

PROJECTO E CONSTRUÇÃO DAS OBRAS MARÍTIMAS DO ESTALEIRO PAENAL DE PORTO AMBOIM, EM ANGOLA

Teresa Tito⁽¹⁾, Hugo Leite⁽¹⁾, Ricardo Guimarães⁽²⁾

⁽¹⁾ *WW – Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A.,
Rotunda Nuno Rodrigues dos Santos, nº 1 B, 10º Andar, 2685-223 Portela. LRS,
tito@wwsa.pt, morim@wwsa.pt*

⁽²⁾ *CONDURIL, Engenharia S.A.
Av. Eng.º Duarte Pacheco, 1835, 4445-416 Ermesinde
rquimaraes@conduril.pt*

RESUMO

Os estaleiros navais de Porto Amboim foram criados para dar resposta à procura crescente de equipamentos e serviços de manutenção e reparação naval para a indústria petrolífera em Angola.

Após concurso de projecto e construção, foi adjudicada à CONDURIL, Engenharia S.A. a construção das Obras Marítimas do estaleiro PAENAL – Porto Amboim Estaleiros Navais, Lda, empresa que resulta da associação entre a SONANGOL E.P. – Sociedade Nacional de Petróleos de Angola e a SBM – Single Moorings Buoy Inc. O Projecto de Execução das obras e o Anteprojecto apresentado a concurso são da responsabilidade da WW Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A..

Na presente comunicação são abordados os aspectos relevantes do projecto das obras marítimas, quebra-mar e cais, e são apresentados alguns aspectos da construção da obra.

1 - INTRODUÇÃO

O crescimento da produção de petróleo e o início da exploração de gás natural em Angola levou a um grande aumento da procura de equipamentos e de serviços de manutenção e reparação naval exigidos por estas indústrias.

Esta situação, até há pouco tempo satisfeita em mais de 80% por fontes externas, veio criar condições para o estabelecimento de uma promissora indústria nacional no sector.

A zona de Porto Amboim, localizada na costa de Angola, sensivelmente a meio do trecho entre Luanda e Lobito, foi a escolhida para a implementação do projecto.

A linha de costa com uma orientação próxima de SE-NW, apresenta um recuo de aproximadamente 10 km para NE, no qual está implantada a cidade (Figura 1).

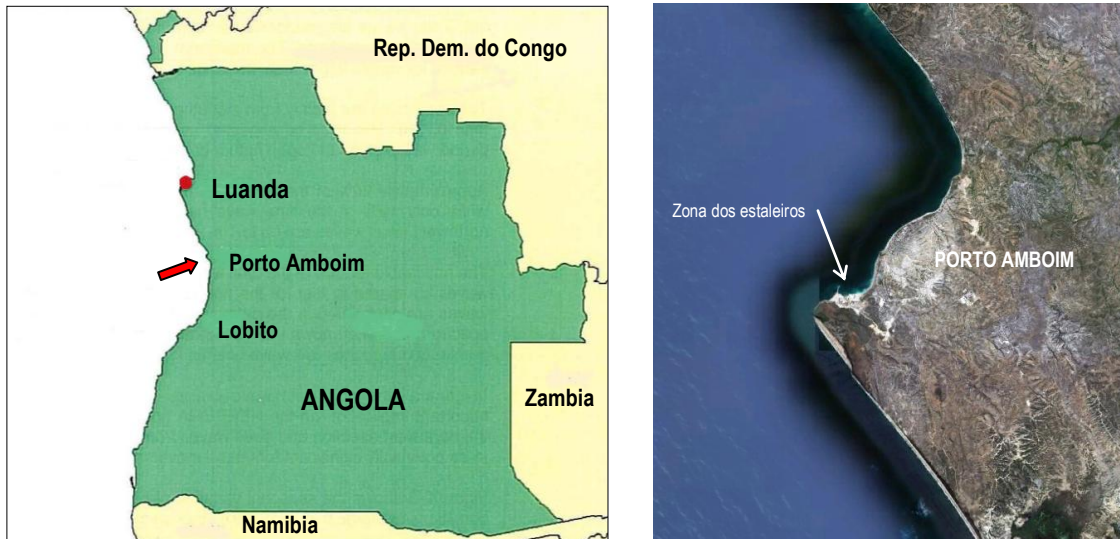


Figura 1 – Localização de Porto Amboim e dos novos estaleiros

Os estaleiros navais, em construção desde 2007, localizam-se na enseada de Benguela Velha, situada na extremidade SW deste troço de costa, e compreenderão (Figura 2):

- Base marítima da HMC - Heerema Marine Contractors, de apoio à construção de infra-estruturas e actividades offshore para a indústria petrolífera, sendo a principal actividade a soldadura e armazenamento de tubagens; dispõe de 370 m de cais acostável e de 15 ha de terraplenos;
- Estaleiro PAENAL – Porto Amboim Estaleiros Navais Lda, destinado à construção de bóias offshore e adaptação de antigos navios super-petroleiros a unidades FSPO (*Floating Production, Storage and Offloading*); dispõe de 460 m de cais acostável, com fundos de serviço de -10 m(LAT) e de 12 ha de terraplenos;
- Terminal de combustíveis destinado a navios petroleiros da SONANGOL, com comprimentos até 160 m;
- Quebra-mar de protecção das instalações e das bacias portuárias, com 810 m de comprimento.

A WW Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A. é responsável pelos projectos das obras marítimas do estaleiro PAENAL nomeadamente do quebra-mar, dos Cais 1 e 2 e do terminal de combustíveis.

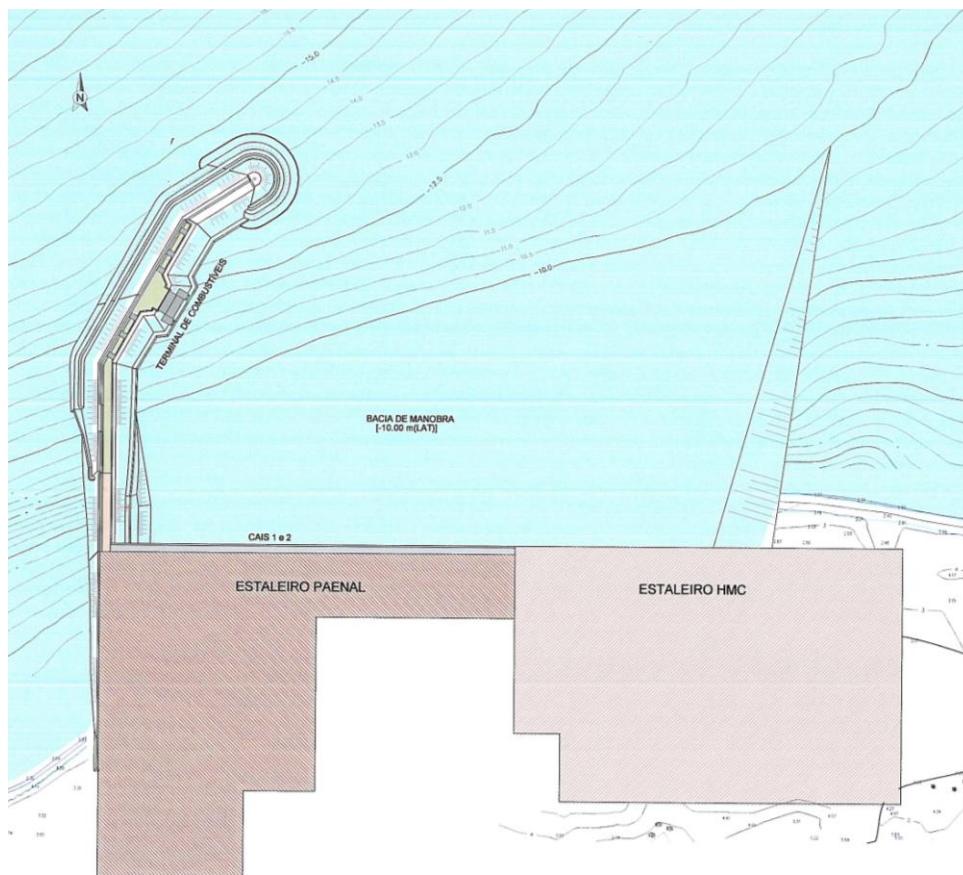


Figura 2 – Planta geral da área de estaleiros navais de Porto Amboim

2 – CONDIÇÕES NATURAIS

2.1 – Topo-hidrografia

O estaleiro PAENAL desenvolve-se numa zona de praia arenosa. No trecho SW a praia é delimitada por uma falésia, o Morro de Benguela, de natureza calcária, que termina a poente numa saliência denominada Ponta do Morro (Figuras 3 e 4).



Figura 3 - Vista da zona de implantação das obras



Figura 4 – Ponta do Morro

A praia apresenta cotas máximas de +4 m(LAT) na zona emersa. Na zona submersa, as batimétricas são aproximadamente paralelas à linha de costa, e os fundos apresentam uma inclinação da ordem de 2%, com excepção da faixa entre as cotas -3 m(LAT) e -8 M(LAT) em que é de 6%.

2.2 – Marés

As marés em Porto Amboim são semi-diurnas com os seguintes valores característicos:

- Baixa mar mínima (BMmin)+0,0 m(LAT)
- Baixa-mar de águas vivas (BMAV)+0,5 m(LAT)
- Baixa-mar de águas mortas (BMAM).....+0,8 m(LAT)
- Nível médio (NM)+1,2 m(LAT)
- Preia-mar de águas mortas (PMAM)+1,4 m(LAT)
- Preia-mar de águas vivas (PMAV).....+1,7 m(LAT)
- Preia-mar máxima (PMmax).....+2,4 m(LAT)

O nível de referência das cotas de projecto é o LAT que corresponde à mínima baixa-mar astronómica.

2.3 – Agitação marítima

2.3.1 - Agitação ao largo

O clima de agitação marítima ao largo é caracterizado a partir de dados de agitação obtidos através de um processo de hindcast e cobrindo um período de cerca de 16 anos (Janeiro de 1992 a Novembro de 2007).

Na Figura 5 são apresentadas as distribuições de rumos e altura significativa, para o regime total e para as componentes da vaga e da ondulação de sudoeste e de noroeste.

Para o regime total verifica-se que a agitação predominante, com 99% de ocorrências, provém de SW. A altura significativa máxima registada é de 4,5 m e o período de pico para alturas de onda superiores a 4 m varia entre 10 s e 18 s.

Em aproximadamente 20% do tempo verifica-se a ocorrência de ondulação de NW. A altura significativa atinge 1 m mas só ultrapassa 0,25 m em 10% do tempo.

2.3.2 - Agitação local

A propagação da agitação do largo para a costa mostra que, junto ao local das obras, as alturas de onda são significativamente mais baixas que as ondas ao largo, devido a dois factores: por um lado o abrigo proporcionado pela Ponta do Morro relativamente as agitação de SW e por outro, a refração/difracção desta agitação em torno da mesma saliência rochosa.

Verifica-se que, junto ao quebra-mar, a agitação apresenta rumos de NW no troço mais a sul, na zona do enraizamento, quer a agitação ao largo seja proveniente de SW ou de NW (Figura 6). No trecho mais a norte, a agitação incidente tem rumos entre W e NW em função do rumo ao largo, SW ou NW.

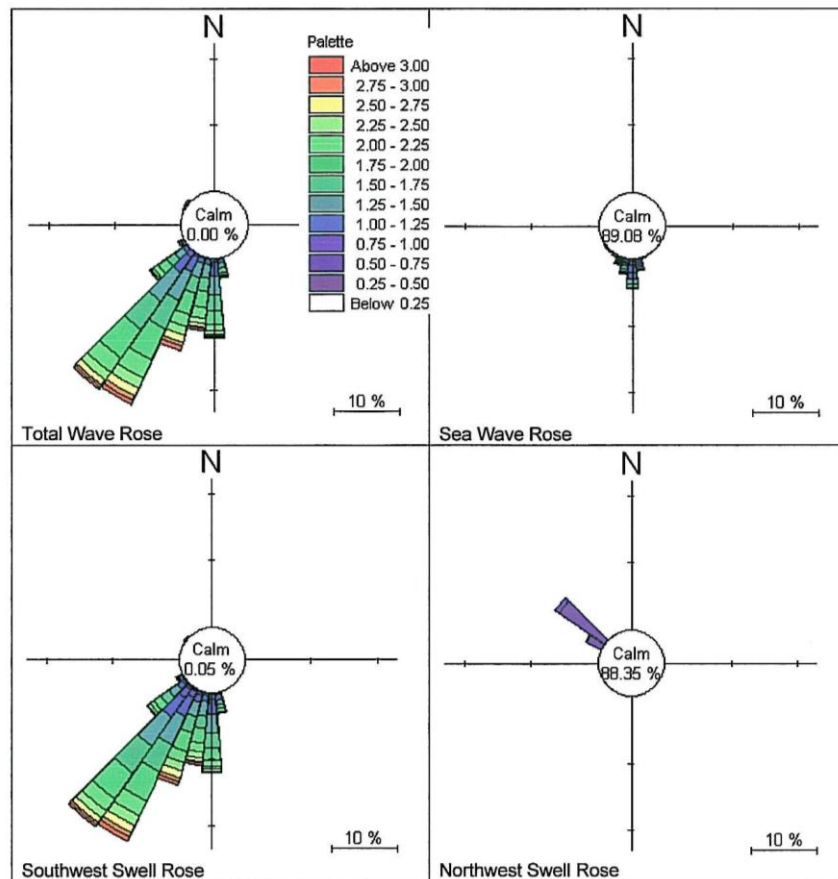


Figura 5 – Histogramas de rumos ao largo, por rumo e altura significativa (Fonte: [3])

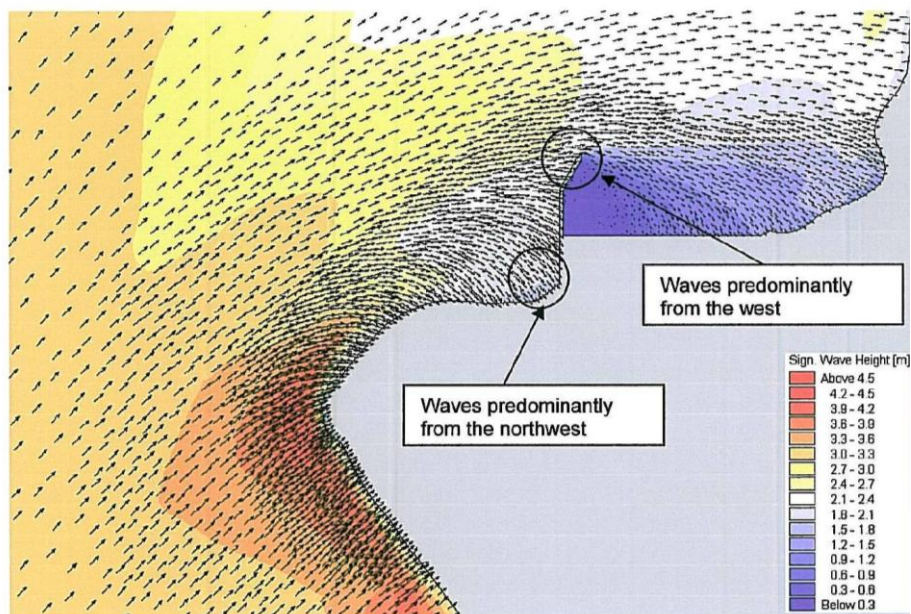


Figura 6 – Propagação da agitação. Rumo ao largo SW (Fonte: [3])

Na Tabela 1 são apresentadas as alturas significativas e períodos de pico das ondas ao longo do quebra-mar, para o período de retorno de 100 anos.

Tabela 1 – Características das ondas ao longo do quebra-mar (Tr=100 anos)

Distância a P0 (m)	Tp (s)	Hs (m)
P0-50	12-18	2.4
P0	12-18	2.4
P0+50	12-18	2.4
P0+100	12-18	2.4
P0+150	12-18	2.5
P0+175	12-18	2.5
P0+225	12-18	2.6
P0+275	12-18	2.6
P0+325	12-18	2.7
P0+375	12-18	2.7
P0+400	12-18	2.7
P0+450	12-18	2.7
Cabeça	12-18	2.7

3 – QUEBRA-MAR

3.1 – Descrição da obra

O quebra-mar de Porto Amboim, (Figura 7) dá abrigo, da agitação marítima, às infra-estruturas dos estaleiros navais e em simultâneo dá suporte ao terminal de combustíveis localizado no seu intradorso.

O quebra-mar tem 810 m de comprimento e desenvolve-se, desde a costa até fundos de -14,5 m(LAT), em três trechos com as seguintes características:

- entre P0-325m e P0+178m, 503 m de comprimento com orientação S-N;
- entre P0+178m e P0+385m, 207 m de comprimento com orientação N30°E-S30°SW. Neste trecho será instalado o terminal de combustíveis;
- entre P0+385m and P0+485m, 100 m de comprimento com orientação N58°E-S58°SW.

Estruturalmente é constituído por:

- núcleo de enrocamento ToT de secção transversal trapezoidal;
- mantos secundários, de revestimento e retenção dos materiais do núcleo, em enrocamento seleccionado;
- manto de protecção em enrocamento, no tronco, e em cubos Antifer, na cabeça;
- muro cortina de betão simples na extremidade do trecho inicial e em todo o trecho central.

Nas Figuras 8 e 9 são apresentadas três secções tipo do quebra-mar, sendo duas respeitantes ao tronco e a terceira à cabeça.

O quebra-mar dispõe de um plataforma de circulação/serviço, à cota +4 m(LAT), com largura de 13 m no primeiro trecho e de 10 m no segundo.

O trecho terminal do quebra-mar não será acessível, a menos que haja necessidade de realizar trabalhos de manutenção. Poderá sofrer galgamentos desde que não causem danos à obra, nem interfiram com a operacionalidade dos cais.

A cota de coroamento da obra varia entre +4,1 m(LAT), no enraizamento, e +5,8 m(LAT), do perfil P0+50 m até à cabeça.

Os cubos Antifer aplicados na cabeça, em duas camadas, têm massa unitária de 3 t. Os enrocamentos aplicados no manto, igualmente em duas camadas, têm dimensões variáveis em função da onda de projecto e da zona da obra. No talude exterior os maiores enrocamentos, utilizados entre P0+250m e P0+480m, são de 4,2 a 8,4 t. No talude interior são da gama 2,8 a 5,6 t, e são aplicados entre P0+178m e P0+480m.

No talude exterior e na cabeça, o manto de protecção apoia-se num prisma de pé de talude, de enrocamento de 0,9 a 3 t, assente num berma à cota -8 m(LAT).

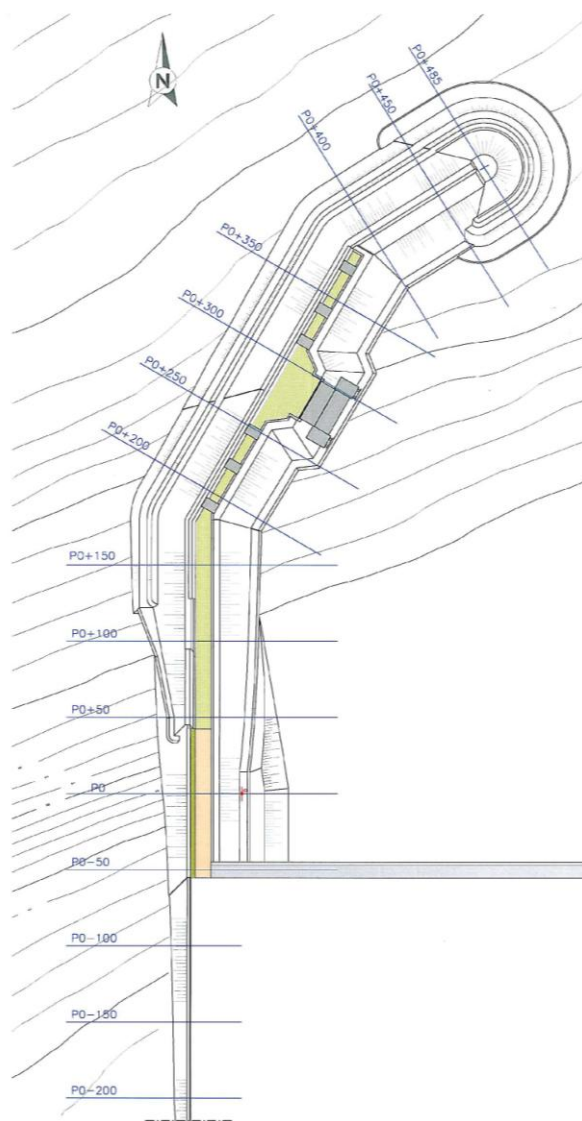


Figura 7 – Quebra-mar. Planta

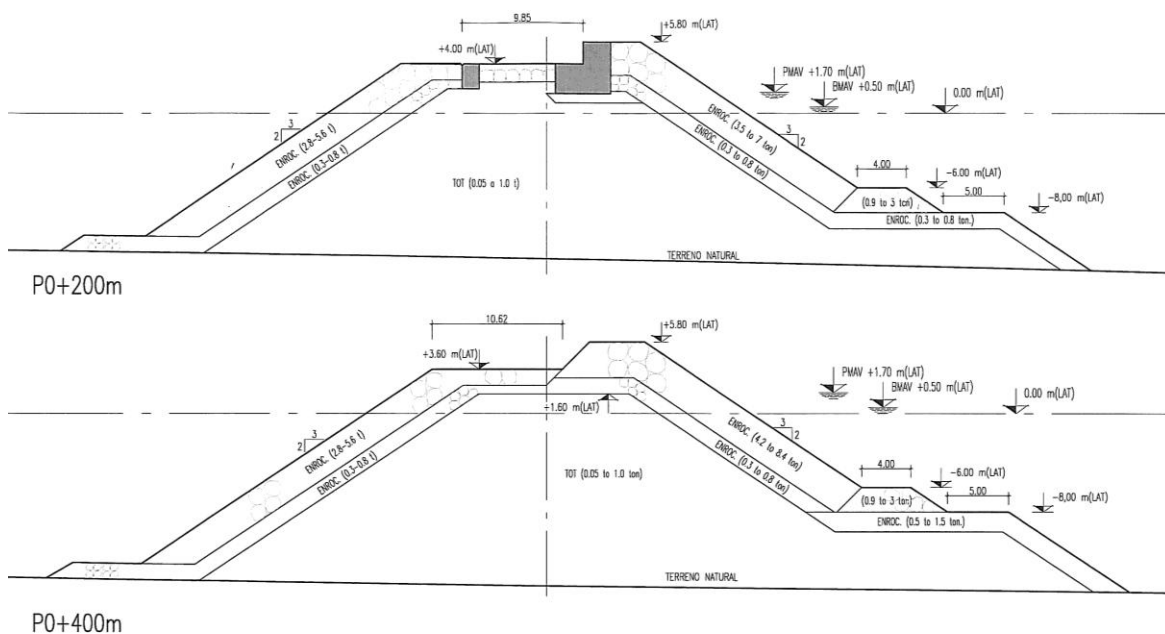


Figura 8 – Quebra-mar. Exemplo de perfis transversais do tronco

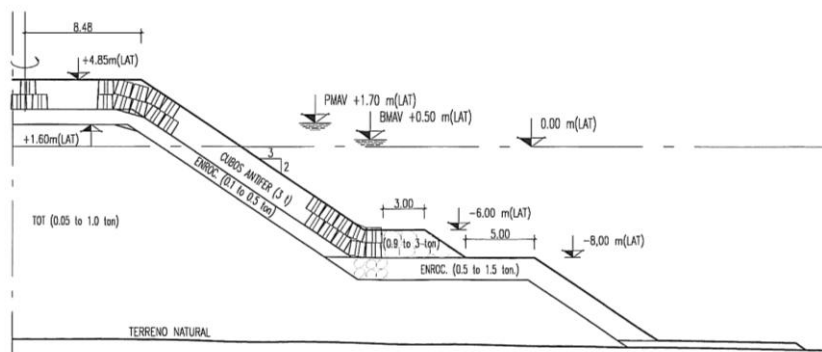


Figura 9 – Quebra-mar. Perfil de rotação da cabeça

3.2 – Dimensionamento e verificação da estabilidade

3.2.1 - Ensaio em modelo físico

O projecto do quebra-mar foi acompanhado de um vasto conjunto de ensaios em modelo físico tridimensional, realizado no LNEC, que permitiu aferir e otimizar as soluções propostas.

Os ensaios incluíram a verificação da estabilidade e dos galgamentos da obra e a medição de pressões no muro cortina. Em termos genéricos foram consideradas as seguintes condições de ensaio:

- dois níveis de água: BMmin=0,0 m (LAT) e PMmax=+2,4 m (LAT);
- um rumo de onda ao largo, correspondente a rumos, junto à obra, de 270° na cabeça e de 315° no tronco;
- cinco períodos de pico entre 10 s e 17 s;

- alturas significativas da onda, junto à obra, entre 0,5 e 4 m com incrementos de 0,5 m;
- duração equivalente a 3 horas no protótipo.

3.2.2 - Estabilidade dos mantos de protecção

No dimensionamento dos mantos de protecção foram consideradas as alturas significativas da onda para o período de retorno de 100 anos, que variam, ao longo da obra, entre 2,4 e 2,7 m.

No talude exterior do tronco, o dimensionamento foi feito com base nas fórmulas de Van der Meer, para águas profundas e pouco profundas, as quais conduziram a resultados semelhantes.

No caso da cabeça o dimensionamento baseou-se na fórmula de Hudson, uma vez que o método de Van der Meer para mantos de cubos Antifer é aplicável apenas ao tronco.

Para a cabeça foram propostos cubos Antifer de 3 t colocados de forma arrumada e regular, com um índice de vazios de 37%.

Os ensaios em modelo físico confirmaram as soluções propostas, tanto nos mantos do talude exterior como do talude interior e nas bermas de fundação, para alturas de onda da ordem de 3,5 m, 30% acima da onda de projecto.

3.2.3 - Análise dos galgamentos

As condições a verificar em termos de galgamentos foram as seguintes:

- condições de serviço: caudal médio de galgamento inferior a 1 l/s/m para a onda com probabilidade de ocorrência de 95% ($H_s=1,4$ m) e para o nível de maré $PM_{AV}=+1,7$ m(LAT).
- condições extremas: caudal médio de galgamento de 50 a 200 l/s/m, em conformidade com a recomendação do EurOtop Manual [5], para a onda com período de retorno de 100 anos e para o nível de maré $PM_{max}=+2,4$ m(LAT).

O cálculo do caudais de galgamento foi realizado com recurso à *toolbox* NN_OVERTOPPING2 proveniente do Programa Europeu CLASH e baseada na análise de redes neuronais [6].

Nos cálculos foram obtidos valores de caudais inferiores aos limites estabelecidos. Nos ensaios em modelo foi possível confirmar os resultados dos cálculos. Na Figura 10 é apresentada a comparação de resultados obtidos nos cálculos e medidos, para uma das secções analisadas.

3.2.4 - Estabilidade do muro cortina

A estabilidade do muro cortina foi verificada pelo método do factor de segurança global, tendo em consideração o peso próprio da estrutura, a impulsão hidrostática, os impulsos do manto de enrocamento e as pressões devidas à onda. Foram consideradas as situações seguintes:

- condições de serviço: altura significativa da onda para o período de retorno de 1 ano e nível de maré de +1,9 m(LAT).
- condições extremas: altura significativa da onda para o período de retorno de 100 anos e nível de maré $PM_{max}=+2,4$ m(LAT).

As pressões da onda na estrutura foram determinadas pelo método proposto por Martín [7].

Os cálculos para verificação da estabilidade conduziram a factores de segurança ao escorregamento superiores a 1,5 e ao derrubamento superiores a 1,3, em condições extremas.

Foi, igualmente, verificada a estabilidade do muro cortina considerando as pressões da onda medidas nos ensaios. Os factores de segurança obtidos foram superiores aos referidos

anteriormente; para as condições extremas obtiveram-se os factores de segurança mínimos de 1,6 no caso do escorregamento e de 1,5 para o derrubamento.

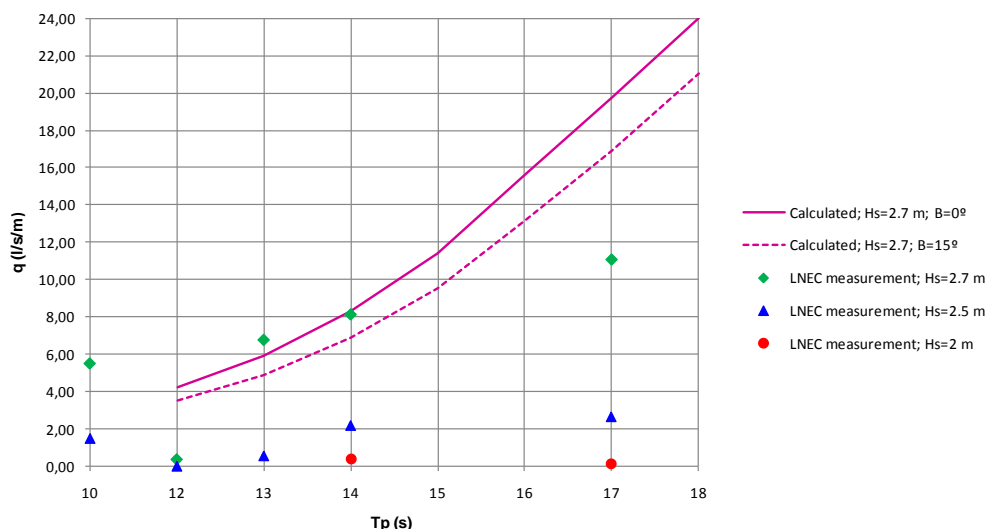


Figura 10 – Quebra-mar. Caudal médio de galgamento calculado e medido nos ensaios (Perfil P0+350m, Nível de PMmax=+2,4 m(LAT))

3.2.5 - Estabilidade de taludes e análise de deformações da estrutura

A verificação da estabilidade dos taludes exterior e interior do quebra-mar, bem como a análise das deformações da estrutura, foram realizadas com recurso a um modelo de elementos finitos. O solo de fundação bem como o solo que compõe a estrutura do molhe, foram modelados com recurso a um modelo elástico perfeitamente plástico, associado ao critério de rotura de Mohr Coulomb.

O modelo permite a obtenção de factores de segurança em relação à rotura segundo superfícies de deslizamento, para cada situação de projecto, bem como a análise das deformações da estrutura.

Na verificação da estabilidade dos taludes do molhe foram consideradas as seguintes acções:

- Peso próprio dos materiais;
- Cargas introduzidas por equipamento utilizado na movimentação de blocos, (gruas e camiões);
- Variação do nível de maré;
- Acção das ondas. A acção das ondas foi simulada através da adopção de desníveis hidroestáticos entre o interior e o exterior do molhe e do aumento das pressões intersticiais na zona do pé do talude exterior.

As acções consideradas foram combinadas de forma a simular o comportamento da estrutura em ambas as fases de construção e de serviço.

Foram analisados os modos de rotura característicos do tipo de estrutura, conforme ilustrado nas seguintes figuras.

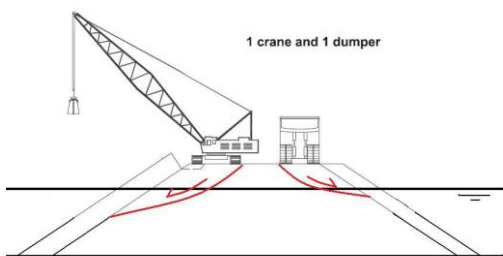


Figura 11- Deslizamento por superfícies de rotura motivado pelo carregamento introduzido por equipamento de carga e movimentação de blocos em fase de construção.

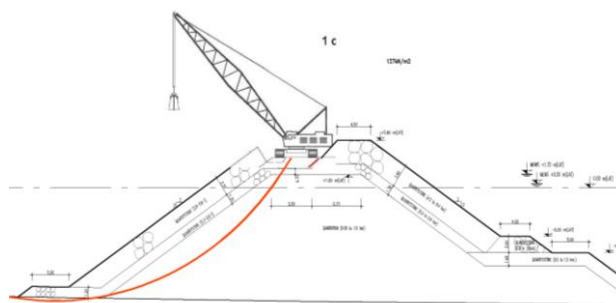


Figura 12- Deslizamento por superfícies de rotura motivado pelo carregamento introduzido por equipamento de movimentação de blocos em trabalhos de manutenção, possíveis na fase de serviço da estrutura.

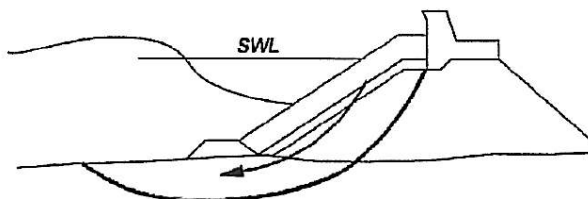
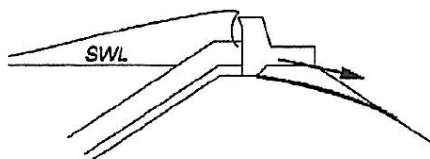


Figura 13- Deslizamento por superfícies de rotura motivado pela acção das ondas. Nas figuras seguintes é apresentado o modelo de cálculo utilizado.

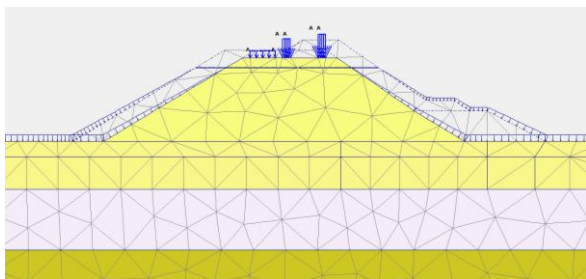


Figura 14- Modelo de cálculo simulando uma situação de carga em fase de construção.

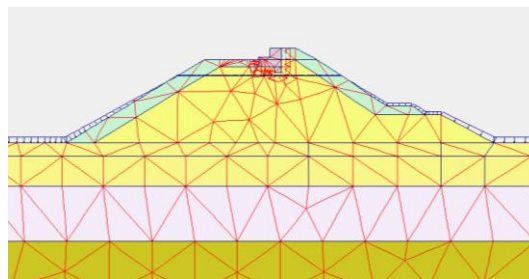


Figura 15- Modelo de cálculo utilizado na simulação das situações de carregamento em fase de serviço.

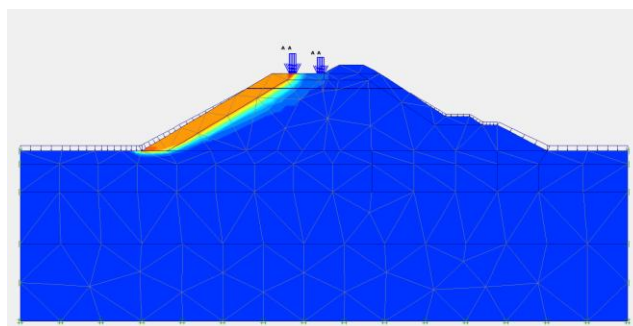


Figura 16- Localização da superfície de rotura característica de um estado limite.

3.3 – Evolução da praia

A construção do quebra-mar veio criar uma barreira ao transporte sólido litoral, que vindo de sul para norte, contorna a Ponta do Morro e se dirige, genericamente, de poente para nascente ao longo da linha de costa.

A praia a oeste do quebra-mar tem vindo a crescer acompanhando o desenvolvimento da obra (Figuras 23, 24 e 30 a 32). A Figura 17 mostra a posição da curva de nível +2 m(LAT), ao longo de um perfil paralelo e próximo do eixo do quebra-mar, entre Dezembro de 2008 e Agosto de 2010. Neste período de 20 meses a praia avançou, junto ao quebra-mar, aproximadamente 400 m.

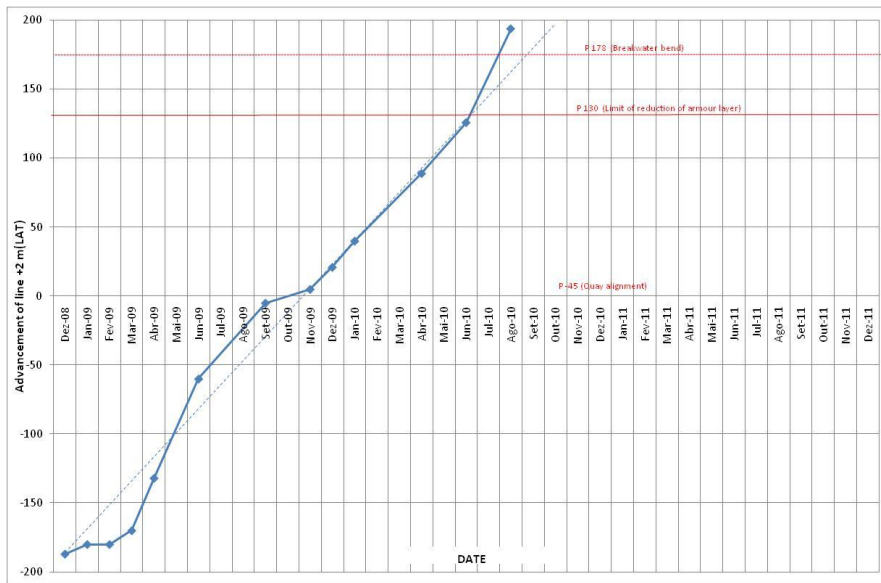


Figura 17 – Evolução da curva de nível +2 m(LAT) junto ao quebra-mar, (Dez. 2008 a Ago.2010)

A análise de diversos perfis levantados entre Dezembro de 2008 e Dezembro de 2009, mostrou que o volume de areias retido neste período foi da ordem de 300 000 m³.

Actualmente a praia encontra-se na zona da cabeça da obra.

O alargamento da praia proporcionou uma protecção adicional da obra, permitindo, no decurso da empreitada, as seguintes alterações ao projecto inicial:

- dispensa do manto de protecção do talude exterior, desde o enraizamento até ao P0+45m, numa extensão de 370 m;
- subida da cota de fundação do manto entre os perfis P0+45 m e P0+125 m;
- dispensa do muro cortina desde o enraizamento até ao P0+128 m, ou seja em cerca de 450 m;

No entanto, a subida significativa dos fundos junto à obra, vai sujeitá-la, ainda que temporariamente e em zonas localizadas, a uma acção da onda mais intensa do que na situação inicial, por efeito do empolamento e da rebentação. No presente caso este aspecto foi tido em conta ao fazer-se o dimensionamento do manto exterior com a fórmula de Van der Meer para pequenas profundidades.

5 – CAIS 1 E 2

Os cais 1 e 2 desenvolver-se-ão ao longo de 460 m, rematando a poente no quebra-mar, e a nascente no cais do estaleiro da HMC - Heerema Marine Contractors.

O Cais 1, com 80 m de comprimento, encontra-se actualmente totalmente construído. O Cais 2 encontra-se em fase de execução, tendo sido já realizados 200 m desde poente, seguindo-se a sua progressão para nascente, culminando na sua ligação ao cais adjacente.

Com o coroamento à cota +4,0 m(LAT), ambos os cais apresentarão fundos de serviço de -10,0 m(LAT), permitindo a acostagem de antigos navios super-petroleiros, do tipo VLCC (very large crude carrier) /ULCC (ultra large crude carrier), e a sua transformação em unidades FSPO (*Floating Production, Storage and Offloading*). À semelhança do Cais 1, o Cais 2 será equipado com cabeços de amarração com capacidade para 100 t, escadas e argolas metálicas.

A estrutura de contenção da plataforma do cais é composta por uma cortina de estacas prancha metálicas em perfil AZ50, o perfil mais resistente actualmente disponível no mercado, construídas em aço do tipo S430GP, com 21 m de comprimento. A cortina é cravada até à cota -19,0 m(LAT) e suportada horizontalmente, à cota +1,40 m(LAT), por tirantes metálicos que garantem a transmissão de cargas a uma cortina de ancoragem.

Os tirantes têm 63 mm de diâmetro, são construídos em aço do tipo ASDO 500 e dispostos segundo afastamentos de 1,16 m. A transmissão de cargas entre os tirantes e a cortina de ancoragem é conferida por uma viga composta por dois elementos metálicos em perfil UNP320, em aço S355 JO, ligados entre si por chapas soldadas (espaçadores). Esta viga é disposta junto à face interior da cortina de ancoragem e é apoiada em chapas metálicas soldadas neste elemento.

A cortina de ancoragem é composta por perfis AZ20-700 com 9,0 m de comprimento, em aço do tipo S390GP, e dista 29,5 m da cortina principal. O seu coroamento encontra-se localizado à cota +3,0 m(LAT) e foi cravada até à cota -6,0 m(LAT).

No coroamento da cortina de contenção é construída uma viga de betão armado de grandes dimensões, com 1,90 m de largura e 2,40 m de altura do lado de terra, e 4,00 m do lado do mar, no qual se estende até à cota 0,0 m(LAT), criando um escudo que confere protecção da cortina metálica no que respeita à sua deterioração por efeito da corrosão, e que permite a instalação de defensas. A viga de coroamento, como elemento de grande rigidez, tem a função de distribuir as cargas resultantes da acostagem e da amarração dos navios pela cortina de estacas prancha.

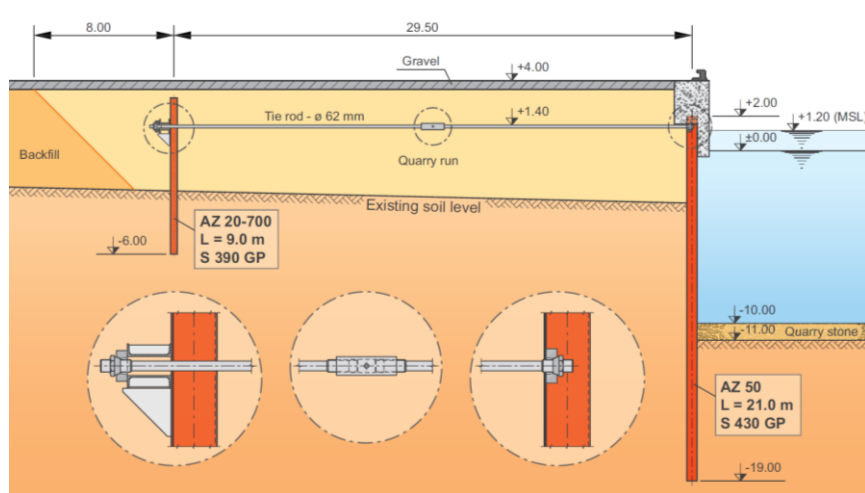


Figura 18 – Secção transversal da estrutura do cais (retirado de www.arcelormittal.com/sheetpiling.com)

O dimensionamento da estrutura de contenção revestiu-se de alguma complexidade, motivada pelo grau de exigência estabelecido nas especificações do dono de obra, nomeadamente no que diz respeito ao número de diferentes acções e combinações de acções a considerar, ao elevado valor e variabilidade posicional de determinadas cargas, ao critério de segurança definido e às condições relativas à durabilidade dos elementos estruturais que foi necessário garantir.

O dimensionamento e a verificação da segurança da estrutura foram realizados com o auxílio de modelos de cálculo de elementos finitos construídos de forma a reproduzir as características geométricas da estrutura, as características geométricas e mecânicas dos elementos estruturais e as características de resistência e rigidez do solo de fundação e do material de enchimento da plataforma.

A parametrização do solo de fundação foi estabelecida com base nos resultados das campanhas de prospecção geotécnicas realizadas previamente e no decorrer da obra.

A utilização dos modelos de cálculo, devidamente calibrados, permitiu avaliar os esforços e deformações gerados nos elementos estruturais, bem como a estabilidade global da estrutura, ao longo das várias fases de construção e nas diversas situações de serviço.

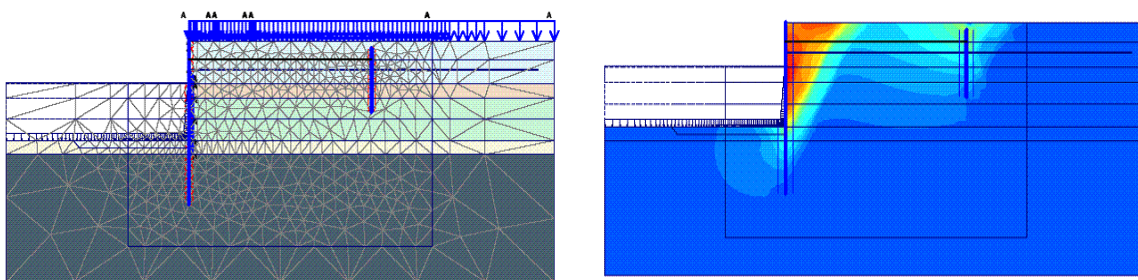


Figura 19 – Modelo de cálculo de elementos finitos.

No respeitante ao processo construtivo, interessa focar o facto de a cravação de ambas as cortinas implicar apenas o recurso a equipamento terrestre, havendo para tal que construir um caminho de acesso em enrocamento, cujo coroamento se situa aproximadamente à cota +3,0 m(LAT), e que permanece no local como enchimento da plataforma, tornando a operação mais rápida e económica.

Simultaneamente à execução do caminho de acesso é cravada a cortina de ancoragem, inicialmente com recurso a um martelo vibrador do tipo ICE815C, e de seguida com um martelo de impacto do tipo IHCS70, até que seja atingida a cota de ponta estabelecida.

A cravação da cortina principal inicia-se uma vez terminada a cravação da cortina de ancoragem. No sentido de assegurar a correcta implantação dos perfis durante o processo de cravação é montada uma estrutura metálica de guiamento.

Terminada a cravação da cortina principal, procede-se à escavação da plataforma de trabalho até à cota +1,3 m(LAT), possibilitando a instalação dos tirantes e da viga de ancoragem. Seguem-se simultaneamente, o enchimento da plataforma até que sejam atingidas as cotas de projecto, e a construção da viga de coroamento.

Uma vez finalizado enchimento da plataforma e a execução da viga de coroamento, procede-se à dragagem do fundo do cais até à cota -11.0 m(LAT), sendo de seguida disposta uma camada de enrocamento com espessura média de 1,0 m para protecção do fundo perante a turbulência provocada pelas hélices dos navios que irão operar no cais.

Tratando-se de um meio ambiente de elevada agressividade, nomeadamente devido à combinação do ambiente marítimo com elevadas temperaturas da água e do ar, e devendo a durabilidade da estrutura ser assegurada ao longo de um período de vida de 50 anos, houve que prestar especial atenção à influência da corrosão na evolução da resistência dos elementos estruturais, nomeadamente com a adopção de sistemas de protecção.

Considerando as taxas de corrosão especificadas pelo dono de obra, decidiu-se não prever qualquer protecção da cortina de ancoragem e tirantes, sendo, no entanto, considerada no seu dimensionamento a perda de secção (espessura de sacrifício) correspondente ao período de vida estabelecido.

A cortina principal, sujeita a condições ambientais mais agressivas, especialmente a sua face exterior, é protegida pela viga de coroamento em betão armado acima da cota +0,0 m(LAT), e por um sistema de protecção catódica, com ânodo de sacrifício, na restante extensão até à cota -10,0 m(LAT). Para além do sistema de protecção catódica, cuja vida útil do ânodo de sacrifício se estima ser de 25 anos, a protecção da parte submersa da cortina é ainda garantida pela consideração no seu dimensionamento de uma espessura de sacrifício, estabelecida tendo em conta a taxa de corrosão definida para as respectivas condições ambientais e o período de vida útil da estrutura.

6 – TERMINAL DE COMBUSTÍVEIS

O terminal de combustíveis será construído no intradorso do quebra-mar e garantirá fundos de serviço de -10,0 m(LAT), permitindo a acostagem de navios petroleiros com comprimentos até 160 m.

Será composto pelas seguintes estruturas:

- Plataforma central;
- Dois duques d'alba de acostagem duplos;
- Seis maciços de amarração.

6.1 – Plataforma central

A plataforma central com (30,00x21,95) m² de área em planta, será localizada à cota +4,2 m(LAT), e destinar-se-á à instalação de equipamento de descarga dos navios.

Tratar-se-á de uma estrutura de betão armado composta por uma laje com 0,45 m de espessura, apoiada em pórticos compostos por vigas apoiadas em estacas distribuídas de forma regular, marcando vãos de 5,25 m na direcção da frente de acostagem, e 10,00 m na direcção ortogonal.

Tratando-se de uma estrutura a construir dentro de água, será adoptado o recurso à pré-fabricação de grande parte dos elementos estruturais, nomeadamente as vigas e laje.

A construção iniciar-se-á com a execução das estacas moldadas no terreno com recurso a tubo metálico perdido com diâmetro exterior de 1016 mm e espessura de 8 mm. As estacas penetrarão no solo de fundação até à cota -21,0 m (LAT).

Seguir-se-á a construção, com a betonagem "in-situ" dos maciços de encabeçamento das estacas, nos quais serão apoiadas as vigas pré-fabricadas. Após a instalação das vigas pré-fabricadas, serão colocadas lajes pré-fabricadas, sendo o conjunto solidarizado com a betonagem da camada superior da laje.

A plataforma estender-se-á até ao coroamento do quebra-mar onde será apoiada numa estrutura de encontro fundada em colunas de aduelas, cujas células serão preenchidas com betão e enrocamento. As colunas de aduelas serão fundadas sobre o prisma de enrocamento que forma o núcleo do quebra-mar.

Prevenindo a ocorrência do assentamento da estrutura de encontro por deformação da estrutura do quebra-mar, a estrutura da plataforma contemplará um troço simplesmente apoiado vencendo um vão de 10,00 m.

6.2 – Duques d`alva de acostagem

Os duques d`alva serão dispostos junto de ambas as faces laterais da plataforma central, com coroamento à cota +3,5 m(LAT), cada um equipado com duas defensas com capacidade de absorção de energia de 1700 kN.m, munidas de painel frontal.

Estruturalmente serão compostos por maciços de betão moldados “in-situ”, com 2,00 m de espessura, apoiados em 14 estacas de betão armado dispostas segundo uma malha regular com afastamentos de 3,50 m em ambas as direcções.

As estacas serão moldadas no terreno com recurso a tubo metálico perdido, com 1116 mm de diâmetro e 8 mm de espessura, penetrando no solo de fundação até à cota -21,0 m(LAT).

6.3 – Maciços de amarração

Os maciços de amarração serão equipados com cabeços de amarração de desengate rápido com capacidade máxima de 200 t.

Como estruturas de gravidade que serão, os maciços de amarração são dimensionados para suportar as forças de amarração dos navios, através da força de atrito mobilizada pelo seu peso ao longo da superfície de contacto com o solo de fundação. Consistirão assim em blocos de betão com (9,60x6,90) m² de área em planta e 4,40 m de espessura, instalados no interior da parte superior da estrutura do quebra-mar.

Uma vez que serão fundados à cota -0,4 m(LAT), abaixo do nível mínimo de maré, de forma a obviar a necessidade de montagem de cofragem, cada um dos maciços será composto por uma coluna de aduelas pré-fabricadas de betão armado com 1,30 m de altura, cujas células serão preenchidas com betão simples.

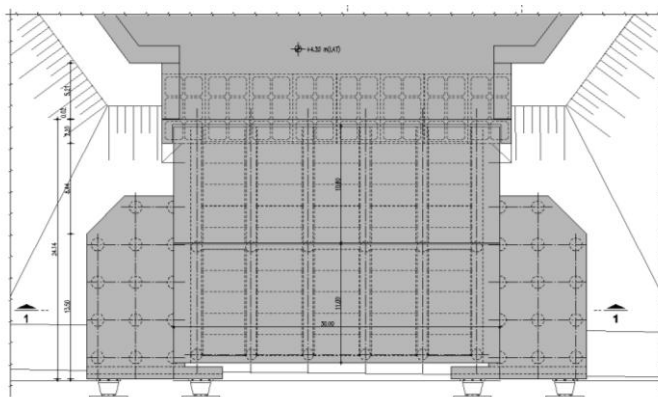


Figura 20 – Planta da plataforma central e dos duques d`alva de acostagem.

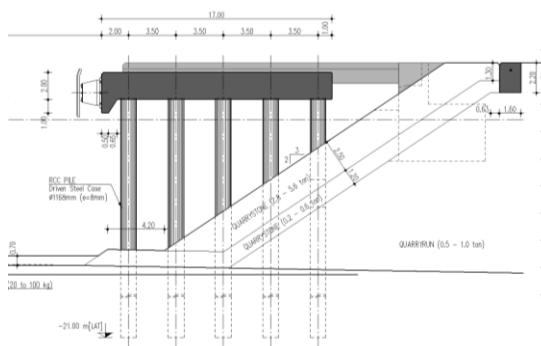


Figura 21 – Perfil transversal atravessando um duque d'alba de acostagem.

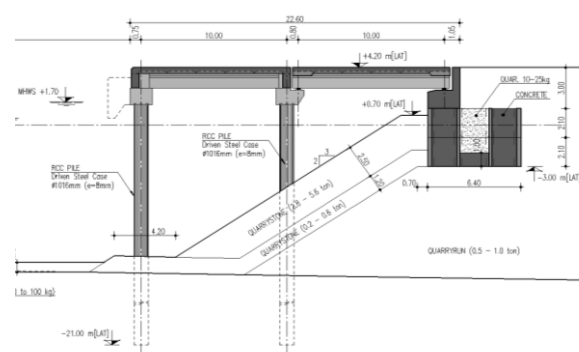


Figura 22 – Perfil transversal atravessando a plataforma central.

7 – CONSTRUÇÃO DAS OBRAS

A construção do estaleiro PAENAL teve início em 2007. A 1ª fase das obras compreendeu a execução dos terraplenos da plataforma do estaleiro naval com 45 000 m² de área, a construção do Cais 1 e do trecho de quebra-mar necessário à proteção destas infra-estruturas.

A 2ª fase, implica a construção do Cais 2, a construção do quebra-mar até ao perfil P0+375 m e a construção das obras acostáveis do terminal de combustíveis.

A 3ª fase contempla os trabalhos de construção do trecho terminal do quebra-mar, com uma extensão de 100m.

Actualmente, encontram-se terminados os trabalhos previstos para a 1ª fase, encontrando-se em curso a construção do Cais 2, incluído na 2ª fase, e a conclusão da estrutura do quebra-mar, trabalhos referentes à 3ª fase. Seguir-se-á a construção do terminal de combustíveis.

Nas Figuras 23 a 32 são ilustradas diversas fases da construção das obras.



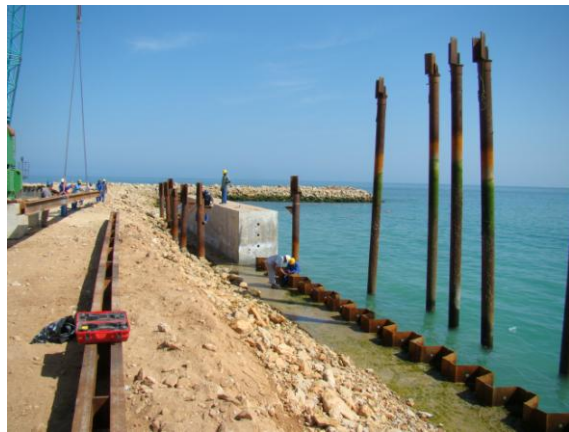
Figura 23 – Vista geral da obra. Novembro de 2008



Figura 24 – Vista geral da obra. Dezembro de 2008



Figuras 25 e 26 - Início da cravação da cortina principal do Cais 1 (Fev. 2009) e instalação de tirantes (Março 2009).



Figuras 27 e 28 – Execução da viga de coroamento do Cais 1 (Maio 2009)



Figuras 29 – Cais 1. Lançamento da primeira bóia. Julho 2009



Figura 30 e 31 – Vista geral da obra. Novembro 2009 e Setembro de 2010



Figura 32 – Vista geral da obra. Novembro 2010

8 - REFERÊNCIAS

- [1] WW , 2010. PAENAL Fabrication Yard. Breakwater. Detailed Design
- [2] WW , 2010. PAENAL Fabrication Yard. Quays 1 & 2. Detailed Design
- [3] WW , 2010. PAENAL Fabrication Yard. Oil Berth. Detailed Design
- [4] Scott Wilson, 2009. Porto Amboim. Wave Climate and Heerema Quay Availability.
- [5] LNEC, 2010. Porto Amboim Harbour (Angola). Stability and Overtopping Scale Model Tests of a New Breakwater
- [6] EurOTop, 2007. Wave Overtopping of Seas Defences and Related Structures: Assessment Manual.
- [7] Delft Hydraulics, 2005. Neural Network: Manual NN_OVERTOPPING2. CLASH: Work package 8.
- [8] Martin, F L, 1999. Experimental Study of Wave Forces on Rubble Mound Breakwater Crown Walls. Bulletim PIANC nº102.