



AGRADECIMENTOS

Gostaria de dirigir os meus sinceros agradecimentos a todos os elementos da empresa CONSULMAR – Consultores e Projectistas, Lda. que me acolheram durante o período de estágio e que a todos os níveis muitos ensinamentos me transmitiram.

Ao meu Co-orientador Eng.º Pedro Martins, gostaria de agradecer a oportunidade que me foi concedida de realizar o Estágio numa organização prestigiada e de grande dimensão como a CONSULMAR – Consultores e Projectistas, Lda.

Ao meu Co-orientador Eng.º António Gorgulho, gostaria de agradecer todo o apoio e toda a disponibilidade prestada durante a realização do Estágio.

À Eng.ª Sofia Moniz um especial agradecimento por me ter apoiado durante todo o período de estágio e por toda a sabedoria que me transmitiu, ao Eng.º Sérgio Mata um grande abraço de agradecimento por todo o apoio e ensinamento transmitido, à Eng.ª Carla Lopes, ao Eng.º Tiago Reis e ao Arq.º João Serrano um agradecimento por todo o companheirismo prestado.

Um agradecimento final à minha namorada e à minha família que a meu lado sempre demonstraram apoio incondicional em todos os momentos neste trabalho.



RESUMO

O presente relatório de estágio enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado inserido no curso em Engenharia Civil, do perfil de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Como tal, foi realizado um estágio na empresa Consulmar – Consultores e Projectistas, Lda. com o objectivo de realizar o acompanhamento do projecto que consiste na Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe, na Ilha dos Açores.

O estudo dividiu-se em três partes: a primeira parte consistiu no acompanhamento da fase de Estudo prévio, onde a empresa Consulmar, Lda. apresenta o estudo de várias soluções ao cliente; a segunda parte consistiu no acompanhamento da fase de Projecto Base, em que o cliente escolhe as soluções que acha mais convenientes para se elaborar um estudo mais profundo para o desenrolar da obra; por fim, a terceira parte consistiu no dimensionamento de uma ponte-cais contemplada no projecto em questão. Para tal, a ponte-cais foi modelada através do programa de cálculo automático SAP 2000, sendo a partir dos valores obtidos feito o dimensionamento.

Por fim, o trabalho desenvolvido foi muito enriquecedor, pois permitiu o estudo das fases mais relevantes de um Projecto de Estruturas e desta forma ter algum conhecimento da vida profissional esperada no futuro.



ABSTRACT

The present report is part of the Final Assignment of the Master's degree on Civil Engineering, from the Structures profile, from "Instituto Superior de Engenharia de Lisboa". As such, it was performed a stage in the company *Consulmar - Consultants and Planners, Inc.* with the aim of completing the project monitoring, which is the Expansion of Fishing Port of *Rabo de Peixe* on Azores Island.

The study was divided into three parts: the first part consisted in monitoring the previous study stage, where the company *Consulmar Inc.* presents the study of various solutions to the costumer; the second part consisting on monitoring the phase of Project Base, where the costumer chooses the solution that feels more convenient to develop a deeper study to the conduct of work; finally, the third part consisted in the design (sizing) of a quay bridge, that are contemplated in the concerned project. For this, the quay bridge was modeled using the computer program SAP 2000, where the design (sizing) was done through the values obtained.

Finally, developed work was very rewarding, because it allowed the study of the relevant phases of a Structure Project, and thus have some knowledge of professional life expected in the future.



ÍNDICE GERAL

| | |
|---|-----------|
| 1 - INTRODUÇÃO | 1 |
| 2 - CONSULMAR | 4 |
| 2.1 - RESUMO HISTÓRICO | 4 |
| 2.2 - ORGANIZAÇÃO E RECURSOS | 6 |
| 3 - OBRAS PORTUÁRIAS | 8 |
| 3.1 - GENERALIDADES..... | 8 |
| 3.2 - OBRAS DE ABRIGO..... | 9 |
| 3.3 - OBRAS INTERIORES..... | 10 |
| 4 - ESTUDO PRÉVIO DA AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE | 11 |
| 4.1 - SITUAÇÃO ACTUAL OU EXISTENTE | 11 |
| 4.1.1 - DESCRIÇÃO DAS INFRA-ESTRUTURAS PORTUÁRIAS EXISTENTES..... | 11 |
| 4.1.2 - QUEBRA-MAR | 11 |
| 4.1.3 - CAIS A (-5,00 E -3,00 M) ZH | 12 |
| 4.1.4 - PROTECÇÃO DA AVENIDA MARGINAL | 12 |
| 4.1.5 - DOCA DE PÓRTICO | 12 |
| 4.1.6 - RETENÇÃO DE ATERRO | 13 |
| 4.1.7 - PONTE-CAIS ESTACIONAMENTO | 13 |
| 4.2 - BREVE DESCRIÇÃO DAS CONDIÇÕES NATURAIS LOCAIS | 15 |
| 4.2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS..... | 15 |
| 4.2.2 - TOPO-HIDROGRAFIA E NATUREZA DOS FUNDOS..... | 15 |
| 4.2.3 - METEOROLOGIA | 16 |
| 4.2.4 - MARÉS | 17 |
| 4.3 - SOLUÇÕES ALTERNATIVAS CONSIDERADAS | 19 |
| 4.3.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS..... | 19 |
| 4.3.2 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 1 E VARIANTES..... | 19 |
| 4.3.3 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 2 E VARIANTES..... | 23 |
| 4.3.4 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3 E VARIANTES..... | 26 |
| 4.3.5 - RESUMO DAS SOLUÇÕES PRESELECIONADAS..... | 31 |
| 4.3.6 - MINIMIZAÇÃO DOS GALGAMENTOS DO ACTUAL MOLHE | 33 |
| 4.4 - SOLUÇÃO PROPOSTA PELA CONSULMAR, LDA | 34 |
| 4.4.1 - DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DO ARRANJO GERAL | 34 |
| 4.4.2 - ALTERAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ENTRADA..... | 35 |
| 4.4.3 - ESTIMATIVA DE CUSTO..... | 36 |
| 4.4.4 - SOLUÇÕES PARA MINIMIZAR OS PROBLEMAS DE GALGAMENTO DO ACTUAL MOLHE..... | 36 |



| | |
|---|------------|
| 5 - PROJECTO BASE DA AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE | 38 |
| 5.1 - SOLUÇÕES ESCOLHIDAS PELO CLIENTE | 38 |
| 5.2 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3A..... | 40 |
| 5.2.1 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS DE ABRIGO | 40 |
| 5.2.1.1 - Prolongamento do molhe existente em cerca de 60 m..... | 40 |
| 5.2.1.2 - Execução de um contra-molhe de 260 m..... | 40 |
| 5.2.2 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS INTERIORES | 41 |
| 5.2.2.1 - Execução de quatro pontes-cais..... | 41 |
| 5.2.2.2 - Execução de duas rampas varadouro..... | 44 |
| 5.2.2.3 - Execução de uma doca de pórtico em forma de "U" | 45 |
| 5.2.2.4 - Colocação de postos de amarração em flutuação | 46 |
| 5.3 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3B..... | 48 |
| 5.3.1 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS DE ABRIGO | 48 |
| 5.3.1.1 - Prolongamento do molhe existente em cerca de 40 m..... | 48 |
| 5.3.1.2 - Execução de um contra-molhe de 290 m..... | 48 |
| 5.3.2 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS INTERIORES | 49 |
| 5.3.2.1 - Execução de três pontes-cais..... | 49 |
| 5.3.2.2 - Execução de uma rampa varadouro | 51 |
| 5.3.2.3 - Execução de uma doca de pórtico em forma de "U" e ponte-cais aderente | 52 |
| 5.3.2.4 - Cais do contra-molhe..... | 54 |
| 5.3.2.5 - Colocação de postos de amarração em flutuação | 54 |
| 5.4 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES | 56 |
| 5.4.1 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS SOLUÇÕES..... | 56 |
| 5.4.2 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES ALTERNATIVAS..... | 57 |
| 5.5 - ACESSÓRIOS DE CAIS | 63 |
| 5.5.1 - CÁLCULO DA ENERGIA MÉDIA DE ACOSTAGEM | 64 |
| 5.6 - CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL..... | 78 |
| 5.6.1 - CÁLCULO DOS IMPULSOS..... | 78 |
| 5.6.2 - SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO | 84 |
| 5.6.3 - SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO..... | 84 |
| 5.6.4 - VERIFICAÇÃO DA ROTURA DA FUNDAÇÃO..... | 85 |
| 5.6.5 - EXCENTRICIDADE MÁXIMA | 86 |
| 6 - PROJECTO DE EXECUÇÃO DE UMA PONTE-CAIS..... | 89 |
| 6.1 - DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE-CAIS..... | 89 |
| 6.2 - DESCRIÇÃO DO TIPO DE MATERIAIS UTILIZADOS | 91 |
| 6.3 - MODELAÇÃO DA PONTE-CAIS EM SAP | 92 |
| 6.3.1 - ACÇÕES CONSIDERADAS | 93 |
| 6.3.1.1 - Acções Permanentes..... | 93 |
| 6.3.1.2 - Acções Variáveis | 94 |
| 6.3.1.3 - Acção Sísmica..... | 95 |
| 6.3.2 - COMBINAÇÕES DE ACÇÕES CONSIDERADAS..... | 97 |
| 7 - CONCLUSÃO GERAL..... | 100 |
| 8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 102 |



ANEXOS

ANEXO I – CÁLCULOS DE PROJECTO BASE

ANEXO II – CÁLCULOS DE PROJECTO DE EXECUÇÃO

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Fig. 1 - Principais centros de actividade da empresa Consulmar,Lda. | 6 |
| Fig. 2 - Solução Alternativa 1 - Contra-molhe | 21 |
| Fig. 3 - Solução Alternativa 1 - Variante A - Quebra-mar destacado | 21 |
| Fig. 4 - Solução Alternativa 1 - Variante B - Prolongamento de 45 m do molhe existente | 22 |
| Fig. 5 - Solução Alternativa 1 - Variante C - Prolongamento de 20 m do contra-molhe | 22 |
| Fig. 6 - Solução Alternativa 1 - Variante D - Contra-molhe com 345 m e prolongamento de 75 m do molhe existente | 23 |
| Fig. 7 - Solução Alternativa 2 | 25 |
| Fig. 8 - Solução Alternativa 2 - Variante A | 25 |
| Fig. 9 - Solução Alternativa 2 - Variante B | 26 |
| Fig. 10 - Solução Alternativa 3 | 28 |
| Fig. 11 - Solução Alternativa 3 - Variante..... | 28 |
| Fig. 12 - Solução Alternativa 3 - Variante B | 29 |
| Fig. 13 - Esquema da Solução Alternativa 3A..... | 39 |
| Fig. 14 - Esquema da Solução Alternativa 3B..... | 39 |
| Fig. 15 - Modelo Ponte-Cais em 3D | 93 |



ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Recursos Humanos Globais dos últimos anos na empresa Consulmar, Lda..... | 7 |
| Tabela 2 - Resumo das características das soluções comparadas a nível de Estudo Prévio | 32 |
| Tabela 3 - Estimativa de custo da solução proposta pela Consulmar, Lda..... | 36 |
| Tabela 4 - Quantificação do nº de embarcações alojadas na solução alternativa 3A | 47 |
| Tabela 5 - Quantificação do nº de embarcações alojadas na solução alternativa 3B | 55 |
| Tabela 6 - Quadro resumo da comparação entre soluções..... | 56 |
| Tabela 7 - Dimensões médias dos navios totalmente carregados | 68 |
| Tabela 8 - Valores recomendados para o coeficiente de configuração da frente de acostagem Cc..... | 74 |
| Tabela 9 - Velocidades de acostagem para navios de pequenos deslocamentos em condições normais de acostagem..... | 75 |
| Tabela 10 - Velocidade de acostagem para navios de pequenos deslocamentos em condições de acostagem lateral, com ajuda de rebocadores | 76 |
| Tabela 11 - Velocidade de acostagem para navios de pequenos deslocamentos em condições de acostagem lateral, sem ajuda de rebocadores | 77 |



ÍNDICE DE DESENHOS

Desenho n.º 1 – Planta da Situação Actual

Desenho n.º 2 – Solução Alternativa 3A. Planta de Arranjo Geral

Desenho n.º 4 – Solução Alternativa 3B. Planta de Arranjo Geral

Desenho n.º 8 – Solução Alternativa 3B. Pontes-Cais. Planta, Cortes e Pormenores



1 - INTRODUÇÃO

O presente relatório visa apresentar o trabalho desenvolvido pelo estagiário, na empresa CONSULMAR, Projectistas e Consultores, Lda. Este trabalho consiste no acompanhamento de todas as fases de projecto no que diz respeito à Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe, na ilha de S. Miguel, que a Lotaçor – Serviço de Lotas dos Açores, S.A. contratualizou a CONSULMAR para o seu desenvolvimento.

Inicialmente surgiu a necessidade de elaborar um breve estudo sobre o Plano de Desenvolvimento que existe na Região Autónoma dos Açores com o objectivo de saber os tipos de Estruturas Portuárias existentes.

Os tipos de Estruturas Portuárias a ter em conta são:

Núcleo de Pesca Local: serve a frota de embarcações de pesca local de convés aberto;

Núcleo de Pesca Costeira: tem como frotas residentes a de pesca local e a de pesca costeira com comprimentos até 14 m, podendo receber e abrigar embarcações com comprimentos até 25 m;

Porto de Pesca Costeira: embora tenha como frotas residentes as de pesca local e costeira com comprimentos até 14 m, pode servir com regularidade embarcações costeiras com comprimentos até 25 m e receber e abrigar frotas visitantes com comprimentos até 35 m;

Porto de Pesca: tem como residente principal a frota de pesca costeira, podendo servir todos os tipos de frotas de pesca com comprimentos até 35 m;

Base de Pesca: embora vocacionado para servir a frota de pesca residente com comprimentos até 35 m, pode servir outras frotas de pesca do largo com comprimentos até 70 m.



Após conhecer os tipos de Estruturas Portuárias existentes, surgiu a indispensabilidade de enquadrar o Porto de Rabo de Peixe no tipo de estrutura portuária adequada consoante o seu desenvolvimento portuário e as infraestruturas existentes.

O Porto de Rabo de Peixe no Plano Médio Prazo (1995 – 2000) é classificado como Núcleo de Pesca Local, sendo necessário ter em atenção que no esquema de reordenamento e hierarquização dos portos foi reclassificado como Núcleo de Pesca Costeira.

Actualmente e tendo em conta o desenvolvimento do sector de pescas na Região autónoma dos Açores, o Porto de Rabo de Peixe já se encontra classificado como Porto de Pesca e em conformidade com as infra-estruturas existentes

A necessidade da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe está ligada à existência de alguns problemas que a comunidade piscatória de Rabo de Peixe quer resolver mas também está ligada à perspectiva de crescimento da frota de pesca local.

A comunidade piscatória de Rabo de Peixe pretende eliminar os problemas resultantes da insuficiência de abrigo da bacia portuária, da insuficiência de postos de estacionamento em flutuação, das inundações resultantes das sobrelevações e das inundações resultantes dos galgamentos. Como tal foi realizado um Programa de Necessidades por ordem decrescente de importância com o objectivo de resolver os problemas existentes, bem como melhorar e desenvolver as obras de abrigo e as obras interiores existentes no Porto de Pesca de Rabo de Peixe.

O Programa de Necessidades a satisfazer é o seguinte:



1. Melhorar as condições de abrigo do porto, sem alterar o actual rumo de entrada;
2. Criar postos de estacionamento para cerca de 100 embarcações em comprimentos inferiores a 11 m e calados inferiores a 2 m;
3. Eliminar as inundações do terraplano actual;
4. Aumentar a área de terraplano;
5. Reduzir as inundações resultantes dos galgamentos do molhe actual;
6. Prever postos de acostagem para embarcações de recreio e para embarcações marítimo-turísticas.

De acordo com as condições da frota definiu-se e acordou-se que a cota mínima à entrada do porto é (-4,00 m) ZH enquanto a cota de serviço das bacias de estacionamento é (-2,00 m) ZH.



2 - CONSULMAR

2.1 - RESUMO HISTÓRICO

Fundada em 1970 por um grupo de engenheiros liderado pelo Prof. Eng.º Fernando Vasco Costa, é uma das primeiras empresas portuguesas de engenharia e consultoria.

Composta integralmente pelo conjunto dos seus técnicos seniores, através de uma sociedade gestora de participações sociais – a OC – SGPS, S.A. – a CONSULMAR, com o grupo de empresas suas participadas, ocupa hoje um lugar de destaque entre as maiores empresas independentes do sector.

As principais áreas de actuação da entidade CONSULMAR – Projectistas e Consultores, Lda., são os sectores das infraestruturas de transportes e logística, das pescas, do ambiente e do turismo e recreio náutico. Por exemplo, pode referir-se algumas:

- Sector aeroportuário – ampliação do Aeroporto Internacional de S. Tomé e Príncipe; ampliação do Aeroporto do Funchal, Madeira; o projecto do terminal/parque de contentores no Aeroporto João Paulo II, em Ponta Delgada; estudos técnicos para o Novo Aeroporto de Lisboa e de desenvolvimento da capacidade do aeroporto da Portela; projectos de remodelação/reabilitação de Aeroportos nos Açores, em Angola e em Moçambique;
- Elaboração do Plano Estratégico e o Estudo da Logística do Porto de Lisboa;
- Terminais portuários especializados – Terminal LNG no Porto Sines; Terminal “Ro-Ro” no Porto de Setúbal;
- Porto de Pesca de Sesimbra;



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Página **5** de **103**

- Ambiente – Recuperação ambiental da Lagoa Rodrigo de Freitas e das Praias de Ipanema e Leblon (estudo feito em colaboração com o LNEC); Protecção costeira da Ilha de Luanda.

Os serviços prestados abrangem as diversas fases dos trabalhos, desde o planeamento estratégico e estudos de viabilidade técnica e económica, até aos projectos de engenharia e arquitectura e à assistência técnica, controlo e fiscalização das obras e gestão dos empreendimentos.



2.2 - ORGANIZAÇÃO E RECURSOS

Com uma forte componente de participação em projectos internacionais, a CONSULMAR participou, ou participa hoje, em estudos, projectos e gestão de empreendimentos nos seguintes países ou territórios:



Fig. 1 - Principais centros de actividade da empresa Consulmar, Lda.

A CONSULMAR está organizada em Departamentos por especialidades e segundo mercados regionais, sendo a coordenação e direcção globais asseguradas pela Gerência, composta pelos Eng.ºs Fernando da Silveira Ramos, José Pedro Fernandes e Carlos Abecasis, integrando ainda a Direcção os Eng.ºs Luís Carvalho Peixeiro, Amaro Espírito Santo (Director Administrativo e Financeiro) e Carlos Gonçalves Pereira (Director Internacional).



Os recursos humanos globais da empresa, estabilizados nos últimos anos, apresentam a seguinte composição:

Tabela 1 - Recursos Humanos Globais dos últimos anos na empresa Consulmar, Lda.

| | 2006 | 2007 | 2008 |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|
| Engenheiros | 31 | 32 | 36 |
| Arquitectos | 3 | 3 | 3 |
| Técnicos médios | 28 | 28 | 23 |
| Administrativos | 12 | 12 | 12 |
| TOTAL | 74 | 75 | 74 |

Para além da sede em Lisboa, a CONSULMAR tem escritórios em Aveiro, nos Açores, e em Angola (onde constituiu uma empresa local), Moçambique (Representação Comercial com estatuto equiparado a empresa local) e S. Tomé e Príncipe.

A CONSULMAR está certificada pela norma NP EN ISO 9001:2000 para as actividades de “Elaboração e Revisão de Projectos, Consultoria e Assistência Técnica nas Áreas de Engenharia e Arquitectura; Fiscalização e Gestão da Qualidade de Empreitadas”, e é detentora, desde 1993, da qualificação de “Gestor Geral da Qualidade de Empreendimentos da Construção”, atribuída pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil português (LNEC), com o grau mais elevado em todas as categorias.



3 - OBRAS PORTUÁRIAS

3.1 - GENERALIDADES

Um porto é um interface entre o modo de transporte marítimo e os modos de transporte terrestre rodoviário e/ou ferroviário.

Os portos nasceram nas foz dos rios, em zonas abrigadas da agitação marítima, onde os navios podiam fundear fazendo-se então a trasfega de mercadorias e de pessoas entre o navio e a terra através de pequenas embarcações que descarregavam nas zonas espriadas das margens. Os portos assim constituídos, designados de portos naturais, deram origem a grandes cidades. São os casos, por exemplo, de Lisboa, Setúbal Portimão, Figueira da Foz.

Só no final do século XIX, com o advento das máquinas a vapor foi possível desenvolver equipamentos com capacidade de elevação que permitiram construir estruturas acostáveis adjacentes às margens dos rios, permitindo, deste modo, uma trasfega directa das mercadorias e pessoas, do navio para o plano de terra.

Posteriormente, já no princípio do século XX começaram a surgir portos estabelecidos em zonas de costa de mar aberto, os chamados portos artificiais. Nestes casos, como por exemplo Leixões, Peniche, Ericeira ou Sines, as condições de abrigo têm que ser conseguidas à custa de obras próprias para estes efeitos, os quebra mares.

No caso das Regiões Autónomas dos Açores e da Madeira, pela natureza das costas marítimas existentes, os portos são todos artificiais.



3.2 - OBRAS DE ABRIGO

Num porto, consideram-se obras exteriores – os quebra mares - aquelas que promovem o abrigo no seu interior.

A agitação marítima gerada no oceano propaga-se e à medida que se aproxima da costa vai-se refractando até que atinge o quebra-mar. A sua função é a de difractar as ondas, isto é de lhe reduzir a altura, para que no seu interior as condições de tranquilidade permitam carregar e descarregar os navios.

Os quebra-mar podem ser de estrutura em taludes ou vertical.

Os quebra mares de taludes são constituídos por um núcleo de enrocamento revestidos por uma ou mais camadas de enrocamento, os filtros e, por fim, exteriormente por uma camada de enrocamento ou de blocos de betão.

Os quebra mares verticais são estruturas em betão armado, normalmente constituídas por caixotões que se justapõem lateralmente.

Quando os quebra-mares são acostáveis do seu lado interior, designam-se normalmente por molhes.



3.3 - OBRAS INTERIORES

Para além dos canais de navegação, as obras interiores nos portos destinam-se essencialmente à acostagem e estacionamento dos navios e embarcações e podem esquematicamente enquadrar-se nos seguintes tipos:

- Cais, obras lineares que dispõem de um terraplano adjacente;
- Pontes cais, são obras que se destacam da margem, geralmente com uma estrutura aligeirada e destinadas, na maioria dos casos a estacionamento das frotas;
- Duques de Alba são obras isoladas no plano de água, com funções complementares das pontes cais, e podem ser de acostagem, de amarração e de guiamento.
- Estruturas flutuantes, se de grande porte, utilizam-se para cargas rolantes, se de pequeno porte utilizam-se para estacionamento de pequenas embarcações, de pesca e/ou de recreio náutico.

Os cais são obras lineares que dispõem de um terraplano adjacente



4 - ESTUDO PRÉVIO DA AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

4.1 - SITUAÇÃO ACTUAL OU EXISTENTE

4.1.1 - DESCRIÇÃO DAS INFRA-ESTRUTURAS PORTUÁRIAS EXISTENTES

O porto de pesca de Rabo de Peixe é actualmente constituído por obras de acostagem, obras de alagem e varagem e terraplano de estacionamento de embarcações. As infra-estruturas portuárias existentes no porto de pesca de Rabo de Peixe são:

- Quebra-mar, que serve de abrigo ao porto de pesca;
- Cais a (-5,00 e -3,00 m) ZH;
- Protecção da Avenida Marginal;
- Doca de pórtico;
- Retenção de aterro;
- Ponte-cais de estacionamento.

4.1.2 - QUEBRA-MAR

O quebra-mar é uma estrutura costeira que serve de abrigo ao porto de pesca e quando do seu lado interior possui um cais acostável é designado molhe, e que tem por finalidade principal proteger o porto de pesca da acção das ondas do mar. Por norma é calculado para uma determinada altura de onda com um período de retorno especificado para essa onda.

O quebra-mar existente enraíza na Av. Marginal e apresenta cerca de 240 m de comprimento, sendo constituído por um núcleo trapezoidal de enrocamento de todo o tamanho (tot), revestido por mantos de enrocamento seleccionados e de blocos



artificiais (cubos Antifer) e encimado por uma superestrutura de betão simples, que assenta sobre o núcleo de tot e dispõe de uma plataforma com 8 m de largura e de um muro de degraus com uma altura total de 7,0 m no extradorso.

4.1.3 - CAIS A (-5,00 E -3,00 M) ZH

O cais permite a acostagem das embarcações de pesca costeira.

A infra-estrutura do cais corresponde a um tradicional muro em colunas de blocos de betão simples em forma de I, com os poços entre pilares, cheios de enrocamento e encimados por uma superestrutura de betão simples, betonada “in situ”.

Nos cantos de cais foram utilizadas aduelas de betão armado, em que o preenchimento do interior das células das aduelas é feito com betão simples.

4.1.4 - PROTECÇÃO DA AVENIDA MARGINAL

O quebra-mar enraíza na Avenida Marginal protegida numa extensão de 100 m. A protecção é constituída por um núcleo de tot protegido exteriormente com enrocamento de 10 a 30 kN com 2,5 cm de espessura.

4.1.5 - DOCA DE PÓRTICO

Por definição, uma doca é a parte de um porto, rodeada de cais, na qual entram os navios para se abrigarem, efectuarem carregamento e/ou descarregamentos serem reparados, serem inspeccionados, etc. As docas são elementos fundamentais dos portos pois além dos meios próprios que possuem para a amarração dos navios, também dispõem de equipamento adequado às operações realizadas (sobretudo operações de carga e descarga).



Existem vários tipos de doca, como por exemplo: docas comerciais ou de recreio, docas secas e docas flutuantes. As docas comerciais ou de recreio são limitadas em todo o seu perímetro por cais e muros de acostagem, equipadas com todo o equipamento necessário às operações de embarque e desembarque de mercadorias e passageiros, como por exemplo, guindastes ou gruas, linhas férreas, depósitos e armazéns, etc. As docas secas e as docas flutuantes são docas que se destinam à reparação ou construção de navios a seco.

A doca existente é uma doca de pórtico, que tem como finalidade a reparação e manutenção dos navios, pois ao entrarem na doca os navios são elevados e transportados por um pórtico. Esta estrutura é aderente ao cais e é do tipo gravidade e apresenta uma largura de 5,0 m, um comprimento útil de 15 m e total de 26 m, dos quais, 9 m ficam sobre a retenção do aterro.

4.1.6 - RETENÇÃO DE ATERRO

A retenção existe perpendicularmente ao cais de descarga e de estacionamento, com uma extensão de 40 m, é constituída por um prisma de enrocamento de todo o tamanho (tot), revestido exteriormente por uma protecção de enrocamento de 10 a 30 kN, com 2,0 m de espessura.

4.1.7 - PONTE-CAIS ESTACIONAMENTO

A ponte-cais é constituída por pilares de aduelas de betão armado, assente sobre prismas de enrocamento de fundação de 0,3 a 0,5 kN. As células dos pilares de aduelas encontram-se preenchidas com betão.

Estas aduelas têm o coroamento à cota (+1,50 m) ZH e sobre elas situa-se a superestrutura de betão “in situ”, em toda a largura (5,50 m) à custa das vigas



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Página **14** de **103**

prefabricadas com comprimento de 8,5 m e secção rectangular de 0,70 m x 0,50 m. Sobre o cais encontra-se uma laje de tabuleiro com 0,20 m de espessura.



4.2 - BREVE DESCRIÇÃO DAS CONDIÇÕES NATURAIS LOCAIS

4.2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Considerando fundamental para a elaboração do projecto o conhecimento da hidrografia local optou-se expressamente para este trabalho um levantamento hidrográfico da área em causa.

4.2.2 - TOPO-HIDROGRAFIA E NATUREZA DOS FUNDOS

O levantamento hidrográfico realizado em Maio de 1995 revela que a configuração dos fundos é caracterizada por um andamento das batimétricas aproximadamente de (-5,00 m) ZH a uma distancia da costa da ordem dos 130 m, a que corresponde um declive médio de cerca de 4%.

Entre as batimétricas de (-5,00 e -7,00 m) ZH, os fundos são extremamente irregulares, definindo uma extensa plataforma com um declive médio reduzido.

A partir da cota (-7,00 m) ZH, as profundidades crescem mais rapidamente, mantendo ainda os fundos a configuração geral da baía definida pela linha da costa a qual se apresenta em escarpa de grande altura.

Para além de um reconhecimento superficial e pontual dos fundos, realizado aquando da construção da obra de varagem de embarcações, na década de 80, não se dispõe de qualquer levantamento geológico específico dos fundos do local da obra.

No entanto, tendo em conta a irregularidade da batimetria, detectável no levantamento hidrográfico disponível, é provável que, em grande parte, os fundos sejam de rocha, podendo estar, em certas zonas, nomeadamente na faixa com



menores fundos e situada mais próxima da costa, cobertos com areia, calhau rolado ou blocos de pedra.

4.2.3 - METEOROLOGIA

A caracterização das condições meteorológicas locais é feita com base nos registos efectuados na Estação Meteorológica de Ponta Delgada, única em operação na Ilha de São Miguel.

Nos quadros seguintes apresentam-se os valores médios de alguns elementos registados nesta Estação no período de 1941 a 1970, destacando-se os seguintes aspectos:

- **Ventos**

Os ventos mais frequentes ao longo do ano são os de N e NE (com cerca de 30% de frequência conjunta), seguindo-se o SW e o W (com cerca de 25% de frequência conjunta). O domínio dos ventos de N e NE acentua-se no verão, enquanto no Inverno é mais frequente o segundo conjunto de direcções.

Os ventos mais fortes sopram de NE, N e E (com velocidades medias anuais da ordem dos 15 km/h), seguindo-se o W. Esta tendência mantêm-se ao longo do ano, embora nos meses de Inverno as velocidades sejam superiores às dos meses de Verão.

- **Temperaturas**

A temperatura média anual é de 17,3°C, variando as médias mensais entre 14°C e 22°C. O valor médio máximo é de 26°C, em Agosto, e o médio mínimo é de 11°C, em Fevereiro.



- **Precipitação**

A precipitação total anual tem um valor elevado (1026 mm), com totais mensais superiores nos meses de Inverno mas também relevantes no Verão. O número médio de dias com precipitação superior a 1 mm atinge um mínimo de 5 em Julho, enquanto o valor máximo de precipitação diária registada no período foi de 146,6mm.

4.2.4 - MARÉS

As marés nos Açores são do tipo semi-diurno regular, com amplitudes médias de cerca de 1 m e máximas da ordem de 2 m.

Segundo os dados publicados pelo Instituto Hidrográfico, os elementos de maré para o Porto de Ponta Delgada são os seguintes:

| | |
|--------------|--------------|
| - PMmáx..... | (+2,00 m) ZH |
| - PMAV..... | (+1,70 m) ZH |
| - PMAM..... | (+1,30 m) ZH |
| - NV..... | (+1,00 m) ZH |
| - BMAM..... | (+0,70 m) ZH |
| - BMAV..... | (+0,30 m) ZH |
| - BMmin..... | (+0,10 m) ZH |

Em que:

- PMmáx é o valor máximo de preia-mar,
- PMAV e BMAV são as médias das preias-mar de baixas-mar de águas vivas,



- PMAM e BMAM são as médias das preia-mares de baixa-mares de águas mortas,
- NM é o valor médio das águas do mar,
- BMmin é o valor mínimo da baixa-mar

Referindo-se estes valores a condições meteorológicas normais.



4.3 - SOLUÇÕES ALTERNATIVAS CONSIDERADAS

4.3.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

As soluções alternativas consideradas têm por base o cumprimento das pretensões da comunidade piscatória de Rabo de Peixe e dos quatro primeiros requisitos estabelecidos no Programa de Necessidades já descrito anteriormente. O quinto requisito relativo à redução dos galgamentos do molhe actual, por envolver intervenções independentes das restantes e por ser comum a todas as soluções, é abordado num capítulo autónomo.

4.3.2 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 1 E VARIANTES

A solução 1 consiste na construção de um contra-molhe enraizado na ponta de S. Sebastião com um desenvolvimento de 320 m e um canal de acesso de cerca de 50 m de largura, em que a implantação do contra-molhe é sobre uma faixa com fundos que variam entre (-2,00 m) ZH e (-10,00 m) ZH.

Após uma breve análise da solução 1 identificaram-se as suas principais vantagens e desvantagens, descritas em seguida:

Vantagens da solução 1:

- ❖ Melhora as condições de abrigo da bacia portuária;
- ❖ Não altera as actuais condições de entrada;
- ❖ Elimina as inundações do terraplano;
- ❖ Cria uma ampla bacia;
- ❖ Permite a criação dos postos de estacionamento necessários;
- ❖ Aumenta as áreas de terraplano;
- ❖ Permite a expansão futura do porto.



Desvantagens da solução 1:

- ❖ Apesar do seu comprimento e cruzamento nas cabeças, não oferece o grau de abrigo necessário para os rumos do Norte, pois a agitação penetra pela entrada;
- ❖ Além disso trata-se de uma solução que excede o estabelecido no Programa de Necessidades e é muito onerosa por:
 - Incluir uma obra de abrigo muito extensa (320 m), com o troço final e a cabeça implantado a profundidades elevadas da ordem dos (-10,00 m) ZH;
 - Pelo facto do manto de protecção da obra de abrigo (cabeça e grande parte do tronco) ter que ser constituído por blocos artificiais com o peso consideravelmente elevado;
 - Não existir acesso directo por terra ao enraizamento do contra-molhe, o que obriga à construção de um caminho de acesso muito longo que onera significativamente a obra.

Assim, de forma a resolver os problemas relacionados com os custos da obra estudou-se a solução alternativa 1A que consiste em eliminar os primeiros 100 m do contra-molhe. Embora esta solução melhorasse significativamente os custos da obra, por outro lado iria diminuir as condições de abrigo da bacia o que punha em causa a instalação de estruturas flutuantes de acostagem.

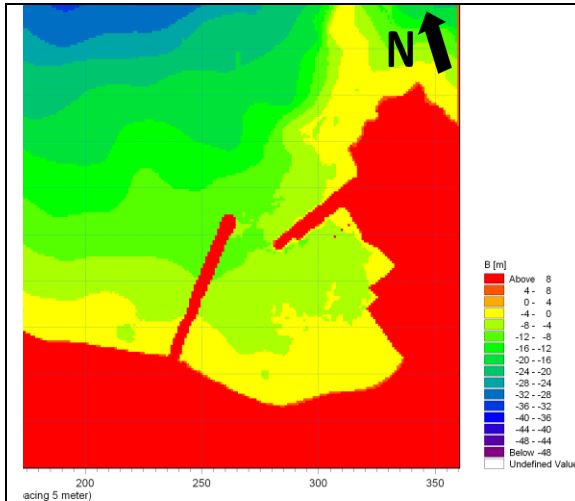


Fig. 2 - Solução Alternativa 1 - Contra-molhe

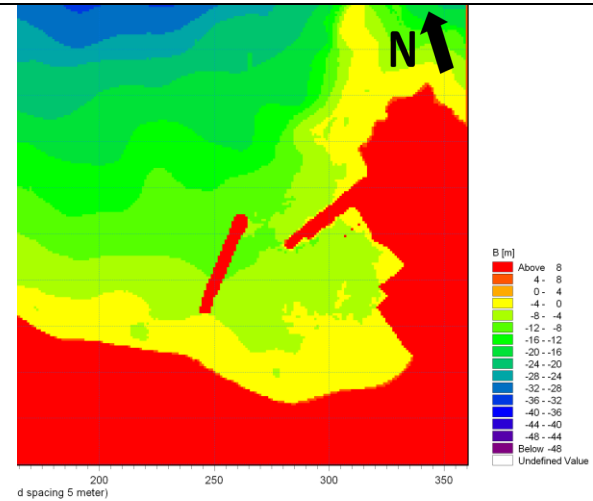


Fig. 3 - Solução Alternativa 1 - Variante A - Quebra-mar destacado

Abandonada a solução alternativa 1A e tendo em conta o melhoramento das condições de abrigo no interior da bacia para permitir a instalação de estruturas de estacionamento flutuantes no seu interior, procedeu-se então ao estudo das soluções alternativas 1B e 1C, em que a solução alternativa 1B tem por base o prolongamento de 45 m do molhe existente e a solução alternativa 1C consiste no prolongamento de 20 m do contra-molhe.

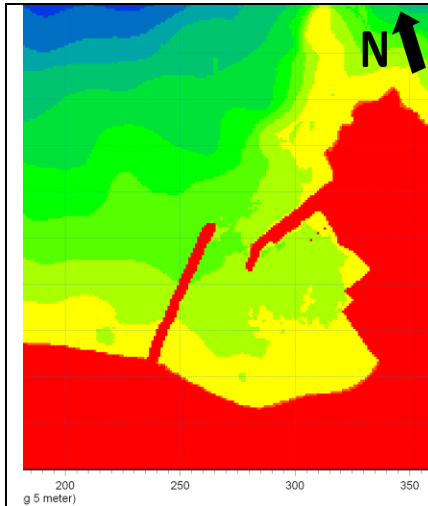


Fig. 4 - Solução Alternativa 1 - Variante B - Prolongamento de 45 m do molhe existente

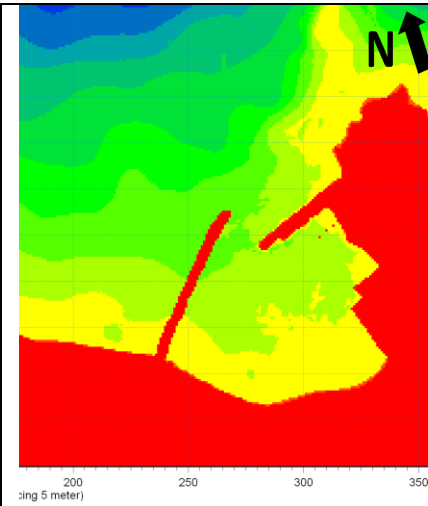


Fig. 5 - Solução Alternativa 1 - Variante C - Prolongamento de 20 m do contra-molhe

Estas variantes da solução alternativa 1 de facto melhoram as condições de abrigo da bacia mas não atingem os índices necessários para permitir a instalação de equipamento flutuante.

Chegou-se então à solução alternativa 1D que consiste numa combinação das 2 anteriores, isto é, um contra-molhe com 345 m e um prolongamento de 75 m do molhe existente

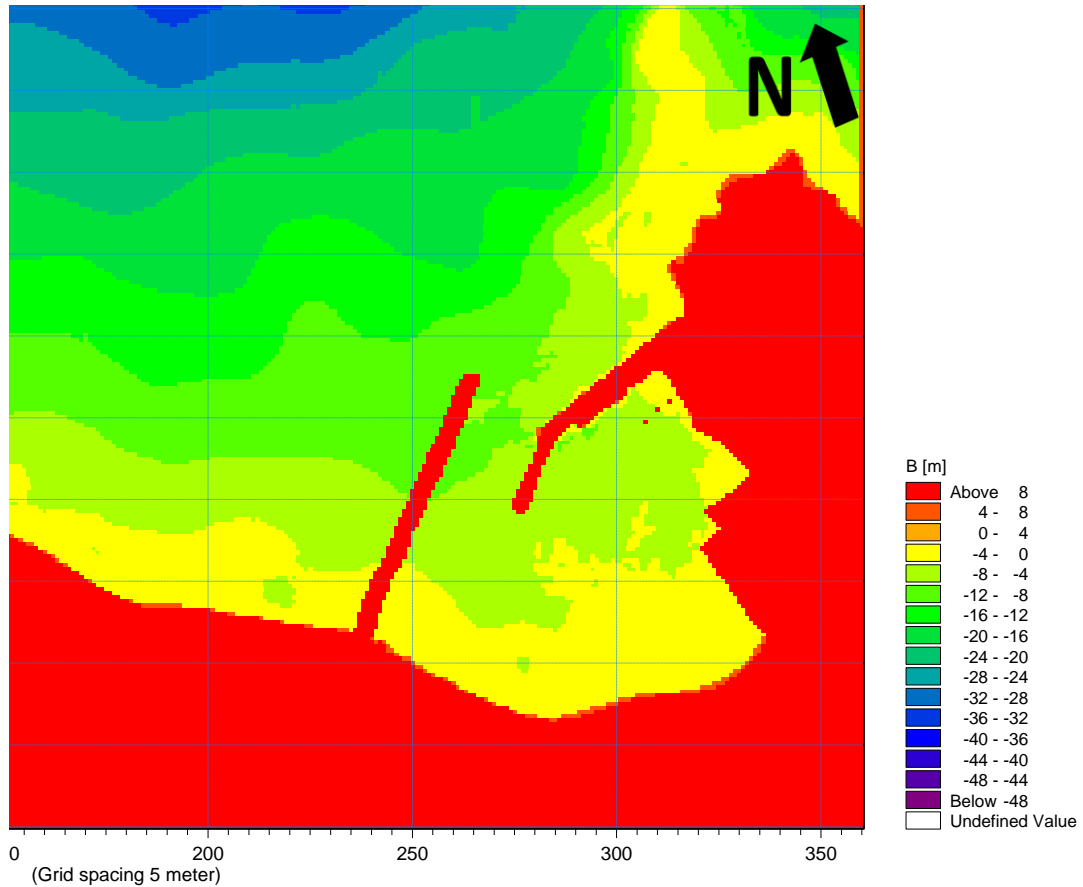


Fig. 6 - Solução Alternativa 1 - Variante D - Contra-molhe com 345 m e prolongamento de 75 m do molhe existente

4.3.3 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 2 E VARIANTES

Como a solução alternativa 1 e as suas variantes são soluções muito ambiciosas pois excede o Programa de Necessidades estabelecido anteriormente e muito onerosas, logo muito provavelmente inviáveis do ponto de vista económico, então estudou-se uma outra solução, designada solução alternativa 2, que consiste no prolongamento do molhe actual em cerca de 60 m sendo este troço perpendicular ao



existente e também na construção de um pequeno contra-molhe com enraizamento no pé de arriba e com 70 m de extensão.

Após uma breve análise da solução 2 identificaram-se as suas principais vantagens e desvantagens, descritas em seguida:

Vantagens da solução 2:

- ❖ Melhora as condições de abrigo da bacia portuária;
- ❖ Elimina as inundações do terraplano;
- ❖ Aumenta ligeiramente as áreas de terraplano;
- ❖ É menos onerosa do que a solução 1 e suas variantes.

Desvantagens da solução 2:

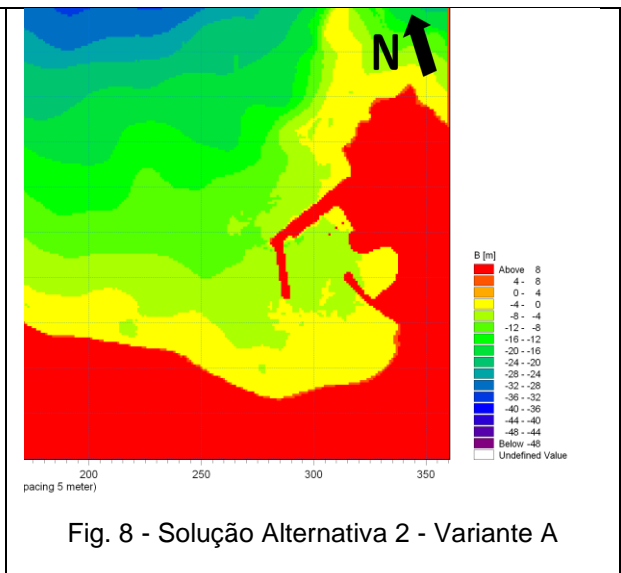
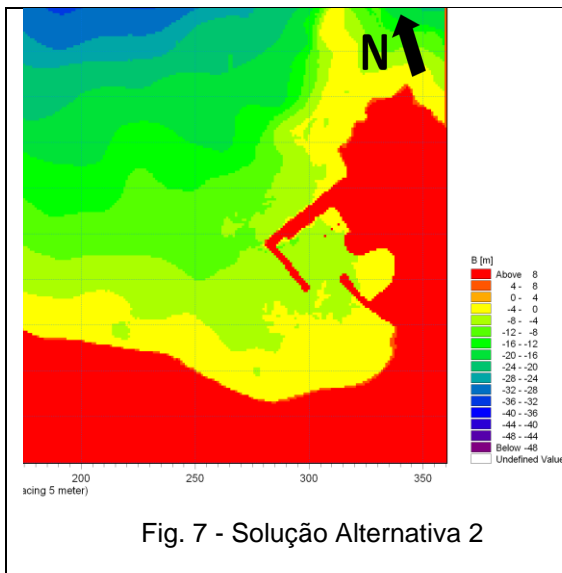
- ❖ Altera as actuais condições de entrada;
- ❖ Execução de dragagens em rocha para garantir os fundos necessários na zona de entrada e área circundante;
- ❖ Apresenta uma reduzida área de plano de água abrigado;
- ❖ Apresenta um maior número de dias de inoperacionalidade porque a entrada se encontra a profundidades mais baixas, logo onde se dá rebentação com maior frequência;
- ❖ Não cumpre o Programa de Necessidades no que diz respeito ao número de postos de estacionamento, dado que apenas permite alojar cerca de 70 embarcações.

De forma a resolver os problemas da entrada apresentados na solução 2, optou-se por estudar uma solução alternativa 2A que consiste em vez do prolongamento do molhe ser perpendicular ao existente, passasse a fazer um ângulo de 120 graus,



dando origem a um canal mais largo minimizando desta forma os problemas relacionados com a entrada.

Apesar disso, esta solução continua a apresentar duas desvantagens muito importantes, uma delas é que altera as actuais condições de entrada e não garante as condições de segurança necessárias e a outra é que não cumpre o Programa de Necessidades respeitante ao número de postos de acostagem necessários.

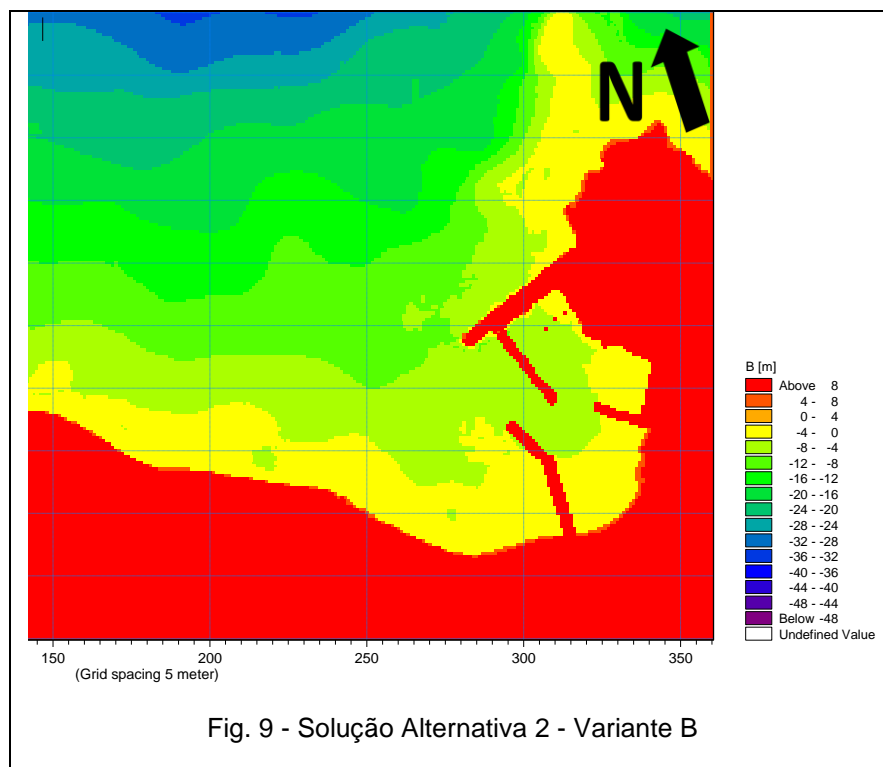


Para garantir as condições de segurança na entrada estudou-se ainda uma outra variante que foi a solução alternativa 2B que consiste na construção de um terceiro molhe, exterior ao pequeno contra-molhe, de forma a criar um acesso onde a zona de rebentação fosse menos frequente.

Apesar de esta solução apresentar uma melhoria nas condições de entrada revela-se uma solução bastante onerosa, pois baseia-se na construção de três molhes com um comprimento total de 425 m e dragagem na zona de rocha, além de que se trata



de uma solução que limita a futura expansão do porto, pois boa parte da sua área fica obstruída com as obras fixas de abrigo e também pelo facto de não cumprir o Programa de Necessidades no que diz respeito ao número de estacionamento das embarcações.



4.3.4 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3 E VARIANTES

Visto que as soluções anteriores não eram viáveis, por um lado a solução alternativa 1 – variante D, era economicamente inviável e a solução alternativa 2 – variantes A e B eram tecnicamente inviáveis, então surgiu a necessidade de estudar uma solução alternativa 3 em que o objectivo principal era criar uma bacia de estacionamento suficientemente ampla para cumprir o estabelecido no Programa de Necessidades relativamente ao número de postos de estacionamento e ao facto de



não interferir com o actual rumo de entrada, ou seja, não existindo assim o prolongamento do molhe existente.

A solução alternativa 3 consiste assim na construção de um contra-molhe enraizado na base da arriba com uma extensão de 240 m, dividida em dois troços um com a direcção de SSW-NNE e outro inflectindo cerca de 45 graus para Este.

Analisada esta situação verificou-se que esta solução cumpria grande parte do Programa de Necessidades, pois mantinha as actuais condições de entrada, era permitido o estacionamento flutuante de cerca de 100 embarcações e havia um aumento do terraplano, mas no entanto ainda apresenta duas grandes desvantagens, pois não resolve os problemas relativos às inundações do terraplano e ainda agrava as condições de operacionalidade do cais actual por efeito da reflexão gerada no troço terminal do contra-molhe.

Para a resolução destes problemas optou-se por realizar uma variante à solução alternativa 3, sendo esta variante designada pela solução alternativa 3A em que o contra-molhe era um único troço recto na direcção SSW-NNE com cerca de 240 m.

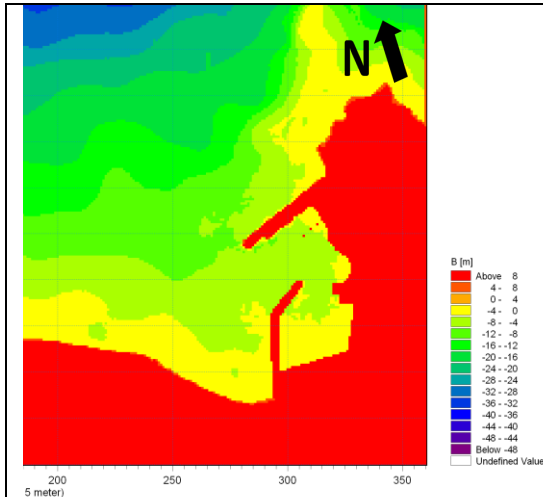


Fig. 10 - Solução Alternativa 3

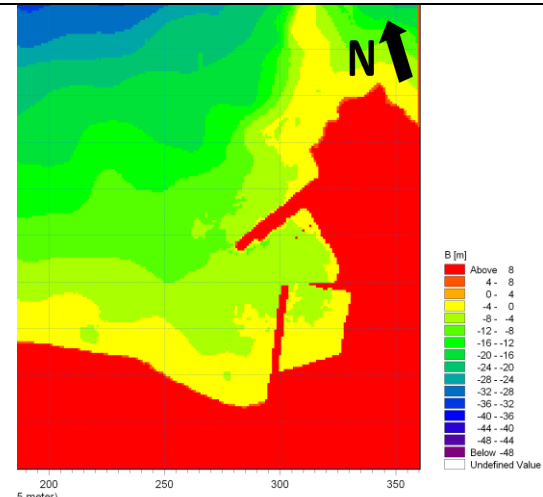


Fig. 11 - Solução Alternativa 3 - Variante

Resolvido assim o problema de agravamento das condições de operacionalidade actuais em virtude dos efeitos de reflexão, permanecia assim o problema das inundações do terrapleno, de forma a resolver este problema foi criada uma solução alternativa 3B que resultava da combinação da solução alternativa 3A com a solução alternativa 2A já anteriormente referida.

Esta solução alternativa 3B apresenta assim um prolongamento do molhe existente em cerca de 40 m em que este prolongamento faz 120 graus com o existente, e um contra-molhe recto com o comprimento de 240 m.

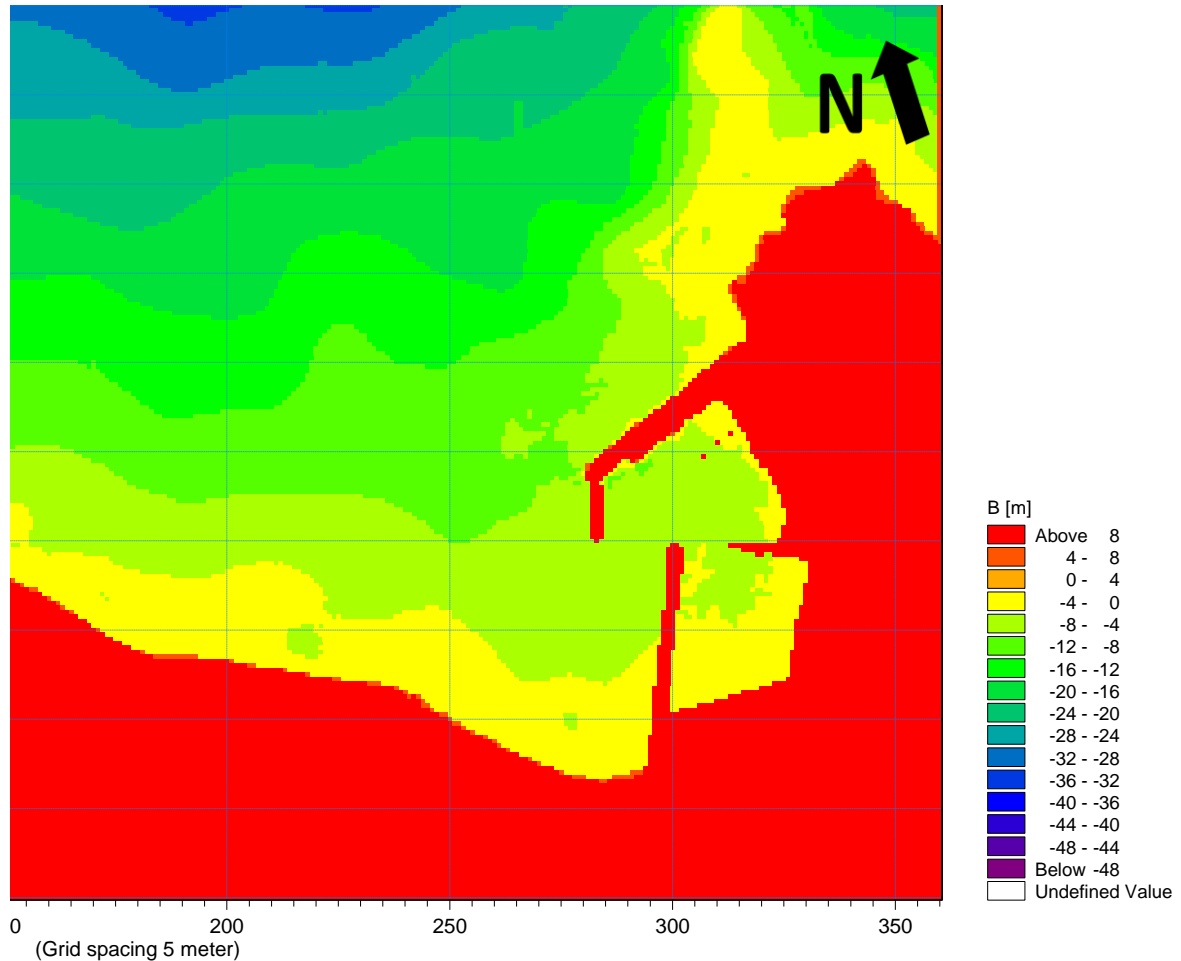


Fig. 12 - Solução Alternativa 3 - Variante B

A solução alternativa 3B satisfaz assim as seguintes condições:

- ❖ Melhora as condições de abrigo do porto;
- ❖ Altera ligeiramente as condições de entrada no porto, mas mantém as condições de segurança;
- ❖ Elimina as inundações do terrapleno;
- ❖ Permite a criação de um número de postos de estacionamento em flutuação para a pesca de recreio e marítimo-turística;
- ❖ Aumento da área de terrapleno;
- ❖ É menos onerosa do que as soluções anteriores.



Após esta breve descrição de todas as soluções e suas variantes verificou-se que as soluções que tinham mais interesse em ser preseleccionadas segundo o estabelecido no Programa de Necessidades eram:

Solução Alternativa 1 – Variante D

Solução Alternativa 2 – Variante B

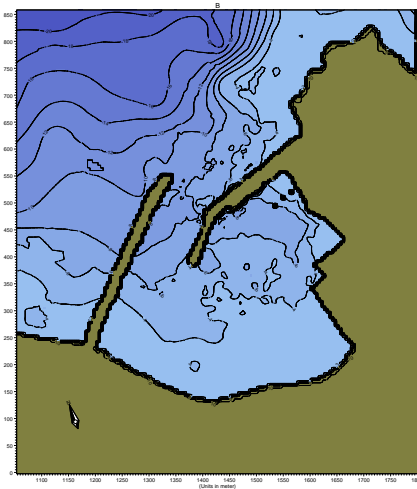
Solução Alternativa 3 – Variante B



4.3.5 - RESUMO DAS SOLUÇÕES PRESELECIONADAS

De seguida, apresentamos a descrição sintetizada das vantagens e desvantagens das soluções encontradas bem como o resumo das suas principais características.

Solução Alternativa 1 – Variante D



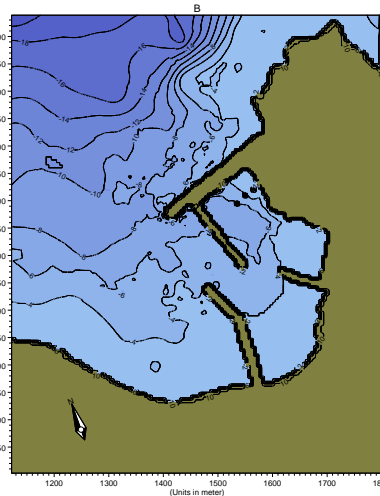
Vantagens:

- Melhora significativamente as condições de agitação essencialmente para os rumos de NW;
- Não altera as condições actuais de entrada;
- Elimina inundações do terrapleno;
- Cria ampla bacia;
- Permite criação de postos de estacionamento necessários;
- Aumenta áreas de terrapleno;
- Permite expansão futura do porto.

Desvantagens:

- Não oferece o grau de abrigo necessário para os rumos de Norte;
- Solução ambiciosa excedendo as necessidades definidas;
- Muito onerosa.

Solução Alternativa 2 – Variante B



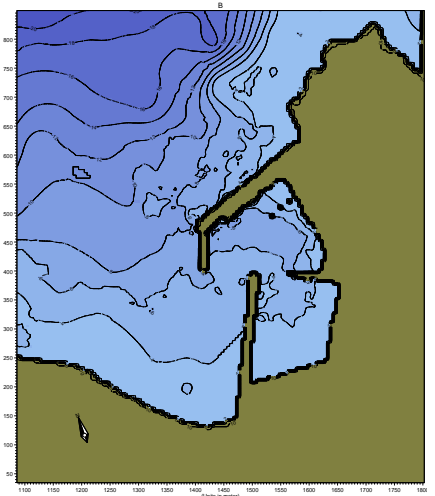
Vantagens:

- Melhora significativamente as condições de abrigo;
- Elimina inundações do terrapleno;
- Aumenta ligeiramente as áreas de terrapleno;
- É substancialmente menos onerosa do que a Solução 1 e respectivas variantes.

Desvantagens:

- Altera as actuais condições de entrada;
- Obriga a executar dragagens em rocha para criação dos fundos necessários na zona de entrada e área circundante;
- Apresenta maior nº de dias de inoperacionalidade porque a entrada se encontra a profundidades mais baixas, logo onde se dá a rebentação com maior frequência;
- Apresenta uma reduzida área de plano de água abrigado;
- Não permite a criação do nº de postos de estacionamento previstos.

Solução Alternativa 3 – Variante B



Vantagens:

- Melhora significativamente as condições de abrigo;
- Altera ligeiramente as condições de entrada no porto mantendo, no entanto, as condições de segurança;
- Elimina inundações do terrapleno;
- Permite a criação do nº de postos de estacionamento necessários para a pesca de recreio e marítimo-turísticas;
- Aumenta as áreas de terrapleno;
- É menos onerosa que as anteriores soluções.

Desvantagens:

- Obriga a executar algumas dragagens em rocha para criação dos fundos necessários na zona de entrada e área circundante;



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Página **32** de **103**

Tabela 2 - Resumo das características das soluções comparadas a nível de Estudo Prévio

| CARACTERÍSTICAS | SOLUÇÃO ALTERNATIVA 1 | SOLUÇÃO ALTERNATIVA 2 | SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3 |
|---|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| Comprimento total das obras de abrigo (m): | 415 | 425 | 300 |
| • Contra-molhe | 340 | 205 | 260 |
| • Prolongamento do Molhe | 75 | 130 | 40 |
| • Molhe interior | | 90 | |
| Peso dos blocos (kN): | | | |
| • Contra-molhe | 800; 600; 300 e 150 | 300 e 150 | 150 |
| • Prolongamento do Molhe | 150 | 150 | 300 |
| • Molhe interior | | 30 a 60 | |
| Área molhada abrigada (ha) | Área total – 12 Área útil – 4.5 | 2.4 | 4.1 |
| Área do novo terrapleno (ha) | 1.5 | 0.4 | 2.6 |
| Extensão dos novos cais de acostagem para a pesca (m) | 490 98 postos 196 “abraçados” | 335 45 postos 56 “abraçados” | 340 68 postos 127 “abraçados” |
| Extensão dos novos cais de acostagem para o recreio (m) | 105 m (24 postos) | 55 m (14 postos) | 155 m (46 postos) |
| Meios de alagem | Rampa com 715 m ² | Rampa com 477 m ² | Rampa com 715 m ² |
| Volume de materiais (m³): | | | |
| • Enrocamento | 172 100 | 97 800 | 85 200 |
| • Betão | 83 100 | 39 000 | 36 700 |
| Grau de abrigo | Bom | Bom | Bom |
| Condições de entrada | Boas | Difíceis, especialmente à noite | Boas |
| Custo total | 28.3 M€ | 16.3 M€ | 14.7 M€ |
| Custo por hectare de área molhada abrigada | 6.3 M€/ha | 6.8 M€/ha | 3.6 M€/ha |



4.3.6 - MINIMIZAÇÃO DOS GALGAMENTOS DO ACTUAL MOLHE

Para minimizar os galgamentos do actual molhe propõe-se que o muro cortina seja alteado em cerca de 2 a 2,5 m. Para não instabilizar este muro que quanto mais alto mais exposto fica à acção das ondas, a par do alteamento também será necessário efectuar o seu alargamento, para assim garantir a sua estabilidade quer ao derrubamento quer ao deslizamento.



4.4 - SOLUÇÃO PROPOSTA PELA CONSULMAR, LDA

Com a análise e comparação das três soluções seleccionadas chegou-se à conclusão que a solução 1 cumpre o estabelecido no Programa de Necessidades mas é uma solução muito ambiciosa e onerosa o que não justifica a sua utilização apesar das muitas vantagens que esta solução apresenta. Por sua vez a solução 2 não cumpre o estabelecido no Programa de Necessidades e por esta razão não justifica também a sua utilização.

Sendo estas duas soluções excluídas uma por ser bastante onerosa e outra por não cumprir o estabelecido para resolução das insuficiências existentes no porto de pesca, então a solução proposta pela CONSULMAR é a **solução 3** pois é a técnica e economicamente mais vantajosa, por cumprir o Programa de Necessidades e apresentar um método construtivo convencional.

De seguida descreve-se resumidamente a solução 3 proposta pela CONSULMAR.

4.4.1 - DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DO ARRANJO GERAL

A solução alternativa 3 caracteriza-se por apresentar um contra-molhe, com uma orientação aproximada SW-NE e um comprimento de cerca de 260 m e um prolongamento do molhe actual em cerca de 40 m, implantando-se exterior e paralelamente ao novo contra-molhe, formando um canal com uma largura útil de 45 m, e proporcionando com esta configuração o abrigo necessário ao plano de água.

Esta solução apresenta não só a vantagem de abrigar um extenso plano de água, como não interfere significativamente com as actuais condições de entrada, prevendo-se um largo canal de acesso, cujo troço exterior apresenta cerca de 100 m de largura, estreitando gradualmente até cerca de 45 m de largura útil, na zona interior e mais abrigada, coincidente com o cruzamento da cabeça dos molhes.



Com estas estruturas, nesta configuração, alojam-se:

Acostagem directa nas pontes cais – 68 embarcações;

Acostagem abraçada a outras embarcações – +59 embarcações;

Acostagem em postos flutuantes – 46 embarcações;

Total de postos de acostagem – 114 a 173.

À semelhança das soluções anteriores, foi adoptada para solução de estacionamento no plano de água, pontes-cais fixas que permitem o estacionamento em permanência de embarcações acostadas directamente sobre o paramento do cais ou “abraçadas”.

As pontes-cais, em número de quatro, dispõem-se radialmente à bacia e apresentam cerca de 85 m cada.

Tendo em conta que a solução apresentada suprime a rampa-varadouro existente e de forma a criar novas áreas de terrapleno, propõe-se a criação de uma nova rampa-varadouro, junto ao enraizamento do novo contra-molhe, com uma largura de 15 m e inclinação de 10%, com o pé à cota de (-1,50 m) ZH.

A nova rampa irá igualmente garantir a instalação de um caminho de rolamento à semelhança da rampa existente e da solução anterior. A solução estrutural preconizada para a rampa será constituída por lajetas de betão prefabricadas na zona submersa e por lajes construídas “in situ” na zona emersa, assentes em prismas de enrocamento de fundação, rematando o pé da rampa com blocos de betão especiais para contenção e protecção das lajetas.

4.4.2 - ALTERAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ENTRADA

Nesta configuração, em que o prolongamento do molhe existente é o menos extenso, as alterações das condições de entrada são também menores. Além disso,



por se ter previsto um canal de 50 m associado a uma sobrelargura de mais 50 m, a segurança das condições de entrada fica também garantida para a generalidade dos estados de mar, mesmo que as embarcações sofram abatimentos, quer devido à acção das ondas, quer devido à acção do vento, ou à conjugação de ambas.

4.4.3 - ESTIMATIVA DE CUSTO

Com base nos desenhos de projecto, estimaram-se as principais quantidades de trabalho, às quais se aplicaram preços unitários de obras de idêntica natureza executadas no arquipélago dos Açores, tendo se obtido os seguintes valores:

Tabela 3 - Estimativa de custo da solução proposta pela Consulmar, Lda.

| | |
|--------------------------------------|---------------------|
| Trabalhos Preparatórios e Acessórios | 1 000 000 € |
| Contra-molhe | 3 803 012 € |
| Prolongamento do molhe | 1 729 104 € |
| Obras interiores | 5 334 144 € |
| Minimização dos galgamentos | 1 500 000 € |
| Imprevistos e arredondamentos | 1 336 626 € |
| TOTAL | 14 702 887 € |

4.4.4 - SOLUÇÕES PARA MINIMIZAR OS PROBLEMAS DE GALGAMENTO DO ACTUAL MOLHE

Para minimizar os galgamentos ao longo da extensão útil do actual molhe (cerca de 200 m), propõe-se efectuar o alteamento do muro-cortina, prevendo-se, nesta fase do estudo, que este seja da ordem dos 2 a 2,5 m, valores que serão aferidos aquando da realização dos ensaios em modelo físico reduzido.



Por razões de estabilidade, não é possível apenas altear o muro-cortina, sendo também necessário alarga-lo, dado que ao alteá-lo está-se a expor uma maior área da estrutura à acção das ondas. Assim, para garantir a estabilidade do muro-cortina será necessário alargá-lo para o intradorso, conforme se esquematiza nas peças desenhadas.

Para garantir a aderência dos betões de diferentes idades, as superfícies de contacto, serão escarificadas, prevendo-se igualmente a colocação de chumbadouros.

Como o alargamento se faz para o intradorso e na face interna do muro-cortina onde existem as cavidades que alojam as armaduras de iluminação, será também necessário transferi-las para a nova face do muro-cortina.



5 - PROJECTO BASE DA AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

5.1 - SOLUÇÕES ESCOLHIDAS PELO CLIENTE

Após a análise do Estudo Prévio o cliente propôs à CONSULMAR que em Projecto Base fossem estudadas duas soluções distintas correspondendo estas a uma afinação da solução alternativa 3 proposta pela CONSULMAR. Estas duas soluções alternativas escolhidas pelo cliente surgem com a necessidade de melhorar o desempenho da solução relativamente ao requisito relacionado com as condições de segurança na entrada, procurando que a manobra efectuada pelos pescadores se mantenha, o que pode implicar desfavorecer as condições de abrigo inicialmente consideradas.

As soluções alternativas 3A e 3B são caracterizadas por apresentar um contra-molhe, com uma orientação aproximada SW-NE, que enraíza na base da arriba, entre a Baía do Lobo e a Baía do Poço, e que protege o sector SE da bacia portuária. Abrigo esse que é complementado com o prolongamento do molhe actual. Estas estruturas proporcionam o abrigo necessário ao plano de água, quer dos rumos de agitação incidente compreendidos entre NW e NNW, quer dos restantes rumos (sector NW-NE) que penetram na bacia por difracção na cabeça do actual molhe.

No extenso plano de água abrigado, prevê-se a criação de cinco zonas distintas:

1. Na entrada, a zona de acesso e manobra;
2. Na zona do actual cais e ponte cais, zona de desembarque e transacção de pescado;
3. Na zona das actuais rampas varadouro, zona de reparação/manutenção, onde na Solução Alternativa 3A, se manterá a existência de uma rampa varadouro, e em ambas se prevê a criação de uma doca de pórtilco;



Na restante zona mais interior,

4. sobram a zona de estacionamento dedicada à frota da pesca artesanal e
5. a zona de estacionamento destinada a embarcações de recreio e marítimo-turísticas, esta última provida de uma rampa-varadouro em ambas as soluções.

As primeiras três zonas correspondem à bacia de entrada ou Bacia 1 e as restantes à bacia interior ou Bacia 2.

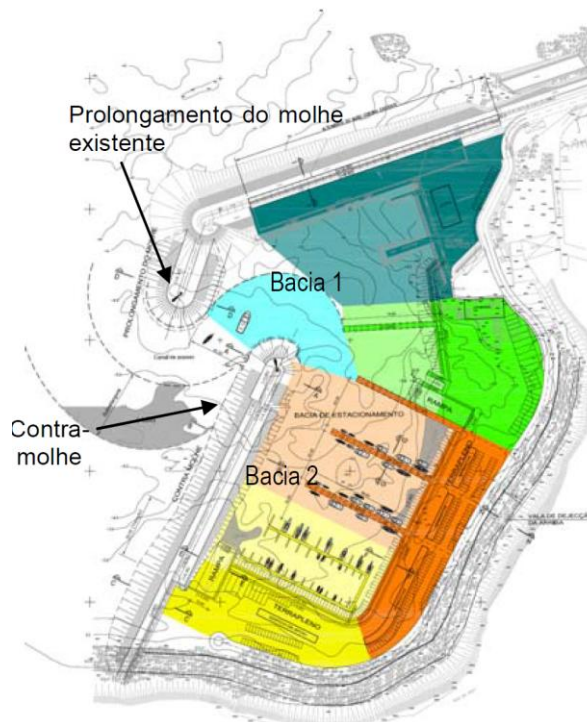


Fig. 13 - Esquema da Solução Alternativa 3A

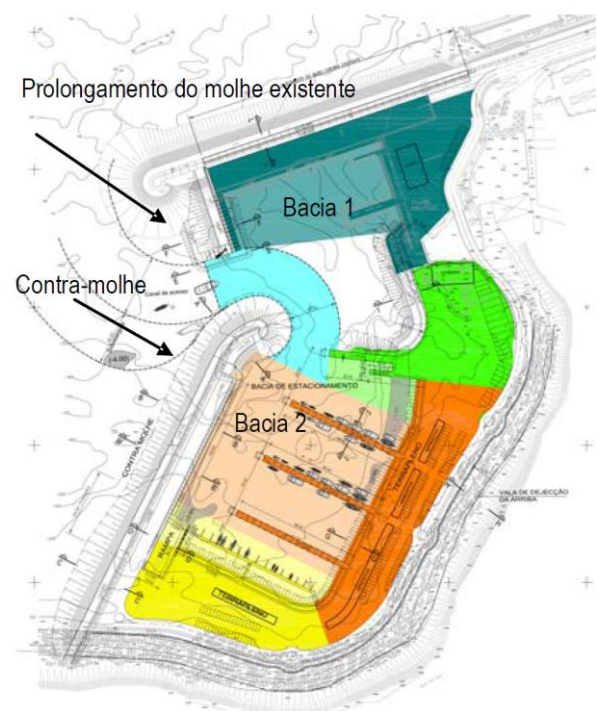


Fig. 14 - Esquema da Solução Alternativa 3B

SIMBOLOGIA:

- ZONA DE DESEMBARQUE E TRANSACÇÃO DE PESCADO
- ZONA DE REPARAÇÃO / MANUTENÇÃO
- ZONA DE ESTACIONAMENTO - PESCA
- ZONA DE ESTACIONAMENTO - RECREIO
- ACESSO E MANOBRA



5.2 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3A

5.2.1 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS DE ABRIGO

5.2.1.1 - Prolongamento do molhe existente em cerca de 60 m

Na solução alternativa 3A, o prolongamento do actual molhe apresenta uma configuração trapezoidal, sendo o seu manto de protecção igualmente constituído por blocos Antifer de 300 kN. A sua secção transversal é simétrica, e a superestrutura encontra-se à cota (+6,50 m) ZH, de forma a permitir ligação entre ambas as superestruturas. Esta cota de coroamento é bastante inferior à do muro-cortina do molhe existente admitindo-se que esta estrutura seja galgável com alguma frequência, embora usufrua de algum abrigo proporcionado pela cabeça do actual molhe.

5.2.1.2 - Execução de um contra-molhe de 260 m

O novo contra-molhe apresenta uma secção transversal sempre assimétrica, com manto exterior constituído por blocos do tipo Antifer de 150 kN e junto ao enraizamento por enrocamento da gama 60 a 90 kN. O manto interior junto à cabeça, troço protegido, propõe-se que seja composto por enrocamento da gama 30 a 60 kN, no restante comprimento o talude apresenta blocos Antifer de 150 kN com pé de talude em enrocamento da gama 30 a 60 kN. As cotas de coroamento e berma exterior são variáveis entre os (+7,00 m) ZH e (+8,50 m) ZH e (+5,80 m) ZH e (+7,60 m) ZH, respectivamente. A variação das cotas cresce da cabeça para o enraizamento, por esta estar protegida pelo prolongamento do actual molhe e por junto ao enraizamento se localizar a área de terraplano, zona em que se pretende limitar a ocorrência de galgamentos.



5.2.2 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS INTERIORES

5.2.2.1 - Execução de quatro pontes-cais

O projecto contempla a existência de quatro pontes-cais, todas elas com cota de serviço (-3,00 m) ZH e cota de topo (+3,00 m) ZH. Três das pontes cais têm um comprimento de 89,6m, existindo uma quarta de menor comprimento, com 74,6m.

Todas as pontes cais têm uma largura de 4,6m, perfazendo um total de cerca de 640m de frente acostável e uma área de implantação de cerca de 1580m².

As três pontes-cais de maior comprimento desenvolvem-se com orientação NW-SE, perpendicularmente ao terraplano, frente à zona dos aprestos. A mais a norte é, na zona posterior, aderente à rampa varadouro. A quarta ponte cais, desenvolve-se com orientação SO-NE, frente à oficina.

A fundação das pontes-cais é constituída por um prisma de enrocamento de 0,2 a 0,5 kN com uma altura mínima de 0,5m, colocado sobre o terreno ou sobre vala dragada. O prisma será regularizado à cota (-3,30 m) ZH, com recurso a uma arrumação cuidada do enrocamento, incluindo camada de brita com 0,20 m de espessura. Entre a periferia da sapata dos pilares e o início do declive dos prismas de enrocamento será garantida uma faixa horizontal de 1,5m de largura. Sobre este enrocamento será colocada uma camada de enrocamento de 0,5 a 1,0 KN, de protecção.

A solução estrutural adoptada para a presente obra recorre a técnicas de construção correntes em betão armado, assentando numa infra-estrutura de aduelas sobre as quais se desenvolve a superestrutura formada por lajes.

As aduelas são na sua essência módulos pré-fabricados de betão armado com alturas de 1,40 m (aduela de base) e 1,90 m (aduela intermédia), que são



sobrepostos, formando “blocos de aduelas”, os quais funcionam como pilares de grandes dimensões que suportam a superestrutura do cais. Sobre as aduelas existe uma camada de betão de 0,60m, que garante a regularização da cota de assentamento das lajes.

As aduelas têm dimensões em planta de 4,60mx1,50m existindo, na aduela de base, uma base de 0,20m de altura com 5,10mx2,00m. As aduelas apresentam 3 células interiores, que serão posteriormente armadas e betonadas in-situ, garantindo a ligação entre elas. No que respeita às paredes, foi adoptada a mesma espessura (0,20m) para paredes interiores e exteriores. Na extremidade das pontes cais existe um bloco de aduelas de remate, constituído por aduelas de maiores dimensões.

Estas aduelas apresentam 4 células em planta, de 2,0x2,0m existindo também uma aduela de base e aduelas intermédias. As aduelas intermédias são quadradas, de 4,6m de lado e 1,90m de altura. A aduela de base tem uma altura de 1,40m, um corpo semelhante às intermédias e uma base, também quadrada, de 0,20m de altura com 5,1m de lado.

A distância entre eixos de blocos de aduelas é de 5,0m. Este vão é vencido pela superestrutura, constituída por uma laje de 4,0m de largura e 0,5m de altura. A meio vão entre aduelas está previsto um escudo de 0,80m de largura e 2,5m de altura, que impede a passagem de pequenas embarcações entre aduelas.

Para uma maior celeridade da construção, recorre-se ao uso de elementos pré-fabricados na superestrutura. Será efectuada uma laje pré-fabricada, com 3,9m de comprimento por 4,0m de largura e 0,25m de altura, que incluirá já o escudo entre aduelas, e sobre a qual é betonada a laje in-situ, também com 0,25m de altura.

O encontro das pontes cais com o terraplano é efectuada através de uma estrutura isostática, constituída por pré-vigas, simplesmente apoiadas nas extremidades, e por



pré-lajes. A primeira aduela das pontes cais tem o seu eixo a 10,75m da frente do bloco de coroamento. Junto ao bloco de coroamento, será criada uma estrutura em betão, onde as pré-vigas (de 0,80m de altura e 0,5m de largura) apoiam num aparelho de neoprene. Sobre a primeira coluna de aduelas, as vigas encontram-se igualmente simplesmente apoiadas, existindo uma junta de separação para a restante superestrutura. Sobre as pré-vigas assentam pré-lajes de 0,20m de altura, encimadas por uma camada de betão in-situ de 0,20m. Em ambas as extremidades existem carlingas que ligam as duas pré-vigas, dotadas de um dente que garante a segurança ao escorregamento transversal.

Nas pontes cais de maior comprimento existem mais duas juntas de dilatação, dividindo a estrutura em troços de aproximadamente 26m, enquanto na ponte cais mais curta existirá apenas mais uma junta, dividindo em troços de cerca de 32m. As juntas são preenchidas com esferovite e fechadas, no topo, com cordão asfáltico.

A ponte cais junto á rampa varadouro, dado que tem simultaneamente a função de suporte da rampa, tem uma estrutura diferente das restantes na zona da rampa (cerca de 48,6m). Nesta zona a ponte cais será maioritariamente fundada à cota (-2,30 m) ZH e constituída por colunas de aduelas colocadas lado a lado, formadas por aduelas do tipo intermédio (sem base). Têm alturas de 1,40m de altura na fiada inferior, 1,40m na fiada intermédia e 1,40m na fiada superior. Sobre as aduelas existe uma superestrutura em betão armado de 1,10m. De forma a minimizar as dragagens, à medida que a topografia do terreno/estrutura da rampa o permitir, serão dispensadas fiadas de aduelas, existindo na ligação com o terraplano apenas a superestrutura.

Quando termina a rampa varadouro, a estrutura da ponte cais passa a ser semelhante às restantes, com colunas de aduelas espaçadas de 5,0m. A ligação entre os dois tipos de estrutura é isostática, existindo uma junta de dilatação, e sendo a última pré-laje apoiada do lado do terraplano sobre apoios, e travada



transversalmente pelos muros laterais existentes junto ao apoio. Existem mais duas juntas, uma a meio de cada um dos troços.

As pontes cais foram concebidas de forma a garantir a acostagem dos navios, tráfego de peões, e eventualmente acesso de viaturas de combate a incêndios.

5.2.2.2 - Execução de duas rampas varadouro

Uma das rampas varadouro desenvolve-se perpendicularmente ao terrapleno, com orientação NW-SE, a norte da zona dos aprestos.

Consiste numa rampa de inclinação de 10%, entre a cota (-1,00 m) ZH e (+3,00 m) ZH, constituída por um aterro em tot e uma camada de enrocamento de 0,2 a 0,5 KN, encimada por uma camada de betão de 0,3m. Entre a cota (-1,00 m) ZH e a cota (+1,55 m) ZH a camada de betão será constituída por lajes pré-fabricadas, de forma a evitar betonagens abaixo do nível médio (+1,00 m) ZH. A partir desta cota esta camada será betonada in-situ.

A estrutura da rampa é suportada, do lado Sul, pela ponte cais que lhe é aderente, acima descrita. Relativamente ao lado Norte, é suportada por colunas de aduelas (semelhantes às aduelas intermédias das pontes cais), colocadas paralelamente à rampa, e encimadas por uma superestrutura em betão armado betonado in-situ, com 1,80m de altura. As aduelas têm uma altura de 1,5m, sendo efectuadas dispensas do número de aduelas em altura à medida que a rampa se aproxima do encontro com o terrapleno, terminando apenas com superestrutura. Na zona do encontro com o terrapleno, perpendicularmente ao desenvolvimento da rampa, existe um bloco de coroamento em betão, assim como na zona final da rampa, à cota (-1,00 m) ZH.

A segunda rampa varadouro desenvolve-se paralelamente ao contra-molhe, com orientação SW-NE e apresenta um desenvolvimento de 38,74m.



Consiste numa rampa de inclinação de 10%, entre a cota (-0,50 m) ZH e (+3,00 m) ZH, constituída por um aterro em tot e uma camada de 0,5m de enrocamento de 0,2 a 0,5 kN, encimada por uma camada de betão de 0,3m. Entre a cota (-0,50 m) ZH e a cota (+1,60 m) ZH a camada de betão será constituída por lajes pré-fabricadas, e a partir desta cota esta camada será betonada in-situ, à semelhança da rampa anteriormente descrita.

A estrutura da rampa é suportada, do lado Oeste, pelo contra-molhe. Relativamente ao lado Este a rampa é suportada por colunas de aduelas (semelhantes às aduelas intermédias das pontes cais), colocadas paralelamente à rampa e encimadas por uma superestrutura em betão armado betonado in-situ, com 2,0m de altura. As aduelas nesta situação apresentam somente duas células, sendo as dimensões em planta 3,50x1,5m, com 1,5m de altura, sendo efectuadas dispensas do número de aduelas em altura à medida que a rampa se aproxima do encontro com o terraplano, terminando apenas com superestrutura. Na zona do encontro com o terraplano, perpendicularmente ao desenvolvimento da rampa, existe um bloco de coroamento em betão, assim como na zona final da rampa, à cota (-0,50 m) ZH.

5.2.2.3 - Execução de uma doca de pórtilco em forma de “U”

A doca de pórtilco desenvolve-se a norte da primeira rampa varadouro acima descrita, com orientação NW-SE. É uma estrutura em forma de U, com cota de serviço a (-3,00 m) ZH e cota de topo a (+3,00 m) ZH. Apresenta um comprimento útil de 16,5m e uma largura útil de 6,10m.

De forma a minimizar custos, foram adoptadas aduelas do mesmo tipo que nas pontes cais, (aduelas intermédias), tendo-se adoptado para a parede posterior da doca uma ligeira alteração na geometria. As aduelas nessa zona passam a ter apenas duas células, sendo as dimensões em planta de 3,50x1,5m, com 1,5m de altura. As paredes laterais são constituídas por duas fiadas de aduelas A2, também



com 1,5m de altura. As aduelas são encimadas por uma superestrutura em betão armado betonado in-situ, com 1,8m de altura.

A ligação das aduelas à superestrutura deverá assegurar o funcionamento da estrutura como um todo.

A doca foi dimensionada para suportar um pórtico de 4 rodas de 75 toneladas. Ao longo comprimento da doca foi previsto um murete de guiamento do pórtico.

5.2.2.4 - Colocação de postos de amarração em flutuação

A solução alternativa apresentada possui bacias de estacionamento, que em termos de postos de amarração em flutuação, permite o estacionamento em simultâneo de aproximadamente 100 embarcações, cumprindo as necessidades de acordo com a frota local de pesca que actualmente é constituída pela seguinte distribuição por comprimentos:

| | |
|---|-----------|
| Embarcações com comprimento < 6 m | 2 (2%) |
| Embarcações de 6 a 8 m de comprimento | 21 (23%) |
| Embarcações de 8 a 10 m de comprimento | 18 (19%) |
| Embarcações de 10 a 12 m de comprimento | 36 (39%) |
| Embarcações com mais de 12 m de comprimento | 16 (17%) |
| Total de embarcações | 93 (100%) |

Como estruturas de acostagem nas bacias existem as pontes-cais que podem permitir a acostagem simples ou abraçada e os passadiços flutuantes.

De seguida, quantificam-se as embarcações possíveis de alojar em diferentes tipos de acostagem, de acordo com cada uma.



Tabela 4 - Quantificação do nº de embarcações alojadas na solução alternativa 3A

| TIPO DE ACOSTAGEM | Nº DE EMBARCAÇÕES |
|--|-------------------|
| Acostagem nas pontes-cais: | |
| Acostagem directa | 65 |
| Acostagem abraçada a outras embarcações | 40 |
| Total de postos de acostagem em pontes-cais | 105 |
| Total de postos de acostagem em estruturas fixas | 105 |
| Acostagem em postos flutuantes: | |
| Embarcações até 6 metros | 22 |
| Embarcações de 6 a 8 metros | 17 |
| Embarcações de 8 a 10 metros | 16 |
| Embarcações de 10 a 12 metros | 11 |
| Total de postos de acostagem em postos flutuantes | 66 |



5.3 - SOLUÇÃO ALTERNATIVA 3B

5.3.1 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS DE ABRIGO

5.3.1.1 - Prolongamento do molhe existente em cerca de 40 m

O prolongamento do molhe existente enraíza ortogonalmente a este, e é composto por um prisma de protecção exterior em talude de blocos artificiais do tipo Antifer de 150 kN, de acordo com perfil tipo F-F. No seu lado interior, o molhe será dotado de um cais composto por caixotões que fundam sobre embasamento de enrocamentos seleccionados, protegido por mantos de enrocamentos de 10 a 30 kN (lado exterior) e 5 a 10 kN (lado interior), com um comprimento acostável de aproximadamente 40 metros.

De forma a manter a entrada na bacia próxima da cabeça do molhe existente, esta estrutura remata em paramento vertical, apresentando um perfil em forma de escada que “mergulha” no sentido poente, de forma a minimizar os efeitos de reflexão que aí possam ocorrer devido à agitação que aí incide directamente.

O muro-cortina e a berma do manto exterior situam-se aproximadamente à mesma cota, (+6,50 m) ZH. Esta cota de coroamento é bastante inferior à do molhe actual, admitindo-se alguns galgamentos, embora esta estrutura usufrua de abrigo proporcionado pela cabeça do molhe existente.

5.3.1.2 - Execução de um contra-molhe de 290 m

O novo contra-molhe apresenta uma secção transversal sempre assimétrica, com manto exterior constituído por blocos do tipo Antifer de 150 kN e junto ao enraizamento por enrocamento da gama 60 a 90 kN. O manto interior junto à cabeça, propõe-se que seja composto por blocos do tipo Antifer de 150 kN, com pé de talude em enrocamento da gama 30 a 60 kN, no restante troço desenvolve-se um



cais vertical com aproximadamente 110 m de comprimento útil, estrutura que assenta num conjunto de colunas de blocos colocadas lado a lado ao longo do alinhamento que define a frente de acostagem, até encontrar o terraplano que se situa à mesma cota (+3,00 m) ZH. As colunas de blocos fundam sobre um tapete de enrocamentos seleccionados de gama 0,2 a 0,5 kN.

As cotas do muro cortina e berma exterior do contra-molhe são variáveis, apresentando na cabeça e no enraizamento os valores de (+8,50 m) ZH e (+7,60 m) ZH, respectivamente e no troço intermédio (+9,50 m) ZH e (+8,10 m) ZH, respectivamente.

5.3.2 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS INTERIORES

5.3.2.1 - Execução de três pontes-cais

Nesta solução são previstas três pontes-cais, cada uma com 89,6m de comprimento e 4,6m de largura, perfazendo um total de 537,6m de frente acostável e uma área de implantação de 1236,48 m². As três pontes cais desenvolvem-se com orientação NW-SE, perpendicularmente ao terraplano, frente à zona dos aprestos.

As três pontes-cais desenvolvem-se com orientação NW-SE, perpendicularmente ao terraplano, frente à zona dos aprestos.

A fundação das pontes-cais é constituída por um prisma de enrocamento de 0,2 a 0,5 kN com uma altura mínima de 0,5m, colocado sobre o terreno ou sobre vala dragada. O prisma será regularizado à cota (-3,30 m) ZH, com recurso a uma arrumação cuidada do enrocamento, incluindo camada de brita com 0,20 m de espessura. Entre a periferia da sapata dos pilares e o início do declive dos prismas de enrocamento será garantida uma faixa horizontal de 1,5m de largura. Sobre este



enrocamento será colocada uma camada de enrocamento de 0,5 a 1,0 KN, de protecção.

A solução estrutural adoptada para a presente obra recorre a técnicas de construção correntes em betão armado, assentando numa infra-estrutura de aduelas sobre as quais se desenvolve a superestrutura formada por lajes.

As aduelas são na sua essência módulos pré-fabricados de betão armado com alturas de 1,40 m (aduela de base) e 1,90 m (aduela intermédia), que são sobrepostos, formando “blocos de aduelas”, os quais funcionam como pilares de grandes dimensões que suportam a superestrutura do cais. Sobre as aduelas existe uma camada de betão de 0,60m, que garante a regularização da cota de assentamento das lajes.

As aduelas têm dimensões em planta de 4,60mx1,50m existindo, na aduela de base, uma base de 0,20m de altura com 5,10mx2,00m. As aduelas apresentam 3 células interiores, que serão posteriormente armadas e betonadas in-situ, garantindo a ligação entre elas. No que respeita às paredes, foi adoptada a mesma espessura (0,20m) para paredes interiores e exteriores. Na extremidade das pontes cais existe um bloco de aduelas de remate, constituído por aduelas de maiores dimensões.

Estas aduelas apresentam 4 células em planta, de 2,0x2,0m existindo também uma aduela de base e aduelas intermédias. As aduelas intermédias são quadradas, de 4,6m de lado e 1,90m de altura. A aduela de base tem uma altura de 1,40m, um corpo semelhante às intermédias e uma base, também quadrada, de 0,20m de altura com 5,1m de lado.

A distância entre eixos de blocos de aduelas é de 5,0m. Este vão é vencido pela superestrutura, constituída por uma laje de 4,0m de largura e 0,5m de altura. A meio



vão entre aduelas está previsto um escudo de 0,80m de largura e 2,5m de altura, que impede a passagem de pequenas embarcações entre aduelas.

Para uma maior celeridade da construção, recorreu-se ao uso de elementos pré-fabricados na superestrutura. Será efectuada uma laje pré-fabricada, com 3,9m de comprimento por 4,0m de largura e 0,25m de altura, que incluirá já o escudo entre aduelas, e sobre a qual é betonada a laje in-situ, também com 0,25m de altura.

O encontro das pontes cais com o terraplano é efectuado através de uma estrutura isostática, constituída por pré-vigas, simplesmente apoiadas nas extremidades, e por pré-lajes. A primeira aduela das pontes cais tem o seu eixo a 10,75m da frente do bloco de coroamento. Junto ao bloco de coroamento, será criada uma estrutura em betão, onde as pré-vigas (de 0,80m de altura e 0,5m de largura) apoiam num aparelho de neoprene. Sobre a primeira coluna de aduelas, as vigas encontram-se igualmente simplesmente apoiadas, existindo uma junta de separação para a restante superestrutura. Sobre as pré-vigas assentam pré-lajes de 0,20m de altura, encimadas por uma camada de betão in-situ de 0,20m. Em ambas as extremidades existem carlingas que ligam as duas pré-vigas, dotadas de um dente que garante a segurança ao escorregamento transversal.

Nas pontes cais existem mais duas juntas de dilatação, dividindo a estrutura em troços de aproximadamente 26m, enquanto na ponte cais mais curta existirá apenas mais uma junta, dividindo em troços de cerca de 32m. As juntas são preenchidas com esferovite e fechadas, no topo, com cordão asfáltico.

As pontes cais foram concebidas de forma a garantir a acostagem dos navios, tráfego de peões, e eventualmente acesso de viaturas de combate a incêndios.

5.3.2.2 - Execução de uma rampa varadouro



A rampa varadouro desenvolve-se paralelamente ao contra-molhe, com orientação SW-NE e apresenta um desenvolvimento de 38,74m.

Consiste numa rampa de inclinação de 10%, entre a cota (-0,50 m) ZH e (+3,00 m) ZH, constituída por um aterro em tot e uma camada de 0,5m de enrocamento de 0,2 a 0,5 kN, encimada por uma camada de betão de 0,3m. Entre a cota (-0,50 m) ZH e a cota (+1,60 m) ZH a camada de betão será constituída por lajes pré-fabricadas, e a partir desta cota esta camada será betonada in-situ, à semelhança da rampa anteriormente descrita.

A estrutura da rampa é suportada, do lado Oeste, pelo contra-molhe visto este ter um cais aderente, a rampa é então suportada pelas colunas de blocos que formam o cais. Relativamente ao lado Este a rampa é suportada por colunas de aduelas (semelhantes às aduelas intermédias das pontes cais), colocadas paralelamente à rampa e encimadas por uma superestrutura em betão armado betonado in-situ, com 2,0m de altura. As aduelas nesta situação apresentam somente duas células, sendo as dimensões em planta 3,50x1,5m, com 1,5m de altura, sendo efectuadas dispensas do número de aduelas em altura à medida que a rampa se aproxima do encontro com o terraplano, terminando apenas com superestrutura. Na zona do encontro com o terraplano, perpendicularmente ao desenvolvimento da rampa, existe um bloco de coroamento em betão, assim como na zona final da rampa, à cota (-0,50 m) ZH.

5.3.2.3 - Execução de uma doca de pósito em forma de “U” e ponte-cais aderente

A doca de pósito desenvolve-se a norte das três pontes-cais, com orientação NW-SE. É uma estrutura em forma de U, com cota de serviço a (-3,00 m) ZH e cota de topo a (+3,00 m) ZH. Apresenta um comprimento útil de 16,5m e uma largura útil de 6,10m.



A norte da doca de pórtico, aderente a esta, desenvolve-se uma quarta ponte cais, com um comprimento de 42,17m e 5,0m de largura. Esta ponte cais, fundada à cota (-3,30 m) ZH e com cota de topo (+3,00 m) ZH, é constituída por colunas de aduelas justapostas. Estas colunas são formadas unicamente por aduelas do tipo intermédio (sem base), encimadas por uma superestrutura em betão armado com 1,8m de altura.

De forma a garantir a largura de 5,0m, foram criadas aduelas com dimensões em planta de 1,5x5,0m, com três células interiores (duas menores, nas extremidades, com 1,10x1,10m e uma central com 1,10x2,0m). As aduelas têm 1,50m de altura, sendo necessárias 3 fiadas para atingir a cota da base da superestrutura.

A parede sul da doca de pórtico é constituída por duas fiadas de aduelas semelhantes às da ponte cais aderente encimadas por uma superestrutura em betão armado betonado in-situ, com 1,8m de altura.

A parede posterior da doca é constituída por aduelas semelhantes, mas com apenas duas células, sendo as suas dimensões em planta 3,50x1,50m, com 1,5m de altura.

Devido à topografia dos fundos, a doca de pórtico foi implantada avançada em relação ao terraplano. De forma a sustentar as terras desta zona, foram adoptados blocos de aduelas justapostos, fundados à cota (-2,30 m) ZH, formados por duas fiadas de aduelas e encimadas por uma superestrutura em betão armado com 1,8m de altura. As aduelas utilizadas são semelhantes às da parede posterior da doca de pórtico em planta mas com alturas diferentes (uma fiada com 2,0m e outra com 1,5m).

A ligação das aduelas à superestrutura deverá assegurar o funcionamento da estrutura como um todo.



A doca foi dimensionada para suportar um pórtico de 4 rodas de 75 toneladas. Ao longo do comprimento da doca foi previsto um murete de guiamento do pórtico.

5.3.2.4 - Cais do contra-molhe

No intradorso do contra-molhe foi previsto um cais, fundado à cota (-3,30 m) ZH e com cota de topo (+3,00 m) ZH, com uma extensão de 138,92 m.

Este cais é constituído por colunas de blocos em “I” justapostas, encimadas por uma superestrutura em betão armado, betonado “in situ”. Cada coluna de blocos tem uma largura de 3,0 m e é constituída por 2 blocos distintos: um bloco de base, com 2,0 m de altura, uma profundidade de 3,20 m e um dente na face frontal de 0,50 m, e um bloco intermédio, também com 2,0 m de altura e 3,20 m de profundidade. A superestrutura tem uma altura de 2,30 m e uma profundidade de 2,10 m nos primeiros 1,20 m, havendo uma redução de 0,50 m na zona superior do mesmo.

O cais foi dimensionado de forma a acomodar as embarcações descritas nas bases de projecto, assim como uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 KN/m².

5.3.2.5 - Colocação de postos de amarração em flutuação

A solução alternativa apresentada cumpre as necessidades da mesma forma que a solução alternativa 3A e a solução é a mesma, mas na solução alternativa em questão existe a possibilidade de acostagem no cais do contra-molhe, além das outras possibilidades consideradas anteriormente na outra solução alternativa.

De seguida, quantificam-se as embarcações possíveis de alojar em diferentes tipos de acostagem, de acordo com cada uma.



Tabela 5 - Quantificação do nº de embarcações alojadas na solução alternativa 3B

| TIPO DE ACOSTAGEM | Nº DE EMBARCAÇÕES |
|--|-------------------|
| Acostagem nas pontes-cais: | |
| Acostagem directa | 51 |
| Acostagem abraçada a outras embarcações | 43 |
| Total de postos de acostagem em pontes-cais | 94 |
| Acostagem no contra-molhe cais: | |
| Acostagem directa | 9 |
| Total de postos de acostagem em estruturas fixas | 103 |
| Acostagem em postos flutuantes: | |
| Embarcações até 6 metros | 11 |
| Embarcações de 6 a 8 metros | 17 |
| Embarcações de 8 a 10 metros | - |
| Embarcações de 10 a 12 metros | - |
| Total de postos de acostagem em postos flutuantes | 28 |



5.4 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES

5.4.1 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS SOLUÇÕES

Com vista a facilitar a análise comparativa das duas soluções alternativas, no quadro seguinte apresenta-se uma síntese das principais características de cada uma das soluções.

Tabela 6 - Quadro resumo da comparação entre soluções

| Características | Solução Alternativa 3A | Solução Alternativa 3B |
|---|--|--|
| Comprimento total das obras de abrigo (m): | 320 | 330 |
| • Contra-molhe | 260 | 290 |
| • Prolongamento do Molhe | 60 | 40 |
| Peso dos blocos (kN): | | |
| • Contra-molhe | 150 | 150 |
| • Prolongamento do Molhe | 300 | 150 |
| Área molhada abrigada (ha) | 4.1 | 3.6 |
| Área do novo terraplano (ha) | 2.85 | 2.78 |
| Extensão dos novos cais de acostagem para a pesca (m) | 340 65 postos 105 “abraçados” | 265 + 100 61 postos 103 “abraçados” |
| Extensão dos novos cais de acostagem para o recreio (m) | 180 m (66 postos) | 96 m (28 postos) |
| Meios de alagem | Rampa com 715 m ² , rampa com 650 m ² e doca de pórtilco | Rampa com 715 m ² , grua fixa e doca de pórtilco |
| Volume de materiais (m³): | | |
| • Enrocamento | 93 400 | 90 600 |
| • Betão | 37 300 | 36 900 |
| Grau de abrigo | | |
| • Bacia 1 | Bom | Razoável |
| • Bacia 2 | Muito Bom | Muito Bom |
| Condições de entrada | Boas | Boas |
| Custo total | 15.2 M€ | 14.2 M€ |
| Custo por hectare de área molhada abrigada | 3.7 M€/ha | 4.0 M€/ha |



5.4.2 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES ALTERNATIVAS

Na análise comparativa das duas soluções alternativas estudadas foram tidas em conta várias componentes, nomeadamente as seguintes:

- Melhoria das condições de abrigo do porto;
- Alteração das condições de entrada actuais;
- Criação de postos de estacionamento em flutuação e criação de postos de acostagem para embarcações de recreio e para embarcações marítimo-turísticas;
- Aumento da área de terrapleno.

Adicionalmente, tiveram-se também em conta as seguintes componentes:

- Processo construtivo;
- Custo das obras;
- Relação custo/benefício.

Relativamente a cada componente, comparativamente, constata-se que:

Melhoria das condições de abrigo do porto

- Em ambas as soluções são conseguidas as necessárias condições de abrigo, para permitir o estacionamento permanente em flutuação na Bacia 2 (bacia sul – mais interior). O mesmo não se passa no caso da Bacia 1 (bacia norte – entrada) em que a Solução A é mais favorável do que a Solução B;
- No caso da Solução 3A, a melhoria das condições de abrigo é conseguida à custa de um prolongamento implantado exterior e diagonalmente ao molhe existente, com uma abertura para Oeste de cerca de 135°, que garante boas condições de abrigo na bacia da entrada e de um contra-molhe que proporciona boas condições de tranquilidade na bacia interior. Ambas as



estruturas são ligeiras, por se localizarem na zona de sombra do actual molhe e se implantarem em pequenas profundidades;

- A Solução Alternativa 3B, apresenta o prolongamento do molhe existente ligeiramente mais curto, implantado no interior da bacia, perpendicularmente ao actual, e o contra-molhe ligeiramente mais longo, o que implica menores melhorias da tranquilidade na bacia à entrada do porto, relativamente à Solução 3A. Também neste caso, ambas as estruturas são ligeiras, por se localizarem na zona de sombra do actual molhe e se implantarem em pequenas profundidades;
- Em ambas as soluções, as condições de abrigo da Bacia 2, apesar de boas, excedem ligeiramente o limite aceitável para a instalação de equipamento flutuante, tendo-se por isso, em todas as soluções, optado por estruturas fixas para a frota de pesca, prevendo-se apenas nas zonas mais abrigadas das bacias, a instalação de equipamento flutuante, destinando-se estes postos de acostagem às embarcações de recreio e marítimo-turísticas.

Alteração das condições de entrada actuais

- A solução que mais interfere com o actual trajecto de entrada é a Solução A por envolver um prolongamento cuja implantação é exterior ao molhe existente e com abertura para fora;
- Ambas as soluções oferecem condições da entrada seguras, na medida em que o canal de acesso apresenta uma sobrelargura, exibindo no total cerca de 100 m, permitindo que a entrada se faça em segurança, mesmo que as embarcações sejam sujeitas a abatimentos resultantes da acção das ondas ou do vento. A entrada propriamente dita será mais facilitada na Solução 3A,



na qual a largura do canal é de aproximadamente 45 m, do que na Solução 3B, que apresenta apenas 31 m.

Criação de postos de estacionamento permanente em flutuação

- Qualquer uma das Soluções Alternativas 3A e 3B cumprem o estabelecido no Plano de Necessidades, na medida em que permitem alojar toda a frota de pesca artesanal, além de preverem também postos de estacionamento suplementares para embarcações de recreio e marítimo-turísticas;
- A Solução Alternativa 3A é a que apresenta o maior número de postos de estacionamento, excedendo os postos necessários para a frota local de pesca em 12 lugares. No entanto, a Solução Alternativa 3B com a inclusão de um cais aderente ao intradorso do contra-molhe pode ver aumentada a sua capacidade de acostagem em mais 9 lugares (de comprimento igual ao comprimento médio da frota de pesca local), excedendo igualmente o número de postos de acostagem necessários à frota actual;
- Relativamente à criação de postos de estacionamento suplementares para embarcações de recreio e marítimo-turísticas, a Solução 3A é a que apresenta mais lugares, 66, contra 28 da Solução 3B, em que 27 lugares são para embarcações entre os 8 e 12 m, comprimentos para os quais não há lugares na Solução 3B.

Ampliação do terrapleno

Ambas as soluções conduzem a um aumento da área de terrapleno. A Solução 3A é a que apresenta uma maior área (cerca de 2,85 ha), enquanto a Solução 3B conduz a uma ampliação de cerca de 2,78 ha, áreas bastante semelhantes.



Processo construtivo

Relativamente ao processo construtivo, admite-se que o mesmo seja o convencional para a generalidade das estruturas que constituem as soluções alternativas propostas, com a excepção, do prolongamento do molhe da Solução Alternativa 3B, que prevê a construção de um cais no intradorso, com aduelas de grande dimensão, tendo que se recorrer a equipamento de elevada capacidade para colocação das aduelas.

Em geral para construir a Solução Alternativa 3A, não seriam necessários meios mais potentes do que aqueles que foram usados na construção das estruturas do actual porto.

Custo das obras e relação custo benefício

A solução menos onerosa é a Solução Alternativa 3B, que está estimada em cerca de 14,2 milhões de euros. Para a Solução Alternativa 3A prevê-se que o custo de construção seja cerca de 6,5% superior, ascendendo a aproximadamente 15,2 milhões de euros.

Analisados alguns rácios, nomeadamente o custo do hectare de plano de água útil abrigado, custo da face acostável de cais ou ainda o custo dos postos de estacionamento, observa-se que:

Custo do hectare de plano de água útil abrigado

- Solução Alternativa 3A – 3,7 M€/ha;
- Solução Alternativa 3B – 4,0 M€/ha.



Custo da extensão de cais

- Solução Alternativa 3A – 29 400 €/m;
- Solução Alternativa 3B – 31 000 €/m.

Custo dos postos de estacionamento

- Solução Alternativa 3A
 - Acostagem directa 115 900 €/por posto
 - Acostagem “abraçados” 88 800 €/por posto
- Solução Alternativa 3B
 - Acostagem directa 160 100 €/por posto
 - Acostagem “abraçados” 108 800 €/por posto

Em face do exposto constata-se que a Solução 3A é mais onerosa que a Solução 3B sendo, no entanto, o seu custo superior em apenas cerca de 6%.

Por outro lado, analisando os rácios anteriormente apresentados, dado que a solução 3A abrange não só um maior plano de água e de terra, como apresenta uma maior extensão de face acostável e maior número de estruturas de alagem, é a solução que apresenta uma relação custo/benefício mais favorável.

Faz-se no entanto notar que, os valores aqui apresentados devem ser encarados apenas como ordens de grandeza, na medida em que este estudo se baseia em informação de base não actualizada, em virtude de, devido às condições de mar, não ter sido possível realizar os levantamentos topo-hidrográficos nem a prospecção geotécnica, elementos que serão tidos em consideração apenas na fase de Projecto de Execução.



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Página **62** de **103**

Será também apenas nesta fase que se integrarão as necessárias alterações decorrentes dos resultados dos ensaios em modelo reduzido, alterações estas que terão muito provavelmente repercussões nos custos das obras de abrigo.



5.5 - ACESSÓRIOS DE CAIS

Em ambas as soluções nas zonas de cais, em todas as frentes acostáveis, foram adoptados os seguintes acessórios:

- Defensas do tipo AN 300 E1.0;
- Cabeços de 100 KN;
- Escadas metálicas entre a cota (-1,00 m) ZH e (+3,00 m) ZH;
- Argolas.

Os acessórios de cais adoptados, nomeadamente o tipo de defensas e os cabeços são determinados tendo em conta as características de acostagem e de amarração do navio de projecto.

Estas características já se encontravam estipuladas de acordo com o existente no porto de pesca em questão, sendo elas as seguintes:

Acostagem do navio de projecto:

| | |
|--|------------|
| - Deslocamento do maior navio | 2100 kN |
| - Massa hidrodinâmica | 1673 kN |
| - Coeficiente de massa hidrodinâmica | 1,88 |
| - Coeficiente de excentricidade | 0,5 |
| - Coeficiente de deformabilidade | 0,9 |
| - Velocidade média de acostagem | 0,25 m/s |
| - Energia média de acostagem | 11,33 kN.m |

Amarração do navio de projecto:

| | |
|--|---------|
| - Força de amarração em qualquer posto | 13,9 kN |
|--|---------|



Como já referido anteriormente os cabeços adoptados suportam uma força de amarração do navio de projecto igual a 100 kN e o tipo de defesa adoptado que é do tipo AN 300 E1.0 tem uma reacção de acostagem igual a 148 kN e uma energia média de acostagem igual a 17,1 kN.m.

Nas peças desenhadas encontram-se representadas as geometrias e localizações dos diversos acessórios.

5.5.1 - CÁLCULO DA ENERGIA MÉDIA DE ACOSTAGEM

Apesar do projecto em estudo já ter as características de acostagem do navio de projecto previamente definidas, elaborou-se uma breve descrição de como efectuar o cálculo dessas características e com base nos resultados escolher o tipo de defesa apropriado.

Para o cálculo das defensas é necessário ter em conta a energia cinética desenvolvida pelo navio durante a acostagem, sendo esta energia dada pela seguinte expressão:

$$E = \frac{1}{2g} \times C_m \times \Delta \times (V_b)^2 \quad (1)$$

Sendo:

E = Energia cinética característica (ton.m)

Δ = Peso ou deslocamento do navio de projecto (ton)

V_b = Velocidade transversal do navio na altura do impacto (m/s)

C_m = Coeficiente de massa hidrodinâmica (adimensional)

g = Aceleração da gravidade (9,8 m/s²)



A energia cinética desenvolvida pelo navio (E) durante a acostagem não é transmitida na sua totalidade ao sistema de acostagem completo (estrutura+defensas), este só absorverá uma parte da energia total desenvolvida pelo navio. A energia cinética que é absorvida pelo sistema de acostagem completo (E_f), pode ser aproximada pela seguinte expressão:

$$E_f = f \times E \quad (2)$$

Sendo:

E_f : Energia cinética absorvido pelo sistema de acostagem (estrutura+defensas)

E : Energia cinética desenvolvida pelo navio durante a acostagem

f : $C_e \times C_g \times C_c \times C_s$

C_e : Coeficiente de excentricidade

C_g : Coeficiente de configuração geométrica do navio

C_c : Coeficiente de configuração da frente de acostagem

C_s : Coeficiente relativo à rigidez do sistema de defensas

Logo substituindo na expressão (2) o valor de E que nos é dado pela expressão (1), vem que:

$$E_f = \frac{1}{2g} \times C_m \times \Delta \times C_e \times C_g \times C_c \times C_s \times (V_b)^2 \quad [kN.m]$$

Sendo neste caso o valor de Δ expresso em kN, o valor de V_b expresso em m/s e a aceleração da gravidade em m/s^2 .

Para o valor de Δ ser expresso em kN em vez de toneladas, basta multiplicá-lo pela aceleração da gravidade.



➤ **COEFICIENTE DE MASSA HIDRODINÂMICA (C_m)**

O coeficiente de massa hidrodinâmica tem em conta o efeito produzido pela massa de água que se movimenta com o navio durante a acostagem, e que dá um aumento significativo na massa que intervém no cálculo da energia de acostagem.

O coeficiente de massa hidrodinâmica é dado pela seguinte fórmula:

$$C_m = 1 + \frac{2D}{B}$$

(Vasco Costa, 1964)

Sendo:

D: Calado do navio de projecto

B: Boca do navio de projecto

Esta fórmula é válida para valores de $V_b \geq 0,08$ m/s e para $K_c \geq 0,1$ D.

Normalmente os valores usados de C_m estão entre 1,30 e 2,00.

➤ **DESLOCAMENTO DO NAVIO DE PROJECTO (Δ)**

Define-se o deslocamento (Δ) como o peso total do navio, equivalente ao peso do volume de água deslocada pelo mesmo quando este se encontra totalmente carregado.

Pode-se estimar o deslocamento (Δ) ou o peso total do navio quando este se encontra totalmente carregado em toneladas pelas seguintes relações:

- Navios Graneleiros e Polivalentes:

TPM x (1,20 a 1,30)

TRB x (2,00)

**- Navios Petroleiros e LNG:**

TPM x (1,20 a 1,50)

- Navios Transportadores de Gás Liquefeito (LPG):

TPM x (1,60 a 1,80)

- Navios de Carga:

TPM x (1,40 a 1,60)

TRB x (2,00)

- Navios Porta-Contentores:

TPM x (1,40)

- Navios Ro-Ro:

TPM x (1,80 a 2,20)

- Navios de Passageiros:

Transatlânticos: TRB x (1,00 a 1,10)

Transbordadores: TRB x (1,20 a 2,00)

- Barcos de Pesca:

Costeira: TRB x (2,00 a 2,50)

Marítima: TRB x (1,20 a 2,00)

TPM → Toneladas de peso morto**TRB** → Toneladas de registo bruto

Correspondendo os multiplicadores mais altos aos navios de menor deslocamento, isto é, menor peso do navio definido.

A partir da tabela 3.4.2.3.5.1 que indica as dimensões médias dos navios totalmente carregados, retiramos o valor de TPM ou TRB que nos interessa consoante as dimensões e o tipo de navio que se pretende.



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Tabela 7 - Dimensões médias dos navios totalmente carregados

TABLA 3.4.2.3.5.1. DIMENSIONES MEDIAS DE BUQUES A PLENA CARGA

| TIPO | Tonelaje | Eslora total (m) | Manga (m) | Puntal (m) | Calado máximo (m) | TIPO | Tonelaje | Eslora total (m) | Manga (m) | Puntal (m) | Calado máximo (m) | |
|------------------------------|----------|------------------|-----------|------------|-------------------|-----------------------------------|----------|------------------|-----------|------------|-------------------|-----|
| PORTAGRANELES Y POLIVALENTES | TPM | 356 | 57,0 | 28,8 | 22,0 | TRANSPORTADORES DE GASES LICUADOS | TPM | 256 | 35,5 | 23,5 | 13,6 | |
| | 300.000 | 348 | 51,8 | 27,0 | 20,4 | | 60.000 | 229 | 36,0 | 21,0 | 12,1 | |
| | 250.000 | 325 | 47,2 | 26,0 | 19,2 | | 47.000 | 206 | 31,4 | 18,6 | 11,3 | |
| | 200.000 | 313 | 44,5 | 24,7 | 18,0 | | 40.000 | 157 | 25,3 | 16,0 | 10,1 | |
| | 150.000 | 275 | 42,0 | 20,3 | 15,1 | | 18.000 | 151 | 25,0 | 14,3 | 9,6 | |
| | 100.000 | 260 | 39,7 | 19,7 | 14,6 | | 16.000 | 106 | 17,0 | 10,0 | 7,4 | |
| | 90.000 | 244 | 37,8 | 18,7 | 13,3 | | 5.000 | 75 | 14,0 | 7,9 | 6,8 | |
| | 70.000 | 222 | 32,6 | 16,8 | 11,9 | | 3.000 | 75 | 14,0 | 7,9 | 6,8 | |
| | 50.000 | 208 | 30,2 | 15,9 | 11,4 | | TPM | 232 | 30,0 | 18,4 | 12,7 | |
| | 40.000 | 192 | 27,3 | 14,5 | 10,6 | | 50.000 | 217 | 28,3 | 17,2 | 11,9 | |
| | 30.000 | 170 | 23,7 | 12,9 | 9,6 | | 40.000 | 199 | 26,1 | 15,7 | 11,0 | |
| | 20.000 | 157 | 21,5 | 11,9 | 9,0 | | 30.000 | 177 | 23,4 | 13,8 | 10,0 | |
| | 15.000 | 140 | 18,7 | 10,5 | 8,1 | | 20.000 | 162 | 21,7 | 12,7 | 9,1 | |
| PETROLEROS | TPM | 416 | 69,2 | 32,2 | 25,5 | MERCANTES DE CARGA GENERAL | TPM | 232 | 30,0 | 18,4 | 12,7 | |
| | 500.000 | 390 | 65,5 | 28,8 | 22,8 | | 50.000 | 217 | 28,3 | 17,2 | 11,9 | |
| | 400.000 | 368 | 57,0 | 28,4 | 22,4 | | 40.000 | 199 | 26,1 | 15,7 | 11,0 | |
| | 300.000 | 348 | 51,8 | 26,0 | 20,4 | | 30.000 | 177 | 23,4 | 13,8 | 10,0 | |
| | 250.000 | 325 | 47,2 | 24,7 | 19,2 | | 20.000 | 162 | 21,7 | 12,7 | 9,1 | |
| | 200.000 | 291 | 44,2 | 23,0 | 17,9 | | 15.000 | 144 | 19,4 | 11,2 | 8,2 | |
| | 150.000 | 280 | 41,0 | 21,0 | 15,0 | | 10.000 | 139 | 18,9 | 10,8 | 8,0 | |
| | 120.000 | 270 | 39,0 | 19,2 | 14,6 | | 9.000 | 135 | 18,3 | 10,4 | 7,8 | |
| | 100.000 | 255 | 37,5 | 18,7 | 14,0 | | 8.000 | 129 | 17,6 | 10,0 | 7,5 | |
| | 80.000 | 250 | 35,9 | 18,4 | 13,6 | | 7.000 | 124 | 16,9 | 9,5 | 7,2 | |
| | 70.000 | 230 | 34,0 | 17,0 | 13,0 | | 6.000 | 103 | 15,4 | 8,4 | 6,8 | |
| | 60.000 | 226 | 32,1 | 16,1 | 12,5 | | 5.000 | 95 | 14,4 | 7,8 | 6,4 | |
| | 50.000 | 211 | 29,9 | 15,4 | 11,7 | | 4.000 | 86 | 13,2 | 10,5 | 8,1 | |
| | 40.000 | 194 | 27,2 | 14,1 | 10,9 | | 3.000 | 74 | 11,7 | 6,3 | 5,1 | |
| | 30.000 | 171 | 23,8 | 12,4 | 9,8 | | 2.000 | 58 | 9,5 | 5,1 | 4,2 | |
| | 20.000 | 157 | 21,7 | 11,3 | 9,0 | | 1.000 | 58 | 9,5 | 5,1 | 4,2 | |
| 15.000 | 139 | 19,0 | 9,9 | 8,1 | 700 | 51 | 8,5 | 4,6 | 3,8 | | | |
| 10.000 | 102 | 14,7 | 7,6 | 6,9 | PORTACONTENEDORES | TPM | 290 | 32,4 | 24,2 | 13,0 | | |
| 5.000 | 85 | 12,8 | 6,4 | 5,8 | | 50.000 | 285 | 32,3 | 22,4 | 12,0 | | |
| 3.000 | 73 | 11,4 | 5,6 | 5,1 | | 42.000 | 270 | 31,8 | 21,4 | 11,7 | | |
| 2.000 | 57 | 9,4 | 4,5 | 4,2 | | 36.000 | 228 | 31,0 | 20,3 | 11,3 | | |
| 1.000 | 50 | 8,5 | 4,0 | 3,7 | | 30.000 | 212 | 30,0 | 19,2 | 10,7 | | |
| METANEROS | TPM | 294 | 43,4 | 26,1 | | 12,9 | 25.000 | 198 | 28,7 | 17,5 | 10,0 | |
| | 75.000 | 257 | 34,8 | 20,7 | | 11,5 | 20.000 | 180 | 26,5 | 15,6 | 9,0 | |
| | 50.000 | 182 | 29,0 | 16,5 | | 9,0 | 15.000 | 159 | 23,5 | 13,6 | 8,0 | |
| | 20.000 | 107 | 17,4 | 9,4 | | 6,1 | 10.000 | 143 | 19,0 | 11,0 | 6,5 | |
| | RO-RO | TPM | 206 | 30,0 | | — | 9,5 | 7.000 | 143 | 19,0 | 11,0 | 6,5 |
| | | 15.000 | 190 | 27,0 | | — | 8,3 | TPM | 206 | 30,0 | — | 9,5 |
| 10.000 | | 170 | 23,0 | — | | 7,0 | 15.000 | 190 | 27,0 | — | 8,3 | |
| 7.500 | | 155 | 21,5 | — | | 6,4 | 10.000 | 170 | 23,0 | — | 7,0 | |
| 5.000 | | 135 | 20,0 | — | | 5,5 | 7.500 | 155 | 21,5 | — | 6,4 | |
| 2.500 | | 105 | 18,0 | — | | 5,0 | 5.000 | 135 | 20,0 | — | 5,5 | |



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

TABLA 3.4.2.3.5.1. (Continuación).

| TIPO | | Tonelaje | Eslora total (m) | Manga (m) | Puntal (m) | Calado máximo (m) | TIPO | | Tonelaje | Eslora total (m) | Manga (m) | Puntal (m) | Calado máximo (m) | |
|--------------|-----------------|----------|------------------|-----------|------------|-------------------|---------------|--------------------------|----------|------------------|-----------|------------|-------------------|--|
| DE PASAJEROS | TRASATLÁNTICOS | TRB | | | | | MILITARES (*) | TPM | | | | | | |
| | | 50.000 | 291 | 31,2 | 18,0 | 10,5 | | a | 16.000 | 172 | 23,0 | - | 8,2 | |
| | | 40.000 | 260 | 29,7 | 17,5 | 10,2 | | b | 15.000 | 195 | 24,0 | - | 9,0 | |
| | | 30.000 | 223 | 28,2 | 17,0 | 10,0 | | c | 6.000 | 117 | 16,8 | - | 3,7 | |
| | | 20.000 | 197 | 25,1 | 15,1 | 9,2 | | d | 4.000 | 134 | 14,3 | - | 7,9 | |
| | | 15.000 | 181 | 23,1 | 13,9 | 8,8 | | e | 3.500 | 120 | 12,5 | - | 5,5 | |
| | | 10.000 | 160 | 20,6 | 12,3 | 8,2 | | f | 1.500 | 90 | 9,3 | - | 5,2 | |
| | | 9.000 | 155 | 20,0 | 12,0 | 8,0 | | g | 1.500 | 68 | 6,8 | - | 5,4 | |
| | | 8.000 | 150 | 19,3 | 11,6 | 7,8 | | h | 1.400 | 89 | 10,5 | - | 3,5 | |
| | | 7.000 | 144 | 18,6 | 11,1 | 7,7 | | i | 750 | 52,3 | 10,4 | - | 4,2 | |
| | 6.000 | 138 | 17,8 | 10,6 | 7,4 | j | 400 | 58 | 7,6 | - | 2,6 | | | |
| | 5.000 | 135 | 17,2 | 8,4 | 6,0 | | 130 | 36 | 5,8 | - | 2,5 | | | |
| | 4.000 | 123 | 16,3 | 7,8 | 5,6 | | 85 | 30 | 5,3 | - | 1,5 | | | |
| | 3.000 | 109 | 15,3 | 7,1 | 5,1 | | | | | | | | | |
| | 2.000 | 92 | 13,9 | 6,2 | 4,5 | | | | | | | | | |
| | 1.000 | 68 | 11,9 | 5,0 | 3,6 | | | | | | | | | |
| | 500 | 51 | 10,2 | 4,0 | 2,9 | | | | | | | | | |
| | TRANSBORDADORES | TRB | | | | | | EMBARCACIONES DEPORTIVAS | t | | | | | |
| | | 13.000 | 195 | 24,0 | 16,1 | 6,7 | A MOTOR | | 50,0 | 24,0 | 5,5 | - | 3,3 | |
| | | 10.000 | 168 | 24,0 | 14,7 | 6,5 | | | 35,0 | 21,0 | 5,0 | - | 3,0 | |
| 8.000 | | 155 | 21,8 | 13,2 | 6,1 | | 27,0 | | 18,0 | 4,4 | - | 2,7 | | |
| 6.000 | | 138 | 21,4 | 12,7 | 5,9 | | 16,5 | | 15,0 | 4,0 | - | 2,3 | | |
| 4.000 | | 122 | 20,0 | 11,2 | 5,3 | | 6,5 | | 12,0 | 3,4 | - | 1,8 | | |
| 3.000 | | 105 | 17,7 | 10,5 | 5,0 | | 4,0 | | 9,0 | 2,7 | - | 1,5 | | |
| 2.000 | | 90 | 16,2 | 9,8 | 4,3 | | 1,3 | | 6,0 | 2,1 | - | 1,0 | | |
| 1.000 | | 75 | 13,4 | 5,0 | 4,0 | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| PESQUEROS | TRB | | | | | | A VELA | t | | | | | | |
| | 2.500 | 90 | 14,0 | 6,8 | 5,9 | | | 60,0 | 24,0 | 4,6 | - | 3,6 | | |
| | 2.000 | 85 | 13,0 | 6,4 | 5,6 | | | 40,0 | 21,0 | 4,3 | - | 3,0 | | |
| | 1.500 | 80 | 12,0 | 6,0 | 5,3 | | | 22,0 | 18,0 | 4,0 | - | 2,7 | | |
| | 1.000 | 75 | 11,0 | 5,7 | 5,0 | | | 13,0 | 15,0 | 3,7 | - | 2,4 | | |
| | 800 | 70 | 10,5 | 5,4 | 4,8 | | | 10,0 | 12,0 | 3,5 | - | 2,1 | | |
| | 600 | 65 | 10,0 | 5,1 | 4,5 | | | 3,5 | 9,0 | 3,3 | - | 1,8 | | |
| | 400 | 55 | 8,5 | 4,5 | 4,0 | | | 1,5 | 6,0 | 2,4 | - | 1,5 | | |
| 200 | 40 | 7,0 | 4,0 | 3,5 | | | | | | | | | | |

NOTAS:

(*)

- | | |
|--------------------------|--------------------|
| a : Transporte de ataque | f : Fragata rápida |
| b : Portaeronaes | g : Submarino |
| c : Buque de desembarco | h : Corbeta |
| d : Fragata lanzamisiles | i : Dragaminas |
| e : Destructor | j : Patrulleros |

(1) Las dimensiones usuales de los buques dadas en tablas podrán variar dependiendo del país de origen y del astillero. Dichas dimensiones variarán a lo sumo en $\pm 10\%$ como caso extremo.

(2) Podrá aproximarse la eslora entre perpendiculares al 95% de la eslora total.

(3) A falta de otros datos el desplazamiento de un buque podrá calcularse como el producto de la eslora entre perpendiculares, la manga, el calado máximo, el peso específico del agua y el coeficiente de bloque. Dicho coeficiente variará de 0,8 a 0,6 para mercantes de carga general y granaleros; 0,85 para petroleros; de 0,55 a 0,65 para buques ro-ro y transbordadores; de 0,3 a 0,5 para buques de guerra; y de 0,3 a 0,4 para pesqueros.



Os valores de TPM e TRB retirados da tabela vêm expressos em toneladas e como o valor de Δ é expresso em kN, logo é necessário multiplicar os valores retirados da tabela pela aceleração da gravidade e assim obtêm-se os valores em kN.

Por outro lado na falta de dados o deslocamento do navio de projecto também pode ser calculado pelo seguinte produto:

$$\Delta = L_{pp} \times B \times D \times \gamma_w \times C_b \quad [kN]$$

Em que:

L_{pp} : Comprimento entre perpendiculares e que normalmente se considera 95% do comprimento total do navio (m);

B: Boca do navio de projecto (m);

D: Calado do navio de projecto (m);

γ_w : Peso volúmico da água (kN/m³);

C_b : Coeficiente de bloco do navio (adimensional), em que este coeficiente varia de 0,8 a 0,6 para navios de carga e graneleiros; 0,85 para navios petroleiros; de 0,55 a 0,65 para navios Ro-Ro e transbordadores; de 0,3 a 0,5 para navios de guerra; e de 0,3 a 0,4 para barcos de pesca.

➤ COEFICIENTE DE EXCENRICIDADE (C_E)

Quando o ponto de impacto do navio sobre o sistema de defensas não coincide com o centro de gravidade do navio, a energia cinética desenvolvida pelo navio não se transmite na sua totalidade ao sistema de defensas durante a acostagem do navio.

Logo, como não temos em conta os efeitos devidos à configuração e características do navio e da sua acostagem, então a proporção de energia cinética cedida ao



sistema de defensas durante a acostagem do navio vem definida pelo coeficiente de excentricidade (C_e).

Este coeficiente é principalmente em função das características geométricas do navio e das condições de aproximação do navio à atracagem ou acostagem.

- ❖ Para atracagem ou acostagem de navios em que a sua aproximação transversal é dominante, o coeficiente de excentricidade é determinado do seguinte modo:

$$C_e = \frac{k^2 + a^2 \times \cos^2 \gamma}{k^2 + a^2}$$

Sendo:

→ **k**: Raio de viragem do navio, em metros.

O valor de k pode ser aproximado pela função $K = (0,19 C_b + 0,11) \times L$, para:

- C_b = coeficiente de bloco no navio

$$- C_b = \frac{\Delta}{L_{pp} \times B \times D \times \gamma_w}$$

Geralmente varia entre 0,3 e 0,9.

- L = Comprimento do navio, em metros.

Geralmente tem valores entre 0,20L e 0,25L.

→ **a**: distância do ponto de impacto ao centro de gravidade do navio, em metros.

Para efeitos de cálculo o valor de «a» pode aproximar-se aos seguintes valores:

- Acostagem sobre sistemas contínuos de defensas: $a = 0,25 \times L$;

- Acostagem sobre estruturas isoladas de defensas: $a = 0,10 \times L$, com um valor mínimo de 10 metros e máximo de 15 metros, sendo este valor medido paralelamente à linha de acostagem.



→ γ : ângulo que o vector velocidade faz com o vector «a».

Em condições normais pode adoptar-se $\gamma = 70^\circ - 80^\circ$.

Geralmente obtém-se valores do coeficiente de excentricidade entre 0,55 e 0,60 para acostagem sobre sistemas contínuos de defensas e valores entre 0,70 e 0,80 para acostagem sobre estruturas isoladas de defensas.

❖ Para atracagem ou acostagem de navios (Ro-Ro e Transbordadores) em que a sua aproximação é longitudinal directa, o coeficiente de excentricidade é determinado do seguinte modo:

→ **Se a linha de atracação ou acostagem for lateral ou de guia**

O coeficiente de excentricidade calcula-se utilizando a mesma formulação anteriormente referida, em que γ é definido como sendo o ângulo que a componente normal do vector velocidade faz com o vector «a» e na falta de outros dados pode-se adoptar $\gamma = 70^\circ$.

→ **Se a linha de atracação ou acostagem for frontal**

O coeficiente de excentricidade é definido como $C_e = 1,0$.

O coeficiente de excentricidade para atracação frontal de navios em condições de repouso após uma amarração lateral ou de guia, será também igual a 1,0.

➤ **COEFICIENTE DE CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DO NAVIO (C_g)**

A curvatura do navio e do sistema de defensas no ponto de contacto tem influência sobre a energia absorvida pelo sistema de defensas. A proporção de energia absorvida vem determinada pelo coeficiente de configuração geométrica do navio (C_g).



Recomenda-se então o valor de $C_g = 0,95$ quando o ponto de impacto se dá na parte curva dos navios e o valor de $C_g = 1,0$ quando o ponto de impacto se dá na parte recta dos navios.

➤ **COEFICIENTE DE CONFIGURAÇÃO DA FRENTE DE ACOSTAGEM (C_c)**

A configuração geométrica da frente de acostagem tem uma influência importante de acordo com a parte da energia cinética desenvolvida pelo navio e que é absorvida pelo colchão de água existente entre o casco do navio e as defensas, essa proporção de energia absorvida vem determinada pelo coeficiente de configuração da frente de acostagem (C_c).

A configuração geométrica da frente de acostagem depende do tipo de estrutura de acostagem, da distância livre entre o casco do navio e o sistema de defensas, do ângulo e do método de aproximação e da configuração do casco do navio.

Na falta de informação recomenda-se que os valores de C_c sejam iguais aos indicados na tabela 3.4.2.3.5.6.

Tabela 8 - Valores recomendados para o coeficiente de configuração da frente de acostagem C_c

| <u>TABLA 3.4.2.3.5.6. VALORES RECOMENDADOS PARA EL COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN DEL ATRAQUE (C_c)</u> | | | | |
|--|-----------------|--------------------|------------|--------|
| MÉTODO DE APROXIMACIÓN DEL BUQUE | | TIPO DE ESTRUCTURA | | |
| | | Diáfana | Semimaciza | Maciza |
| Transversal Preponderante | | 1,00 | 0,90 | 0,80 |
| Longitudinal Preponderante | Por Proa o Popa | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | Atraque Lateral | 1,00 | 0,90 | 0,80 |

NOTAS:
Para el atraque en zonas angulosas o en esquina se considerará estructura diáfana, (p.e. en los extremos de un muelle de gravedad macizo).

➤ **COEFICIENTE RELATIVO À RIGIDEZ DO SISTEMA DE DEFENSAS (C_s)**

A relação de rigidezes entre o sistema de acostagem (estrutura + defesa) e o navio é de extrema importância para a determinação da proporção de energia cinética que é cedida ao sistema de acostagem e é absorvida pelas deformações do casco do navio.

A proporção de energia cinética absorvida pelo sistema de defensas ou de acostagem vem determinada pelo coeficiente de rigidez do sistema de defensas (C_s).

Os valores recomendados para o coeficiente relativo à rigidez do sistema de defensas são:

- Sistemas de defensas muito rígidos: $C_s = 0,50$
- Sistemas de defensas flexíveis ou muito flexíveis: $C_s = 1,00$
- Sistemas de defensas rígidos: Valor de C_s entre 0,90 e 1,00



➤ **VELOCIDADE DE ACOSTAGEM TRANSVERSAL DO NAVIO NA ALTURA DO IMPACTO (V_B)**

A componente normal à superfície de acostagem da velocidade de aproximação de um navio é o factor mais importante para a valorização da energia cinética durante a acostagem. A sua magnitude depende entre outros parâmetros do tamanho do navio, das condições de carga, das condições locais e ambientais (ventos, correntes das marés, localização da estrutura, métodos de operação e manobra e as condições de aproximação às instalações.

Normalmente os navios com um grande deslocamento (> 10000 toneladas), param a uns 10 a 20 metros das defensas paralelamente a estas e depois a manobra de acostagem é feita lentamente numa direcção perpendicular à linha de atracação ou acostagem com a ajuda de rebocadores. Para este método as velocidades de acostagem são da ordem dos 0,10 m/s a 0,40 m/s para condições normais de operação.

Para navios “Ro-Ro”, em geral navios de pequenos deslocamentos (< 10000 toneladas), para condições normais de operação as velocidades de acostagem são da seguinte ordem:

Tabela 9 - Velocidades de acostagem para navios de pequenos deslocamentos em condições normais de acostagem

| | |
|--|--|
| | <p><u>ATRAQUE LATERAL MEDIANTE TRASLACION TRANSVERSAL PREPONDERANTE</u></p> <p>$V = 0,4 \text{ a } 0,9 \text{ m/s}$</p> |
| | <p><u>ATRAQUE POR PROA O POPA DESDE BUQUE PARADO FRENTE AL ATRAQUE</u></p> <p>$V = 0,15 \text{ m/s}$</p> <p>10 - 10</p> |
| | <p><u>ATRAQUE LATERAL MEDIANTE TRASLACION LONGITUDINAL PREPONDERANTE</u></p> <p>$V = 2 \text{ a } 3 \text{ m/s}$</p> <p>10 - 10</p> |
| | <p><u>ATRAQUE POR PROA O POPA MEDIANTE TRASLACION LONGITUDINAL PREPONDERANTE</u></p> <p>$V = 0,5 \text{ a } 1 \text{ m/s}$</p> <p>10 - 10</p> |



Quando não existem registos possíveis as velocidades de acostagem de projecto estão definidas nas tabelas 3.4.2.3.5.2 e 3.4.2.3.5.3 válidas para a acostagem lateral mediante tradução transversal dominante e em direcção sensivelmente perpendicular à linha de acostagem e o navio totalmente carregado com ou sem ajuda de rebocadores.

Tabela 10 - Velocidade de acostagem para navios de pequenos deslocamentos em condições de acostagem lateral, com ajuda de rebocadores

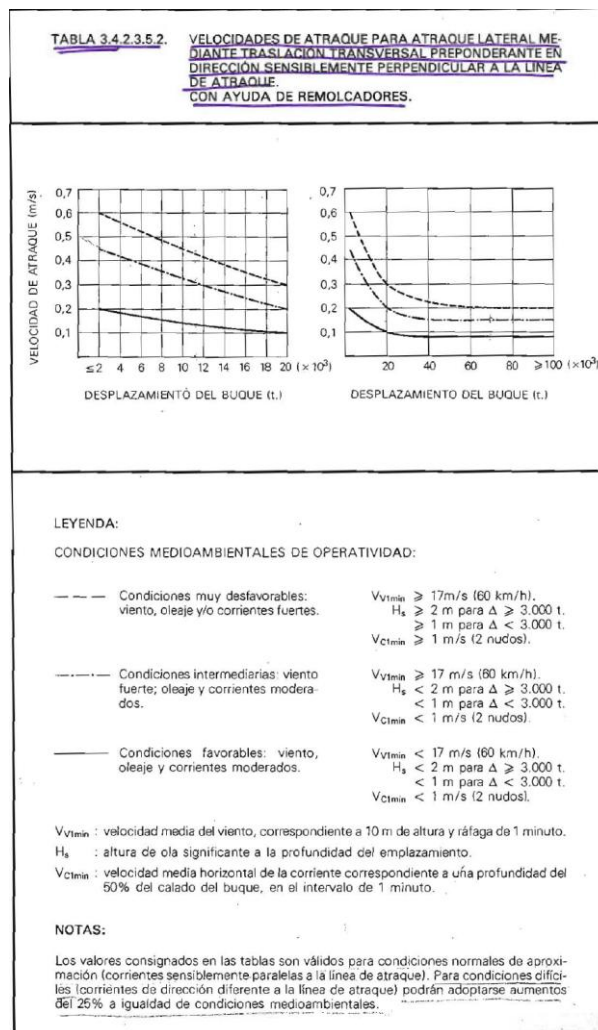
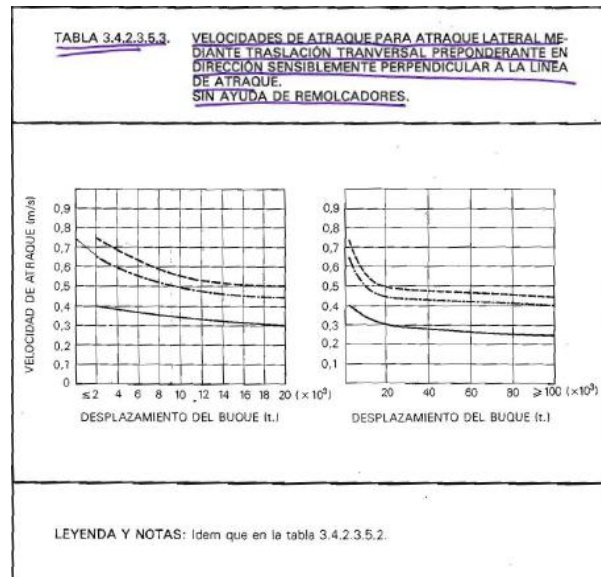




Tabela 11 - Velocidade de acostagem para navios de pequenos deslocamentos em condições de acostagem lateral, sem ajuda de rebocadores



→ **Energia transferida em condições excepcionais**

Situações acidentais: falhas mecânicas do navio ou dos rebocadores, rotura de cabos, mudanças bruscas das condições ambientais e erros humanos podem dar lugar a impactos anormais. A energia transferida ao sistema de acostagem nestas condições deve ser o dobro da calculada para condições normais de operação.

Com o objectivo de garantir a segurança da estrutura resistente, os sistemas de defensas são projectados para que a sua última capacidade de absorção de energia antes da rotura coincida com a prevista para condições excepcionais, isto é, após o cálculo da energia média de acostagem multiplica-se pelo dobro.

Seguidamente para determinar o tipo de defesa a aplicar basta escolher uma defesa em que o valor da energia média de acostagem seja superior ao calculado e que as dimensões da defesa escolhida sejam as adequadas para a situação em questão.



5.6 - CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

5.6.1 - CÁLCULO DOS IMPULSOS

❖ Impulso activo estático resultante do terreno

O impulso activo estático foi calculado através da Teoria de Coulomb:

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 \times K_a \quad [kN/m]$$

$$I_{aH} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 \times K_a \times \cos(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

$$I_{aV} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 \times K_a \times \sin(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

γ_h – Peso volúmico do terreno (kN/m^3)

h – Altura a que se quer determinar o impulso (m)

K_a – Coeficiente de impulso activo

φ - Inclinação da parede (nesta situação a inclinação da parede é nula, logo $\varphi = 0$).

δ - Ângulo de atrito solo/muro, que em caso de estruturas pré-fabricadas em betão ou aço, suportando areia ou cascalho, o seu valor é dois terços do ângulo de atrito interno do terreno (ϕ), ou seja, $\delta = 2/3\phi$.

❖ Impulso activo estático resultante da sobrecarga

$$I_q = Q \times h \times K_a \quad [kN/m]$$

$$I_{qH} = Q \times h \times K_a \times \cos(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

$$I_{qV} = Q \times h \times K_a \times \sin(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

Q – Valor da sobrecarga [kN/m^2]



Em que:

$$K_a = \left[\frac{\cos^2(\phi - \varphi)}{\cos^2(\varphi) \times \cos(\delta + \varphi) \times \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \varphi) \times \cos(\varphi - i)}} \right)^2} \right]$$

Para:

i – Inclinação da superfície do terrapleno - 0°

ϕ - Ângulo de atrito interno do terreno - 35°

δ - Ângulo de atrito solo/muro – $\delta = 2/3 \phi = 23,33^\circ$

φ - Inclinação da parede - $\varphi = 0^\circ$

❖ Impulso passivo estático resultante do terreno

O impulso passivo estático foi calculado através da Teoria de Coulomb:

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 \times K_p \quad [kN/m]$$

$$I_{pH} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 \times K_p \times \cos(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

$$I_{pV} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 \times K_p \times \sin(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

γ_h – Peso volúmico do terreno (kN/m^3)

h – Altura a que se quer determinar o impulso (m)

K_p – Coeficiente de impulso passivo

φ - Inclinação da parede - $\varphi = 0^\circ$



δ - Ângulo de atrito solo/muro, que em caso de estruturas pré-fabricadas em betão ou aço, suportando areia ou cascalho, o seu valor é dois terços do ângulo de atrito interno do terreno (ϕ), ou seja, $\delta=2/3\phi$.

Em que:

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \varphi)}{\cos^2(\varphi) \times \cos(\delta - \varphi) \times \left(1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi - \delta) \times \sin(\phi + i)}}{\cos(\delta - \varphi) \times \cos(i - \varphi)}\right)^2}$$

Para:

i – Inclinação da superfície do terrapleno - 0°

ϕ - Ângulo de atrito interno do terreno - 35°

δ - Ângulo de atrito solo/muro – $\delta = 2/3 \phi = 23,33^\circ$

φ - Inclinação da parede - 0°

❖ Incremento dos impulsos devido à acção sísmica (método Mononobe-Okabe)

O método Mononobe-Okabe é baseado nas seguintes hipóteses:

- A ruptura do terreno dá-se segundo uma superfície plana;
- O movimento do corpo rígido, da estrutura de suporte é suficiente para gerar impulso activo;
- A resistência do solo seco é friccional e traduzida pela equação $\tau = \sigma' \tan \phi'$, isto é, para solos puramente friccionalis e muito permeáveis ($k \geq 10^{-5}$ m/s);
- Na ruptura, toda a resistência ao longo da superfície plana está mobilizada;
- O solo no tardo da estrutura de suporte comporta-se como um corpo rígido.



O cálculo do incremento do impulso activo devido à acção sísmica foi calculado através da teoria de Mononobe-Okabe:

$$I_{as} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 (1 \pm K_v) \times K_{as} \quad [kN/m]$$

$$I_{asH} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 (1 \pm K_v) \times K_{as} \times \cos(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

$$I_{asV} = \frac{1}{2} \gamma_h \times h^2 (1 \pm K_v) \times K_{as} \times \sin(\delta + \varphi) \quad [kN/m]$$

γ_h – Peso volúmico do terreno (kN/m^3)

h – Altura a que se quer determinar o impulso (m)

K_{as} – Coeficiente de impulso activo com acção sísmica

K_v – Componente vertical da aceleração sísmica

φ - Inclinação da parede - $\varphi = 0^\circ$

δ - Ângulo de atrito solo/muro, que em caso de estruturas pré-fabricadas em betão ou aço, suportando areia ou cascalho, o seu valor é dois terços do ângulo de atrito interno do terreno (ϕ), ou seja, $\delta=2/3\phi$.

Em que:

$$K_{as} = \left[\frac{\cos^2(\phi - \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \times \cos^2(\varphi) \times \cos(\delta + \varphi + \theta) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \times \cos(\varphi - i)}} \right)^2} \right]$$

Para:

i – Inclinação da superfície do terraplano - 0°

ϕ - Ângulo de atrito interno do terreno - 35°



δ - Ângulo de atrito solo/muro – $\delta = 2/3 \phi = 23,33^\circ$

φ - Inclinação da parede - 0°

θ - Rotação que sofre a cunha de solo

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \rightarrow \text{Para solos emersos}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{\gamma h}{\gamma_{sub}} \times \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \rightarrow \text{Para solos submersos}$$

K_h – Componente horizontal da aceleração sísmica

K_v – Componente vertical da aceleração sísmica

$K_h = 0,15 \times g$, sendo $K_v = 2/3 * K_h$, então $K_v = \pm 0,10 \times g$

O impulso activo sísmico (I_{as}) contém duas parcelas:

- Impulso activo estático (I_a) → calculado acima a sua componente horizontal e vertical
- Impulso sísmico (I_s)

$$I_{as} = I_a + I_s$$

Logo, para calcularmos a componente vertical e horizontal do impulso sísmico temos:

$$I_s = I_{as} - I_a$$

$$I_{sH} = I_{asH} - I_{aH}$$

$$I_{sV} = I_{asV} - I_{aV}$$

Nota:

O impulso activo sísmico e o impulso activo estático já foram calculados anteriormente.



❖ Pressão Hidrodinâmica da água

Para estruturas de suporte, a pressão da água é função da permeabilidade do solo e das condições de fronteira. No caso de solos de elevada permeabilidade, aceita-se que a água se pode movimentar livremente, o que implica que também as condições de fronteira não limitam o seu movimento. Assim, a pressão hidrodinâmica da água é normalmente calculada como se existisse apenas água no tardo da estrutura com base na solução proposta por Westergaard.

A solução analítica proposta foi desenvolvida pelo autor para o caso de uma barragem de betão de paramento vertical, suportando uma massa de água semi-infinita, sujeita a uma sollicitação sísmica na sua base rígida, mas considerando unicamente a componente horizontal do sismo actuando numa direcção perpendicular à parede vertical. Segundo o autor, a pressão da água sobre o paramento à profundidade z abaixo da superfície da massa de água com altura h_w , vale:

$$q(z) = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot k_h \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{kN/m}^2)$$

Onde:

γ_w – Peso volúmico da água (kN/m^3)

K_h – Coeficiente sísmico horizontal

H – Altura de água total (m)

Z – Profundidade no ponto onde se quer calcular o efeito (m)



5.6.2 - SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

A segurança ao deslizamento consiste em verificar o deslocamento da estrutura de suporte ao longo da sua base e foi verificada através de:

$$\alpha \times \Sigma F_i \leq \Sigma F_s \quad \triangleright \quad \alpha \times \Sigma F_{hi} \leq \Sigma F_{hs} + \Sigma F_v \times \text{tg}(\delta)$$

F_i – Forças que contribuem para a instabilidade da estrutura (kN)

F_s – Forças que contribuem para a estabilidade da estrutura (kN)

F_{hi} – Forças horizontais que contribuem para a instabilidade da estrutura (kN)

F_{hs} – Forças horizontais que contribuem para a estabilidade da estrutura (kN)

F_v – Forças verticais (kN)

d – Ângulo de atrito solo/muro – 23,33°

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5

- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

5.6.3 - SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

A segurança ao derrubamento foi verificada através de:

$$\alpha \times \Sigma M_i \leq \Sigma M_s$$

M_i – Momentos instabilizantes (kN.m)



M_s – Momentos estabilizantes (kN.m)

α – Coeficiente de segurança

- Combinação de acções sem acção sísmica: 1,5
- Combinação de acções com acção sísmica: 1,1

5.6.4 - VERIFICAÇÃO DA ROTURA DA FUNDAÇÃO

A tensão aplicada na base da sapata das aduelas foi calculada com base nas acções exercidas sobre a estrutura.

O valor da tensão admissível foi calculado com base na capacidade de carga de uma sapata continua assente num solo incoerente, dada por:

$$q_{ult} = \gamma \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times s_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times s_\gamma$$

γ – peso volúmico submerso

D – profundidade da fundação

B – menor dimensão da superfície carregada em contacto com o terreno

N_q, N_γ – Factores de forma da sapata de Meyerhof's

d, i, s – Factores de profundidade, inclinação e forma de Meyerhof's

A tensão admissível, q_a , foi obtida reduzindo a tensão de rotura do terreno, q_{ult} por um factor de segurança SF. O factor de segurança SF toma o valor de:

- Combinação de acções sem acção sísmicaSF = 3,0
- Combinação de acções com acção sísmica SF = 1,1



5.6.5 - EXCENRICIDADE MÁXIMA

A excentricidade máxima admissível obtida ao nível da sapata:

- Em combinação de acções sem acção sísmica, a excentricidade obtida deve situar-se dentro do núcleo central da secção em contacto do terreno.
- Em combinação de acções com acção sísmica, a excentricidade obtida deve ser tal que a linha de pressões nulas na superfície de contacto não ultrapasse o centro de gravidade da secção.
- Tensão uniforme na base da sapata

$$\sigma_{uniforme} = \frac{Nsd}{B_{eff} \times L}$$

- Largura efectiva comprimida

$$B_{eff} = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

- Excentricidade máxima

$$e = \frac{Ms_d}{Nsd} < \frac{B}{6}$$

Esta condição é para garantir que a excentricidade máxima se encontra dentro do núcleo central da sapata.

No caso de sismo:

$$e = \frac{Ms_d}{Nsd} < \frac{B}{3}$$

- Tensão admissível



$$\sigma_{admissível} = 10 \times N_{spt}_{terreno}$$

$$\sigma_{admissível}(TOT) = 600 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \rightarrow \text{com acção sísmica}$$

$$\sigma_{admissível}(TOT) = 400 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \rightarrow \text{sem acção sísmica}$$

Na verificação da estabilidade das estruturas de gravidade foi utilizado um programa desenvolvido na CONSULMAR.

Este programa, para as várias situações analisadas, começa por calcular os coeficientes de impulso a aplicar conforme as camadas de terreno e seguidamente, para as juntas cuja verificação de estabilidade interessa, calcula as forças totais estabilizantes e derrubantes que aí se exercem.

Finalmente para as mesmas juntas são apresentados os vários parâmetros que interessam à avaliação das condições de estabilidade da estrutura, nomeadamente a excentricidade da resultante de todas as forças na junta e os factores de segurança que aí se verificam ao deslizamento e ao derrubamento, entendidos estes como o quociente entre as acções estabilizantes e as acções desestabilizantes. É ainda apresentada a tensão máxima que se exerce ao nível da junta de fundação.

As estruturas para as quais se verificou a estabilidade estrutural através do programa desenvolvido na CONSULMAR foram as seguintes: a ponte-cais aderente a rampa varadouro (solução 3A), a ponte-cais aderente (solução 3B), a zona do terraplano posterior à doca de pórtilco (solução 3B) e o cais contra-molhe (solução 3B).



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Página **88** de **103**

No anexo I apresentam-se todos os cálculos e resultados da verificação da estabilidade estrutural obtidos para as várias secções, assim como a combinação de acções utilizadas no cálculo de cada uma dessas secções.



6 - PROJECTO DE EXECUÇÃO DE UMA PONTE-CAIS

6.1 - DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE-CAIS

Como referido anteriormente o projecto contempla a existência da ponte-cais que vai ser agora estudada a nível de Projecto de Execução.

A ponte-cais em estudo tem um comprimento de 89,60m e encontra-se fundada à cota (-3,30 m) ZH e com uma cota de topo (+3,00 m) ZH. A solução estrutural adoptada recorre a técnicas de construção correntes em betão armado, assentando numa infra-estrutura de aduelas sobre as quais se desenvolve a superestrutura formada por lajes.

As aduelas são módulos pré-fabricados de betão armado com alturas de 1,40m (aduela de base) e 1,90m (aduela intermédia), que são sobrepostos, formando “blocos de aduelas”, os quais funcionam como pilares de grandes dimensões que suportam a superestrutura do cais, sobre as aduelas existe uma camada de betão de 0,60m, que garante a regularização da cota de assentamento das lajes.

As aduelas têm dimensões em planta de 4,60mx1,50m existindo, na aduela de base, uma base de 0,20m de altura com 5,10mx2,00m. As aduelas apresentam 3 células interiores, que serão posteriormente armadas e betonadas in-situ, garantindo a ligação entre elas. No que respeita às paredes, foi adoptada a mesma espessura (0,20m) para paredes interiores e exteriores. Na extremidade das pontes cais existe um bloco de aduelas de remate, constituído por aduelas de maiores dimensões.

Estas aduelas apresentam 4 células em planta, de 2,0x2,0m existindo também uma aduela de base e aduelas intermédias. As aduelas intermédias são quadradas, de



4,6m de lado e 1,90m de altura. A aduela de base tem uma altura de 1,40m, um corpo semelhante às intermédias e uma base, também quadrada, de 0,20m de altura com 5,1m de lado.

A distância entre blocos de aduelas é de 5,0m. Este vão é vencido pela superestrutura, constituída por uma laje de 4,0m de largura e 0,5m de altura. A meio vão entre aduelas está previsto um escudo de 0,80m de largura e 2,5m de altura, que impede a passagem de pequenas embarcações entre aduelas.

Para uma maior celeridade da construção, recorreu-se ao uso de elementos pré-fabricados na superestrutura. Será efectuada uma laje pré-fabricada, com 3,9m de comprimento por 4,0m de largura e 0,25m de altura, que incluirá já o escudo entre aduelas, e sobre a qual é betonada a laje in-situ, também com 0,25m de altura.

O encontro da ponte-cais com o terraplino é efectuada através de uma estrutura isostática, constituída por pré-vigas, simplesmente apoiadas nas extremidades, e por pré-lajes. A primeira aduela da ponte-cais tem o seu eixo a 10,75m da frente do bloco de coroamento. Junto ao bloco de coroamento, será criada uma estrutura em betão, onde as pré-vigas (de 0,80m de altura e 0,5m de largura) apoiam num aparelho de neoprene. Sobre a primeira coluna de aduelas, as vigas encontram-se igualmente simplesmente apoiadas, existindo uma junta de separação para a restante superestrutura. Sobre as pré-vigas assentam pré-lajes de 0,20m de altura, encimadas por uma camada de betão in-situ de 0,20m. Em ambas as extremidades existem carlingas que ligam as duas pré-vigas, dotadas de um dente que garante a segurança ao escorregamento transversal.

A ponte-cais foi concebida de forma a garantir a acostagem dos navios, tráfego de peões, e eventualmente acesso de viaturas de combate a incêndios.



6.2 - DESCRIÇÃO DO TIPO DE MATERIAIS UTILIZADOS

Os tipos de materiais considerados no dimensionamento da ponte-cais são:

- Aço: A 400 NR
- Betão: C 35/45 XS3

A classe de exposição ambiental – XS3 – de acordo com o especificado na norma EN 206 é utilizada na zona de marés, de rebentação ou de salpicos, o que se enquadra perfeitamente na estrutura marítima em questão.

Segundo a norma EN 206 para o betão ser da classe de exposição ambiental XS3 é obrigatório que a resistência mínima à compressão a utilizar seja da classe C 35/45.



6.3 - MODELAÇÃO DA PONTE-CAIS EM SAP

Com base no Programa de Cálculo Automático SAP 2000 procedeu-se então à elaboração do modelo da ponte-cais.

Os “blocos de aduelas” referidos anteriormente que funcionam como os pilares de grandes dimensões da ponte-cais, foram modelados como sendo elementos finitos de barra de 2 nós e com 6 graus de liberdade por nó.

Os tipos de apoios utilizados nas fundações foram simulados através de molas verticais e molas de rotação mas mesmo assim ainda houve a necessidade de considerar nas fundações um tipo de apoio que não permitisse as rotações e as translações das molas, isto é, o apoio a considerar tem que restringir os movimentos segundo as direcções contrárias aos movimentos das molas.

Após a modelação das infra-estruturas de aduelas é necessário agora modelar a superestrutura constituída por lajes que assentam nos “blocos de aduelas”. Para simular a laje da ponte-cais utilizaram-se elementos finitos de casca de 4 nós e com 6 graus de liberdade por nó. De forma a garantir mais rigidez na ligação entre os “blocos de aduelas” e a laje surgiu necessidade de se considerar em torno das aduelas ligações rígidas.

O tipo de apoio utilizado no encontro da laje com o terraplano foi simulado por um apoio rotulado, isto é, um apoio que permite as rotações e também permite a translação segundo a direcção longitudinal (\leftrightarrow).

As pré-vigas e carlingas existentes na extremidade em que a ponte-cais se encontra com o terraplano foram modeladas considerando também elementos finitos de barra de 2 nós com 6 graus de liberdade.



O escudo previsto a meio vão entre aduelas modelou-se da mesma forma que os “blocos das aduelas”, ou seja, com elementos finitos de barra de 2 nós com 6 graus de liberdade.

De seguida, apresenta-se então o modelo de cálculo da ponte-cais em 3D obtido no Programa de cálculo automático SAP 2000:

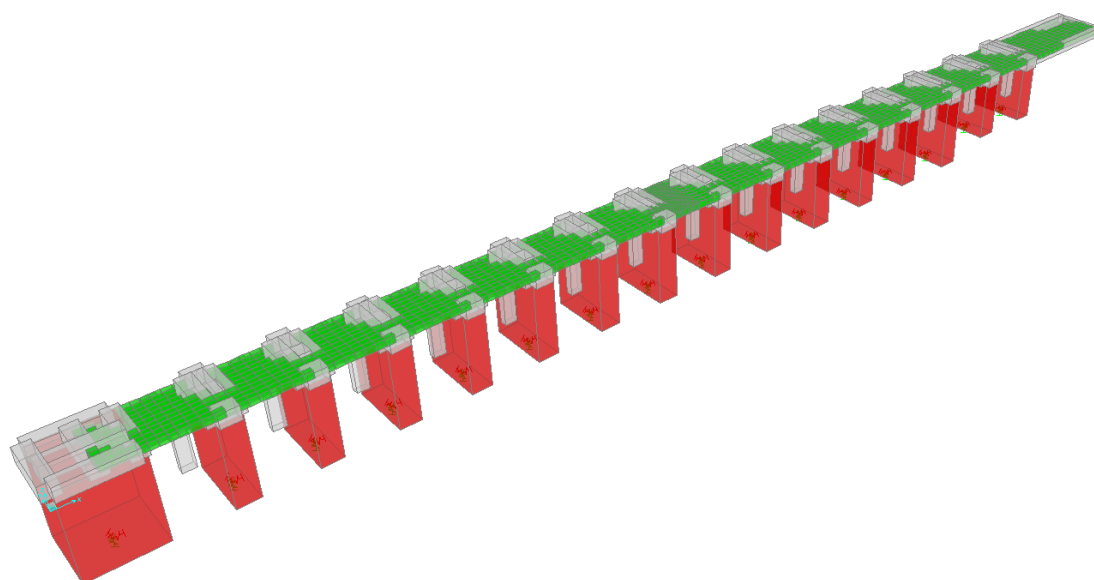


Fig. 15 - Modelo Ponte-Cais em 3D

6.3.1 - ACÇÕES CONSIDERADAS

6.3.1.1 - Acções Permanentes

a) Peso Próprio

São considerados os pesos próprios das estruturas calculadas tendo em conta os pesos específicos do material em questão e as dimensões das peças.

**b) Impulso nas aduelas**

Considerando a situação mais desfavorável em Preia-Mar e tendo em conta que existe a aduela de extremidade com as dimensões em planta de (4,60m x 4,60m) e a aduela corrente com as dimensões em planta de (4,60m x 1,50m).

A força do impulso na aduela de extremidade considerada é igual a:

$$I_{\text{aduela extr.}} = A_{\text{aduela}} \times H \times \gamma_{\text{água}} = 4,60 \times 4,60 \times 5,30 \times 10 = 1121,5 \text{ kN}$$

A força do impulso na aduela corrente considerada é igual a:

$$I_{\text{aduela}} = A_{\text{aduela}} \times H \times \gamma_{\text{água}} = 4,60 \times 1,50 \times 5,30 \times 10 = 365,7 \text{ kN}$$

6.3.1.2 - Acções Variáveis**a) Tracção nos cabeços**

A acção decorrente da ancoragem do navio aos maciços de amarração, foi simulada pela aplicação de uma força de 100kN no cabeço de amarração mais desfavorável relativamente aos esforços produzidos nos diferentes elementos estruturais.

b) Sobrecarga

O valor da sobrecarga de utilização a considerar é de 10 kN/m²

c) Acostagem

A acção de acostagem corresponde à aplicação de uma força de valor característico de 148 kN no escudo da defesa, posicionada em planta na situação mais desfavorável para a estrutura. Por outro lado, considerou-se que o ponto de aplicação da referida força se situa sempre 0,50 m acima da extremidade inferior da defesa.



Como nota, refira-se ainda que se adoptou uma defesa tipo “AN 300 E1.0” cujas especificações definem uma reacção máxima na estrutura de 148 kN.

d) Veículo Tipo

O veículo tipo é um veículo de emergência definido no “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes” (1961) no Artigo 25.º.

O veículo de emergência considerado é constituído por dois eixos espaçados de 3,0 metros, cada um com duas rodas, afastadas de 2,0 metros. O eixo posterior transmite uma carga de 8 toneladas e o anterior de 4 toneladas.

O veículo tipo foi simulado com a aplicação das cargas verticais referidas, isto é, uma força vertical por cada roda do veículo e sendo posicionado a meio vão da laje da ponte-cais pois é a situação mais desfavorável para a estrutura.

6.3.1.3 - Acção Sísmica

Considerou-se uma análise estática equivalente em detrimento da análise dinâmica, pois neste tipo de obras não se justifica a sua utilização visto que as estruturas em causa são essencialmente estruturas de gravidade.

A quantificação da acção sísmica será feita de acordo com as prescrições do R.S.A. No caso em estudo, consideraram-se os seguintes parâmetros:

$$K_h = 0,15 g$$

$$K_v = 0,10 g$$



➤ **Cálculo da acção sísmica nas aduelas**

Acção Sísmica Horizontal

A força sísmica horizontal aplicada na aduela de extremidade segundo a direcção x e y tem o mesmo valor, sendo este:

$$F_{\text{sísmica}} = A_{\text{aduela extr.}} \times \gamma_{\text{betão}} \times K_h = 4,60 \times 4,60 \times 25 \times 0,15 = 79,35 \text{ kN/m}$$

A força sísmica horizontal aplicada na aduela corrente segundo a direcção x e y tem o mesmo valor, sendo este:

$$F_{\text{sísmica}} = A_{\text{aduela.}} \times \gamma_{\text{betão}} \times K_h = 4,60 \times 1,50 \times 25 \times 0,15 = 25,88 \text{ kN/m}$$

Acção Sísmica Vertical

A força sísmica vertical aplicada na aduela de extremidade tem o mesmo valor mas de sinal contrário, sendo este:

$$F_{\text{sísmica}} = A_{\text{aduela extr.}} \times \gamma_{\text{betão}} \times (\pm K_v) = 4,60 \times 4,60 \times 25 \times (\pm 0,10) = \pm 52,9 \text{ kN/m}$$

A força sísmica vertical aplicada na aduela corrente tem o mesmo valor mas de sinal contrário, sendo este:

$$F_{\text{sísmica}} = A_{\text{aduela.}} \times \gamma_{\text{betão}} \times (\pm K_v) = 4,60 \times 1,50 \times 25 \times (\pm 0,10) = \pm 17,25 \text{ kN/m}$$

➤ **Cálculo da acção sísmica na laje**

Acção Sísmica Horizontal

A força sísmica horizontal aplicada na laje segundo a direcção x e y tem o mesmo valor, sendo este:

$$F_{\text{sísmica}} = H_{\text{laje.}} \times \gamma_{\text{betão}} \times K_h = 0,50 \times 25 \times 0,15 = 1,875 \text{ kN/m}^2$$



Acção Sísmica Vertical

A força sísmica vertical aplicada na laje tem o mesmo valor mas de sinal contrário, sendo este:

$$F_{\text{sísmica}} = H_{\text{laje}} \times \gamma_{\text{betão}} \times (\pm K_v) = 0,50 \times 25 \times (\pm 0,10) = \pm 1,25 \text{ kN/m}^2$$

6.3.2 - COMBINAÇÕES DE ACÇÕES CONSIDERADAS

Na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos foram tidas em conta as combinações de acções preconizadas no artigo 9.º R S A (1983).

→ Combinações Fundamentais:

No caso geral temos:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

No caso de a acção variável de base ser a acção sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{EK} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_{Gik} - esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} - esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico (S_{EK} no caso da acção sísmica);



S_{Qik} - esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

γ_{gi} - coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q - coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

Ψ_{0j}, Ψ_{2j} - coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j .

➤ **Combinação de acção com variável de base a sobrecarga**

$$S_d = 1,35 \times I_{aduela \text{ extr.}} + 1,35 \times I_{aduela} + 1,35 \times P.P + 1,5 \times Sc + 1,5 \times 0,6 \times VT + 1,5 \times 0,6 \times Acost. + 1,5 \times 0,6 \times Cab.$$

➤ **Combinação de acção com variável de base o Veiculo Tipo**

$$S_d = 1,35 \times I_{aduela \text{ extr.}} + 1,35 \times I_{aduela} + 1,35 \times P.P + 1,5 \times VT + 1,5 \times 0,6 \times Sc + 1,5 \times 0,6 \times Acost. + 1,5 \times 0,6 \times Cab.$$

➤ **Combinação de acção com variável de base a acostagem**

$$S_d = 1,35 \times I_{aduela \text{ extr.}} + 1,35 \times I_{aduela} + 1,35 \times P.P + 1,5 \times Acost. + 1,5 \times 0,6 \times Sc + 1,5 \times 0,6 \times VT + 1,5 \times 0,6 \times Cab.$$

➤ **Combinação de acção com variável de base o cabeço**

$$S_d = 1,35 \times I_{aduela \text{ extr.}} + 1,35 \times I_{aduela} + 1,35 \times P.P + 1,5 \times Cab. + 1,5 \times 0,6 \times Sc + 1,5 \times 0,6 \times VT + 1,5 \times 0,6 \times Acost.$$

➤ **Combinação de acção com variável de base a acostagem e o cabeço**



$$S_d = 1,35 \times I_{aduela \text{ extr.}} + 1,35 \times I_{aduela} + 1,35 \times P.P + 1,5 \times Cab. + 1,5 \times Acost. + 1,5 \times 0,6 \times Sc + 1,5 \times 0,6 \times VT$$

➤ **Combinação de acção com variável de base o sismo segundo a direcção x**

$$S_d = P.P + I_{aduela \text{ extr.}} + I_{aduela} + 1,5 \times Sis. X + 1,5 \times 0,33 \times Sis. Y + 1,5 \times 0,33 \times Sis. V^+ + 0,40 \times Sc + 0,40 \times Acost. + 0,40 \times Cab.$$

➤ **Combinação de acção com variável de base o sismo segundo a direcção y**

$$S_d = P.P + I_{aduela \text{ extr.}} + I_{aduela} + 1,5 \times Sis. Y + 1,5 \times 0,33 \times Sis. X + 1,5 \times 0,33 \times Sis. V^+ + 0,40 \times Sc + 0,40 \times Acost. + 0,40 \times Cab.$$

➤ **Combinação de acção com variável de base o sismo segundo a direcção vertical**

$$S_d = P.P + I_{aduela \text{ extr.}} + I_{aduela} + 1,5 \times Sis. V^+ + 1,5 \times 0,33 \times Sis. X + 1,5 \times 0,33 \times Sis. Y + 0,40 \times Sc + 0,40 \times Acost. + 0,40 \times Cab.$$

Nos critérios de dimensionamento considerou-se a envolvente máxima e mínima das combinações de esforços considerados nos estados limites últimos.

No anexo II apresentam-se os cálculos e resultados da análise descrita.



7 - CONCLUSÃO GERAL

O facto de pertencer ao perfil de Estruturas e do processo de estágio se ter desenvolvido no âmbito do acompanhamento de um projecto de obras marítimas foi uma experiência do ponto de vista pessoal e profissional muito enriquecedora, pois permitiu conhecer novas realidades, novos conceitos e em simultâneo expandir os conhecimentos dentro do perfil de Estruturas.

A elaboração do modelo da Ponte-Cais a nível profissional foi muito vantajosa, pois permitiu a aprendizagem e utilização do programa de cálculo automático SAP 2000 bem como conhecer e aperfeiçoar o seu uso.

Demonstrou-se essencial o diálogo com os projectistas pois com as ideias, experiências e conhecimentos acumulados ao longo da sua vida profissional, sempre se revelaram como uma mais valia para me auxiliar na resolução dos problemas surgidos.

O estágio desenvolvido na empresa CONSULMAR – Consultores e Projectistas, Lda., foi experiência muito enriquecedora sendo por tudo isto um privilégio desenvolver um estágio numa empresa altamente qualificada e conceituada, que levou à concretização dos objectivos pessoais e profissionais que tinham sido inicialmente estabelecidos.

Com a realização do relatório de estágio numa grande empresa como a CONSULMAR, é de realçar que hoje em dia mesmo no planeamento dos grandes projectos também por vezes surgem imprevistos que condicionam os prazos da execução das várias fases de projecto.



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Página **101** de
103

A nível de conhecimentos adquiridos o trabalho realizado foi uma experiencia inovadora, pois a área de Obras Marítimas desenvolvida durante o estágio não foi contemplada no Curso.



8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ernst & Sohn (a wiley company) 7th edition; Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways EAU 1996.
- Edited by Gregory P. Tsinker (a wiley company); Portengineering; Planning, Construction, Maintenance, and Security.
- Report of working group 33 of the Maritime Navigation Commission; International Navigation Association; Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002.
- Safe Berthing and Mooring; Trelleborg Marine Systems; Trelleborg AB, 2007 M1100, version 1.1-EN.
- Recomendaciones para Obras Marítimas; ROM O.5-94 Recomendaciones Geotecnicas para el Proyecto de Obras Maritimas y Portuarias; Ministério de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente; Puertos del Estado; 1994.
- Ports and Harbours Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT); National Institute for Land and Infrastructure Management, MLIT; Port and Airport Research Institute; Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan; The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, 2009.
- F. Leonhardt – Construções de Concreto Volume 6 – Princípios Básicos da Construção de Pontes e Concreto.
- Engenheiros Civis - A. Correia dos Reis, M. Brazão Farinha, J.P. Brazão Farinha; Tabelas Técnicas 2005.



- Carlos dos Santos Pereira; Fundações; Instituto Superior Técnico; Edição 2005.
- Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EC2) – NP EN 1992-1-1. Abril 2004.
- NP EN 206 – 1. A Especificação do Betão, 4.^a Edição: Maio 2008.
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Porto Editora, Agosto 2005.
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Porto Editora, Agosto 2005.
- Regulamento de solicitações em edifícios e pontes, Decreto-Lei n.º 44041, de 18 de Novembro de 1961.