
- Martin, F.L., Losada, M.A. e Medina, R., 1999. Wave loads on rubble mound breakwaters crown wall. *Coastal Engineering (Elsevier)*, Vol. 37, 2, 147-174.
- Nagai, S., 1973. Wave forces on structures. *Advances in Hydrosciences*, Vol. 9. Academic Press, New York, 253-324.
- Pérez, D. ,Correa, M. ,Ortega-Sánchez, M. ,Clavero, M. , Losada, M.A. , 2010. Pressure distributions on a vertical breakwater. *Proc. of Coastal Eng. Conf., Shanghai (em publicação)*.
- ROM 1.0-(2009). *Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo. Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos. Puertos del Estado, Espanha.*
- Silva, R., 2005. *Análisis y descripción estadística del oleaje*. Instituto de Ingeniería. UMAM.
- Takahashi, S., 1996. *Design of Vertical Breakwaters*. Port and Harbour Research Institute. M.T., Japan.
- Vílchez, M., 2010. *Leyes de presión en diques verticales irrebasables*, Tese de Mestrado.