

PROJECTO DA RECONFIGURAÇÃO DA BARRA DO PORTO DE AVEIRO. PROLONGAMENTO DO MOLHE NORTE

António Sanches do Valle¹, Luis Godinho²

¹WW – Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A.
Rotunda Nuno Rodrigues dos Santos, 1B – 10º, 2685-223 Portela LRS
sanchesvalle@wwsa.pt

²APA – Administração do Porto de Aveiro, S.A.
Edifício 9 – Forte da Barra, 3830-565 Gafanha da Nazaré
luis.godinho@portodeaveiro.pt

RESUMO

Na presente comunicação apresentam-se os estudos realizados no âmbito da concepção e projecto do prolongamento em 200 m do molhe Norte da Barra de Aveiro no âmbito da designada “**Reconfiguração da Barra do Porto de Aveiro**”, da responsabilidade da **APA – Administração do Porto de Aveiro, S.A.**

Tanto esta obra como a respectiva concepção estrutural destacam-se pelos seguintes aspectos que se consideram relevantes:

- Profundidades de implantação da zona da cabeça, e conseqüente dimensão/peso dos blocos do respectivo manto exterior de protecção;
- Uniformidade geométrica tanto dos blocos aplicados no manto exterior de protecção do tronco e da cabeça da obra como da inclinação dos respectivos taludes;
- Previsão da evolução dos fundos no intradorso da obra devido à intensidade da corrente de vazante.

1. INTRODUÇÃO

O projecto da “**Reconfiguração da Barra do Porto de Aveiro**”, da responsabilidade da **APA – Administração do Porto de Aveiro, S.A.**, teve por objectivo a obtenção de uma configuração para a Barra do Porto de Aveiro e do canal exterior de navegação (canal de aproximação) que permita a melhoria das condições de navegação na zona da barra. Esta nova configuração da barra permitirá o tráfego, em condições de segurança e, tanto quanto possível sem limitações de maré ou meteorológicas, de navios de maior dimensão do que os que actualmente demandam o Porto de Aveiro, ou seja, deverá permitir o tráfego de navios com um comprimento de 200 m e um calado de 10,5 m.

A solução adoptada incluiu as seguintes obras e intervenções – Figura 1:

- Prolongamento do molhe numa extensão de 200 m, segundo o alinhamento do troço final da obra existente.
- Definição de um novo canal de navegação, com uma ligeira rotação para sul relativamente ao actual alinhamento, com uma largura de rasto de 200 m e uma cota de serviço de -12,50 m (ZH).
- Dragagem de um canal com as mesmas características do anterior na zona de aproximação, exteriormente aos molhes. Este canal, com um alinhamento de 060º/240º, será acrescido de faixas de segurança de 50 m para cada um dos lados, devendo ser dragado à cota -13,20 m (ZH) para garantir uma cota de serviço de -12,50 m (ZH).
- Deposição dos dragados numa zona de praia submersa compreendida entre o 3º e o 5º esporão do campo de esporões da Costa Nova.

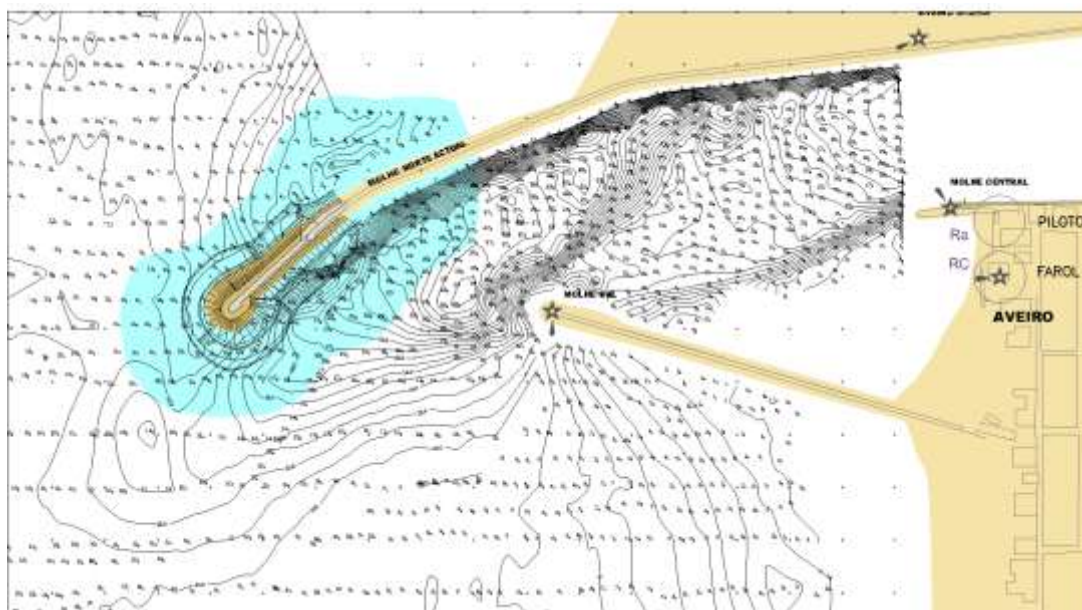


Figura 1 – Planta geral do prolongamento do molhe Norte da Barra de Aveiro

Na presente comunicação aborda-se apenas a concepção da obra de prolongamento do molhe Norte.

2. OBJECTIVOS DA OBRA

De acordo com as orientações da **APA, S.A.**, decorrentes também dos objectivos estabelecidos no Plano Estratégico do Porto de Aveiro, o objectivo principal do prolongamento do molhe Norte é a obtenção de uma configuração para a Barra do Porto de Aveiro e do canal exterior de navegação (canal de aproximação) que permita a melhoria das condições de navegação na zona da barra. Esta nova configuração da barra permitirá, em condições de segurança e, tanto quanto possível, sem limitações de maré ou meteorológicas, a entrada e saída de navios de maior dimensão do que os que até á data frequentam o Porto de Aveiro, ou seja, irá permitir o tráfego de navios com um comprimento de 200 m e um calado de 10,5 m.

Os principais efeitos da configuração adoptada para a barra serão os seguintes:

- Diminuição acentuada das alturas da agitação marítima na entrada dos molhes, devido ao abrigo proporcionado pelo prolongamento do molhe Norte. Este melhoramento da protecção contra a agitação marítima permitirá que na sua entrada os navios estejam já abrigados pelo molhe norte antes de fazerem a aproximação ao molhe sul.
- Aumento do alcance do jacto de vazante devido ao deslocamento para o exterior da extremidade do molhe, o que determinará a correspondente progressão do banco e do canal natural. As simulações hidrodinâmicas, com actuação da maré e deste agente combinado com a agitação marítima, mostraram que o prolongamento segundo alinhamento final da obra existente, não induz uma significativa inflexão a sul do jacto de vazante. As alterações, embora pouco acentuadas, poderão trazer uma ligeira melhoria às condições de transposição da embocadura.
- Acumulação de 500 x 103 m³ no molhe norte, por aumento do seu comprimento e capacidade de retenção. O enchimento será mais acentuado no primeiro ano, decrescendo gradualmente até se anular. Não se processará, no entanto, de forma

linear, pois está sujeito a variações de ritmo e até a recuos ocasionais, determinados pela aleatoriedade do regime de agitação marítima.

- Aumento transitório do défice de areias nas praias a sul, devido à retenção na praia de S. Jacinto.

Um aspecto condicionante da viabilidade das soluções de redefinição da geometria dos molhes era a garantia de não introdução de alterações no prisma de maré lagunar. As comparações de simulações em modelo matemático mostraram que a influência das intervenções se limitará à zona entre molhes, banco exterior e trechos de praia adjacentes (*Consulmar et al., 2007; Hidromod, Jun 2004*), não alterando significativamente o prisma de maré nem os caudais na secção da barra.

3. CONDIÇÕES NATURAIS

3.1- NÍVEL DA ÁGUA DO MAR

Para a concepção e projecto do prolongamento do molhe Norte da Barra do Porto de Aveiro procedeu-se à caracterização do regime de níveis de maré na zona de implantação da obra e à avaliação do nível máximo de repouso da água do mar.

A maré é do tipo semi-diurno regular e de acordo com a Tabela de Marés publicada pelo Instituto Hidrográfico, os elementos de maré astronómica relativos à barra do Porto de Aveiro são os seguintes:

– PM máx.....	+ 3,58 m (ZH)
– PM AV.....	+ 3,31 m (ZH)
– PM AM.....	+ 2,60 m (ZH)
– NM.....	+ 2,00 m (ZH)
– BM AM.....	+ 1,40 m (ZH)
– BM AV.....	+ 0,65 m (ZH)
– BM mín.....	+ 0,40 m (ZH)

O nível máximo de repouso corresponderá à ocorrência simultânea das situações astronómicas e meteorológicas mais desfavoráveis: máxima preia-mar de águas vivas, depressão atmosférica acentuada e vento excepcional soprando segundo um rumo favorável.

Assim, tiveram-se em consideração os seguintes valores de referência:

– Preia-mar máxima (nível da maré astronómica mais alta)	+3,60 m (ZH)
– Preia-mar de águas vivas (valor médio anual das alturas de maré de duas preia-mares de água vivas).....	+3,31 m (ZH)
– Sobre elevação máxima devida a uma depressão excepcional.....	~0,57 m
– Sobre elevação máxima devida a um vento excepcional.....	~0,20 m

Por outro lado, relativamente aos níveis da maré astronómica, na própria Tabela de Marés é referido que, dado o plano do Zero Hidrográfico (ZH) ter sido fixado em relação a níveis médios adoptados há várias décadas, os desvios entre a altura de maré real (observada) e a altura de maré prevista podem ultrapassar frequentemente 0,10 m, devido à conjugação de efeitos meteorológicos, subida do nível médio do mar, variações sazonais, etc., pelo que, do lado da segurança, haverá que adicionar esta diferença às cotas previstas para as marés.

Assim, tendo em conta que a probabilidade de ocorrência simultânea de uma depressão excepcional e de uma preia-mar máxima é extremamente baixa, considera-se, do lado da segurança, ser de admitir a simultaneidade de ocorrência dessa depressão excepcional,

associada a ventos fortes, ou de prolongada duração, e de uma preia-mar de águas vivas médias. Nesta hipótese, o nível máximo de repouso a adoptar seria da ordem de **+4,18 m (ZH)**.

Tendo em conta as previsões relativamente à subida do nível médio do mar durante o corrente século XXI, por efeito do aquecimento global da atmosfera, poder-se-á admitir como realista que num prazo de 100 anos, poderá ocorrer uma subida do nível do mar entre 0,18 a 0,38 m (“hipótese optimista”) ou entre 0,26 a 0,59 m (“hipótese pessimista”). Assim, face à amplitude destas previsões, considerando o respectivo valor médio (~0,40 m) poder-se-á admitir que, num prazo de 100 anos, o nível máximo de repouso da água do mar nem Aveiro, tendo em consideração a simultaneidade da maré astronómica com as sobrelevações meteorológicas, será da ordem de **+4,58 m (ZH)**.

Considerando os valores estimados no estudo intitulado “*Alterações Climáticas em Portugal. Cenários, Impactos e Medidas de Adaptação. Projecto SIAM II*”, que para um período de retorno de 100 anos a elevação do nível máximo do mar devido exclusivamente às sobrelevações meteorológicas poderá ser da ordem de 0,50 a 0,60 m, se, num cenário igualmente pessimista, se adicionar este valor ao nível da preia-mar máxima [+3,60 m (ZH)], acrescido do valor da subida do nível do mar devido a às alterações climáticas (~0,40 m), obtém-se que o nível máximo da água na zona de Aveiro poderá atingir a cota de +4,50 / +4,60 m (ZH), valor concordante com o atrás referido.

Assim, de acordo com o atrás exposto e por razões de segurança, o nível da água do mar adoptado para o dimensionamento da estabilidade da obra foi de **+4,00 m (ZH)**, correspondente à ocorrência simultânea do nível da preia-mar média de águas vivas [+3,31 m (ZH)], de uma sobrelevação meteorológica excepcional (período de retorno de 100 anos) de 0,40 m, de uma devida a um vento excepcional da ordem de 0,20 m e considerando o acréscimo de 0,10 m indicado pelo Instituto Hidrográfico. Já no que se refere ao dimensionamento em termos de galgamentos o nível máximo adoptado foi de **+4,50 m (ZH)**.

3.2- CONSTITUIÇÃO DOS FUNDOS NATURAIS

Em toda a área de implantação da obra verificou-se a existência de areias médias a grossas, sendo que estas últimas só foram encontradas junto ao molhe, onde o efeito das correntes elevadas que aí se fazem sentir provocam o arrastamento dos materiais mais finos.

3.3- ONDA DE PROJECTO

Para o cálculo da altura de onda de projecto na zona de implantação da obra adoptou-se o valor da altura de onda na zona frontal ao molhe de $H_s = 14,0$ m, correspondente a um período de retorno de 100 anos, valor determinado e justificado nos Estudos Preliminares¹ e no Estudo Prévio² que antecederam o presente projecto.

Os períodos de pico considerados foram $T_p=13, 15$ e 17 s, de acordo com os elementos apresentados nos referidos estudos.

Igualmente, tal como é justificado nos estudos precedentes, considera-se que as alturas das ondas que atingirão e incidirão sobre a obra são limitadas pelas profundidades existentes na respectiva área adjacente. As maiores alturas de onda ocorrerão, por razões óbvias, em situação de preia-mar.

As cotas dos fundos na área adjacente à zona de prolongamento do molhe eram de aproximadamente -11,00 m (ZH), na zona da cabeça do quebramar, e de -5,00 m (ZH) a -8,00 m (ZH) na zona do tronco.

¹ “Estudos de Reconfiguração e de Navegabilidade da Barra do Porto de Aveiro. Estudos Preliminares”. Consulmar/Hidromod/Nemus. Julho, 2007

² “Estudos de Reconfiguração e de Navegabilidade da Barra do Porto de Aveiro. Estudo Prévio”. Consulmar/Hidromod/Nemus. Outubro, 2007

Em princípio, era admissível que, após a construção do prolongamento do quebramar, e em resultado do enchimento que tal obra irá provocar a barlamar, por efeito de retenção das areias associadas ao transporte sólido litoral, os fundos adjacentes a barlamar venham tendencialmente a elevar-se até cotas da mesma ordem de grandeza das que se registavam no trecho terminal do molhe antes do respectivo prolongamento.

Do lado da segurança, no dimensionamento da obra, e muito particularmente na zona da respectiva cabeça, admitiu-se que a altura da onda de projecto seria que se poderia registar considerando as cotas dos fundos pré-existentes na zona adjacente à obra, isto é, cotas da ordem de -8,00 m (ZH) na zona do tronco, embora tal situação possa ser temporária, e de -11,00 m (ZH) na zona de implantação da cabeça.

Recorrendo aos diversos métodos disponíveis para a determinação da altura significativa limite da onda em fase de rebentação, função da cota do fundo, da inclinação média dos fundos adjacentes e do nível de maré, estabeleceram-se os seguintes valores das alturas de onda de projecto a considerar no dimensionamento dos blocos no manto exterior de protecção:

- **Tronco**

T = 13 s..... H_s=7,5 m

T = 15 s..... H_s=7,7 m

T = 17 s..... H_s=7,8 m

- **Cabeça**

T = 13 s..... H_s=9,1 m

T = 15 s..... H_s=9,3 m

T = 17 s..... H_s=9,4 m

4. DIMENSIONAMENTO DA OBRA

Para a determinação do peso unitário dos blocos do manto resistente utilizaram-se as fórmulas de Hudson (1953, 1959) e de Van der Meer (1988), aplicáveis a quebramares com mantos de blocos cúbicos de betão.

Segundo Hudson o peso mínimo dos blocos que garanta a estabilidade do manto resistente, determinado em função do parâmetro de estabilidade, N_s, é calculado pela seguinte fórmula:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$$

No *Shore Protection Manual* [U. S. Army Corps of Engineers (1984)], os valores dos coeficientes de estabilidade, K_D, a adoptar para mantos constituídos por cubos são, no tronco, de 6,5 e 7,5, respectivamente para ondas com rebentação e sem rebentação, e de 5,0 para a zona da cabeça, neste caso para ondas sem rebentação.

No Quadro 1 apresentam-se, a título indicativo, os coeficientes de estabilidade considerados na literatura especializada e calculados para determinadas condições de ensaio.

QUADRO 1

Coeficientes de estabilidade a aplicar nas fórmulas de Hudson e Van der Meer

	Instalação de ensaio	Modelo		Quedas	Coef. de estabilidade	
		Blocos	Talude		Tronco	Cabeça
U. S. A. E. W. E. S. (1984)	Canal - 2D	Cubos modificados, CD e P=47%	$1,5 \leq \cot \alpha \leq 3,0$	0%	$K_D=6,5^{(1)}$ $K_D=7,5$	$K_D=5,0$
Brorsen <i>et al.</i> (1974)	Canal - 2D	Cubos	$\cot \alpha=1,5$	0%	$3,9 \leq K_D \leq 5,3$	--
				4%	$8,1 \leq K_D \leq 12,0$	--
			$\cot \alpha=2,0$	0%	$2,9 \leq K_D \leq 4,0$	--
				4%	$6,1 \leq K_D \leq 8,8$	--
Pita (1984)	Canal - 2D	Cubos Antifer, CD e P=45% e 47%	$\cot \alpha=1,5$ e $2,0$	0%-5%	$7,6 \leq K_D \leq 14,1$	--
Burcharth (1993c)	Canal - 2D	Cubos	$\cot \alpha=1,5$	0%	$N_{od}=0$ $1,6 \leq K_D \leq 2,7$	--
				4%	$N_{od}=1,34$ $9,7 \leq K_D \leq 15,8$	
Delft Hydraulics (1990)	Canal - 2D	Cubos	$\cot \alpha=1,5$	0%	$N_{od}=0$	--
				rotura	$N_{od}=2,0$	
BSI (1991)	Canal - 2D	Cubos Antifer	$\cot \alpha=1,5$	0%-5%	$6,0 \leq K_D \leq 8,0$	--

(1) - Ondas com rebentação

Como se pode concluir, os valores que têm sido determinados, e propostos, pelos diferentes autores apresentam uma relativa amplitude e apenas o *Shore Protection Manual* propõe um valor de K_D para a zona da cabeça. Face aos valores em referência considerou-se que no dimensionamento desta obra deveriam ser adoptados os valores para o coeficiente de estabilidade (K_D) indicados no *Shore Protection Manual* (1984).

No Estudo Prévio que antecedeu o projecto, foi proposta a adopção de blocos cúbicos de 500 kN aplicados segundo um talude de 3(H):2(V) no tronco e de 2(H):1(V) na cabeça. Neste estudo era referido que em resultado dos trabalhos de reparação e de reforço do molhe, antes do respectivo prolongamento, executados em 1999 no seu trecho final e na cabeça, e retomados em 2004, no troço imediatamente antecedente àquele trecho final, foram aplicados blocos e 400 kN com um talude de 2(H):1(V) e que tais blocos "... terão um peso suficiente para resistir às solicitações a que o molhe tem estado sujeito".

Não pondo em causa o comportamento do manto exterior do trecho final e da cabeça do molhe, até à data em que foi realizado o projecto do respectivo prolongamento, considerou-se que o prazo decorrido desde a execução de tais trabalhos de reparação e reforço (9 e 4 anos, respectivamente) não era significativo face ao tempo de vida útil de uma obra deste tipo que, em termos de dimensionamento, deverá ser no mínimo de 50 anos, havendo autores que recomendam que seja de 100 anos. Daí que na avaliação da onda de projecto tenha sido considerado um período de retorno de 100 anos.

Assim, numa primeira fase do projecto, com base no dimensionamento realizado, considerou-se que o peso unitário dos blocos cúbicos Antifer a aplicar no manto exterior de protecção do prolongamento do molhe deveria ser de 500 kN no tronco e de 750 kN na cabeça, sendo a inclinação do talude do tronco de 3(H):2(V) e na cabeça de 2(H):1(V).

Esta solução foi objecto de ensaios em modelo físico tridimensional, realizados no LNEC, os quais permitiram concluir que tal solução, para além de apresentar "*um bom comportamento do ponto de vista da sua estabilidade*" também dispunha de "*uma reserva de resistência bastante significativa, tendo em conta o que normalmente se observa em obras congéneres*".

No entanto, a utilização de blocos com um peso unitário de 750 kN colocava, desde logo, dificuldades de ordem construtiva, tanto a nível da respectiva prefabricação como, muito especialmente, na sua colocação em obra. Efectivamente, de acordo com uma prospecção junto das principais empresas de construção civil que executam obras marítimas, não existem em Portugal gruas de rastos com capacidade para a colocação desses blocos num talude com as cotas de fundação previstas no presente projecto, o que, à partida, poderia constituir uma limitação.

No sentido de obviar tal constrangimento foi analisada a hipótese de utilização de um betão de alta densidade, isto é, com um peso específico superior ao que é especificado correntemente ($\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$), apenas nos blocos a aplicar na cabeça da obra.

Complementarmente, na sequência das reuniões havidas com os responsáveis técnicos da APA – Administração do Porto de Aveiro, S.A. e do Departamento de Pilotagem do Porto de Aveiro foi também aventada a hipótese de, no sentido de se obter uma folga adicional na largura do canal na zona da cabeça da obra sem alterar a respectiva implantação, se estudar a eventual adopção de uma inclinação de 3 (H):2 (V) para o talude do perfil de rotação da cabeça.

Assim, tendo em consideração a fórmula de Hudson, procedeu-se a uma avaliação da influência do peso específico do betão no peso unitário dos blocos, considerando, por razões logísticas, que o volume unitário dos blocos a aplicar na cabeça do molhe deveria ser idêntico aos dos blocos a aplicar no manto exterior de protecção do tronco da obra ($20,833 \text{ m}^3$) e adoptando uma inclinação do talude na zona da cabeça do molhe de 3(H):2(V).

As alturas de onda de projecto adoptadas para esta zona da obra foram as seguintes, em função do período da onda:

- T = 13 s..... $H_s=9,1 \text{ m}$
- T = 15 s..... $H_s=9,3 \text{ m}$
- T = 17 s..... $H_s=9,4 \text{ m}$

Na Figura 2 apresenta-se de forma gráfica tal avaliação. Como se pode concluir, a utilização de blocos cúbicos Antifer com um volume unitário de $20,833 \text{ m}^3$ no manto exterior de protecção da zona da cabeça com uma inclinação do talude de 3 (H):2 (V) implicaria que o peso específico do betão seja superior, ou igual, $28,15 \text{ kN/m}^3$. Assim, decidiu-se pela utilização de um betão com um peso específico de $29,0 \text{ kN/m}^3$ na prefabricação dos blocos, o que implicava que o respectivo peso unitário fosse de 604 kN.

Esta nova solução foi também objecto de ensaios em modelo físico tridimensional, igualmente realizados no LNEC. Para além da realização destes ensaios ter sido uma obrigação contratual, é de referir que vários factores concorreram para a exigência de submeter a obra a projectar a ensaio em modelo físico: em primeiro lugar, a sua envergadura e o seu consequente custo; depois, a conhecida severidade do clima de agitação da costa oeste portuguesa, em que a obra se insere; finalmente, uma acentuada instabilidade dos fundos de natureza arenosa, que pode fazer variar as profundidades ao longo do extradorso da obra entre limites bastante afastados.

Poderia apontar-se a experiência acumulada com o “funcionamento” de obras do mesmo tipo (molhe de taludes) distribuídas ao longo da costa oeste, como justificação para dispensar estes ensaios. O mesmo argumento serviu, porém, para fundamentar a conclusão contrária. Com efeito, várias destas obras, estudadas com todo o rigor dos conhecimentos disponíveis à época, e mesmo submetidas a ensaio em modelo físico, acabaram por sofrer danos mais ou menos severos. Aliás, o actual molhe norte da Barra de Aveiro, desde a sua construção, na década de 50 do século passado, e posterior prolongamento, na década de 80, pode ser apontado como exemplo, dados os acidentes já sofridos, que exigiram reparações de custo significativo, tendo as mais recentes sido realizadas em 1999 e 2004.

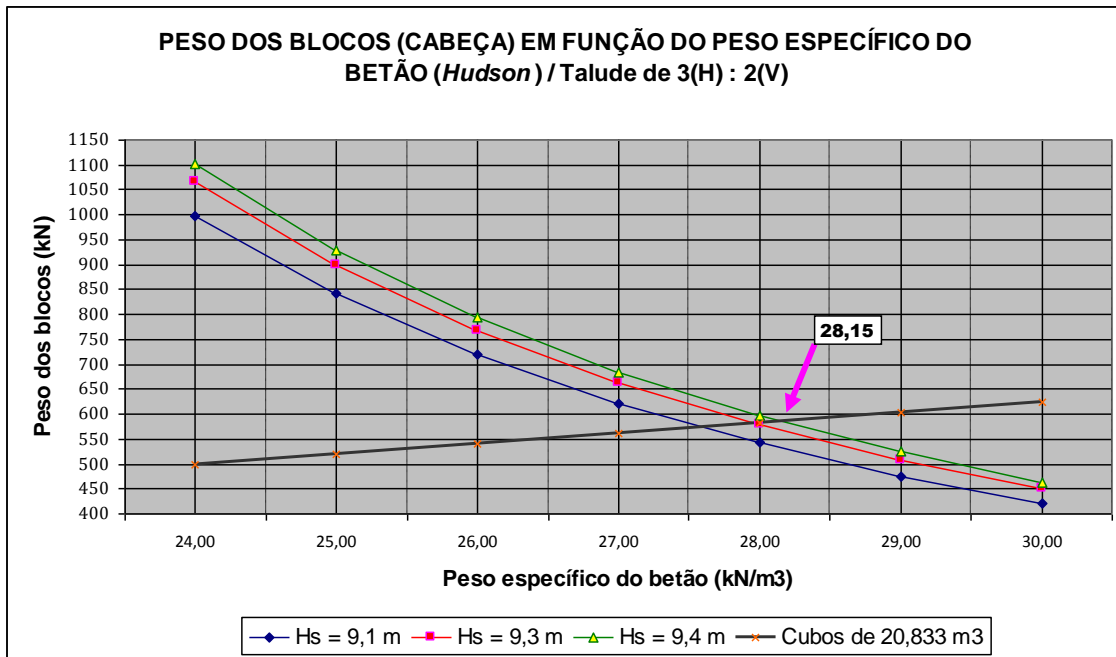


Figura 2 – Peso dos blocos prefabricados em função do peso específico do betão [Blocos cúbicos Antifer e talude a 3 (H): 2 (V)]

Os ensaios realizados permitiram concluir sobre o bom comportamento em termos de estabilidade estrutural da solução projectada, tendo o LNEC mesmo referido expressamente que se pode considerar que dispõe de “*uma reserva de resistência bastante significativa, tendo em conta o que normalmente se observa em obras congêneres*”.

Sob o ponto de vista de galgamentos, sabendo-se, à partida, que a obra poderia ser galgável, e que os galgamentos só são relevantes na medida em que poderão instabilizar o talude interior da estrutura, os resultados dos ensaios permitiram concluir que a obra, em toda a sua extensão e em situações de preia-mar será sujeita a galgamentos que de acordo com o critério de classificação adoptado pelo LNEC são designados como “moderados” e “importantes”, neste último caso para a situação ensaiada de onda com o rumo 290° (W-20°-N) e um período de pico de 17 s. Mesmo nestas circunstâncias foi possível verificar o bom comportamento, sob o ponto de vista de estabilidade, do talude do intradorso da obra.

5. CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO GERAL DA OBRA

5.1- PREVISÃO DA EVOLUÇÃO DOS FUNDOS ADJACENTES À OBRA

Os principais acidentes sofridos, ao longo do tempo, pela molhe norte de Aveiro, e que obrigaram à execução de trabalhos de reparação em 1999 e em 2004, foram, basicamente, resultantes do significativo aprofundamento que se registado ao longo do tempo no canal de acesso interior.

Os dados quantitativos dos aprofundamentos registados mostram que entre 1987 e 2006 houve uma evolução muito favorável das condições de navegabilidade do canal de acesso interior. As cotas médias dos fundos atingiram valores abaixo de -17,00 m (ZH), desde a entrada dos molhes até montante da curva da Base Aérea e de -11,00 m (ZH) no trecho seguinte onde se inserem as entradas da bacia do Terminal Norte e da baía de S. Jacinto.

À data de elaboração do projecto de prolongamento do molhe, o canal interior apresentava na zona entre os molhes Norte e Sul um extenso “fundão” com cotas inferiores a -20,00 m (ZH) na base do talude interior do molhe Norte.

Com o prolongamento do molhe Norte numa extensão de 200 m, confirmando-se a interpretação feita nos estudos realizados sobre o funcionamento do sistema hidromorfológico da barra e a previsão sobre a sua evolução em função do prolongamento do molhe Norte numa extensão de 200 m, admitiu-se que os fundos pré-existentes na zona de implantação da obra iriam evoluir da seguinte forma, até ser atingida uma nova posição de equilíbrio, com fundos e uma configuração semelhantes aos actuais:

- A barlamar verificar-se-ia um relativamente rápido assoreamento, replicando em posição avançada a situação existente da praia a norte do molhe actual.
- A sotamar, o “fundão” existente na zona do canal entre molhes tenderia, em princípio, a sofrer uma translação para jusante, numa extensão e com uma orientação aproximadamente equivalente à do prolongamento do molhe.

A análise prospectiva da evolução provável deste “fundão” foi particularmente importante para a concepção da obra dado que poderia pôr em risco a fundação do talude de intradorso e da zona interior da cabeça.

Dada a complexidade hidromorfológica da zona da embocadura do Porto de Aveiro, e a variabilidade dos seus agentes, não existem ferramentas que permitissem caracterizar com precisão a evolução futura deste “fundão”, tanto mais que a zona em estudo, e a sua área mais alargada de influência, tem sofrido uma evolução acentuada, resultante de diversas obras e das intervenções de apreciável envergadura se têm sucedido desde a década de 1950, em particular das obras de regularização do canal de navegação e prolongamento do molhe norte, efectuadas na década de 1980, evolução essa que ainda não atingiu uma situação de equilíbrio.

Assim, na fase de projecto admitiu-se, do lado da segurança, que o “fundão” pré-existente tenderia a sofrer uma translação para jusante, numa extensão e com uma orientação aproximadamente equivalente à do prolongamento do molhe, conforme se representa na Figura 3.

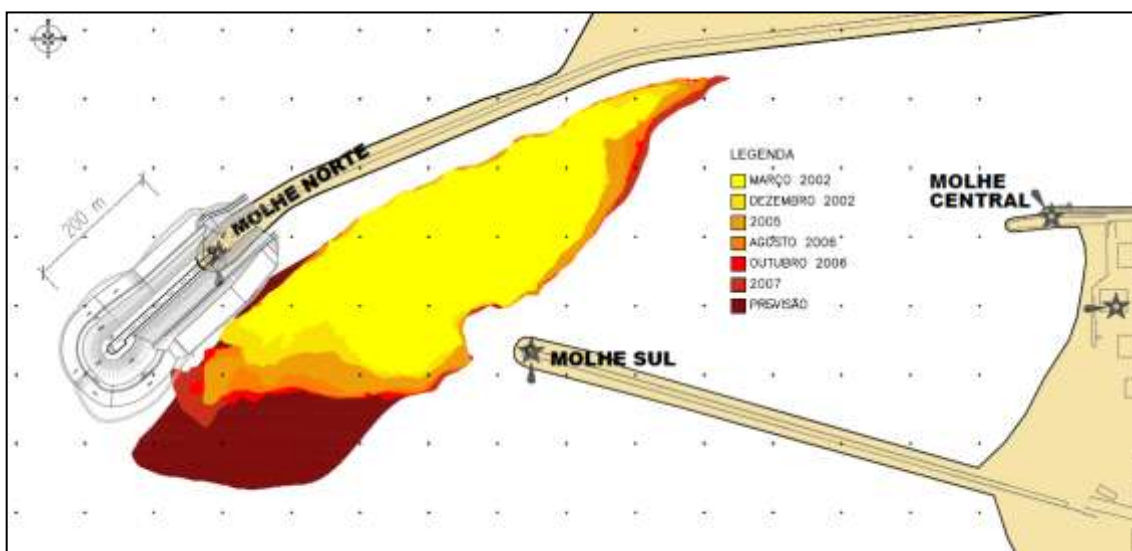


Figura 3 – Previsão da evolução dos fundos na zona adjacente ao intradorso do molhe Norte

De referir que, de acordo com a avaliação que foi sendo feita ao longo da obra de construção do prolongamento do molhe, a evolução do “fundão” do seu lado interior (sotamar) veio a registar-se exactamente nos moldes em que havia sido prevista, tanto em termos planimétricos como quanto às cotas dos fundos.

5.2- DEFINIÇÃO ESTRUTURAL DA OBRA

No projecto, pelas razões já referidas relativamente ao peso dos blocos do manto exterior de protecção da cabeça, e aos eventuais condicionamentos de ordem construtiva, foi decidido utilizar blocos cúbicos Antifer com o mesmo volume unitário ($V_{\text{unit}} = 20,833 \text{ m}^3$) tanto no tronco como na cabeça, sendo que peso específico do betão utilizado na prefabricação dos blocos do tronco foi de $24,00 \text{ kN/m}^3$ enquanto na fabricação dos blocos aplicados na cabeça foi utilizado um betão de alta densidade com um peso específico de $29,0 \text{ kN/m}^3$.

A inclinação dos taludes tanto do extradorso e do intradorso do tronco do molhe como da zona da cabeça é de 3(H):2(V).

Pode-se referir que a adopção de blocos de idêntico volume geométrico tanto no tronco como na cabeça de um quebramar tem sido pouco corrente em Portugal, o mesmo acontecendo, muito especialmente, relativamente à adopção da mesma inclinação para o talude do manto exterior de protecção nestas duas zonas da obra.

Na concepção estrutural da obra foram adoptadas as recomendações normalmente aplicáveis na concepção de quebramares de taludes, com blocos cúbicos Antifer nos respectivos mantos exteriores de protecção, bem como as recomendações feitas na sequência dos ensaios de estabilidade em modelo físico realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Nas figuras a seguir (Figuras 4 a 6) apresentam-se a planta geral da obra e os perfis transversais tipo adoptados na zona do tronco e na cabeça da obra.

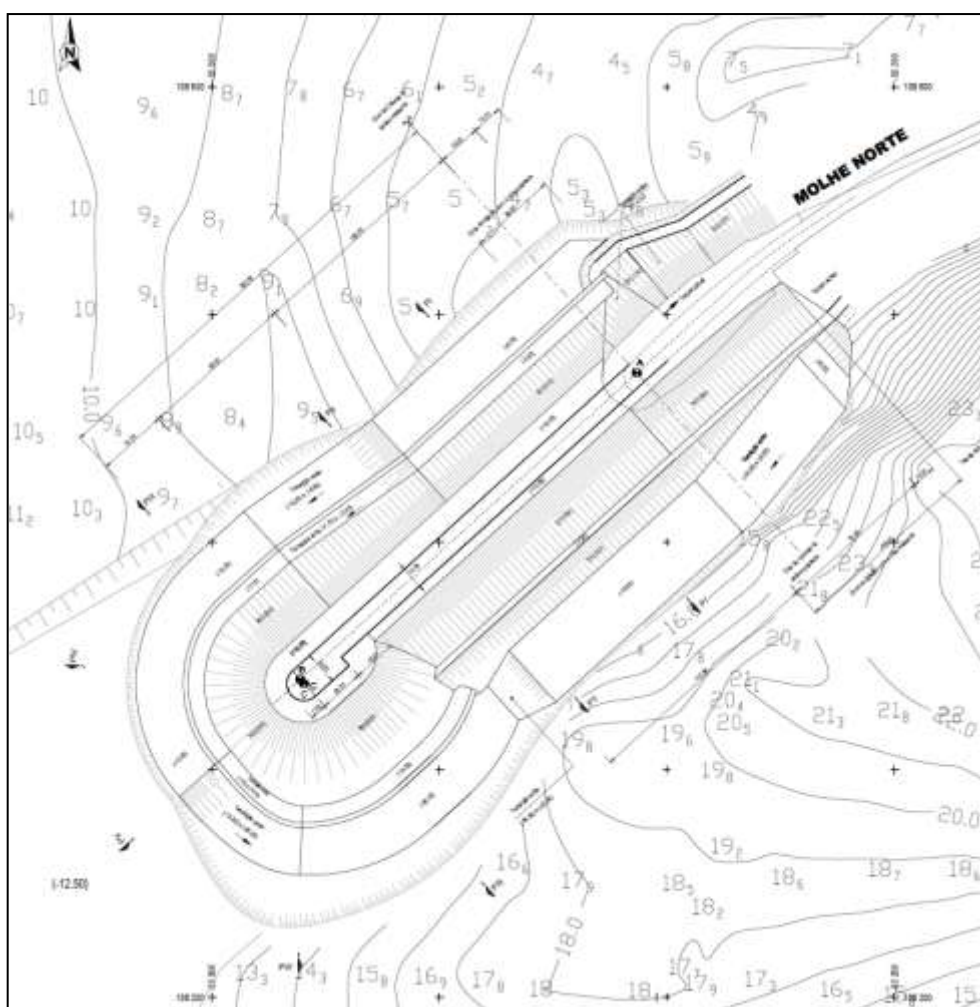


Figura 4 – Planta geral da obra

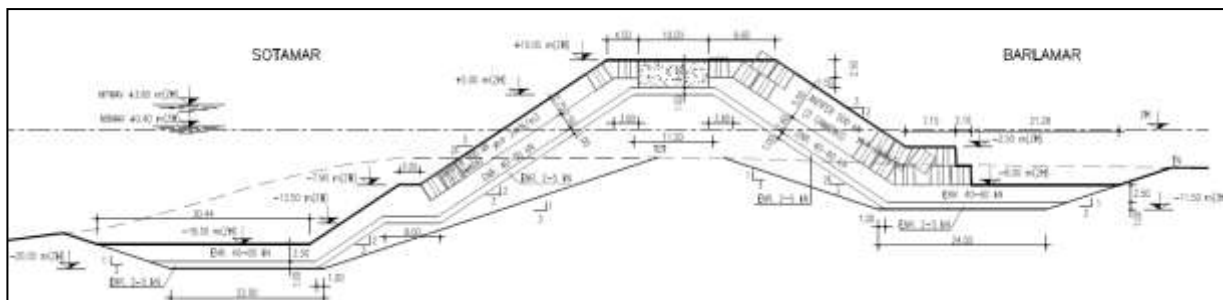


Figura 5 – Perfil transversal tipo do tronco do quebramar

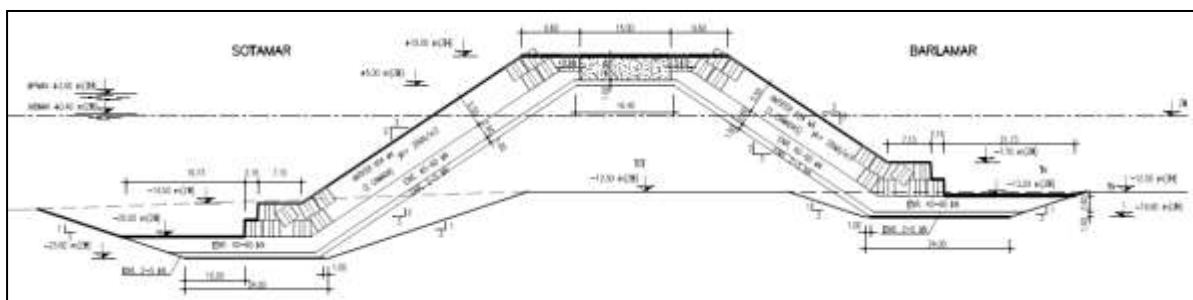


Figura 6 – Perfil transversal tipo da cabeça do quebramar

Relativamente à concepção destes perfis é de assinalar a definição da vala de fundação do lado de sotamar, dragada à cota -20,00 m (ZH) na zona do tronco e à cota -23,60 m (ZH) na zona da cabeça, para atender à previsível evolução dos fundos.

6. EXECUÇÃO DA OBRA

A presente obra foi adjudicada e consignada no quarto trimestre de 2012 e prevê-se a sua conclusão em finais do corrente ano de 2013.

As principais quantidades de trabalho envolvidas na execução da obra são as seguintes:

- Remoção de enrocamentos do submanto do molhe existente.... ~19.000 m³
- Remoção de tetrápodos de 250 kN do molhe existente..... ~350 unid
- Remoção de blocos Antifer de 400 kN do molhe existente..... ~1.200 unid
- Dragagens de construção (enrocamento solto ou areia) ~225.000 m³
- Enrocamentos ToT..... ~131.000 m³
- Enrocamentos de 2 a 5 kN..... ~43.000 m³
- Enrocamentos de 20 a 40 kN..... ~5.300 m³
- Enrocamentos de 40 a 60 kN..... ~108.000 m³
- Betão ($\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$) em cubos Antifer de 500 kN..... ~32.000 m³ / 1.600 un
- Betão ($\gamma_b = 29 \text{ kN/m}^3$) em cubos Antifer de 604 kN..... ~37.300 m³ / 1.790 un
- Betão ($\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$) no maciço de coroamento..... ~8.800 m³
- Dragagens do canal de navegação..... ~1.530.000 m³

Nas figuras seguintes apresentam-se algumas fotografias da obra.



Figura 7 – Remoção de blocos e de enrocamentos na cabeça do molhe existente



Figura 8 – Estaleiro de prefabricação



Figura 9 – Transporte de enrocamentos por via terrestre



Figura 10 – Transporte de enrocamentos por via marítima



Figura 11 – Execução do núcleo, dos submantos e dos mantos de barlar e sotamar



Figura 12 – Dragagem utilizada nas dragagens de construção (valas de fundação)



Figura 13 – Cabeça de inverno (2012/2013)



Figura 14 – Execução dos mantos de protecção (tronco e cabeça)



Figura 14 – Execução do manto de protecção da cabeça

7. FICHA TÉCNICA DA OBRA

Dono da Obra: APA – Administração do Porto de Aveiro, S.A.

Projecto: WW, Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A.

Empreiteiro: IRMÃOS CAVACO, S.A.

Data de conclusão da obra: Dezembro de 2013