



Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica

12, 13 e 14 de novembro de 2014

Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande-RS



Anais do VI SEMENGO

Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica

ISBN 978-85-7566-358-5



M. P. de Lima, J. A. S. Fontoura, C. R. Olinto, E. D. dos Santos, L. A. Isoldi

PREFÁCIO

Em nome da comissão organizadora do VI Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica, VI SEMENGO, agradecemos a presença de todos em Rio Grande, Rio Grande do Sul, Brasil, durante os dias 12, 13 e 14 de novembro de 2014. Este é um evento bi-anual organizado pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). O SEMENGO tem o objetivo de reunir pesquisadores e profissionais das áreas de Engenharia Costeira e Oceânica. O primeiro evento ocorreu no ano de 2004, e desde então tem apresentado palestrantes de âmbito nacional e internacional, sendo que em cada edição foi eleito um tema a ser destacado com a finalidade de fomentar as discussões sobre tal área do conhecimento. No I SEMENGO (2004), foi eleita a área de durabilidade do concreto em ambiente marítimo, no II SEMENGO (2006) a área de transporte e logística, no III SEMENGO (2008) a área de energia das ondas, no IV SEMENGO (2010) o tema central foi à construção naval e no V SEMENGO (2012) o tema abordado foi a Engenharia Costeira e Portuária. Neste ano de 2014, dando continuidade às discussões ocorridas no V SEMENGO, o VI SEMENGO teve novamente como tema principal a **Engenharia Costeira e Portuária**. A exemplo das edições anteriores, todos os artigos apresentados ficarão à disposição do público no site permanente do evento: <http://www.semengo.furg.br>.

Gostaríamos de agradecer aos membros do comitê científico, aos ilustres palestrantes, aos nossos alunos que trabalharam na organização do evento e a todos aqueles que de alguma forma colaboraram para a realização do VI SEMENGO. Agradecemos também o suporte financeiro oferecido pela FURG, Huesker, Nortek, RVT e Hidromares.

COMITÊ ORGANIZADOR – VI SEMENGO - 2014

- Prof. Milton Paiva de Lima, Dr., FURG (Presidente)
- Prof. André Tavares da Cunha Guimarães, Dr., FURG
- Prof. Antônio Marcos de Lima Alves, Dr., FURG
- Prof. Claudio Neves, PhD, UFRJ
- Prof. Claudio Rodrigues Olinto, Dr., FURG
- Prof. Elizaldo Domingues dos Santos, Dr., FURG
- Prof. Eloi Melo Filho, PhD, FURG
- Prof. José Antonio Scotti Fontoura, Dr., FURG
- Prof. Liércio André Isoldi, Dr., FURG
- Prof. Paulo Roberto de Freitas Teixeira, Dr., FURG

COMITÊ CIENTÍFICO – VI SEMENGO - 2014

- Elizaldo Domingues dos Santos, Dr., FURG (Coordenador)
- Liércio André Isoldi, Dr., FURG (Coordenador)
- Prof. Anderson Favero Porte, Dr., IFRS
- Prof. André Guimarães, Dr., FURG
- Prof. Antônio Marcos de Lima Alves, Dr., FURG
- Prof. Charlei Marcelo Paliga, Dr., UFPEL
- Prof. Claudio Neves, PhD, COPPE/UFRJ
- Prof. Cláudio Rodrigues Olinto, Dr., FURG
- Prof. Davide Franco, PhD., UFSC
- Prof. Eduardo Costa Couto, Dr., FURG
- Prof. Elírio E. Toldo Jr., Dr., UFRJ
- Prof. Eloi Melo Filho, PhD, FURG
- Prof. Eric Didier, PhD, LNEC/Portugal
- Prof. George Stanescu, PhD., UFPR
- Prof. Helcio Rangel Barreto Orlande, UFRJ
- Prof. Ivoni Carlos Acunha Júnior, Dr., IFRS
- Prof. Jeferson Avila Souza, Dr., FURG
- Prof. Jefferson Bandeira, Dr., CDTN
- Prof. Jose Antonio Scotti Fontoura, Dr., FURG
- Prof. José Viriato Coelho Vargas, PhD, UFPR
- Prof. Juan Ordonez, PhD., Florida State University/USA
- Prof. Juana Fortes, PhD, LNEC/Portugal
- Prof. Luiz Alberto Oliveira Rocha, PhD., UFRGS,
- Prof. Luiz Antônio Bragança da Cunda, Dr., FURG
- Prof. Marcelo Moraes Galarça, Dr., IFRS
- Prof. Marcelo Risso Errera, PhD., UFPR

- Prof. Marcos Eduardo Cordeiro Bernardes, PhD., UNIFEI
- Prof. Mateus das Neves Gomes, MSc., IFPR
- Prof. Mauro de Vasconcellos Real, Dr., FURG
- Prof. Milton Paiva de Lima, Dr., FURG
- Prof. Paolo Alfredini, Dr., USP
- Prof. Paulo Roberto Freitas Teixeira, Dr., FURG
- Prof. Paulo Smith Schneider, Dr., UFRGS
- Prof. Sebastião Gomes, PhD., FURG
- Prof. Waldir Terra Pinto, PhD., FURG

SUMÁRIO

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DE FERRAMENTAS NEURONAIS APLICAÇÃO À PRAIA DA VITÓRIA, TERCEIRA, AÇORES	1
APLICAÇÕES DO SISTEMA DE PREVISÃO E ALERTA DO RISCO DE GALGAMENTOS EM ZONAS COSTEIRAS E PORTUÁRIAS: COSTA DA CAPARICA E PRAIA DA VITÓRIA	11
DESEMPENHO DO CIMENTO TIPO ARI-RS, COM RESISTÊNCIA DE 52,5 MPa, FRENTE AO ATAQUE DE CLORETOS EM CONCRETOS SATURADOS E NÃO SATURADOS	21
ALGORITMO FAST-TIME E INDICADORES GRÁFICOS PARA ANÁLISE DE TRAJETÓRIAS ASSISTIDAS POR REBOCADORES EM ÁGUAS RESTRITAS E CONDIÇÕES AMBIENTAIS DIVERSAS	30
ALGORITMO PARA DEFINIÇÃO DO CALADO MÁXIMO SEGURO DE EMBARCAÇÕES EM CANAIS PORTUÁRIOS COM MONITORAMENTO EM TEMPO REAL DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS	40
COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO À EROSÃO COSTEIRA NO BALNEÁRIO DO HERMENEGILDO	51
ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOMÉTRICOS SOBRE A POTÊNCIA DISPONÍVEL EM UMA CHAMINÉ SOLAR	58
SIMULAÇÃO DO USO DE TERMINAIS ALL-WEATHER NA OPERAÇÃO DE TERMINAIS DE EXPORTAÇÃO DE AÇÚCAR A GRANEL.....	66
VERIFICAÇÃO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL NO PROJETO DE VIGAS PORTUÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO	72
MODELAGEM NUMÉRICA E FÍSICA DE UM QUEBRA-MAR POROSO.....	82
VARIABILIDADE DAS CORRENTES NA PLATAFORMA INTERNA AO LARGO DE TRAMANDAÍ/RS - VERÃO DE 2014.....	90
AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO EFEITO DA VARIAÇÃO DA ALTURA RELATIVA DE UM CONVERSOR DE ENERGIA DAS ONDAS DO MAR TIPO PLACA SUBMERSA	97
INVESTIGAÇÃO COMPUTACIONAL DO APROVEITAMENTO DO POTENCIAL ENERGÉTICO SOLO - AR PARA OPERAR UM CICLO DE RANKINE PARA CONVERSÃO DE POTÊNCIA	107
LAMA FLUIDA EM REGIÕES ESTUARINAS – ESTUDO DA BACIA DE EVOLUÇÃO DOS PORTOS DE ITAJAÍ E NAVEGANTES (SC).....	115

ESTUDO PARAMÉTRICO PARA OTIMIZAÇÃO DA CARGA CRÍTICA EM PAINÉIS ENRIJECIDOS	124
CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO CAMPO DE DUNAS DA PRAIA DO CASSINO (RS), REGIÃO DA QUERÊNCIA, APÓS A PASSAGEM DE TEMPESTADES	132
O PAPEL DOS MODELOS FÍSICOS DE PORTOS MARÍTIMOS NA ATUALIDADE	142
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS REGULARES NUM CANAL TRIDIMENSIONAL UTILIZANDO O CÓDIGO OPENFOAM.....	150
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PLACAS PLANAS COM PERFURAÇÕES CIRCULARES E QUADRADAS SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL EM ESTRUTURAS NAVAIS E OFFSHORE.....	160
INFLUÊNCIA DA REVIBRAÇÃO DO CONCRETO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E PENETRAÇÃO DE CLORETOS	170
CALCULATION OF CURRENT LOADS ON TANKERS IN SINGLE AND SIDE-BY-SIDE CONFIGURATIONS.....	180
APLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO SWAN EM LOCAIS COM VEGETAÇÃO NA HIDROVIA TIETE-PARANÁ – LAGO DA BARRAGEM DE ILHA SOLTEIRA, BRASIL.....	189
ESTUDO DAS DIFERENTES GEOMETRIAS DE SÍTIOS DE CONVERSORES DE ENERGIA DE CORRENTES	199
ESTUDO PRELIMINAR SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS DE ARRASTO PARA O COMPORTAMENTO DE NAVIOS.....	207
MODELO HIERÁRQUICO PARA OS INDICADORES DE SERVIÇOS AOS NAVIOS À SER UTILIZADO NO PORTO NOVO DO RIO GRANDE	216
CRITÉRIOS PARA A ADEQUADA INSTALAÇÃO DE TERMINAIS PORTUÁRIOS NA MARGEM URUGUAIA DA LAGOA MIRIM	225
ANÁLISE DO POTENCIAL ENERGÉTICO DAS ONDAS GERADAS PELO VENTO NA COSTA SUL-SUDESTE BRASILEIRA.....	234
AVALIAÇÃO DE DANOS EM QUEBRA-MARES DE TETRÁPODES	242
DETERMINAÇÃO DA ONDA DE PROJETO PARA A REGIÃO COSTEIRA DO RIO GRANDE-RS.....	252

CONSTRUCTAL DESIGN DE UM DISPOSITIVO DE GALGAMENTO ONSHORE EM ESCALA REAL PARA DUAS DIFERENTES PROFUNDIDADES	262
SIMULAÇÃO NUMÉRICA E MÉTODO CONSTRUCTAL DESIGN APLICADOS AO ESTUDO DE PLACAS PERFURADAS DE MATERIAL COMPÓSITO SUBMETIDAS À FLEXÃO.....	272
3D NUMERICAL ANALYSIS ABOUT THE SHAPE INFLUENCE OF THE HYDROPNEUMATIC CHAMBER IN AN OSCILLATING WATER COLUMN (OWC).....	280
SIMULAÇÃO NUMÉRICA E CONSTRUCTAL DESIGN APLICADOS À FLAMBAGEM ELÁSTICA DE PLACAS FINAS DE AÇO	289
MODELAGEM COMPUTACIONAL APLICADA AO ESTUDO DA FLAMBAGEM TÉRMICA DE COLUNAS.....	298
INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES NA ESTEIRA DE UM CILINDRO PERFURADO SUJEITO A UM ESCOAMENTO TRANSVERSAL	306
MODELAGEM COMPUTACIONAL APLICADA À FLAMBAGEM ELÁSTICA DE COLUNAS PERFURADAS.....	311
ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM CAIS DE CONTÊINERES ATRAVÉS DOS MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS.....	320
CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO DE OBRAS EXECUTADAS NO PORTO DO RIO GRANDE.....	330
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO DE ONDAS COM UM QUEBRA-MAR POROSO UTILIZANDO O CÓDIGO OPENFOAM.....	341
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM NAVIO AMARRADO NO TERMINAL XXI DO PORTO DE SINES.....	349



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DE FERRAMENTAS NEURONAIS APLICAÇÃO À PRAIA DA VITÓRIA, TERCEIRA, AÇORES

Rui Reis¹, Conceição Fortes¹, Maria Teresa Reis¹, Pedro Poseiro¹, João Alfredo Santos²

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

e-mail: rreis@lnec.pt, jfortes@lnec.pt, treis@lnec.pt, pposeiro@lnec.pt

² Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

Rua Conselheiro Emídio Navarro 1, 1959-007, Lisboa, Portugal

e-mail: jasantos@dec.isel.pt

RESUMO

Neste trabalho, descreve-se a aplicação ao porto e baía da Praia da Vitória, na ilha Terceira, Açores, Portugal, da metodologia de avaliação do risco de galgamentos em estruturas marítimas em desenvolvimento no LNEC, considerando duas ferramentas neuronais para cálculo dos galgamentos baseadas em resultados da aplicação de redes neuronais artificiais, nomeadamente a ferramenta NN_Overtopping2 e a Overtopping Predictor v1.1. Em particular, avalia-se comparativamente quais as implicações que a utilização de cada uma destas ferramentas tem em termos de número de eventos de galgamento e magnitude dos caudais médios galgados, bem como consequente grau de risco, para as 9 secções-tipo de estruturas marítimas estudadas no porto e baía da Praia da Vitória. O período de estudo é de 5 anos (2008 a 2012).

Palavras-chave: *Risco, Galgamentos, Ferramentas neuronais, NN_Overtopping2, Overtopping Predictor v1.1, Porto, Praia da Vitória.*

1. INTRODUÇÃO

A determinação dos galgamentos de estruturas marítimas em zonas portuárias e costeiras é um assunto de elevada importância para a avaliação, quer do risco de falha das próprias estruturas, quer dos riscos associados à inundação das zonas por estas protegidas. No âmbito das atividades portuárias, a preocupação com o galgamento de estruturas marítimas resulta dos prejuízos que lhe podem estar associados: inoperacionalidade do posto de acostagem, danos nos equipamentos ou edifícios protegidos pelas estruturas galgadas, danos em navios amarrados, ferimentos em pessoas que em último caso podem levar à perda de vida.

Por essa razão, considera-se importante dotar as autoridades nacionais de um sistema de previsão e alerta que, com a devida antecedência, informe da possibilidade de ocorrência de situações de emergência e permita a adoção por essas entidades de medidas para evitar vítimas e minimizar prejuízos económicos e ambientais. Além disso, é importante que esse sistema seja também uma ferramenta de gestão a longo prazo, permitindo simular cenários futuros que considerem as mudanças provocadas pelas alterações climáticas, nomeadamente o aumento do nível médio das águas do mar e a ocorrência de fortes tempestades. Só deste modo, é possível fazer um planeamento e gestão integrada e sustentada das zonas portuárias e costeiras.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal, tem vindo a desenvolver uma metodologia para avaliação do risco associado à ocorrência de galgamentos em estruturas marítimas (Santos *et al.*, 2011, Reis *et al.*, 2011, Neves *et al.*, 2012, Rocha, 2012, Poseiro *et al.*, 2014a, Poseiro *et al.*, 2014b), com o objetivo final de criar um sistema de previsão e alerta em tempo real e consequentemente uma ferramenta de gestão e planeamento para as zonas portuárias e costeiras. Esta metodologia consiste em:

- Definir o regime de agitação marítima incidente nas estruturas portuárias recorrendo a dados obtidos *in situ* e/ou a resultados de modelos numéricos de propagação de ondas, tais como WaveWatch III (Tolman, 1999), SWAN (Booij *et al.*, 1999) e/ou DREAMS (Fortes, 1993);
- Calcular a resposta da estrutura em termos de caudal médio galgado por unidade de comprimento do coroamento da estrutura, com a utilização da ferramenta baseada em resultados da aplicação de redes neuronais artificiais (“ferramenta neuronal”) NN_Overtopping2 (Coeveld *et al.*, 2005), desenvolvida no

âmbito do Projeto Europeu CLASH, e/ou de fórmulas empíricas;

- Calcular o grau de risco associado à ocorrência de galgamentos acima de um determinado caudal médio pré-definido para cada estrutura, em função do tipo de estrutura galgada e das atividades e bens por ela protegidos.

A aplicação desta metodologia já foi efetuada a vários portos portugueses, como é o exemplo do porto de Sines (Neves *et al.*, 2009) e dos portos da Praia da Vitória (Poseiro *et al.*, 2013a) e de Ponta Delgada (Pereira *et al.*, 2014), ambos localizados nos Açores. Nas diferentes aplicações, utilizou-se a ferramenta neuronal NN_Overtopping2. No entanto, devido a limitações inerentes à própria ferramenta, constatou-se que existia um conjunto de situações em que a ferramenta não fornecia valores de caudal médio galgado para situações onde realmente se verificava a sua existência e, consequentemente, não era possível considerá-los para cálculo do grau de risco.

Para colmatar tal limitação, julgou-se interessante testar outra ferramenta neuronal, desenvolvida separadamente da anterior e mais abrangente no cálculo dos galgamentos de estruturas marítimas, e avaliar comparativamente, face à NN_Overtopping2, os resultados, quer em termos de número de eventos de galgamento e magnitude desses eventos, quer em termos de grau de probabilidade de ocorrência de galgamentos não admissíveis e de grau de risco. O caso de estudo foi o porto e baía da Praia da Vitória.

A ferramenta neuronal considerada foi a *Overtopping Predictor v1.1* (Verhaeghe, 2005) cujos resultados têm provado ser mais adequados à realidade. Com efeito, em Bravo *et al.* (2013) compararam-se estas duas ferramentas neuronais, em termos de caudal médio galgado, para uma secção do molhe oeste do porto de Sines, em frente ao posto 2 do terminal de granéis líquidos do porto. Esta comparação foi efetuada também com resultados obtidos em modelo físico. Concluiu-se que as ferramentas estimam valores de galgamento bastante próximos dos valores observados no modelo físico, sendo essa concordância mais visível para os caudais médios galgados mais elevados. Para os caudais médios galgados mais reduzidos, os quais são muitas vezes condicionantes do ponto de vista da utilização da estrutura e das áreas circundantes, as ferramentas nem sempre são capazes de calcular galgamentos, limitadas pelo seu domínio de aplicabilidade. De qualquer forma, verifica-se que nessa situação, quando as ferramentas calculam os caudais médios galgados, estes tendem a ser superiores aos medidos. Ao contrário da ferramenta NN_Overtopping2, a ferramenta *Overtopping Predictor v1.1* é capaz de identificar estados de agitação incidentes na estrutura que originam galgamentos nulos. Além disso, as previsões de galgamento da ferramenta *Overtopping Predictor v1.1* foram, na maior parte dos casos, mais próximas das medições no modelo físico reduzido do que aquelas estimadas pela NN_Overtopping2.

Nas próximas seções, apresenta-se uma breve descrição da metodologia de avaliação do risco, dando especial ênfase à descrição das ferramentas neuronais NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1*. Segue-se depois a aplicação da metodologia e das ferramentas neuronais ao caso de estudo do porto e baía da Praia da Vitória, apresentando-se os resultados e a respetiva discussão comparativa.

2. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DO RISCO

A metodologia para a avaliação do risco da ocorrência de galgamentos de estruturas marítimas em desenvolvimento no LNEC contempla três etapas: I – Caracterização da agitação marítima, II – Cálculo do galgamento; III - Avaliação do Risco.

2.1 Etapa 1 – Caracterização da agitação marítima

O objetivo deste módulo é a determinação das características da agitação marítima na zona em estudo (zonas portuárias ou costeiras) em termos de altura de onda significativa (H_s), período de onda (médio, T_m , ou de pico, T_p) e direção média (Dir_p). Essas características de agitação marítima podem ser obtidas com base em longas séries temporais fornecidas ao largo da zona em estudo por modelos numéricos de previsão da agitação marítima à escala regional, como é o caso do modelo WaveWatch III (Tolman, 1999). Com base nestas estimativas da agitação marítima são aplicados outros modelos numéricos para a propagação da agitação marítima desde o largo até junto à costa ou até ao interior de uma zona abrigada ou portuária.

2.2 Etapa 2 – Cálculo do galgamento

A avaliação dos galgamentos pode ser efetuada com recurso a modelos físicos, modelos numéricos, fórmulas empíricas ou ferramentas neuronais. Neste trabalho, foram usadas duas ferramentas neuronais para estimar galgamentos em estruturas do tipo quebra-mar de talude e defesa frontal aderente em talude, quando nelas incide um estado de agitação marítima: a ferramenta NN_Overtopping2 (Coeveld *et al.*, 2005), desenvolvida no âmbito do Projeto Europeu CLASH, e a ferramenta *Overtopping Predictor v1.1*, desenvolvida por Verhaeghe (2005) na Universidade de Gent, Bélgica, em paralelo com o mesmo projeto.

A primeira ferramenta utiliza os resultados produzidos por 700 redes neuronais para estimar o valor médio do caudal médio galgado, bem como de outros parâmetros estatísticos daquela amostra de 700 valores. Na segunda ferramenta são considerados dois estágios, sendo que a passagem ao segundo é condicionada pelos resultados do primeiro. No primeiro estágio (*classifier*) utilizam-se os resultados de 61 redes neuronais para decidir se determinado estado de agitação incidente produz (ou não) galgamento na estrutura. Caso a resposta seja afirmativa, o segundo estágio (*quantifier*) determina, tal como a ferramenta NN_Overtopping2, o valor médio do

caudal médio galgado e alguns parâmetros estatísticos. No estágio *quantifier* utilizam-se os resultados produzidos por cerca de 100 redes neuronais.

Cada uma daquelas redes neuronais foi treinada e testada utilizando um conjunto de dados obtido por um procedimento de amostragem “*bootstrapping*” aplicado aos pares (valores de entrada, caudal médio galgado) contidos numa base de dados de valores provenientes de ensaios em modelo físico reduzido e de protótipo. A base de dados, criada no projeto CLASH e comum às duas ferramentas, contém informação de testes efetuados em vários laboratórios (à volta 10 500 testes) incluindo, para cada teste, informação relativa ao comportamento de vários parâmetros hidráulicos (por exemplo: características das ondas incidentes e medições dos caudais galgados), assim como informação relativa às estruturas em estudo. A base de dados inclui ainda informação geral sobre a fiabilidade do teste e a complexidade das estruturas.

As principais diferenças entre as duas ferramentas estão relacionadas com o número de testes de galgamentos e algoritmos matemáticos usados no treino e teste das ferramentas. A principal mais-valia proporcionada pela ferramenta *Overtopping Predictor v1.1* é a sua capacidade em identificar condições de agitação marítima incidentes na estrutura que conduzem a situações de galgamento nulo.

As duas redes neuronais utilizam parâmetros de entrada que incluem informação sobre a agitação marítima e a geometria do perfil da estrutura (Fig. 1). Relativamente às redes neuronais da ferramenta NN_*Overtopping2* são considerados quinze parâmetros de entrada. Três parâmetros descrevem a agitação marítima incidente na estrutura: a altura de onda significativa espectral no pé da estrutura ($H_{m0,0}$), o período médio de onda espectral no pé da estrutura ($T_{m-1,0}$) e a direção de incidência da onda (β). Para descrever a forma geométrica do perfil da estrutura são considerados 12 parâmetros (Fig. 1): a profundidade da água em frente à estrutura (h), a profundidade da água na banquetta do pé do talude da estrutura (h_t), a largura da banquetta do pé do talude (B_t), a rugosidade/permeabilidade do manto (γ_f), o declive da estrutura abaixo da berma ($\cot \alpha_d$), o declive da estrutura acima da berma ($\cot \alpha_u$), a largura da berma (B), a profundidade da água na berma (h_b), o declive da berma ($\tan \alpha_b$), o bordo livre da parte impermeável do coroamento da estrutura (R_c), o bordo livre do manto permeável da estrutura (A_c) e a largura do coroamento da estrutura (G_c).

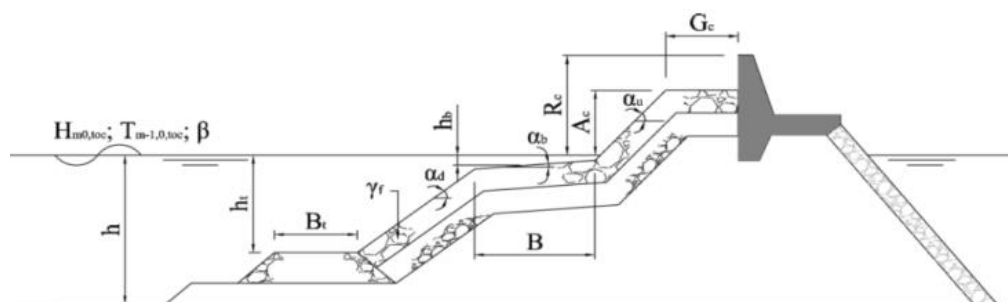


Figura 1 – Parâmetros de entrada das ferramentas NN_*Overtopping2* e *Overtopping Predictor v1.1*.

Nas redes neuronais da ferramenta *Overtopping Predictor v1.1* são considerados 14 parâmetros. Ao contrário das redes neuronais de NN_*Overtopping2*, na *Overtopping Predictor v1.1*, o declive da berma, $\tan \alpha_b$, não foi definido como um parâmetro de entrada. Assim, para *Overtopping Predictor v1.1* o parâmetro B é a projeção horizontal da largura da berma.

Os resultados são o valor médio do caudal médio galgado por unidade de comprimento do coroamento da estrutura, q , bem como outros valores característicos desta grandeza obtidos a partir da amostra gerada pelo conjunto de redes neuronais. Para além destes valores, as ferramentas também estimam o caudal médio galgado esperado no protótipo, i.e., o valor de q corrigido para ter em linha de conta alguns efeitos de escala (por exemplo, devido a escalar o tamanho do material do núcleo da estrutura de acordo com as suas dimensões e não com as velocidades no núcleo) e de modelo (por exemplo, a não consideração do vento no modelo físico).

Devido às características dos diferentes perfis considerados no porto e baía da Praia da Vitória, neste trabalho, houve que efetuar algumas considerações relativamente à sua representação nas ferramentas neuronais (ver secção 6).

Importa também referir que, apesar da sofisticada técnica de modelação de redes neuronais artificiais usada no desenvolvimento destas ferramentas, estas têm como base um conjunto alargado de testes de galgamento realizados em modelo físico reduzido e em protótipo. Tal implica a limitação da utilização destas ferramentas à gama de características tanto das estruturas estudadas, bem como às condições de agitação presentes nos testes.

2.3 Etapa 3 – Avaliação do risco

A avaliação do risco de uma dada zona de estudo é baseada na combinação entre os valores de probabilidade de ocorrência de galgamentos superiores a um determinado limiar de caudal médio galgado e os valores de consequências relativos à superação desse limiar. Por simplificação, atribui-se à probabilidade de ocorrência uma escala de graus de probabilidade em vez da probabilidade da ocorrência do acontecimento perigoso e um grau de consequências em vez do prejuízo associado a este acontecimento.

Assim, o grau de risco é dado por: Grau de Risco = Grau de Probabilidade × Grau de Consequências. Para definir esses graus, a Tab. 1 é usada como guia de orientação. Note-se que os limites correspondentes aos graus nas tabelas de probabilidade e de consequências, bem como o próprio número de graus, devem refletir as características do problema em análise.

Tabela 1. Avaliação do grau de risco e da sua aceitabilidade.

GRAU DE RISCO		Consequências					Grau	Descrição	Controlo de Risco (Guia de Orientação)
		1	2	5	10	25			
Probabilidade de Ocorrência	1	1	2	5	10	25	1-3	Insignificante	Risco desprezável; não é preciso levar a cabo medidas de controlo de risco.
	2	2	4	10	20	50			
	3	3	6	15	30	75	4-10	Reduzido	Risco que pode ser considerado aceitável/tolerável caso se seleccione um conjunto de medidas para o seu controlo, possíveis danos materiais de pequena dimensão.
	4	4	8	20	40	100			
	5	5	10	25	50	125	15-30	Indesejável	Risco que deve ser evitado se for razoável em termos práticos; requer uma investigação detalhada e análise de custo-benefício; é essencial a monitorização.
						40-125			

O processo de avaliação qualitativa do risco de galgamentos de uma estrutura marítima é efetuado da seguinte forma:

- Divisão do local de estudo em subzonas, atendendo ao perfil transversal da estrutura e ao tipo de utilização da zona protegida pela estrutura e consequente variabilidade do caudal médio admissível de galgamento;
- Estabelecimento dos caudais críticos de galgamento associados a cada secção de estrutura analisada tendo em conta a natureza das atividades desenvolvidas na zona abrigada. Estes limiares devem ser estabelecidos com base nas recomendações de Pullen *et al.* (2007) e em informação local fornecida pelas autoridades;
- Cálculo da probabilidade de ocorrência de galgamentos não admissíveis, com base na resposta da estrutura à agitação incidente e nos limites admissíveis para cada tipo de estrutura. A classificação dessa probabilidade é efetuada tendo em conta os graus definidos na Tab. 2;

Tabela 2. Grau de probabilidade associado à ocorrência de acontecimento perigoso.

Descrição	Probabilidade de Ocorrência (Guia de Orientação)	Grau
Improvável	0 – 1%	1
Raro	1 – 10%	2
Ocasional	10 – 25%	3
Provável	25 – 50%	4
Frequente	> 50%	5

- Avaliação do grau de consequências de ocorrência de um caudal acima dos limites definidos para cada secção de estrutura. A avaliação deste grau pode ser efetuada de forma simplista, como proposto por Poseiro *et al.* (2013a), ou de forma mais elaborada, como proposto em Poseiro *et al.* (2013b);
- Obtenção do grau de risco para cada subzona através do produto entre o grau da probabilidade de ocorrência e o grau de consequências de ocorrência de galgamentos não admissíveis, Tab. 1.

3. CASO DE ESTUDO – O PORTO E BAÍA DA PRAIA DA VITÓRIA

O porto e a baía da Praia da Vitória localizam-se na costa Este da ilha Terceira, uma das nove ilhas do arquipélago dos Açores, Portugal, Fig. 2a. A baía, limitada a norte pela Ponta da Má Merenda e a sul pela Ponta do Espírito Santo, tem cerca de 2400 m de comprimento e 1100 m de largura máxima.

Enraizado na Ponta da Má Merenda e com a direção norte-sul, encontra-se o chamado quebra-mar norte, com 560 m de comprimento, destinado a dar abrigo às instalações portuárias de apoio à Base Aérea das Lajes (Estruturas portuárias 2). O quebra-mar sul, com cerca de 1300 m de comprimento e um traçado curvo, encontra-se enraizado no lado sul da baía, para abrigar o Cais 12 e as instalações portuárias dos setores comercial e das pescas do porto da Praia da Vitória (Estruturas portuárias 1). A linha de costa da baía caracteriza-se pela existência de uma defesa frontal aderente com cerca de 1 km de comprimento e de um campo de cinco esporões na zona central que enraízam na defesa frontal. Existem algumas praias ao longo da baía, onde se destaca a Praia Grande, no lado norte. Junto a esta praia encontra-se uma marina com cerca de 210 postos de amarração, cais de receção e infraestruturas de apoio.

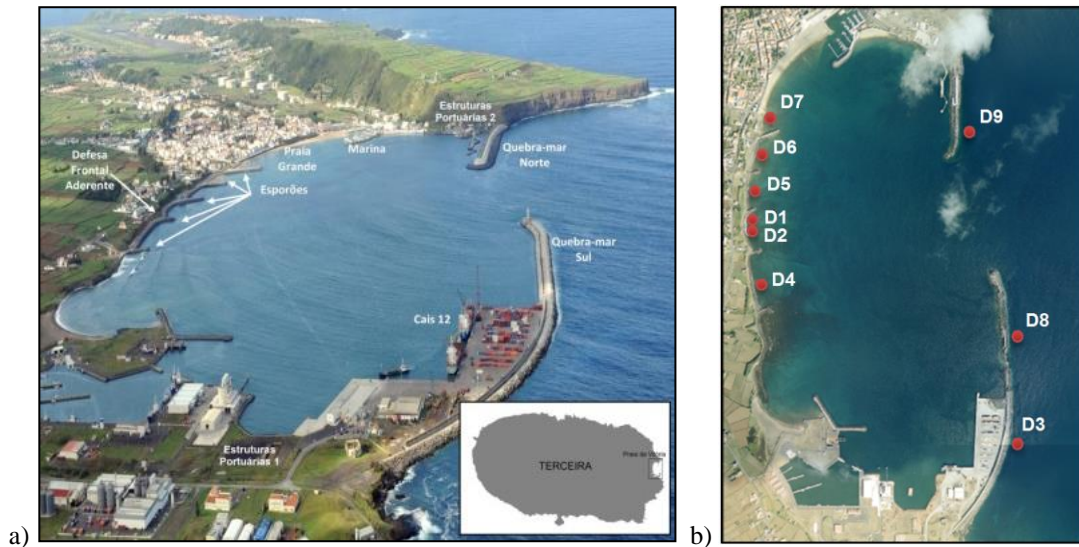


Figura 2 – Porto e baía da Praia da Vitória: a) Fotografia aérea. Descrição; b) Secções consideradas (D1 a D9).

As estruturas marítimas consideradas neste trabalho são os quebra-mares sul e norte e a defesa frontal aderente da baía.

4. CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS MARÍTIMAS

No quebra-mar sul, consideram-se duas secções (Fig. 3): uma em frente ao Cais 12 (perfil D3) e outra entre o Cais 12 e a cabeça do quebra-mar (perfil D8). O trecho do quebra-mar que protege o Cais 12 tem o manto protetor constituído por tetrápodes e um muro-cortina com 3.9 m de altura (Fig. 3a). No trecho entre o Cais 12 e a cabeça do quebra-mar sul não existe muro-cortina e o manto protetor é constituído por blocos Antifer (Fig. 3b). O quebra-mar norte é caracterizado por um perfil-tipo (D9) protegido por um manto de acropodes (Fig. 4). Ao longo da defesa frontal (perfis D1, D2 e D4 a D7), os perfis das estruturas são de dois tipos (Fig. 5): o perfil (D1) junto ao esporão 3 (Fig. 5a) e o perfil entre esporões (Fig. 5b).

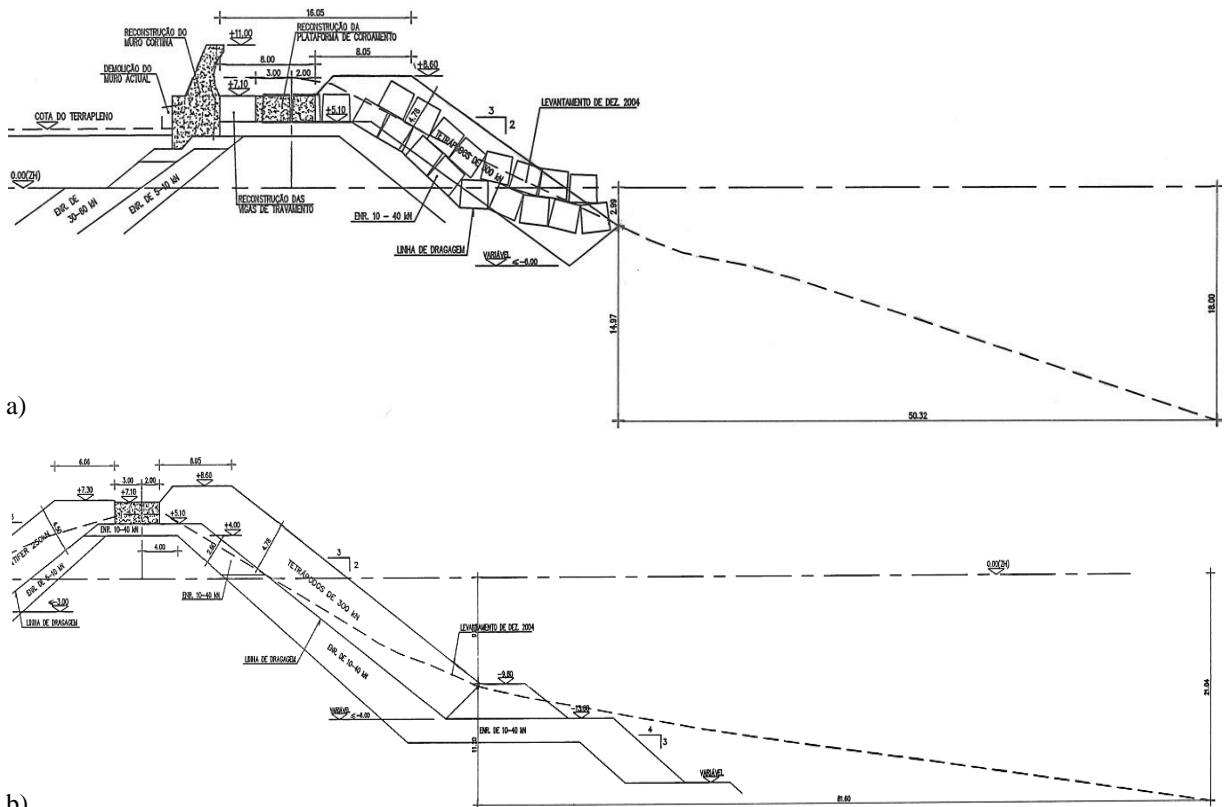


Figura 3 – Perfis do quebra-mar sul: a) Perfil D3 - perfil junto ao Cais 12; b) Perfil D8 – perfil entre o Cais 12 e a cabeça do quebra-mar.

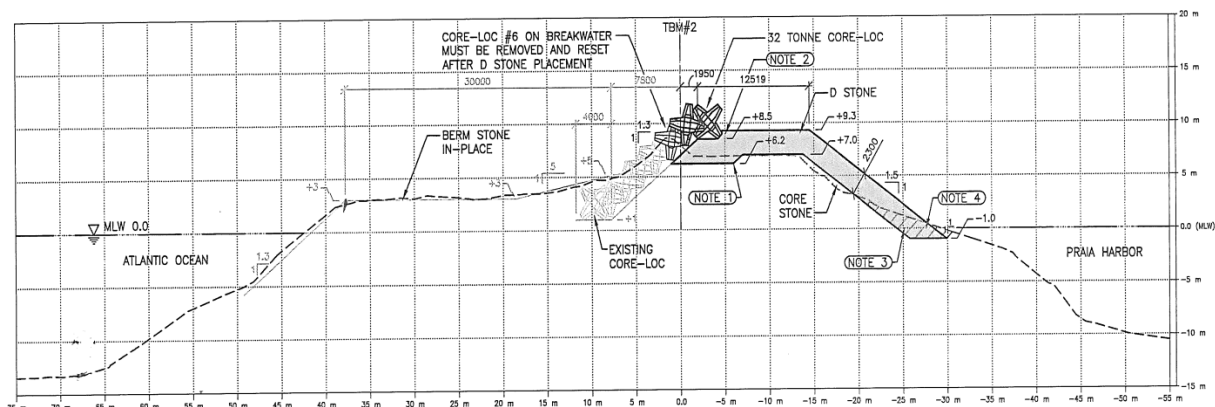


Figura 4 – Perfil do quebra-mar norte.

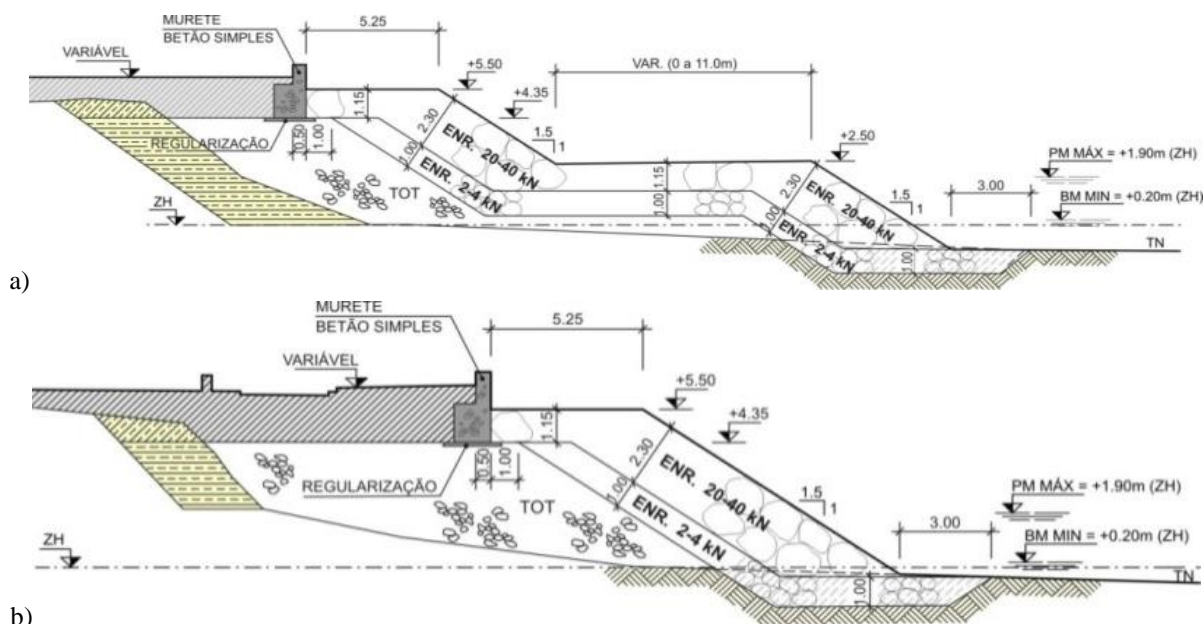


Figura 5 – Perfis ao longo da defesa frontal: a) perfil junto ao esporão 3 (D1); b) perfil entre esporões (D2 e D4 a D7).

Nas secções seguintes aplica-se a metodologia de avaliação do risco de galgamentos, começando por se efetuar a caracterização da agitação marítima junto às estruturas, com base no modelo de previsão da agitação marítima à escala regional, WaveWatch III e em resultados de modelos de propagação de ondas, SWAN e DREAMS. Depois, efetua-se o cálculo dos galgamentos em cada estrutura considerada (D1 a D9), com as ferramentas NN_Overtopping2 e Overtopping Predictor v1.1, analisando-se os resultados obtidos. Segue-se, a avaliação do risco associado a galgamentos que excedem limiares pré-estabelecidos de caudal médio galgado para cada secção das estruturas.

5. CARACTERIZAÇÃO DA AGITAÇÃO MARÍTIMA

Utilizaram-se os resultados das previsões da agitação marítima ao largo da zona considerada para o período correspondente aos anos de 2008 a 2012, obtidos com o modelo WaveWatch III (Tolman, 1999). Aqueles resultados foram transferidos para o interior da baía e do porto com recurso a dois modelos de propagação e deformação da agitação marítima: o modelo SWAN e o modelo DREAMS (Fortes, 1993).

É de salientar que para 2008, 2011 e 2012 as características de agitação marítima ao largo foram obtidas da base de dados do USGODAE Data Catalog (<http://www.ncdc.noaa.gov/oa/rsad/air-sea/seawinds.html>), que contém os resultados do WaveWatch III em termos de altura significativa, H_s , período de pico, T_p , e Direção média associada ao período de pico, Dir_p , a cada 6 horas. Quanto aos anos de 2009 e 2010, as características da agitação marítima ao largo foram obtidas pela aplicação do modelo WaveWatch III à região dos Açores (Simões *et al.*, 2009), utilizando os dados de vento do modelo MM5 (Tolman, 1999), com um espaçamento temporal de 1 hora. Para aplicação dos modelos SWAN e DREAMS, considerou-se os valores do nível de maré astronómica obtidos com o modelo da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa (DEGGE/FCUL, Antunes e Tabora, 2009, http://webpages.fc.ul.pt/~cmantunes/hidrografia/hidro_mares.html). A sobrelevação meteorológica admitida foi considerada constante e igual a 0.4 m, por ausência de dados de marégrafo. Quanto aos campos de vento utilizados no modelo SWAN foram extraídos da NOAA National Climatic Data Center (<http://www.ncdc.noaa.gov/oa/rsad/air-sea/seawinds.html>), a cada 6 horas e com resolução de 0.25°.

6. CÁLCULO DOS GALGAMENTOS

No cálculo dos galgamentos nas secções das estruturas (D1 a D9) com as ferramentas NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1*, as variáveis relevantes constam na Tab. 3. Nesta tabela, encontram-se a cinzeno os valores que não são constantes ao longo do período de tempo analisado e que variam com $NM \pm 1.5H_{m0}$ (i.e., com as características da estrutura na zona ativa do manto: tipo de blocos do manto de proteção – D9, variação da inclinação do talude – D3 e D8, existência/ausência de berma – D1 e D9) ou com a presença de um defletor de onda – D3.

Note-se que dada a complexidade de alguns perfis houve que efetuar algumas considerações relativamente à sua representação nas ferramentas neuronais, de acordo com Coeveld *et al.* (2005). Assim:

- Para os perfis D3 e D8, dado que podem apresentar duas inclinações de talude distintas na zona ativa do manto, considerou-se a presença de uma berma fictícia (com $B=0$, $\tan\alpha_b=0$, $h_b=2.99+NM$ e $h_b=9.80+NM$, respetivamente), permitindo considerar valores diferentes de inclinação do talude acima ($\cot(\alpha_u)$) e abaixo ($\cot(\alpha_d)$) da berma;
- Os perfis D1 e D9 apresentam, em certos casos, berma na zona ativa do manto ($B=11$ m, $\tan\alpha_b=0$, $h_b=-2.50+NM$ para D1 e $B=30$ m, $\tan\alpha_b=0.07$, $h_b=-5.00+NM$ para D9), enquanto noutros não ($B=0$ m, $\tan\alpha_b=0$, $h_b=0$ m);
- Nos perfis D3 e D9, utilizou-se uma variação em γ_f para representar a presença de um defletor de onda (D3) e a variação da rugosidade/permeabilidade do manto da estrutura na zona ativa devido à presença de diferentes tipos de blocos (D9).

Tabela 3. Características das estruturas marítimas nos pontos D1 a D9 (NM – nível de maré).

Perfil	h (m)	h _i (m)	B _i (m)	Y _f (-)	cot(α _u) (-)	cot(α _d) (-)	R _c (m)	B (m)	h _b (m)	tan(α _B) (-)	A _c (m)	G _c (m)
Quebra-mar Sul												
D3_1	18.0+NM	18.0+NM	0.0	0.4	3.4	1.5	11.00-NM	0	2.99+NM	0	8.60-NM	8.00
D3_2												16.00
D8	21.0+NM	21.0+NM	0.0	0.5	7.3	1.5	7.10-NM	0	9.80+NM	0	8.60-NM	8.00
Defesa Frontal												
D1	1.0+NM	1.0+NM	0.0	0.5	1.5	1.5	6.50-NM	11	-2.50+NM	0	5.50-NM	5.25
D2	1.4+NM	1.4+NM					6.95-NM					
D4	1.3+NM	1.3+NM					6.65-NM					
D5	0.7+NM	0.7+NM	0.0	0.5	1.5	1.5	6.33-NM	0	0.00	0	5.50-NM	5.25
D6	0.6+NM	0.6+NM					6.80-NM					
D7	0.0+NM	0.0+NM					6.27-NM					
Quebra-mar Norte												
D9	12.0+NM	12.0+NM	0.0	0.5	1.3	1.3	10.3-NM	30	-5.00+NM	0.07	13.0-NM	5.00

Na Fig. 6 apresentam-se, a título de exemplo, os caudais médios galgados por unidade de comprimento do coroamento da estrutura, q , estimados pelas ferramentas neuronais NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1* para cada um dos pontos D1 a D9. A figura mostra também os valores de $gH_{m0}T_{m-1,0}$ (utilizado frequentemente para adimensionalizar o caudal médio), o que permite relacionar a grandeza de dois (H_{m0} e $T_{m-1,0}$) dos três parâmetros (H_{m0} , $T_{m-1,0}$, β) da agitação marítima considerados com os valores de q obtidos. Note-se que os pontos referentes à ferramenta *Overtopping Predictor v1.1* (a verde) que se encontram no limite superior dos gráficos representam casos em que o *classifier* identifica a ocorrência de galgamento, mas em que o *quantifier* não consegue quantificar, por estar fora da sua gama de aplicabilidade.

Na Tab. 4 comparam-se os valores nos pontos D1 a D9 da percentagem de ocorrência de galgamentos, de $q_{máx}$ e de q_{med} , considerando as ferramentas neuronais NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1*.

Pode-se concluir que para as duas ferramentas aplicadas (quando aplicáveis), Fig. 6 e Tab. 4:

- Nos pontos D8 (quebra-mar sul) e D2 (defesa frontal) verificam-se os valores mais elevados de galgamento, sendo que no ponto D8 se verificou o valor mais elevado (~ 29 l/s/m). No trecho D3 (quebra-mar sul frente ao cais 12) o número de eventos de galgamento e os valores de $q_{máx}$ e q_{med} são mais baixos que em D8, devido essencialmente ao efeito do defletor de onda existente no muro-cortina da estrutura em D3;
 - Quanto ao número de eventos de galgamento, foi maior também em D8 (quebra-mar sul) e D2 (defesa frontal);
 - Existem trechos em que, segundo a ferramenta *Overtopping Predictor v1.1*, não ocorreu galgamento, como é o caso de D6 e D7, pois são os pontos mais protegidos da agitação marítima;
 - Tal como seria de esperar, os maiores valores de q estão associados a valores mais elevados de $gH_{m0}T_{m-1,0}$. A análise comparativa das ferramentas neuronais permite concluir que:
 - A *Overtopping Predictor v1.1* conduz a um maior número de galgamentos face à NN_Overtopping2, exceto em D9;
 - A *Overtopping Predictor v1.1* obtém valores máximos e médios significativamente inferiores face à NN_Overtopping2.
- Note-se que, para D8 apenas se obtiveram resultados com a ferramenta NN_Overtopping_2.

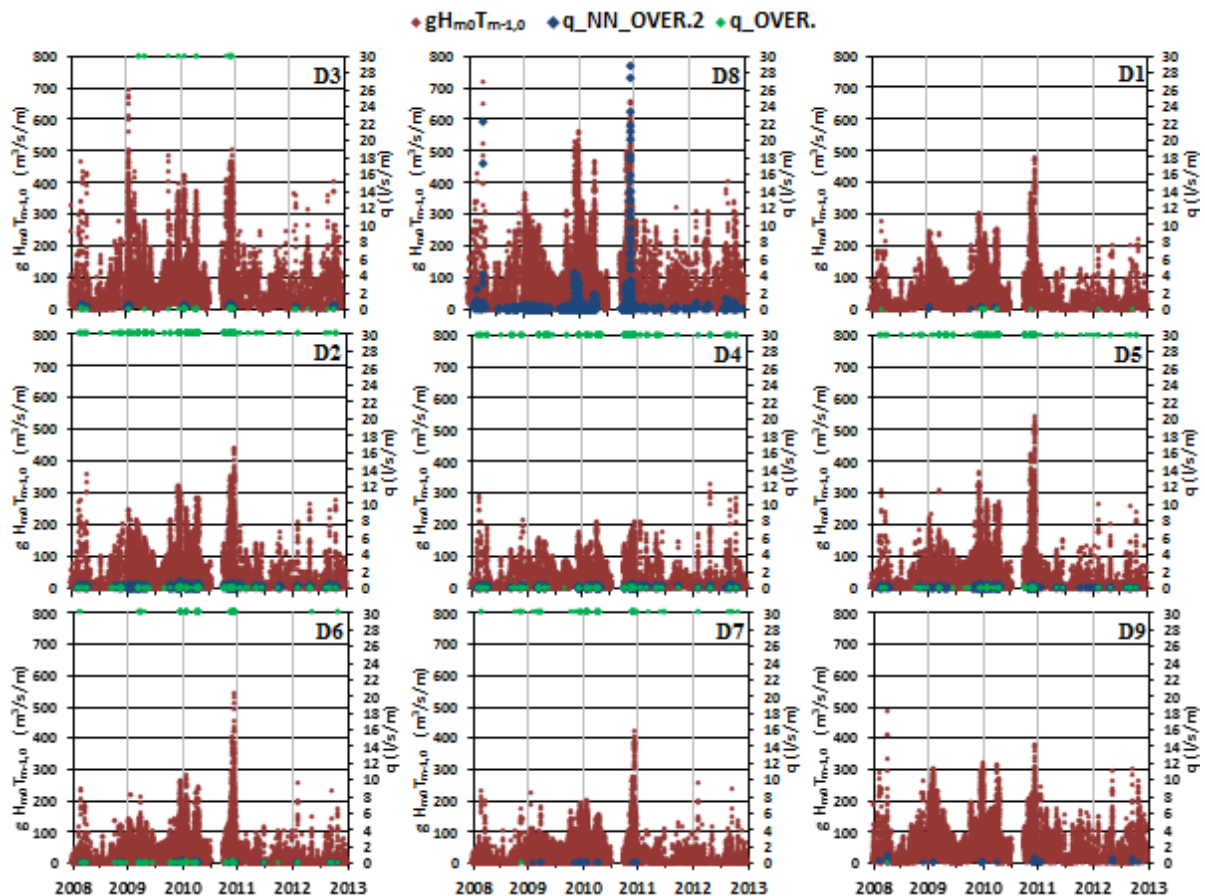


Figura 6 – Séries temporais dos valores de $gH_{m0}T_{m-1,0}$ e dos caudais médios galgados, q , em D1 a D9, obtidos com as ferramentas neurais NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1*.

Tabela 4. Comparação dos valores de percentagem de ocorrência de galgamentos nos pontos D1 a D9, de $q_{máx}$ e de q_{med} , considerando as ferramentas neurais NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1*.

Local	Galgamento (%)		$q_{máx}$ (l/s/m)		q_{med} (l/s/m)	
	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.
Quebra-mar Sul						
D3	0.56	1.60	0.437	0.230	0.268	0.036
D8	10.62	-	28.800	-	0.497	-
Defesa Frontal						
D1	0.092	0.11	0.148	0.032	0.090	0.007
D2	4.82	7.55	0.617	0.238	0.138	0.020
D4	2.28	5.45	0.380	0.095	0.116	0.010
D5	2.59	4.42	0.356	0.083	0.096	0.006
D6	1.26	2.08	0.225	0.000	0.084	0.000
D7	0.16	0.84	0.103	0.000	0.057	0.000
Quebra-mar Norte						
D9	0.28	0.006	0.958	0.036	0.220	0.036

7. AVALIAÇÃO DO RISCO DE GALGAMENTO

Para a avaliação do risco de galgamento nas três estruturas deve-se: a) avaliar a natureza das atividades desenvolvidas na zona abrigada pela estrutura e qual o impacto do galgamento na segurança de pessoas e infraestruturas; b) estabelecer os caudais críticos admissíveis consoante o tipo de estrutura e atividades; c) avaliar o grau de probabilidade de ocorrência desses caudais; d) avaliar o grau de consequências; e) avaliar o grau de risco.

Para os trechos, D1 a D9, dos quadros de Pullen *et al.* (2007) obtêm-se recomendações relativas aos valores limites do caudal médio por metro linear do coroamento da estrutura. Para a definição desses valores, considerou-se que:

- As secções das estruturas em D1 a D8 têm uma geometria, do lado do tardoz, que pode ser enquadrada no caso defesa frontal. O mesmo não acontece em D9, mas o coroamento e o tardoz da estrutura são protegidos - 200 l/s/m;
- A circulação nas diferentes zonas protegidas pelas estruturas é feita a baixa velocidade - 10 l/s/m;
- Existe um edifício localizado no esporão 3 (D1) e o farol (D8) na cabeça do quebra-mar sul - 1 l/s/m;
- Os contentores no Cais 12 (D3) encontram-se a 5-10 m da estrutura galgada - 0.4 l/s/m;
- Os utilizadores do terraplino junto ao Cais 12 (D3) não ficam facilmente perturbados ou assustados e, além disso, deslocam-se numa zona larga. As pessoas movendo-se ao longo da defesa frontal têm uma visão clara

do mar e encontram-se numa zona larga. O acesso ao quebra-mar norte é limitado e os utilizadores têm uma visão clara do mar e não ficam facilmente perturbados ou assustados - 0.1 l/s/m;

- Dado o Cais 12 ter largura de 130 m, os navios acostados estão suficientemente longe dos galgamentos sobre a estrutura para se interromperem as operações portuárias. Em D8, assume-se que navegam suficientemente longe da estrutura.

Perante estes valores limites adotados para as diversas categorias de consequências, obtêm-se as probabilidades de ocorrência de galgamentos que excedem esses limites para os 9 locais de estudo (Tab. 5). Estas opções relativas aos limites de caudal médio admissível dão origem à ocorrência de galgamentos de risco para o farol no quebra-mar norte, os contentores presentes no Cais 12, as pessoas que se encontram/deslocam nas estruturas e/ou nas zonas por elas protegidas e os veículos que eventualmente se deslocam na parte terminal do quebra-mar sul. Com estas percentagens, classificam-se os locais de estudo através de graus de probabilidade de ocorrência de galgamentos perigosos recorrendo à Tab. 2.

Tabela 5. Probabilidade de ocorrência de galgamentos nos pontos D1 a D9 para as 5 categorias de consequências (Pullen *et al.*, 2007), obtidos com as ferramentas neuronais NN_Overtopping2 e *Overtopping Predictor v1.1*.

Local	Probabilidade (%)									
	Estrutura 200 l/s/m		Edifícios 1 l/s/m		Equipamento 0.4 l/s/m		Pessoas 0.1 l/s/m		Veículos 10 l/s/m	
	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.
Quebra-mar Sul										
D3	0.00	0.00			0.02	0.00	0.56	0.10	0.00	0.00
D8	0.00	0.00	0.70	-			7.35	-	0.10	-
Defesa Frontal										
D1	0.00	0.00	0.00	0.00			0.02	0.00	0.00	0.00
D2	0.00	0.00	0.00	0.00			3.04	0.03	0.00	0.00
D4	0.00	0.00					1.22	0.00	0.00	0.00
D5	0.00	0.00					1.04	0.00	0.00	0.00
D6	0.00	0.00					0.36	0.00	0.00	0.00
D7	0.00	0.00					0.01	0.00	0.00	0.00
Quebra-mar Norte										
D9	0.00	0.00					0.28	0.00		

Uma vez que o valor de caudal médio galgado mais restrito está associado aos perigos relativos às pessoas, apenas se apresenta o cálculo dos graus de probabilidade, consequências e risco para esse perigo.

Para a definição do grau de consequências, adotou-se o método simples, Poseiro *et al.* (2013a), sendo aquele grau igual a 2 para todas os trechos estudados. O cálculo do grau de risco para cada zona passa pela multiplicação do grau de consequências encontrado pelo grau de probabilidade considerando apenas o perigo para pessoas, Tab. 6.

Tabela 6. Grau de risco de ocorrência de galgamentos em D1 a D9, considerando os resultados das duas ferramentas.

Perfil	Probabilidade (%)		Grau de probabilidade		Grau de consequências	Grau de risco	
	NN_OVER.2	OVER.	NN_OVER.2	OVER.		NN_OVER.2	OVER.
Quebra-mar Sul							
D3	0.56	0.10	1	1	2	2	2
D8	7.35	-	2	-	2	4	-
Defesa Frontal							
D1	0.02	0.00	1	1	1	1	1
D2	3.04	0.03	2	1	2	4	2
D4	1.22	0.00	2	1	2	4	2
D5	1.04	0.00	2	1	2	4	2
D6	0.36	0.00	1	1	2	2	2
D7	0.01	0.00	1	1	2	2	2
Quebra-mar Norte							
D9	0.28	0.00	1	1	2	2	2

A Tab. 6 mostra que a ferramenta NN_Overtopping2 conduz a um grau de risco de galgamento igual ou superior à ferramenta *Overtopping Predictor v1.1*. Tal é consequência de se ter obtido com NN_Overtopping2 valores significativamente superiores em termos de caudal médio galgado em relação ao obtido com *Overtopping Predictor v1.1*, apesar de com esta última a ocorrência de eventos de galgamento ser muito superior, mas também de baixo valor.

8. CONCLUSÕES

Aplicaram-se duas ferramentas neuronais distintas para cálculo dos galgamentos de várias estruturas do porto e baía da Praia da Vitória, nomeadamente a NN_Overtopping2 e a *Overtopping Predictor v1.1*, sendo o período de estudo de 5 anos (2008 a 2012). Avaliou-se comparativamente quais as implicações que a utilização de cada uma das ferramentas tem em termos de número de eventos de galgamento e magnitude dos caudais médios galgados, bem como consequente grau de risco, para as 9 secções-tipo de estruturas marítimas estudadas (quebra-mares sul e norte, defesa frontal aderente).

Dos resultados obtidos, constata-se que as duas ferramentas identificam as estruturas onde ocorrem os maiores galgamentos e o maior número de eventos de galgamento. No entanto a ferramenta *Overtopping Predictor v1.1* não previu qualquer galgamento no caso de D6 e D7, pois correspondem à defesa frontal aderente, mais protegida da agitação marítima, ao contrário do verificado através da NN_Overtopping2. As principais diferenças entre as duas ferramentas são

que a *Overtopping Predictor v1.1* conduz a um maior número de galgamentos face à *NN_Overtopping2*, excetuando em D9 (quebra-mar norte) e a valores máximos e médios muito inferiores à *NN_Overtopping2*. Principalmente este fato leva a que o risco associado aos galgamentos para valores calculados com a ferramenta *NN_Overtopping2* seja igual ou superior ao obtido com a ferramenta *Overtopping Predictor v1.1*. Apesar do estudo anterior com *NN_Overtopping2* estar do lado da segurança, prevendo um grau de risco mais elevado do que o mesmo estudo com *Overtopping Predictor v1.1*., tal pode provocar um grau de risco associado ao galgamento das estruturas marítimas elevado e assim sugerir a necessidade de implementação de medidas de controlo de risco, que na realidade podem ser dispensáveis.

Futuramente é fundamental a validação das duas ferramentas e da metodologia geral do sistema HIDRALERTA.

9. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento da FCT através do projeto HIDRALERTA - PTDC/AAC-AMB /120702/2010, à Portos dos Açores e Azorina na pessoa da Eng^a. Conceição Rodrigues e à Universidade dos Açores nas pessoas da Dra. Anabela Simões e do Prof. Eduardo de Azevedo toda a ajuda prestada durante este trabalho. Agradecem também aos projetos CLIMAAT e MacSIMAR (FEDER-INTERREG_IIIB, Mac/2.3/A3, 03/Mac/2.3/A5; FEDER-MAC-Mac/1/A089) a utilização dos dados de agitação marítima.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antunes, C. e Taborda, R., 2009. Sea level at Cascais Tide Gauge: Data, Analysis and Results. *Journal of Coastal Research*, SI 56 (Proc. 10th International Coastal Symposium), 218-222.
- Booij, N., Ris, R.C. e Holthuijsen, L.H., 1999. A third-generation wave model for coastal regions, Part I, Model description and validation. *J. Geographical Research*, 104(C4), 7649-7666.
- Bravo, A.A., Reis, M.T. e Santos, J.A., 2013. Comparação de duas ferramentas de cálculo do galgamento baseadas na análise de redes neuronais. Proc. 8^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, AIPCN/PIANC, Lisboa, 10 e 11 de outubro de 2013.
- Coeveld, E.M., Van Gent, M.R.A. e Pozueta, B., 2005. Neural Network: Manual *NN_OVERTOPPING 2*. CLASH WP8 – Report.
- Fortes, C.J.E.M., 1993. Modelação matemática da refração e difração combinadas de ondas marítimas (análise pelo método dos elementos finitos). Tese de Mestrado em Engenharia Mecânica, IST, Lisboa, Portugal.
- Neves, D.R., Santos, J.A., Reis, M.T., Fortes, C.J., Simões, A., Azevedo, E.B. e Rodrigues, M.C., 2012. Metodologia de avaliação do risco associado ao galgamento de estruturas marítimas. Aplicação ao porto e à baía da Praia da Vitória, Açores, Portugal. *Revista de Gestão Costeira Integrada (Journal of Integrated Coastal Zone Management)*, 12(3), 291-312.
- Neves, D.R.C.B., Zózimo, A.C., Pinheiro, L.V. e Fortes, C.J., 2009. GUIOMAR: new developments and application to Sines harbour. Proc. 6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Funchal, Madeira, 8 e 9 de outubro de 2009.
- Pereira, D., Lopes, L.G., Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M. e Poseiro, P., 2014. Avaliação do risco de galgamento de estruturas portuárias: aplicação ao porto de Ponta Delgada. Proc. 3^{as} Jornadas de Engenharia Hidrográfica, IH, Lisboa, 24 a 26 de junho de 2014.
- Poseiro, P., Fortes, C.J.E.M., Reis, M.T., Santos, J.A., Simões, A., Rodrigues, C. e Azevedo E., 2013a. A methodology for Overtopping Risk Assessment in Port Areas: Application to the Port of Praia da Vitória (Azores, Portugal). Proc. 6th SCACR – International Short Course/Conference on Applied Coastal Research, Lisbon, 4-7 June 2013.
- Poseiro, P., Ângelo, J., Fortes, C.J.E.M., Reis, M.T., Santos J.A., Capitão, R., Simões, A., Rodrigues, C. e Azevedo, E., 2013b. Aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP) à Análise das Consequências de Ocorrência de Galgamentos. O Caso da Baía da Praia da Vitória. Proc. 8^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, AIPCN/PIANC, Lisboa, 10 e 11 de outubro de 2013.
- Poseiro, P., Sabino, A., Fortes, C.J.E.M., Reis, M.T. e Rodrigues, A., 2014a. Aplicação do Sistema de Previsão e Alerta HIDRALERTA: Caso de estudo da Praia da Vitória. Proc. 12^o Congresso da Água, Lisboa, Portugal.
- Poseiro, P., Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Sabino, A. e Rodrigues, A., 2014b. Aplicação do Sistema de Previsão e Alerta de Inundações HIDRALERTA: Caso de estudo da Costa da Caparica. Proc. 3^{as} Jornadas de Engenharia Hidrográfica, Lisboa, Portugal.
- Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schuttrumpf, H. e Van der Meer, J.W., 2007. *EurOtop: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Environment Agency, UK, Exper. Netwerk Waterkeren, NL, Kuratorium fur Forschung im Kusteningenieurwesen, DE.
- Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Neves, D.R.C.B., Rodrigues, S., Vieira, A.S., Simões, A. e Azevedo, E.B., 2011. Previsão dos galgamentos na baía da Praia da Vitória para avaliação de risco e alerta. Proc. VI Congresso Planeamento e Gestão das Zonas Costeiras, Boa Vista, Cabo Verde.
- Rocha, T., 2012. Avaliação do galgamento de estruturas portuárias. Aplicação ao porto da Praia da Vitória, Açores. Tese de mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Hidráulica, FEUP.
- Santos, J.A., Reis, M.T., Neves, D.R.C.B., Fortes, C.J.E.M., Rodrigues, S., Azevedo, E.B., Rodrigues, M.C., Simões, A., Ramalheira, J. e Raposeiro, P., 2011. Aplicação de uma metodologia para avaliação do risco para a navegação e galgamentos no Porto da Praia da Vitória. Proc. 7^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, AIPCN/PIANC, Porto, 6 e 7 de outubro de 2011.
- Simões, A., Tomé, R., Reis, F. e Azevedo, E., 2009. Avaliação da Qualidade das Previsões de Agitação Marítima no Arquipélago dos Açores. Projetos CLIMAAT e CLIMAAT II, INTERREG IIIB – Açores, Madeira e Canárias, MAC/2.3/A3 – 03/MAC/2.3/A5.
- Tolman, H., 1999. User Manual and System Documentation of WAVEWATCH-III. version 1.18, NOA/NWS/NCEP/OMB Technical Note 166, 110pp, Washington, E.U.A.
- Verhaeghe, H., 2005. Neural Network Prediction of Wave Overtopping at Coastal Structures. PhD Thesis, Universiteit Gent, Belgium.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 11 a 14 de Novembro de 2014

APLICAÇÕES DO SISTEMA DE PREVISÃO E ALERTA DO RISCO DE GALGAMENTOS EM ZONAS COSTEIRAS E PORTUÁRIAS: COSTA DA CAPARICA E PRAIA DA VITÓRIA

Pedro Poseiro¹, Conceição Fortes¹, Maria Teresa Reis¹, João Alfredo Santos²

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

e-mail: pposeiro@lnec.pt, jfortes@lnec.pt, treis@lnec.pt

² Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Rua Conselheiro Emídio Navarro 1, 1959-007, Lisboa, Portugal

e-mail: jasantos@dec.isel.pt

RESUMO

Nesta comunicação, descreve-se o trabalho que tem vindo a ser desenvolvido na aplicação da componente previsão e alerta de risco de galgamentos/inundações do sistema HIDRALERTA na zona costeira da Costa da Caparica, perto da cidade de Almada, e no porto da Praia da Vitória, localizado na ilha Terceira do Arquipélago dos Açores, ambos locais em Portugal.

Nesta componente, o sistema avalia as situações de emergência em zonas costeiras e portuárias, em termos de galgamentos/inundações para uma determinada área de interesse e envia automaticamente mensagens de alerta para as autoridades responsáveis. Desta forma, as autoridades poderão atempadamente adotar medidas mitigadoras que evitarão a perda de vidas e minimizarão prejuízos económicos e ambientais. As aplicações efetuadas ilustram as potencialidades do sistema como ferramenta de auxílio à gestão portuária e costeira.

Palavras-chave: *Previsão e alerta, Galgamento, HIDRALERTA, Costa da Caparica, Porto da Praia da Vitória*

1. INTRODUÇÃO

No âmbito do projeto HIDRALERTA (Fortes et al., 2013) tem vindo a ser desenvolvido um sistema de previsão, de alerta e de avaliação do risco de galgamentos/inundações em zonas costeiras e portuárias, denominado HIDRALERTA (Zózimo et al. 2008, Reis et al., 2011, Neves et al., 2012, Neves, 2013, Rocha, 2012, Poseiro et al., 2014a, b, Sabino et al., 2014).

A ideia base do sistema é a utilização de previsões/medições de agitação marítima para a determinação dos seus efeitos em termos de valores de caudal médio galgado e/ou de cotas de inundação em zonas específicas, recorrendo a modelos numéricos, redes neuronais (para as zonas portuárias) e fórmulas empíricas (para as zonas costeiras). A comparação destes valores com valores máximos pré-estabelecidos permite: i) a avaliação, em tempo útil, de situações de emergência e a emissão de alertas às entidades competentes sempre que se preveja estar em causa a segurança de pessoas, bens ou atividades desenvolvidas; ii) a construção de mapas de risco, considerando séries temporais longas de previsões da agitação marítima ou cenários pré-definidos associados às mudanças climáticas e/ou eventos extremos.

O sistema é constituído por 4 módulos (Fig. 1): I – Características da Agitação Marítima; II – Galgamento/Inundação; III – Avaliação do Risco; IV - Sistema de Alerta.

O módulo I (Características da Agitação Marítima) baseia-se na acoplagem de um conjunto de modelos numéricos de previsão da agitação marítima e da sua propagação até à zona de estudo.

O módulo II (Galgamento/Inundação) calcula:

- em zonas costeiras, os valores do espraiamento (*runup*) e consequente galgamento e/ou inundação, recorrendo a fórmulas empíricas baseadas em medições de campo e em ensaios em modelos físicos reduzidos. A cota de inundação é obtida pela soma do espraiamento com o nível de maré;
- em zonas portuárias, os valores do caudal médio galgado com recurso a ferramentas baseadas em resultados da aplicação de redes neuronais artificiais (“ferramentas neuronais”).

O módulo III (Avaliação do Risco) realiza a avaliação de risco associada ao galgamento/inundação e produz informação adicional que serve de base ao sistema de alerta (módulo IV).

O módulo IV avalia as situações de emergência para uma determinada área de interesse e envia automaticamente mensagens de alerta para as autoridades responsáveis.



Figura 1. Esquema do sistema HIDRALERTA para as zonas costeiras e portuárias.

A descrição mais detalhada da metodologia adotada no sistema HIDRALERTA, bem como o seu processo de implementação podem ser consultados em Poseiro et al. (2014a, b).

Nesta comunicação descreve-se o trabalho que tem vindo a ser desenvolvido na implementação do sistema, nas suas componentes de previsão (Módulos I e II) e alerta (Módulo IV) na zona costeira da Costa da Caparica, perto da cidade de Almada, e no porto da Praia da Vitória, localizado na ilha Terceira do Arquipélago dos Açores, ambos locais em Portugal.

É de salientar que existem diferenças significativas quando o sistema é aplicado a uma zona costeira ou a uma zona portuária, uma vez que as metodologias de determinação da agitação marítima e de cálculo do espreamento/galgamento/inundação são diferentes. No caso das zonas portuárias, para a caracterização da agitação marítima em frente às diferentes estruturas usuais nessas zonas, é necessário recorrer a modelos numéricos de propagação de ondas aplicáveis a zonas confinadas, o que não acontece quando se aplica o sistema a uma zona aberta, como são a maioria das zonas costeiras em Portugal. Além disso, para a determinação do galgamento/inundação em zonas costeiras, como o caso da Costa da Caparica, Poseiro et al. (2014b), é utilizado um conjunto de fórmulas empíricas para o cálculo do espreamento/galgamento, em vez da aplicação de redes neuronais artificiais, como no caso da Praia da Vitória que é uma zona portuária (Poseiro et al., 2014a).

A seguir a esta introdução descreve-se sucintamente, na secção 2, apenas o módulo IV (sistema de alerta), e nas secções 3 e 4 a implementação do sistema nos dois locais de estudo, apresentando-se exemplos de resultados-tipo do sistema. Na secção 5 apresentam-se algumas considerações finais.

2. SISTEMA DE ALERTA (MÓDULO IV)

O sistema de alerta permite a previsão, em tempo real, das situações de emergência para uma determinada área de interesse e o envio automático de mensagens de alerta para as autoridades responsáveis.

O sistema de alerta (Sabino et al., 2014; Poseiro et al. 2014b) é constituído por dois componentes: o componente de avaliação de dados e o componente de interação com o utilizador.

No componente de avaliação de dados, o sistema parte do princípio que o nível de alerta associado à área de interesse é determinado de acordo com os limiares de galgamento/inundação alcançados em cada secção das estruturas analisadas. Desta forma, é atribuído um nível de alerta a cada secção considerada homogénea. Para o funcionamento do sistema de alerta têm de estar definidos, com base no estudo de avaliação do risco realizado no módulo III do sistema, os limites para os caudais admissíveis ou para as cotas de espreamento. Esses limites já têm em conta as consequências dos acontecimentos perigosos galgamento/inundação em cada zona, pelo que, em caso de estes limites serem excedidos, é acionado o sinal de alerta, bem como a sua localização num mapa. Torna-se, portanto, particularmente relevante conseguir a melhor caracterização possível de cada secção, tendo em conta as suas características e as atividades que nela acontecem, bem como uma análise profunda de galgamentos/inundações registados anteriormente. Os resultados gerados pelo componente de avaliação assumem diversas formas, nomeadamente, gráficos, mapas e relatórios. Estes são depois transmitidos ao componente de interação com o utilizador para permitir a avaliação da situação pelo mesmo.

O componente de interação com o utilizador está materializado numa aplicação *web*, na qual todo o sistema de alerta é parametrizado. A aplicação está desenhada para reagir a *browsers* tradicionais e móveis, adequando a informação de acordo com as características do dispositivo cliente (Fig. 2). As operações de parametrização

permitidas são a definição de áreas de interesse e a caracterização de pontos críticos. Além destas operações, o sistema também permite a análise de dados históricos. Esta análise é realizada através de tabelas, gráficos e mapas. Os mapas permitem a visualização espacial dos riscos e consequências associados à área de interesse. Cada mapa contém a identificação de pontos e áreas consideradas relevantes.

Existem também vários perfis de utilização do sistema. Estes são o público em geral, técnicos responsáveis pela manutenção do sistema e as autoridades responsáveis por uma determinada área de interesse. O público em geral deverá poder aceder a um resumo (i.e., nível de alerta, descrição rápida e mapa de risco/consequências) do estado de alerta de uma determinada área de interesse, assim como aos alertas publicados pela conta de *Twitter* associada ao projeto (@hidralerta). Os técnicos deverão poder aceder às funcionalidades de parametrização e análise de informação. As autoridades responsáveis serão recetoras de mensagens de alerta enviadas pelo sistema, sempre que um novo alerta é criado. As condições de envio e conteúdo destas mensagens são definidas por protocolos estabelecidos com as autoridades.

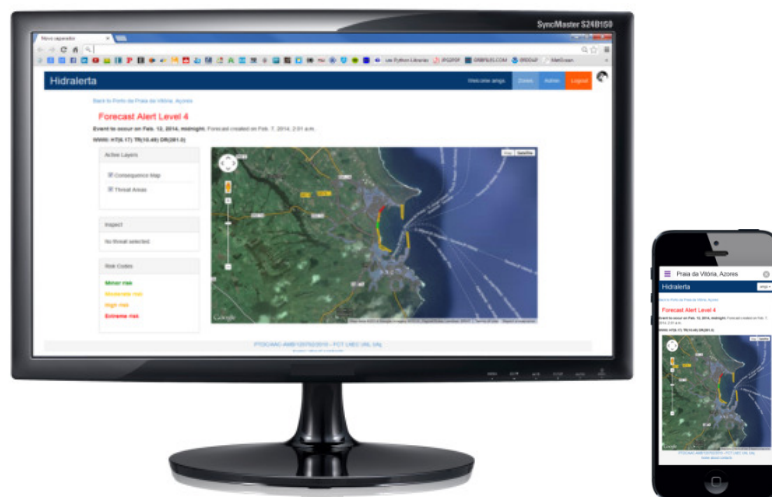


Figura 2. Mapa de previsão de emissão de alerta. Exemplo da adequação de conteúdo da interface web, de acordo com as características do *browser* cliente.

Note-se que o modelo de dados relaciona os elementos de informação recebidos (agitação marítima, nível de maré, ventos, perfis de praia e das estruturas, cota de inundação e caudal médio galgado), os valores projetados para os pontos críticos e a informação espacial com os vários tipos de mapas e eventos de alerta associados à área de interesse.

O sistema de alerta está a ser construído na linguagem de programação *Python*, através de um conjunto de *scripts* que acoplam todos os modelos e automatizam todos os procedimentos para o funcionamento do sistema. A parte *web* está a ser concebida com recurso a ferramentas de domínio público: a plataforma de desenvolvimento *web Django (Python)*, para o desenvolvimento do componente de interação; e o sistema de gestão de base de dados *PostgreSQL* (com a extensão espacial *PostGIS*).

3. APLICAÇÃO DO SISTEMA DE ALERTA: PRAIA DA COSTA DA CAPARICA

3.1 Caracterização do local

A praia de São João da Caparica localiza-se no extremo norte da Costa da Caparica, no município de Almada (Fig. 3). É uma área balnear de grande importância para as cidades de Lisboa e Almada, constituindo um ponto de lazer para moradores e turistas durante todo o ano. A praia tem um comprimento de 1380 m e está confinada entre dois esporões: o esporão norte, que tem um comprimento de 350 m, e o esporão localizado a sul, com um comprimento de 150 m. Além disso, parte da linha de costa é protegida por uma estrutura aderente de enrocamento com 400 m de comprimento que termina no esporão localizado a sul. À semelhança do que se verificou nos últimos anos, também em 2014, a Costa da Caparica foi alvo de forte agitação marítima que causou grandes danos nas estruturas e nas praias, para além de ter posto pessoas em risco.

De seguida, ilustra-se a aplicação do sistema de alerta para o dia 2 de fevereiro de 2014, Poseiro et al. (2014b), altura em que ocorreu uma violenta tempestade que causou inundações significativas ao longo de toda a Costa da Caparica. Esta aplicação consistiu: na utilização de resultados dos modelos numéricos de geração e propagação de ondas, *WaveWatch III* e *SWAN*, incluídos no módulo I do sistema, para a determinação das condições de agitação marítima junto à praia para esse dia; e na subsequente utilização de fórmulas empíricas, incluídas no módulo II do sistema, para determinação dos valores de espraiamento/galgamento e cotas de inundação nas zonas sem e com estrutura aderente de proteção. No módulo III é efetuada a comparação dessas cotas de inundação com as cotas da praia e da estrutura aderente de proteção existente e avalia-se a necessidade de emitir ou não) alertas e qual o grau dos mesmos.



Figura 3. Localização do caso de estudo. Praia de S. João da Caparica.

3.2 Módulo I - Caracterização da agitação marítima

O sistema faz diariamente o *download* do FNMOC (*The Fleet Numerical Meteorology and Oceanography Center*) das previsões (para as 180 horas seguintes, com 3 horas de intervalo): a) das características da agitação marítima (altura significativa, período de pico do espectro e direção média do período de pico) obtidas com o modelo numérico WaveWatch III (Tolman, 1999), o qual tem para a área em questão, uma resolução de 0.25°, desde março de 2009; b) das componentes horizontal (U) e vertical (V) dos ventos regionais previstos com o modelo NAVGEM (Whitcomb, 2012), o qual tem para a área em questão, uma resolução de 0.5°, desde março de 2013; c) e do nível da maré astronómica na região em estudo, obtido com o modelo XTide (Flater, 1998). Este último é um modelo de previsão de maré astronómica que dispõe de informações de marés desde 1700 até 2100. Na transferência das condições ao largo para junto à costa é utilizado o modelo SWAN (Booij et al., 1999). Desta forma, é possível saber com maior resolução as características da agitação marítima junto à praia de S. João da Caparica.

Na Fig. 4 está representado um exemplo do tipo de *layouts* que são obtidos pelo módulo I, nomeadamente a previsão da agitação marítima a nível regional efetuada pelo WaveWatch III, e a nível local, obtido com o modelo SWAN, para o dia 2 de fevereiro de 2014 às 3:00h, onde se observou o pico de uma grande tempestade.

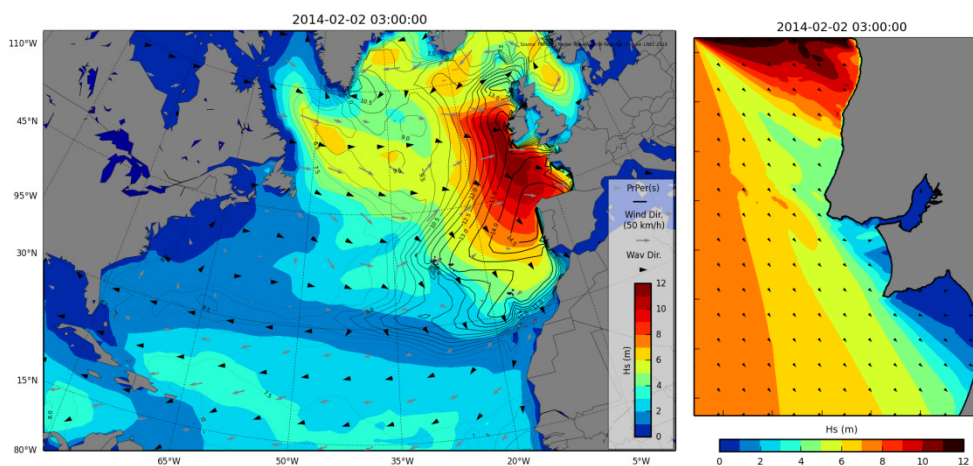


Figura 4. Módulo I: *Layouts* obtidos pelo sistema HIDRALERTA para as 3:00h do dia 2 de fevereiro de 2014: a) WaveWatch III; b) SWAN.

3.3 Modulo II - Cálculo do espraçamento/galgamento/inundação

O sistema calcula o espraçamento (*runup*) correspondente a uma dada condição de agitação marítima (obtida com o modelo SWAN) nas duas secções consideradas ao longo da praia de S. João da Caparica, na Costa da Caparica. Estas secções correspondem a zonas desta praia, sem e com estrutura de proteção. O *runup* é estimado através da aplicação, quer da fórmula empírica propostas por Hunt (1959), obtida com base em ensaios em

modelo físico, quer das propostas por Holman (1986), Stockdon et al. (2006), Nielsen e Hanslow (1991), Ruggiero et al. (2001), Guza e Thornton (1982) e Teixeira (2009), obtidas com base em dados de campo (praias naturais). Na zona de praia em que existe uma defesa frontal aderente de proteção costeira, é estimado o *runup* e o galgamento correspondente com base na aplicação das fórmulas empíricas de Mase et al. (2013), obtidas com base em ensaios em modelo físico. A cota de inundação é obtida pela soma do *runup* com o nível de maré.

Na aplicação do módulo II do sistema, para o cálculo do *runup* em duas zonas selecionadas da praia (sem e com estrutura de proteção) admitiram-se dois perfis de praia que resultam de um levantamento LiDAR realizado em 2011 para Portugal Continental (Silva et al., 2011). A partir desses perfis aplicam-se as respetivas fórmulas para as duas zonas e obtêm-se as cotas de inundação, tal como apresentadas na Fig. 5a para o instante em análise (2 de fevereiro de 2014 às 3:00). Verifica-se na Fig. 5a que na zona com estrutura obteve-se uma cota de inundação que a galgou, tendo atingido a área protegida pela mesma. Na zona sem estrutura, o mar não ultrapassou o sistema dunar, mas atingiu várias estruturas localizadas na praia. Desta forma, o sistema acionou o nível de alerta vermelho (nível 3) para a secção com estrutura e o alerta laranja (nível 2) para a zona sem estrutura, tal como se pode observar na Fig. 5b. Estes níveis são explicados em 3.4.

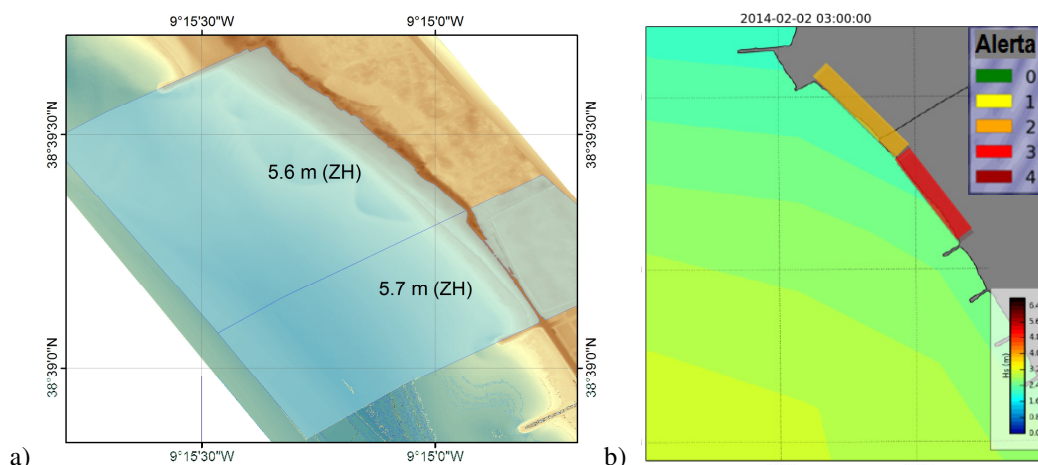


Figura 5. a) Cota de inundação obtida para a praia de S. João da Caparica nas zonas sem e com estrutura de proteção (em relação ao ZH); b) Módulo IV: Níveis de alerta para as 3:00h do dia 2014-02-02.

No caso do perfil de praia sem estrutura, usaram-se todas as fórmulas empíricas para cálculo do *runup* para cada condição de agitação marítima incidente. Verificou-se que, os resultados obtidos pelas diferentes fórmulas não apresentavam diferenças significativas entre si, com exceção da fórmula desenvolvida por Stockdon et al. (2006), pelo que os respetivos resultados não foram considerados para os cálculos seguintes. Assim, com os valores de *runup* das fórmulas restantes, efetuou-se uma média. A cota de inundação é dada pela soma das contribuições da maré astronómica (referente ao ZH), com a sobrelevação meteorológica, e com o valor médio do *runup*.

Para o caso do perfil de praia com estrutura de proteção utilizaram-se os resultados da aplicação das fórmulas empíricas de Mase et al. (2013), que se consideram adequadas para este tipo de estruturas, mas que ainda carecem de um processo de validação.

3.4 Módulo IV - Sistema de alerta

A aplicação do módulo IV aos resultados de galgamento/cota de inundação obtidos permite a construção de *layouts* como o da Fig. 5b, onde estão representados os níveis de alerta obtidos nessa zona para o dia e hora referidos. Para definição desses alertas, consideram-se diferentes cotas de inundação para as duas zonas analisadas, em que se utilizaram como dados base o levantamento LiDAR, a fim de se verificar o alcance das áreas inundadas e se essas áreas são ou não representativas de perigo para as pessoas e bens.

Os níveis de alerta são definidos de acordo com uma análise feita *à priori* das áreas afetadas para diferentes cotas de inundação, tendo em conta as consequências para as pessoas e bens. Os diferentes níveis têm o seguinte significado: Verde (0) – sem perigo; Amarelo (1) – é necessário precaução por parte das pessoas que circulam nesta área; Laranja (2) – é necessário chamar as autoridades para tomar medidas de contingência no local, podendo registar-se alguns danos; Vermelho (3) – é necessário chamar as autoridades, porque as pessoas e as infraestruturas existentes no local estão em perigo; Vermelho escuro (4) – nível de alerta máximo. É necessário evacuar completamente o local. As infraestruturas podem ficar seriamente danificadas e as pessoas correm risco de vida. Como se pode observar na Fig. 5b, para o instante temporal considerado, obtiveram-se os níveis de alerta 3 e 4, no lado norte e sul da praia, respetivamente.

É de salientar que a validação do sistema para esta praia é um processo em curso. À presente data, foi já efetuada a validação do sistema para o módulo I (Neves, 2013), com recurso a dados da boia ondógrafo da Administração do Porto de Lisboa, e encontra-se em realização a validação do módulo II com os casos de inundação verificados no Inverno do presente ano de 2014.

4. APLICAÇÃO DO SISTEMA DE ALERTA: O PORTO E BAÍA DA PRAIA DA VITÓRIA

4.1 Caracterização do local

A baía da Praia da Vitória localiza-se na costa este da Ilha Terceira, uma das nove ilhas do arquipélago dos Açores (Fig. 6). Enraizado na Ponta do Espírito Santo e com a direção norte-sul, foi construído, no início da década de sessenta, um molhe (o chamado molhe norte), com 560 m de comprimento, destinado a dar abrigo às instalações portuárias de apoio à Base Aérea das Lajes. Mais tarde, na década de oitenta, foi construído um segundo molhe (o molhe sul), enraizado no lado sul da baía, próximo do forte de Santa Catarina, para abrigar as instalações portuárias dos sectores comercial e das pescas do porto da Praia da Vitória (Fig. 6). Este molhe tem cerca de 1300 m de comprimento e um traçado curvo, em planta. Beneficiando do abrigo proporcionado por estes molhes e aproveitando parcialmente as instalações do primitivo porto de pesca, foi construída, no final da década de noventa, pela Câmara Municipal da Praia da Vitória, uma marina.

O interior da baía da Praia da Vitória, protegido pelos dois molhes exteriores, tem um comprimento de 2400 m e uma largura máxima de 1100 m. A linha de costa da baía caracteriza-se pela existência de uma defesa frontal aderente com cerca de 1 km de comprimento e de um campo de cinco esporões na zona central, em frente à abertura existente entre os molhes, que enraízam na defesa frontal, têm comprimentos diferentes, estão implantados segundo uma direção próxima de WSW-ENE e que são aqui referidos como esporões 1 a 5, de sul para norte (Fig. 7). No enraizamento do esporão 3 encontra-se um edifício no qual funciona atualmente um bar. Entre alguns dos esporões existem praias estreitas, cuja quantidade de areia vai diminuindo à medida que se caminha para sul. A praia mais extensa localiza-se entre o esporão 5 e a marina. Neste trabalho e a título exemplificativo, o sistema foi aplicado na sua vertente de sistema de alerta (módulos I, II e IV), no dia 13/03/2013, altura em que se verificaram alguns episódios de galgamento. Esta metodologia foi aplicada a várias estruturas ao longo do porto e baía da Praia da Vitória (Fig. 7).

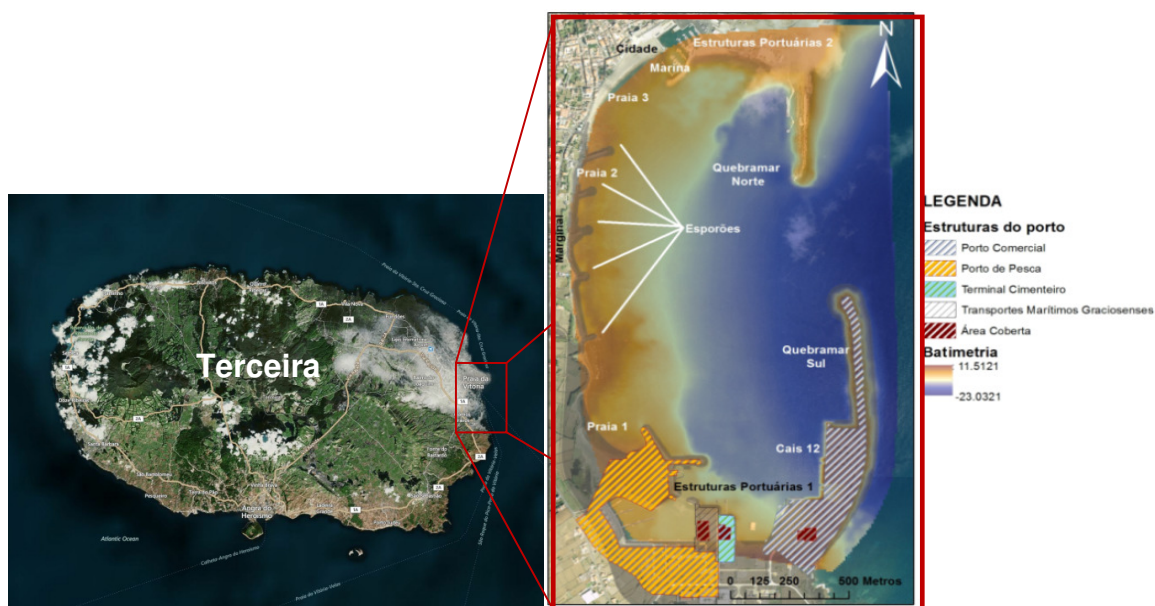


Figura 6. Porto e baía da Praia da Vitória. Estruturas marítimas existentes.

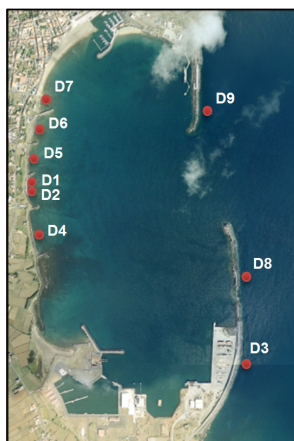


Figura 7. Secções consideradas para análise do galgamento (D1 a D9).

Assim, com o módulo I, os modelos WaveWatch III (Tolman, 1999), SWAN (Booij et al., 1999) e DREAMS (Fortes, 1993), determinam-se as condições de agitação marítima em frente a cada uma das secções/estruturas. Com o módulo II, e utilizando a ferramenta neuronal NN_OVERTOPPING2 (Coeveld et al., 2005), obtiveram-se as correspondentes estimativas do caudal médio galgado por unidade de comprimento do coroamento de cada estrutura. Tendo em conta os limites de caudal médio de galgamento descritos em Pullen et al. (2007) e as recomendações das autoridades locais, foram estabelecidos diferentes limiares de galgamento tendo em conta as características das estruturas galgadas e das áreas por elas protegidas, bem como das atividades aí desenvolvidas. Os alertas são ativados sempre que os limites definidos forem ultrapassados – Módulo IV.

4.2 Módulo I - Caracterização da agitação marítima

A caracterização da agitação marítima é feita de forma semelhante ao do caso da Costa da Caparica; características da agitação marítima ao largo e dados de vento na região de interesse descarregados do *Fleet Numerical Meteorology and Oceanography Center*. Para a área em questão, os dados do modelo WaveWatch III estão disponíveis com resolução de 1°, desde setembro de 2003. Dos resultados apresentados pelo modelo WaveWatch III são extraídos os valores que se encontram mais perto da ilha Terceira, que constituem as condições de fronteira dos modelos que serão usados de seguida. O nível da maré astronómica na mesma região é estimado com o modelo XTide (Flater, 1998) e as características da agitação marítima são transferidas do largo para a zona de entrada do porto com o modelo SWAN (Booij et al., 1999). Como se trata de uma zona abrigada, utiliza-se o modelo DREAMS (Fortes, 1993) para transferir as características da agitação marítima da zona da entrada para o interior do porto.

A utilização dos modelos e as suas condições de aplicação encontram-se descritas em Neves et al. (2012). A título de exemplo para o dia 13 de março de 2013 às 15 horas, apresenta-se na Fig. 8a um *layout* gerado pelo sistema para os parâmetros provenientes do WW III. Na Fig. 8b e na Fig. 8c são apresentados o tipo de *layouts* gerados pelo sistema para os resultados obtidos pelos modelos SWAN e DREAMS, respetivamente.

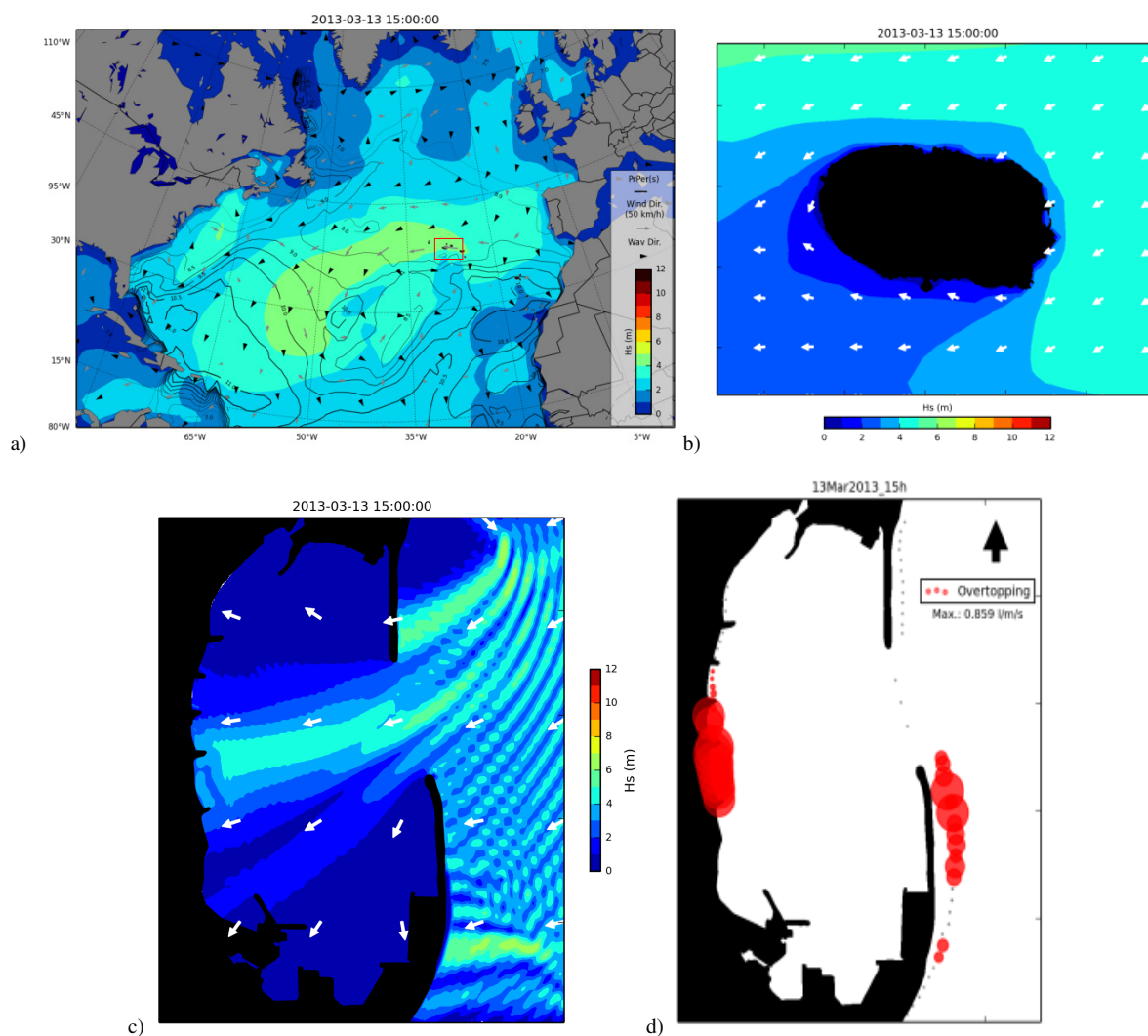


Figura 8. Módulo I: Exemplo de *layouts* gerados pelo sistema para as 15:00h do dia 13/03/2013: a) dados provenientes do WaveWatch III; b) resultados obtidos pelo modelo SWAN; c) resultados obtidos pelo modelo DREAMS; d) Módulo II: Exemplo de *layout* gerado pelo sistema de alerta para os resultados obtidos pela ferramenta NN_OVERTOPPING2

4.3 Módulo II - Cálculo do galgamento

No cálculo dos galgamentos sobre as nove estruturas consideradas utilizou-se a ferramenta NN_OVERTOPPING2, desenvolvida no âmbito do projeto europeu CLASH (Coeveld et al., 2005). As vantagens desta ferramenta residem na capacidade de prever o caudal médio galgado em perfis de estruturas mais complexas (como as da Praia da Vitória) do que as usualmente contempladas pelas fórmulas empíricas, bem como na determinação de intervalos de confiança para as estimativas do caudal médio galgado e da influência dos efeitos de modelo e de escala na estimativa correspondente ao protótipo. São 15 parâmetros de entrada da rede que incluem informação sobre a agitação marítima e a geometria da estrutura.

Considerando a agitação marítima obtida com o modelo DREAMS e as características das estruturas, a ferramenta NN_OVERTOPPING2 permite o cálculo do caudal médio galgado por unidade de comprimento do coroamento de cada estrutura do porto e baía da Praia da Vitória. Na Fig. 8d exemplifica-se o tipo de *layout* gerado pelo sistema de alerta com os resultados obtidos ao longo do porto e baía da Praia da Vitória pela ferramenta NN_OVERTOPPING2.

4.4 Módulo IV- Sistema de alerta

Para a emissão da previsão de alerta foi necessário primeiro estabelecer os caudais críticos admissíveis com base nas informações fornecidas pelas autoridades locais e nas recomendações de Pullen et al. (2007). Na Tabela 1 mostram-se os limites de caudais médios galgados associados a cada tipo de perigo. Estes limites dependem das características das estruturas galgadas e das áreas por elas protegidas, bem como das atividades aí desenvolvidas. A cada situação fez-se corresponder um símbolo de perigo, bem como um número de identificação (ID) reconhecido pelo sistema.

Seguidamente, caracterizaram-se cada uma das secções das estruturas estudadas e identificaram-se as atividades que aí acontecem, bem como os perigos que lhes estão associados. De acordo com os limites apresentados na Tabela 1, construiu-se, a título de exemplo, a Tabela 2 para a zona do Cais 12 (D3) e para uma zona da defesa frontal aderente (D4), tendo-se dividido os caudais médios de galgamento em intervalos consecutivos e associado o tipo de perigo que pode acontecer numa dada secção da estrutura para um dado valor de galgamento. Para esta tabela foi também definido empiricamente qual o nível de alerta (verde, amarelo, laranja, vermelho ou vermelho escuro) correspondente a cada secção e para cada intervalo de galgamento considerado. Note-se que esta é uma primeira abordagem desta metodologia que está ainda em discussão com as entidades responsáveis.

Tabela 1. Limites de caudais admissíveis associados a cada tipo de perigo (adaptado de Pullen et al. (2007)).


ID	Sinal	Pedestres – Tipos de perigos e razões	Caudal médio galgado (l/s/m)
1		Pessoal treinado, com equipamento e calçado adequado, com perceção de que se pode molhar, galgamento gera escoamentos de pouca altura, sem jatos de água a cair, perigo reduzido de queda para o mar	1-10
2		Pessoas cientes, com visão clara do mar, que não ficam facilmente perturbadas ou assustadas, capazes de tolerar o facto de ficarem molhadas, que se deslocam numa zona larga	0.1
3		Pessoas desprevenidas, sem visão clara do mar, que ficam facilmente perturbadas ou assustadas, que não estão vestidas de forma apropriada para se molharem, que se deslocam numa zona estreita ou propícia a tropeções e quedas	0.03
Veículos – Tipos de perigos e razões			
4		Circulação a baixa velocidade, galgamento gera escoamentos de pouca altura (pulsating overtopping), sem jatos de água a cair na via, veículo não imerso	10-50
5		Circulação a velocidade moderada ou alta, galgamento projetado com grande velocidade (impulsive overtopping) ou com jatos de água a cair na via que podem imergir o veículo	0.01-0.05
Equipamentos – Tipos de perigos e razões			
6		Danos em edifícios	1
7		Danos em equipamento localizado a 5-10 m da estrutura	0.4
Estruturas marítimas - Tipos de perigos e razões			
8		Sem danos se o coroamento e o tardo estiverem bem protegidos	50-200
9		Danos em zonas de circulação pavimentadas localizadas atrás da defesa frontal	200
10		Danos em zonas de circulação relvadas ou levemente protegidas	50

Tabela 2. Exemplo para as secções D3 e D4 dos níveis de alerta definidos e tipos de perigo associados para os intervalos de caudal médio galgado.

Q (l/m/s)]0;0.1[[0.1;1[[1;10[[10;50[[50;200[[200; ∞[
Cais 12 (D3)		7	7	7	7	7
			1	1	1	1
			6	6	6	6
				4	4	4
						9
Defesa frontal aderente (D4)	5	5	5	5	5	5
		2	2	2	2	2
				4	4	4
						9

Definidos os limites de galgamento, uma mensagem de alerta é enviada para as autoridades responsáveis com as descrições apresentadas na Tabela 1 sempre que estes forem excedidos, bem como é gerado um mapa que identifica as áreas em perigo com o respetivo nível de alerta (Fig. 9).

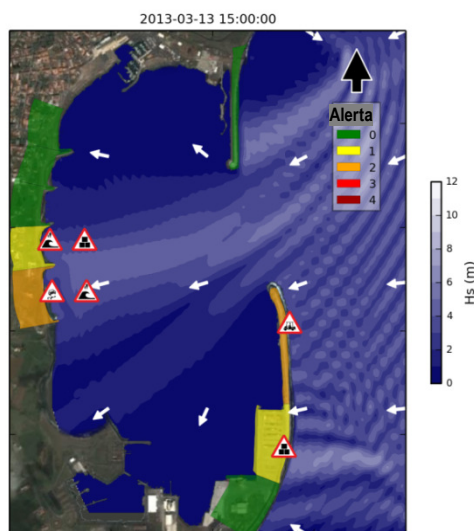


Figura 9. Módulo IV: Exemplo de *layout* de alerta gerado pelo sistema HIDRALERTA para para as 15:00h do dia 13/03/2013.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta comunicação descreveram-se as aplicações do sistema HIDRALERTA (sistema que permite a previsão de situações de emergência e alerta das autoridades competentes sempre que se registam galgamentos e inundações em zonas costeiras e portuárias), na zona da praia de S. João da Caparica, na Costa da Caparica, e na zona do porto e baía da Praia da Vitória, na ilha Terceira, nos Açores. Atualmente, o sistema apresenta a capacidade de ter já acoplado todos os elementos necessários para a emissão de alertas em tempo real, mas ainda há alguns aspetos a serem melhorados, especialmente no módulo IV, no que diz respeito à definição dos limiares a considerar.

O trabalho futuro passa necessariamente pela validação do sistema, nomeadamente do seu módulo IV, com a colaboração das autoridades locais e com a utilização de dados históricos, no sentido de garantir a fiabilidade do sistema. Mais ainda, é importante o desenvolvimento de uma tabela de consequências com custos associados e a análise da inundação das áreas em que se verifica a ocorrência de galgamentos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento da FCT através dos projetos HIDRALERTA - PTDC/AAC-AMB /120702/2010, DITOWEC - PTDC/ECM-HID/1719/2012 e EROS - PTDC/CTE-GIX/111230/2009. Agradece-se às entidades Universidade dos Açores (LAMTEC e Centro de Estudos do Clima, Meteorologia e Mudanças Globais), designadamente a colaboração e fornecimento de dados produzidos no âmbito do projecto ESTRAMAR (FEDER-MAC/3/C117), Portos dos Açores, Administração do Porto de Lisboa (Teresa Sá Pereira), Câmara Municipal da Praia da Vitória, à FCUL (C. Antunes), pela colaboração e fornecimento de dados necessários à aplicação do sistema. Um agradecimento especial aos elementos da equipe (Rui Capitão, Liliana Pinheiro, João Craveiro, José Carlos Ferreira, Susana F. Silva, Paulo Raposeiro, André Sabino, Armanda Rodrigues, Carlos Silva, Eduardo de Azevedo (ESTRAMAR), Francisco Reis (ESTRAMAR), Conceição Rodrigues e Anabela Simões), por toda a ajuda prestada durante este trabalho. Agradece-se também aos alunos de licenciatura e mestrado bem como os professores responsáveis que efetuaram trabalho neste âmbito: Tânia Rocha, Marta Martinho, Eduardo Lopes, Inês Silva, Patrícia Neves, J. Antunes do Carmo e F. Taveira Pinto.

REFERÊNCIAS

- Booij, N., Ris, R.C. e Holthuijsen, L.H., 1999. "A third-generation wave model for coastal regions, Part I, Model description and validation." *Journal of Geographical Research*, C4, 104, 7649-7666.
- Coeveld, E.M., Van Gent, M.R.A. e Pozueta, B., 2005. *Neural Network: Manual NN_OVERTOPPING 2. CLASH WP8 – Report*.
- Flater, D., 1998. *XTide Manual: Harmonic tide clock and tide predictor*. E.U.A.
- Fortes, C.J.E.M., 1993. *Modelação matemática da refração e difração combinadas de ondas marítimas (análise pelo método dos elementos finitos)*. Tese de Mestrado em Engenharia Mecânica, IST, Lisboa, Portugal.
- Fortes, C.J.E.M., Reis, M.T., Poseiro, P., Capitão, R., Sabino, A., Rodrigues, M.C., Raposeiro, P., Ferreira, J.C., Silva, C., Simões, A. e Azevedo, E.B., 2013. "O projeto HIDRALERTA - Sistema de previsão e alerta de inundações em zonas costeiras e portuárias." In *Proceedings of the 8th Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária*, LNEC, 10-11 de outubro. Lisboa.
- Guza, R.T. e Thornton, E.B., 1982. "Swash oscillations on a natural beach." *Journal of Geophysical Research*, 87 (C1), 483-491.
- Holman, R.A., 1986. "Extreme value statistics for wave run-up on a natural beach." *Coastal Eng.*, 9, 527-544.
- Hunt, I.A., 1959. "Design of seawalls and breakwaters." *Journal of Waterways and Harbours Div.*, 85, 123-152.
- Mase, H., Tamada, T., Yasuda, T., Hedges, T.S. e Reis, M.T., 2013. "Wave runup and overtopping at seawalls built on land and in very shallow water." *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 139, 346-357.
- Neves, D.R.C.B., Santos, J.A., Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Rodrigues, S., Simões, A. e Azevedo E.B., 2012. "Metodologia de avaliação do risco associado ao galgamento de estruturas marítimas. Aplicação ao porto e à baía da Praia da Vitória, Açores, Portugal." *Revista de Gestão Costeira Integrada*. (no prelo: <http://www.aprh.pt/rgci/rgci322.html>).
- Neves, P. 2013. *Avaliação do risco de inundações da zona da Costa da Caparica*. Dissertação Mestrado, FCTUC, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Nielsen, P. e Hanslow, D.J., 1991. "Wave Runup Distributions on Natural Beaches." *Journal of Coastal Research*, 7(4), 1139-1152.
- Poseiro, P., Sabino, A., Fortes, C.J., Reis, M.T. e Rodrigues, A., 2014a. "Aplicação do sistema HIDRALERTA de previsão e alerta de inundações: Caso de estudo da Praia da Vitória." In *Proceedings of the 12^o Congresso da Água*, 5 a 8 de março, Lisboa, Portugal.
- Poseiro, P., Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Sabino, A., Rodrigues, A., 2014b. "Aplicação do Sistema de Previsão e Alerta de Inundações HIDRALERTA: Caso de estudo da Costa da Caparica." In *Proceedings of the 3^{as} Jornadas de Engenharia Hidrográfica*, Lisboa, Portugal.
- Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schuttrumpf, H. e Van der Meer, J.W., 2007. *EurOtop: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Environment Agency, UK, Exper. Network Waterkeren, The Netherlands, Kuratorium fur Forschung im Kusteningenieurwesen, Germany.
- Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Neves, D.R.C.B., Rodrigues, S., Vieira, A.S., Simões, A. e Azevedo, E.B., 2011. "Previsão dos galgamentos na baía da Praia da Vitória para avaliação de risco e alerta." In *Proceedings of the VI Congresso Planeamento e Gestão das Zonas Costeiras*, 4 a 8 de Abril, Boa Vista, Cabo Verde.
- Rocha, T., 2012. *Avaliação do galgamento de estruturas portuárias. Aplicação ao porto da Praia da Vitória, Açores*. Tese de mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Hidráulica. FEUP, Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Ruggiero, P., Komar, P.D., McDougal, W.G., Marra, J.J. e Beach, R.A., 2001. "Wave Runup, Extreme Water Levels and the Erosion of properties backing beaches." *Journal of Coastal Research*, 17, 407-419.
- Sabino, A., Rodrigues, A., Araújo, J., Poseiro, P., Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., 2014. "Wave Overtopping Analysis and Early Warning Forecast System". In *Proceedings of the 14th International Conference on Computational Science and Its Applications, ICCSA 2014*, Guimarães, Portugal.
- Silva, M., Patrício, P., Mariano, A., Morais, M., 2011. "Obtenção de dados geográficos de base para as zonas costeiras de Portugal Continental." In *Proceedings of the VII Conferência Nacional de Cartografia e Geodesia*. 5 e 6 de maio de 2011. Porto, Portugal.
- Stockdon, H.F., Holman, R.A., Howd, P.A. e Sallenger Jr., A.H., 2006. "Empirical parameterization of setup, swash, and runup." *Coastal Engineering*, 53, 573-588.
- Teixeira, S.B., 2009. "Demarcação do leito e da margem das águas do mar no litoral sul do Algarve." *ARH do Algarve*, Faro, Portugal.
- Tolman, H., 1999. *User Manual and System Documentation of WAVEWATCH-III*. version 1.18, NOAA/NWS/NCEP/OMB Technical Note 166, 110p., Washington, E.U.A.
- Whitcomb, T., 2012. *Navy global forecast system, NAVGEM: Distribution and user support*. 2nd Scientific Workshop on ONR DRI: Unified Parameterization for Extended Range Prediction.
- Zózimo, A.C., Fortes, C.J.E.M. e Neves, D.R.C.B., 2008. "GUIOMAR: Geographical User Interface for cOastal and MARine modeling. Recent developments and assessment of potential geographical errors", In *Proceedings of the Mediterranean Days of Coastal, Port Engineering*, 7-9 October, Palermo, Itália.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

DESEMPENHO DO CIMENTO TIPO ARI-RS, COM RESISTÊNCIA DE 52,5 MPa, FRENTE AO ATAQUE DE CLORETO EM CONCRETOS SATURADOS E NÃO SATURADOS

Bandeira, J. L. S.¹, Camacho, J. M. B.², Guimarães, A. T. C.³

¹ Universidade Federal do Rio Grande, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Av. Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: jorgebandeira@furg.br

² Universidade Politécnica de Madrid, Madrid, España
Departamento de Materiales de Construcción, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
e-mail: jmhc6784@hotmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Av. Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: atcg@vetorial.net

RESUMO

A degradação das estruturas de concreto armado e protendido têm, como uma das suas principais causas, as ações resultantes da penetração de íons cloreto em sua rede porosa. As estruturas localizadas em ambiente marítimo, e em regiões sujeitas à neve onde são necessárias ações para degelo com a utilização do NaCl, são aquelas mais sujeitas a estes ataques. Este estudo propôs a realização de ensaios para determinação da penetração de cloreto em amostras de concreto com diferentes graus de saturação, confeccionadas com cimento de fabricação espanhola do tipo alta resistência inicial, resistente a sulfato e comparou aos estudos anteriores com cimento de características semelhantes de fabricação brasileira tendo como referência o cimento portland pozolânico. Com os resultados obtidos e comparando-os, verificou-se que as amostras confeccionadas com o cimento tanto de origem brasileira como espanhola, tiveram resultados de penetração de cloreto muito parecidos, principalmente no caso das amostras com adição de 20 % de escória de alto forno utilizando cimento espanhol e com cimento brasileiro com 12% de cinza volante, porém, comparando-os com os resultados das amostras executadas com cimento portland pozolânico, apresentam menor desempenho do que este. Parâmetros interessantes são obtidos com esses dados, pois não basta apenas utilizar cimentos com alta resistência para obter-se bons resultados no aspecto da durabilidade, tem que haver um estudo profundo nas características de cada cimento.

Palavra-Chave: grau de saturação, difusão, cloreto, concreto, durabilidade.

1. INTRODUÇÃO

Apesar de sua aparente simplicidade, o concreto possui uma estrutura altamente complexa, contendo uma distribuição heterogênea de diversos componentes sólidos, assim como vazios de várias formas e tamanhos que podem estar completa ou parcialmente cheios de solução alcalina. (ACI, 1977).

O estudo da ação resultante do agente agressor e o concreto torna, por vezes, um trabalho deveras intrincado tais as variáveis envolvidas, como as diferentes propriedades e os efeitos causadores destes agentes e os variados tipos de cimentos que trazem diferentes propriedades aos concretos.

Os oceanos cobrem, aproximadamente, 80% da superfície terrestre (Mehta, 1994), logo um grande número de estruturas são expostas à água do mar, direta ou indiretamente, já que ventos podem carregar névoa salina a alguns

quilômetros para dentro do continente a partir da costa. Os íons cloreto, presentes nas águas do ambiente marinho e entornos e naquelas de degelo, contribuem de forma intensa para a corrosão da armadura presente no concreto armado ou protendido, desde que seja facilitada a sua penetração no interior da massa de concreto.

O grau de saturação (GS) para o concreto é considerado um fator importante durante o processo de penetração de íons cloreto. O nível de saturação da estrutura porosa determina caminhos para estes íons cloreto durante o processo de difusão. Além disto, as variações do grau de saturação geram movimento (convecção) da água contida na rede porosa, fazendo com que o fluxo seja tanto para dentro como para fora do concreto.

A influência do Grau de Saturação (GS) sobre a difusão de íons cloreto tem sido objeto de pesquisa nos últimos anos, sendo demonstrada a importância desse fator em modelos de análise da vida útil de estruturas de concreto armado. (Guimarães e Helene, (2000), Climent et. al., (2002); Nielsen e Geiker, (2003)).

Neste artigo investiga-se a influência do GS sobre a difusão dos íons cloretos utilizando amostras confeccionadas com cimento tipo ARI-RS, fabricado na Espanha e compara os resultados com cimentos brasileiros.

2. INFLUÊNCIA DO GRAU DE SATURAÇÃO NA DIFUSÃO DE ÍONS CLORETO

Os íons cloreto, presentes em grandes concentrações nos ambientes marítimos e regiões de degelo, devido à porosidade e a interligação dos poros do concreto, podem penetrar no seu interior e transportar-se desde a superfície exposta até camadas mais internas da massa cimentícia.

Essa movimentação dos íons cloreto pode-se dar por diversos mecanismos tais como absorção/adsorção, permeabilidade, migração e difusão. A absorção/adsorção dá-se pelo efeito de secagem /molhagem (zonas de marés ou respingo), a permeabilidade por diferença de pressão hidrostática, a migração por diferença de potencial na presença de um campo elétrico e a difusão por diferença de concentração da solução iônica.

Quando um concreto em ambiente marítimo se encontra submerso, toda a rede de poros igualmente se encontra saturada de água, o transporte dos íons cloreto são devidos aos gradientes de concentração das camadas mais externas com mais concentração de íons cloreto para as camadas mais internas com menos concentração de íons cloreto.

Por outro lado, quando se tem um concreto não totalmente saturado há uma combinação do mecanismo de transporte, isto é, absorção capilar e difusão. Isto se dá quando se tem uma das superfícies do concreto em contato com uma solução iônica e a outra em contato com o ar com umidade relativa baixa.

O grau de saturação (GS) do concreto e sua influência na difusão de íons cloreto é objeto de inúmeros estudos a nível mundial.

Guimarães e Helene (2001) desenvolveram método de ensaio para obtenção do coeficiente de difusão em concreto não saturado, chegando a conclusão nestes ensaios que há uma tendência de cessar a difusão quando o GS diminui até aproximadamente 40%.

Guimarães e Helene (2001), concluíram ainda que o GS é um fator mais relevante na penetração de íons cloreto que o teor de umidade assim como a interligação dos poros é mais importante que o teor de vazios.

Climent e Carmen Andrade (2002), concluíram que o coeficiente de difusão decresce cerca de duas ordens de grandeza quando a porcentagem de saturação do concreto diminui entre 80% a 30%, em ensaios com teores de água controlados.

Gil (2009) estudou três tipos de concreto e concluiu que os coeficientes de difusão diminuem aproximadamente de valores próximos a 10^{-11} m²/s a 10^{-13} m²/s ao decréscimo do grau de saturação desde 100% a 33% e em todos casos os coeficientes de difusão crescem com o aumento da porosidade do concreto.

Nielsen e Geiker (2003), em seu trabalho propõem a criação de um modelo para avaliar a penetração de íons cloreto levando em conta que o coeficiente de difusão deverá ser dependente da quantidade de umidade disponível para a substância difusora.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Confeção das amostras de concreto

Foram confeccionadas 3 (três) misturas diferentes de concreto, sendo uma dosagem padrão e outras duas utilizando adições de sílica ativa e escórias de alto forno como substituição parcial do cimento.

Para a elaboração dos traços foram utilizados os métodos de dosagem de Peña y Bolomey e as amostras com adições seguiram as recomendações da EHE (Instrucción de Hormigón Estructural). A produção do concreto, dimensões dos corpos de prova e o processo de cura por água foram realizadas segundo a Norma UNE-EN-12390-2001.

As amostras foram confeccionadas em dois tamanhos ($\phi = 15$ cm x 30 cm e $\phi = 10$ cm x 20 cm). As amostras maiores foram utilizadas nos ensaios de caracterização mecânica do concreto e as menores nos ensaios restantes.

3.2 Materiais Utilizados

O cimento empregado foi do tipo CEM I 52,5 R (UNE-EM 197-1, 2000), classificação da Norma Européia como sendo Cimento Portland de Alta Resistência Inicial Resistente a Sulfato, cuja composição química é apresentada na Tab. 1. A dosagem de cada amostra é apresentada na Tab. 2.

Tabela 1. Composição química cimento espanhol

Composição Química	
Óxidos	CEM I 52,5 R
SiO ₂	19,2
Al ₂ O ₃	6,07
Fe ₂ O ₃	1,7
Ca O	63,41
MgO	2,56
K ₂ O	0,82
Na ₂ O	0,33
SO ₃	0

Tabela 2. Dosagem dos concretos utilizados no estudo experimental

Materiais	Unidade	M1	M2	M3
		CP	CPHS	CPEAH
Cimento Portland (c)	kg/m ³	400	320	320
Sílica Ativa (10% e K=2)	kg/m ³	0	40	0
Escória de alto forno (20% e K=1)	kg/m ³	0	0	80
Água	kg/m ³	160	180	180
Areia	kg/m ³	846	861,08	846
Brita 0	kg/m ³	432	463,76	432
Brita 1	kg/m ³	538	551,97	538
SP (%)*(superplastificante)	%	1,5	1,5	1,1
Fator água/cimento**	-	0,4	0,45	0,45

(*): % referente ao peso do material cimentício
(**): M1=a/c, M2 e M3= a/(c+KF), onde F=adição

3.3 Desenvolvimento Experimental

3.3.1 Equilíbrio das amostras para diferentes graus de saturação

Consiste em estabelecer distintos graus de saturação (100%, aproximadamente 80%, 60% e 45%) nas amostras de concreto com dimensões de $\phi = 100$ mm e 50 mm de altura.

Para estabelecer os GS foi necessário saturar as amostras de concreto, submergindo-as em água e posteriormente fervendo-as durante 5 horas (ensaio ASTM-C 642), obtendo assim um GS de 100%. Este procedimento foi realizado em todas as amostras para estimativa da massa seca, permitindo o controle do GS.

Os demais GS se obteve secando as amostras em estufa (50°C) até alcançar a massa correspondente. Uma vez determinado os GS de aproximadamente 80%, 60% e 45%, as amostras foram ensacadas em 3 (três) sacos plásticos fechados através de guilhotina térmica, colocando-se novamente em estufa por tempo mínimo de três dias ou pelo mesmo tempo que ficaram no forno anteriormente para alcançar o peso correspondente ao grau de saturação. Este último procedimento tem a finalidade de equilibrar a distribuição de água no interior das amostras de concreto.

3.3.2 Contaminação com NaCl e armazenamento das amostras

Após o período de estabilização, onde se considera o equilíbrio da distribuição de água no interior da rede porosa das amostras de concreto, foi realizada a contaminação através da colocação de 10 gramas de NaCl moído em peneira com malha cuja abertura é de 0,149 mm.

A contaminação foi realizada sobre uma das faces planas da amostra deixando-se cerca de 1 cm de espaço entre o contaminante e a borda, com o objetivo de evitar escorrimento do agente contaminante que poderiam alterar a

penetração de cloreto de forma unidirecional. Para fixar o sal na face da amostra se colocou uma fita tipo americana sobre o NaCl.

Para manter o GS adquirido para cada amostra, estas foram novamente ensacadas com os mesmos procedimentos citados no item anterior e armazenadas em caixas plásticas fechadas com controle da umidade relativa. Para as amostras com GS de 100% foi empregada somente água destilada, para as demais amostras com GS de 80%, 60% e 45% foi utilizada uma mistura de água com glicerol para manter uma umidade relativa de 93%, 73% e 67%, respectivamente. O objetivo de se manter as amostras neste ambiente foi de diminuir a diferença de umidade entre o ambiente externo e o interno dificultando a perda de água das amostras ensacadas.

3.3.3 Elaboração dos perfis de cloreto

Após, efetivado o tempo de contaminação das amostras em concreto, se realizou a extração dos perfis de penetração de cloreto para cada amostra e seu respectivo GS. As amostras foram retiradas das caixas removendo-se a fita juntamente com o excesso de NaCl que permaneceu sobre a face contaminada. A amostra é pesada para determinação do GS final.

A seguir a superfície contaminada é limpa através de lixamento, retirando-se o material contaminante excedente com uma escova de aço e como procedimento final de limpeza a aplicação de jato de ar comprimido para que na superfície e em alguns poros visíveis não fique nenhum excesso de NaCl. A finalidade desta limpeza é de evitar-se que por ocasião da extração das camadas, a concentração de cloreto na camada inicial tenha um valor fora da curva dos demais pontos de teor de cloreto causado por um resíduo superficial de NaCl.

No passo seguinte a amostra é colocada no equipamento especialmente projetado para este trabalho para que se efetue a extração de material pulverizado, conforme mostrado na Fig. 2(a) e 2(b). A extração consistiu de 10 camadas de aproximadamente 2 mm, sendo que a espessura foi controlada, realizando medições em três pontos ao longo do diâmetro da amostra para se obter a profundidade média da camada.



Figura 1. a) equipamento fabricado para a extração nas amostras de concreto; b) todas as ferramentas e equipamentos utilizados para a extração.

O material extraído é armazenado em sacos plásticos com fechamento hermético para que seja posteriormente obtida a configuração do perfil de penetração de cloretos através de ensaio químico, (potenciometria utilizando eletrodo de prata/cloreto de prata).

4. RESULTADOS E ANÁLISE

4.1 Resultados deste estudo

A partir dos ensaios realizados nas amostras de concreto obtiveram-se os resultados dos coeficientes de difusão (D) em função do grau de saturação (GS) e penetração de cloreto para cada um dos três concretos objetos deste estudo.

Vale lembrar que os três concretos analisados utilizam o mesmo cimento, porém o concreto denominado M1, não possui nenhuma adição e no concreto denominado M2 é adicionado 10% com sílica ativa e o denominado M3, possui 20% de escória de alto forno, para um fator $a/(c+KF)$ de 0,40; 0,45 e 0,45 (ver Tab. 3), respectivamente. A resistência à compressão, dos concretos tipos M1, M2 e M3 foram de 60,0 MPa, 52,0 MPa e 47,0 MPa, respectivamente e com slumps de 8 cm, 7 cm e 10 cm, respectivamente.

Na identificação das amostras além dos tipos por concreto, M1, M2, M3, a referência, por exemplo, M1-1A, significa que esta amostra é do tipo M1 e 1A, relaciona o corpo de prova 1 e fatia A (superior), eis que os corpos de prova foram fatiados em 3 fatias, A, B e C, desprezando-se os topos, (achuriados), conforme Fig. 2.

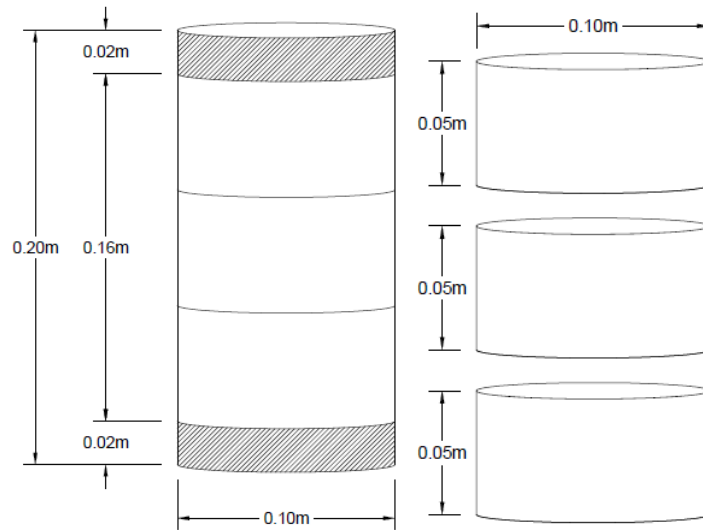


Figura 2. Detalhamento do corte em fatias das amostras de concreto

A Figura 3 apresenta os perfis de penetração de cloreto por camada e para cada GS obtido, apenas para um tipo de concreto a título de ilustração do procedimento.

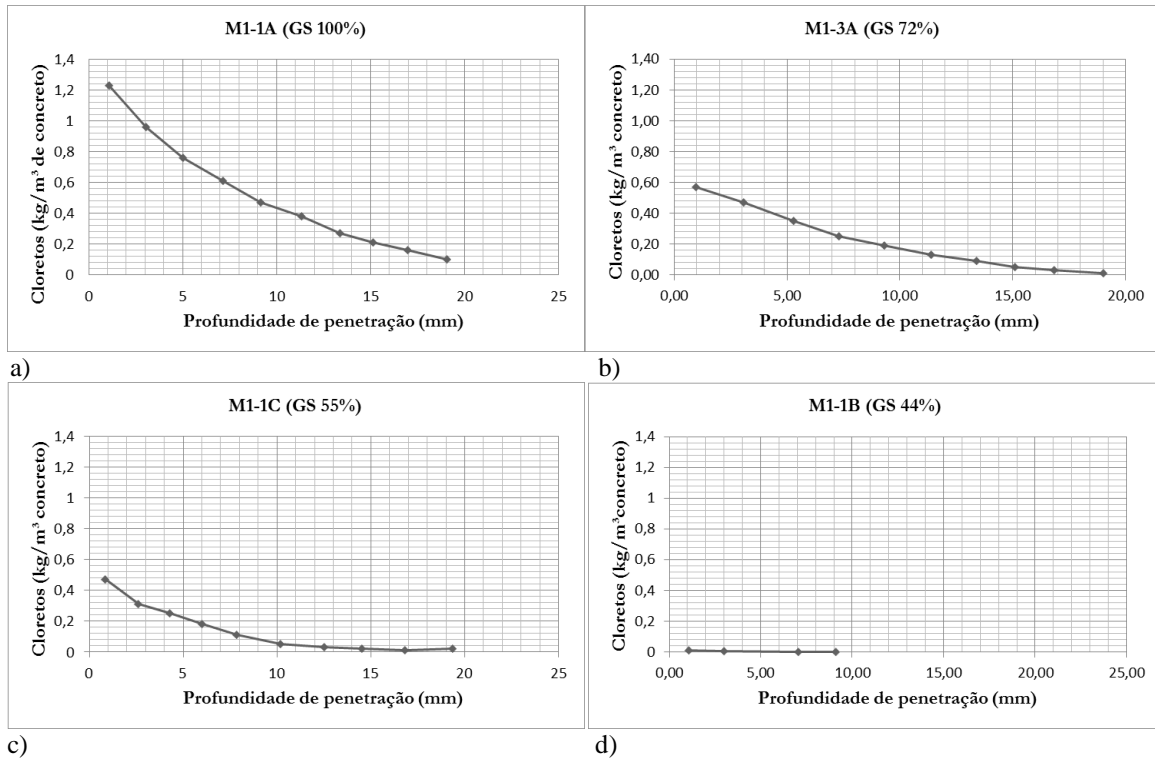


Figura 3. Representação gráfica da penetração de cloreto por camada em amostras do tipo M1. a) para GS 100%, b) para GS 72%, c) para GS 55% e d) para GS 44%.

A Tabela 3. mostra os valores obtidos nos ensaios para coeficiente de difusão (D), grau de saturação GS para cada amostra, com estes dados se elaborou os gráficos relacionando D e GS, apresentados na Fig. 4.

Tabela 3. Cálculo do coeficiente de difusão (D), e grau de saturação (GS) das amostras

Concreto	Amostra	Idade dias	Cs	D	Dmédio	D/Dmáx	Gsmédio %
			%/m conc.	$\cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}$	$\cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}$		
M1	M1-1A	28	1,27	21,90	23,90	1	100
	M1-2B	34	1,12	25,89			
	M1-2A	40	1,26	15,75			
	M1-3A	61	0,62	7,14	8,73	0,36514	71,4
	M1-4B	70	0,76	10,31			
	M1-4A	103	0,54	3,08	2,56	0,10714	54,6
	M1-1C	110	0,49	2,04			
	M1-1B	140	0,010	0,79	0,79	0,03285	43,2
	M1-6B	212	0,03	0,78			
M2	M2-1A	28	1,29	4,12	3,75	1	100
	M2-2B	34	1,36	3,38			
	M2-2A	40	1,22	3,38			
	M2-3A	61	1,00	3,55	3,00	0,79867	77,9
	M2-4B	70	0,93	2,44			
	M2-4A	90	0,050	0,50	0,81	0,21600	58,2
	M2-1C	148	0,18	1,12			
	M2-1B	188	0,02	0,24	0,19	0,04933	45,1
	M2-4C	212	0,04	0,13			
M3	M3-1A	29	1,26	8,08	8,53	1	100
	M3-2B	35	1,48	8,97			
	M3-2A	40	1,25	7,12			
	M3-3A	61	1,03	6,34	5,88	0,68974	77,9
	M3-4B	70	0,97	5,42			
	M3-4A	104	0,73	2,11	1,74	0,20411	57,6
	M3-1C	110	0,49	1,37			
	M3-1B	182	0,02	0,19	0,20	0,02287	44,2
	M3-6B	211	0,17	0,20			

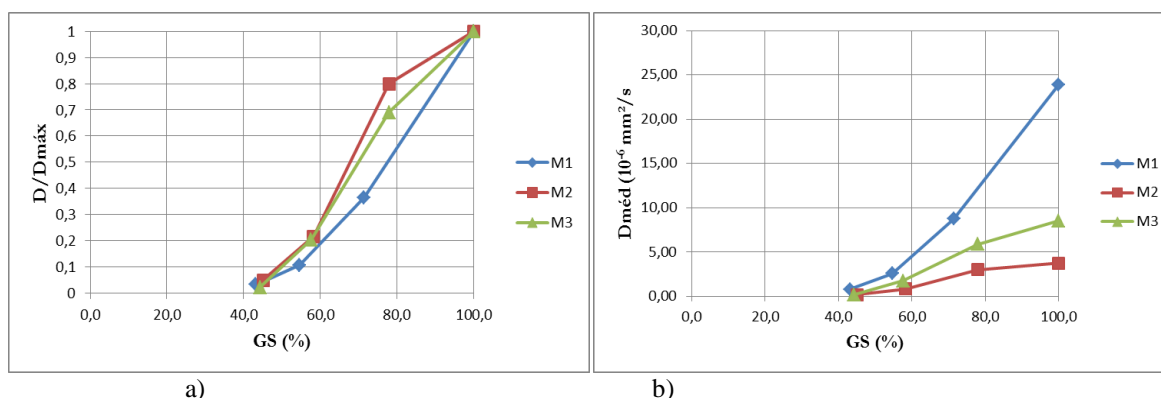


Figura 4. Gráficos: a) relação $D/D_{máx}$. com o grau de saturação (GS) e b) coeficiente de difusão médio ($D_{méd}$) em função do grau de saturação (GS).

Com os dados dos gráficos da Fig. 4, verificou-se a influência do GS no coeficiente de difusão em todos os três tipos de concreto.

No gráfico $D \times GS$ (b) para a amostra do concreto M1, concreto sem adição, a difusão para GS entre 100% e 80% é bem maior do que as amostras de concreto tipo M2 e M3, sendo que a partir de aproximadamente 60% a diferença diminui até praticamente convergir para GS aproximadamente 45%.

Na comparação entre os concretos tipos M2 e M3, para GS entre 100% e 80% o coeficiente de difusão é um pouco inferior para M2, mas convergem em GS de 60% e 44%.

Verifica-se também que o coeficiente de difusão para valores de GS aproximadamente 40% o coeficiente de difusão tende a zero.

4.2 Resultados de outros estudos com concretos diferentes

Rodrigues (2009) mediu a influência do GS no coeficiente de difusão em concreto com diferentes traços e consistência utilizando o cimento tipo CP V RS – ARI, cimento de alta resistência inicial e resistente a sulfatos com 12 % de cinza volante adicionada na sua fabricação e apresentando resistência aos 28 dias de 48 MPa.

O concreto desta pesquisa compara-se com os dados obtidos de Rodrigues (2009), relacionado com o traço tipo H2 que possui fator a/c de 0,48, e consumo de cimento de 419 kg/m³, concreto de características semelhantes das amostras aqui pesquisadas. A resistência média à compressão aos 28 dias foi de 42,54 MPa.

Na Tabela 4, abaixo, estão os valores obtidos por Rodrigues (2009) do coeficiente de difusão (D) para cada GS determinado e os valores de $D/D_{máx}$, neste caso apenas para o concreto denominado de H2.

Tabela 4. Valores de GS (%), D (mm²/s), $D/D_{máx}$ para traço H2 (Rodrigues, 2009)

Concreto Tipo H2		
GS (%)	D (mm ² /s)	$D/D_{máx}$
100	9,13 E - 6	1
90,83	6,69 E - 6	0,73
76,15	3,35 E - 6	0,37
46,96	1,55 E - 6	0,17

Guimarães (2005) mediu a influência do GS no coeficiente de difusão em concreto com diferentes traços e consistência, porém, diferentemente de Rodrigues (2009), utilizou o cimento pozolânico tipo CP-IV-32, com 50% de cinza volante, adicionada em sua fabricação.

Para comparação entre este estudo e o de Guimarães (2005), foi escolhido o concreto com traço denominado de P2 com fator água cimento de 0,45 e consumo de 419 kg/m³, com resistência à compressão média aos 28 dias de 30 MPa. Este concreto foi incluído no trabalho como um concreto de referência, pois o cimento pozolânico apresenta boas condições para se obter um concreto durável em ambiente marítimo.

Na Tabela 5, abaixo, estão os valores obtidos por Guimarães (2005) do coeficiente de difusão (D) para cada GS determinado e os valores de $D/D_{máx}$, neste caso apenas para o concreto denominado de T2.

Tabela 5. Valores de GS (%), D (mm²/s), $D/D_{máx}$ para traço H2 (Guimarães, 2005)

Concreto Tipo T2		
GS (%)	D (mm ² /s)	$D/D_{máx}$
100	7,2 E - 6	1
85	1,8 E - 6	0,36
73	1,2 E - 6	0,21
49	0,45 E - 6	0,06

4.3 Comparação dos resultados

Na Figura 5 através dos gráficos: a) $D/D_{máx} \times GS$ e b) $D \times GS$ estão os dados dos três concretos estudados neste artigo e para efeito de comparação os concretos estudados anteriormente por Rodrigues (2009) e Guimarães (2005), que utilizaram concreto com cimento tipo CP V RS – ARI e CP IV 32, e denominados de H2 e T2, respectivamente.

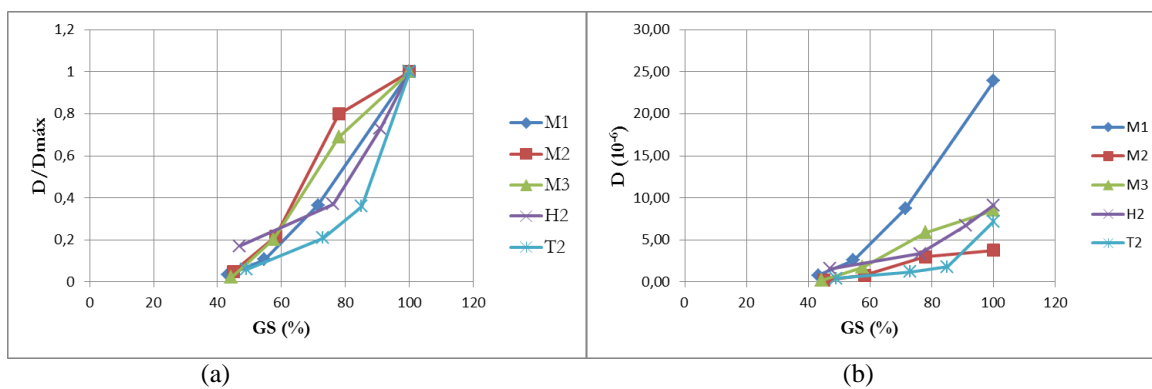


Figura 5. Gráficos: a) $D/D_{máx} \times GS$ e b) $D \times GS$, para comparação com concretos com outro tipo de cimento.

Na análise dos gráficos da Fig. 5, verificou-se que o concreto H2 (aglomerante com 12% cinza volante) teve melhor desempenho que o M1 e M3 (aglomerante com 20% de escória), sendo que o cimento H2 tem resistência bem inferior ao M1 e M3. O comportamento similar de H2 e M3 pode ser explicado pela adição de materiais que normalmente incorporam o mesmo benefício ao cimento. O T2 apresentou pior desempenho somente para o M2, e mesmo assim, na faixa de GS de aproximadamente 100% a 90%, sendo que para valores menores que aproximadamente 90% o T2 apresenta melhor desempenho que todos os outros concretos.

O gráfico da Fig. 5(a) apresenta as curvas $D/D_{máx}$ em ordem contrária as da Fig. 5(b), sendo que nas pesquisas de Rodrigues (2009) e Guimarães (2005) estas apresentavam a mesma ordem, ou seja, os melhores concretos apresentavam uma diminuição maior do coeficiente de difusão com a diminuição do GS. Salienta-se que nas pesquisas anteriores de Rodrigues (2009) e Guimarães (2005) os concretos eram executados com o mesmo aglomerante e nesta pesquisa os aglomerantes são diferentes. Isto pode ocorrer devido à distribuição de poros, sendo objeto de estudos na continuidade deste trabalho.

5. CONCLUSÕES

A influência do GS na difusão de íons cloreto nas estruturas de concreto pelos dados obtidos em estudos anteriores e comprovados neste é bem clara. Os diversos estudos com diferentes cimentos e traços de trabalhos realizados e descritos neste e adicionado aos três tipos de concretos analisados nesta pesquisa permitiram concluir que o concreto com cimento portland pozolânico com fator a/c 0,45 tem o melhor desempenho para ambiente marítimo que todos os demais analisados, notadamente nas zonas de maré, respingo ou névoa, onde o GS pode apresentar valores menores que 85%, conforme pesquisa de Guimarães e Helene (2000) e Guimarães e Helene (2007). O concreto M3 apresentou comportamento similar ao H2 sendo que Rodrigues (2009) demonstra que este concreto é inapropriado para ser utilizado em ambiente marítimo, mesmo atendendo as condições da norma NBR 6118-2014. Isto se deve devido ao fato da distribuição de poros do concreto H2 ser muito desfavorável em relação ao concreto T2 (referência), conforme observou Rodrigues (2009), o que explica o fato do coeficiente de difusão do concreto H2 ser aproximadamente 5 vezes maior que do concreto T2 para GS menor que 90%. Sendo assim, a profundidade da frente de ataque de cloretos do concreto H2 será mais que o dobro do concreto do T2, para a mesma idade. O mesmo deve ocorrer com o concreto M3, sendo que na continuidade desta pesquisa deverá ser analisada a distribuição de poros deste concreto. O concreto com cimento espanhol adicionado de sílica obteve o segundo melhor desempenho.

Outros teores das adições utilizadas nesta pesquisa, assim como combinações destas e até outros tipos de adições, devem ser experimentados em futuros trabalhos com cimento ARI-RS.

6. AGRADECIMENTOS

À Fundação de Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo suporte financeiro concedido no decorrer deste estudo.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI, BUILDING, Manual Americano del Hormigón, 1977.
 Climent, M. A; Carmen Andrade; Vera, G.; López, Jesus F; Viqueira, Estanislao, A test method for measuring chloride diffusion coefficients through nonsaturated concrete, Part I. The instantaneous plane source diffusion case, Cement and Concrete Research, 2002, p. 1113-1123.

- Gil, C.A. Influencia del contenido de humedad del hormigón sobre la difusividad del ión cloruro. Madrid, 2009, Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias, Departamento de Química-Física Aplicada da Universidad Autónoma de Madrid, España, 251 p.
- Guimarães, A.T.C; Helene, P.R.L. Chloride Diffusion and the Influence of the Saturation Degree of the Concrete, 2002, Proceedings of the Third International RILEM Workshop, 9-10 September 2002, Madrid, Spain, p. 237-256.
- Guimarães, A.T.C; Helene, P.R.L. Grau de saturação do concreto: um importante fator na difusão de cloretos, Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº 2, p.55-64, Maio, 2001.
- Guimarães, A. T.C.; Climent, M.A.; Vera, G.de; Vicente, F.J.; Rodrigues. F.T.; Andrade, C. Determination of chloride diffusivity through partially saturated Portln cementt concrete by a simplified procedure, Construction and Building Materials 25, 2011, p.785-790
- Guimarães, A.T.C., Helene, P.R.L.; Models of Variation of chloride ion diffusion as a function of changes in the saturation degree (SD) of concrete mixes prepared with pozzolanic cement, Proceedings of the International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures, 5-6 November 2007, Guimarães, Portugal, p. 63-70.
- Guimarães, A.T. C., Helene, P.R.L.; The Moisture Effect on the Diffusion of Chloride Ion in Hydrated Cement Paste. In: Symposium on Marine Corrosion in Tropical Environments, 2000, Orlando. Marine Corrosion in Tropical Environments - ASTM STP 1399. Chelsea: S. W. Dean, G. H. Delgadillo, J. B. Bushman, Eds., 2000. p. 135-149.
- Guimarães, A. T. C., Helene, P.R.L.; Comportamento ao Longo do Tempo de um Perfil de Cloreto formando Pico. Teoria e Prática na Engenharia Civil, v. 10, p. 39-45, 2007.
- Metha, Povindar Kumar, tradução de Monteiro, Paulo J.M., Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais, 1994.
- Nielsen, Erik P; Geiker, Mette R; Chloride diffusion in partially saturated cementitious material, Cement and Concrete Research, 2003, p. 133-138.
- Rodrigues, Felipe Tréz, Medição do grau de saturação e a difusão de íons cloreto em concreto executados com cimento de alta resistência inicial, Rio Grande (2009). Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande, RS, Brasil, 149 p.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste artigo.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

ALGORITMO FAST-TIME E INDICADORES GRÁFICOS PARA ANÁLISE DE TRAJETÓRIAS ASSISTIDAS POR REBOCADORES EM ÁGUAS RESTRITAS E CONDIÇÕES AMBIENTAIS DIVERSAS

Felipe Lopes de Souza¹, Felipe Ruggeri², Rodrigo Sauri Lavieri³, Eduardo Aoun Tannuri⁴

¹²³⁴ Universidade de São Paulo

Tanque de Provas Numérico

Avenida Professor Mello Moraes, 2231, Cidade Universitária, São Paulo, SP, Brasil

e-mail: *¹felipe.lopes.mecatronica@gmail.com; ²felipe.ruggeri@gmail.com; ³rlavieri@gmail.com;

⁴eduat@usp.br

RESUMO

Esse trabalho apresenta uma proposta de implementação de um algoritmo fast-time para simulação de manobras de navios, ou seja, um simulador com modelos simplificados que permite análises rápidas tanto para simulações massivas, usadas para otimizações e levantamentos estatísticos, como para auxiliar a tomada de decisões de operação em tempo real. Nesse contexto, também são propostos indicadores gráficos que facilitam a interação com o usuário, cada qual justificado dentro de seu escopo com exemplos de aplicação. Mantendo o foco em trajetórias assistidas por rebocadores em águas restritas, condição das manobras portuárias, os modelos dinâmicos são selecionado com base no trade-off entre tempo de execução e precisão, de modo que fatores como forças ambientais de vento, correnteza e onda, ou a dinâmica dos rebocadores e propulsores envolvidos, tenham o mínimo de representatividade para garantir a confiabilidade dos resultados. Ao final, são propostas algumas melhorias e outras aplicações que podem ser exploradas com algumas modificações no algoritmo.

Palavras-chave: Algoritmo Fast-Time, Simulador, Modelo Dinâmico, Forças Ambientais, Alocação de Empuxo

1. INTRODUÇÃO

Em se tratando da operação de embarcações, a navegação em águas restritas, principalmente atracação e desatracação, exige um estudo cuidadoso. Reconhecendo a dificuldade associada à tarefa, assim como anteendo os custos envolvidos em um eventual acidente, a legislação brasileira estabelece que o aportamento de navios de grande porte deve contar, de forma obrigatória, com a presença de um prático habilitado. Nesse contexto, algumas ferramentas são utilizadas com o objetivo de auxiliar a tomada de decisões como a escolha do número de rebocadores, as posições dos mesmos e a possibilidade de execução de trajetórias dadas condições ambientais arbitrárias.

Dentre as ferramentas disponíveis, simuladores *fast-time* apresentam um elevado custo-benefício, permitindo a análise massiva de uma combinação de fatores através de simulações computacionais com modelos dinâmicos simplificados (com menos graus de liberdade e interações aproximadas), provendo, dessa forma, informações preliminares para embasar decisões em tempo real ou, até mesmo, simplificando possíveis ensaios em simuladores *full-mission*, com modelos mais realistas e intervenção humana. Nesse contexto, os simuladores *fast-time* são utilizados para selecionar condições críticas a serem verificadas no *real-time*, além de proverem métricas estatísticas quantitativas com relação à dificuldade da manobra em condições adversas.

Organizando o algoritmo na estrutura: definição do estudo (trajetória, posição e características dos rebocadores e propulsores, condições de vento, corrente e onda), cálculo de forças ambientais (considerando forças de corrente, vento e onda), cálculo das forças de manobra (através de modelos dinâmicos simplificados), alocação dos propulsores (necessária no caso de problemas sobre-atuados) e pós-processamento (exposição de resultados para

auxiliar a tomada de decisões), o desenvolvimento de um simulador *fast-time* será apresentado, assim como propostas para indicadores gráficos, suas justificativas e exemplos de aplicação.

2. MODELOS

Os modelos utilizados para a dinâmica da embarcação e para o cálculo das forças ambientais foram baseados nas deduções de (Tannuri et al., 2014).

2.1. Dinâmica da Embarcação Principal

A formulação a seguir é válida no contexto de baixas velocidades e regiões limitadas no espaço, em que uma aproximação plana da calota esférica pode ser adotada (da ordem de dezenas de quilômetros). A baixa velocidade da manobra permite que os acoplamentos com os graus de liberdade fora do plano horizontal possam ser ignorados.

Parte-se da definição de dois sistemas de coordenadas, $OXYZ$, fixo, e $oxyz$, solidário à embarcação, Fig. 1:

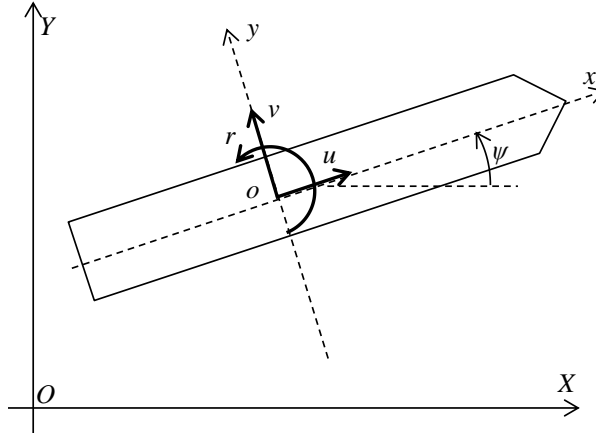


Figura 1. Sistemas de coordenadas e velocidades do navio, extraída de (Tannuri et al., 2014)

Em seguida, aplicam-se as leis de Newton, obtendo-se as relações nas Eq. (1), (2) e (3):

$$M(\dot{u} - rv - x_G r^2) = F_{x_{ext}} \quad (1)$$

$$M(\dot{v} + ru + x_G \dot{r}) = F_{y_{ext}} \quad (2)$$

$$I_z \dot{r} + M \cdot x_G (\dot{v} + ru) = M_{ext} \quad (3)$$

Sendo M a massa da embarcação, I_z a inércia, x_G a posição do centro de massa (em relação às coordenadas adotadas), $F_{i_{ext}}$ as forças externas, M_{ext} o momento externo, u e v as velocidades nas direções *surge* e *sway* e r a velocidade angular no grau de *yaw*.

As forças externas são classificadas em forças de manobra (causadas por propulsores e rebocadores), forças ambientais e forças potenciais. As forças potenciais são descritas na forma de massas adicionais, desprezando os amortecimentos potenciais para o movimento horizontal. Dessa forma, assumindo simetria ao longo de ox , o modelo final é descrito nas Eq. (4), (5) e (6):

$$(M + M_{11})\dot{u} - (M + M_{22})rv - (M \cdot x_G + M_{26})r^2 = F_{1E} + F_{1M} \quad (4)$$

$$(M + M_{22})\dot{v} + (M + M_{11})ru + (M \cdot x_G + M_{26})\dot{r} = F_{2E} + F_{2M} \quad (5)$$

$$(I_z + M_{66})\dot{r} + (M \cdot x_G + M_{26})\dot{v} + (M \cdot x_G + M_{26})ru = F_{6E} + F_{6M} \quad (6)$$

Com M_{ij} as massas adicionais, F_{iE} as forças ou momentos devido a fatores ambientais, F_{iM} as forças ou momentos de manobra e os subscritos 1, 2 e 6 referentes, respectivamente, aos graus de liberdade *surge*, *sway* e *yaw*.

A conversão entre os sistemas $OXYZ$ e $oxyz$ é descrita em (Fossen, 2002), Eq. (7) e (8):

$$U = \eta(\psi) \dot{\mathbf{x}}_{XYZ} \quad (7)$$

$$\dot{U} = \eta(\psi) \ddot{\mathbf{x}}_{XYZ} + r \cdot \dot{\eta}(\psi) \dot{\mathbf{x}}_{XYZ} \quad (8)$$

Dessa forma, é possível descrever uma trajetória no plano e calcular as forças de manobras necessárias utilizando as velocidades, $\dot{\mathbf{x}}_{XYZ}$, acelerações, $\ddot{\mathbf{x}}_{XYZ}$, e a matriz de rotação em função do aproamento, $\eta(\psi)$.

2.2. Interações Ambientais

Foram consideradas as interações ambientais de vento, correnteza e onda, sendo as características de cada componente constantes em toda região da manobra.

As forças de correnteza são estimadas através da integração numérica de forças atuantes em seções da embarcação, sendo que a velocidade na seção, \vec{V}_{crx} , e a incidência, ψ_{crx} , em cada posição x são obtidas pelas Eq. (9) e (10), em função das velocidades do navio e da velocidade da correnteza no estudo, \vec{V}_c .

$$\vec{V}_{crx} = \begin{pmatrix} u_{rx} \\ v_{rx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u \\ v + rx \end{pmatrix} - \vec{V}_c \begin{pmatrix} \cos \psi & -\sin \psi \\ \sin \psi & \cos \psi \end{pmatrix} \quad (9)$$

$$\psi_{crx} = \pi + \arctan(v_{rx} / u_{rx}) \quad (10)$$

A integração é realizada levando-se em conta a massa específica da água ρ , o comprimento do navio L , o calado T e os coeficientes de força de corrente C_i para cada direção, obtidos com ensaios em águas rasas, Eq. (11), (12) e (13):

$$X_c = \frac{1}{2} \rho T \int_{-L/2}^{L/2} C_x(\psi_{crx}) V_{crx}^2 dx \quad (11)$$

$$Y_c = \frac{1}{2} \rho T \int_{-L/2}^{L/2} C_y(\psi_{crx}) V_{crx}^2 dx \quad (12)$$

$$N_c = \frac{1}{2} \rho T \int_{-L/2}^{L/2} (C_y(\psi_{crx}) V_{crx}^2 - C_y(\psi_{cr}) V_{cr}^2) x dx - \frac{1}{2} \rho T L^2 C_z(\psi_{cr}) V_{cr}^2 \quad (13)$$

Sendo as forças obtidas X_c , Y_c e o momento N_c .

As forças de vento seguem uma estrutura semelhante, porém são simplificadas desprezando-se as variações de velocidade e direção de incidência nas seções, Eq. (14), (15) e (16):

$$X_v = \frac{1}{2} \rho_a C_{Vx}(\beta_V) A_F V_v^2 \quad (14)$$

$$Y_v = \frac{1}{2} \rho_a C_{Vy}(\beta_V) A_L V_v^2 \quad (15)$$

$$N_v = \frac{1}{2} \rho_a C_{Vz}(\beta_V) L A_L V_v^2 \quad (16)$$

Sendo ρ_a a massa específica do ar, V_v a velocidade relativa do vento, A_F e A_L as áreas emersas frontal e lateral, C_{Vi} os coeficientes de vento e β_V o ângulo de incidência relativo aos eixos do corpo. As forças finais são X_v , Y_v e o momento N_v .

Ao final, as forças de deriva em função das ondas são calculadas a partir da teoria potencial, considerando velocidade de avanço igual à zero para a definição dos coeficientes, aproximação válida pra manobras de baixa velocidade.

2.3. Dinâmica dos Propulsores e Rebocadores

A dinâmica dos propulsores e rebocadores é considerada como uma restrição ao algoritmo de alocação de empuxo, servindo como indicador de variações bruscas de forças de manobra, situação importante para evidenciar trajetórias extremas para uma dada condição ambiental.

Para evitar uma penalização excessiva do tempo de execução e evitar utilizar informações não obtidas facilmente, optou-se por simplificar a dinâmica pela máxima variação possível nos valores de força (valores em tf/s – tonelada força por segundo, 9,8kN/s) e ângulo ($^{\circ}/s$ – graus por segundo), sendo o último utilizado no caso de lemes, propulsores azimutais e rebocadores com cabo longo. Dessa forma, os rebocadores podem ser tratados como propulsores extras.

No caso dos propulsores principais, a atuação dos lemes é considerada como se toda a força do propulsor fosse inclinada na direção do leme, sendo que tal inclinação é desconsiderada quando o propulsor reverte.

Aliando a dinâmica com as restrições limites de ângulos e forças, a aproximação é suficiente para descrever propulsores principais, propulsores azimutais (sem restrições de ângulo), propulsores em túnel (restrições fixas de ângulo), rebocadores com cabos curtos (ângulo fixo, permitindo a atuação em reverso) e rebocadores com cabos longos (amplitude maior de ângulos, sem permitir atuação em reverso), representando a maior parte das configurações adotadas nas aplicações alvo. A Figura 2 contém um exemplo da simplificação, mostrando os intervalos possíveis de ângulos e forças para um rebocador de cabo longo na proa, dois rebocadores de cabo curto no costado e propulsores principais com os respectivos lemes na popa:

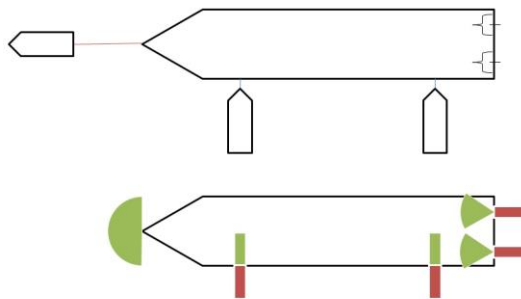


Figura 2. Simplificação da dinâmica dos propulsores e rebocadores, atuação em reverso em vermelho

3. ALGORITMO FAST-TIME

3.1. Organização Geral

Com os modelos definidos, o algoritmo é estruturado objetivando estimar a utilização dos rebocadores e dos propulsores da embarcação. Para tanto, uma trajetória é definida, as forças de aceleração são calculadas a partir da mesma e as forças ambientais subtraídas, obtendo-se as forças de manobra. As forças resultantes são alocadas entre os propulsores disponíveis, minimizando a potência total dado um conjunto de restrições. O fluxograma do algoritmo é apresentado na Fig. 3. Antevendo futuros avanços na área, execuções em que os instantes de tempo são paralelizáveis estão representadas em verde.

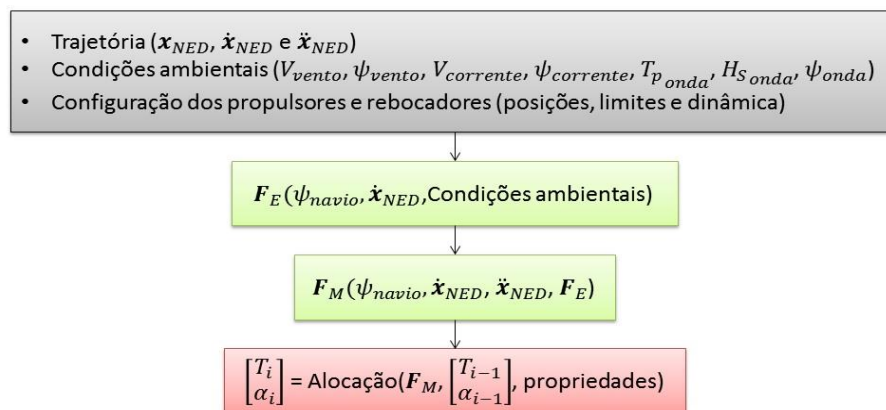


Figura 3. Fluxograma do algoritmo

Devido às restrições dinâmicas, a alocação em um instante depende da posição dos propulsores no instante anterior, não podendo ser executada de forma distribuída.

3.2. Algoritmo de Alocação

O algoritmo de alocação de empuxo tenta minimizar a potência total demandada por uma dada tríade de forças de manobra. Essa abordagem é interessante pois equilibra a utilização dos propulsores, adiando, tanto quanto possível, a saturação dos mesmos, além do reflexo natural nos custos da operação (consumo de combustível).

A função objetivo foi escolhida com base na relação típica entre a potência necessária P e o empuxo T gerado por um motor, (De Wit, 2009), Eq. (17):

$$\begin{cases} Pot(T) = (P_{\max} - P_{\min}) \left(\frac{|T|}{T_{\max}} \right)^\eta + P_{\min} \\ 1,3 < \eta < 1,7 \end{cases} \quad (17)$$

As restrições impostas levam em conta os limites dos propulsores, as dinâmicas dos mesmos e a somatória de forças de manobra que deve ser fornecida. A formulação final do problema consta na Eq. (18):

$$\begin{cases} \min Pot(T_i) = \sum k_i |T_i|^{1,5} \\ \sum F_{Prop}(\alpha_i, T_i) = F_M \\ T_i > \lambda_{Ti}^-, T_i < \lambda_{Ti}^+ \\ \alpha_i > \lambda_{\alpha i}^-, \alpha_i < \lambda_{\alpha i}^+ \end{cases} \quad (18)$$

A potência foi simplificada de forma a necessitar de um único parâmetro k para descrever cada propulsor, λ_{Ti}^- e λ_{Ti}^+ são, respectivamente, os limites inferiores e superiores de empuxo e $\lambda_{\alpha i}^-$ e $\lambda_{\alpha i}^+$ os limites inferiores e superiores de ângulo.

As não linearidades da função objetivo e da restrição de somatória de forças exigem o uso de programação não linear para encontrar o mínimo local. Dentre os algoritmos possíveis, optou-se pelo SQP (*Sequential Quadratic Programming*), que permite, se valendo da existência da segunda derivada tanto da função objetivo como das restrições, aproximar regiões do espaço por uma sequência de problemas de otimização quadrática, utilizado, com sucesso, por (De Wit, 2009).

4. INDICADORES GRÁFICOS

Dois tipos de indicadores gráficos foram estudados: os que mostram informações para uma manobra específica, com o intuito de facilitar decisões sobre a mesma, e os que mostram estatísticas sobre um conjunto de manobras, permitindo análises por período ou comparações em estudos massivos.

De forma a facilitar a leitura dos usuários, os gráficos foram expressos em unidades recorrentes na área, a Tabela 1 estabelece a relação entre as mesmas e o sistema internacional de unidades:

Tabela 1. Conversão entre unidades utilizadas e o sistema internacional	
Utilizado	SI
Tonelada força (tf)	9800 N
Nós (knots)	0,514 m/s
Graus por minuto (°/min)	0,0003 rad/s

4.1. Gráficos para manobras específicas

O intuito desse primeiro grupo de indicadores é fornecer informações detalhadas sobre a execução de uma determinada manobra.

Inicialmente, são mostradas as propriedades específicas da manobra, que independem do número de rebocadores e propulsores e da alocação dos mesmos, contidas nos gráficos de forças ambientais, Fig. 4, e de forças de manobra, Fig. 5.

O intuito dos gráficos iniciais é servir como base de comparação pra avaliar os gráficos de alocação, assim como revelar as forças ambientais críticas, evidenciando, por exemplo, condições em que a corrente, ventos ou ondas superam níveis aceitáveis.

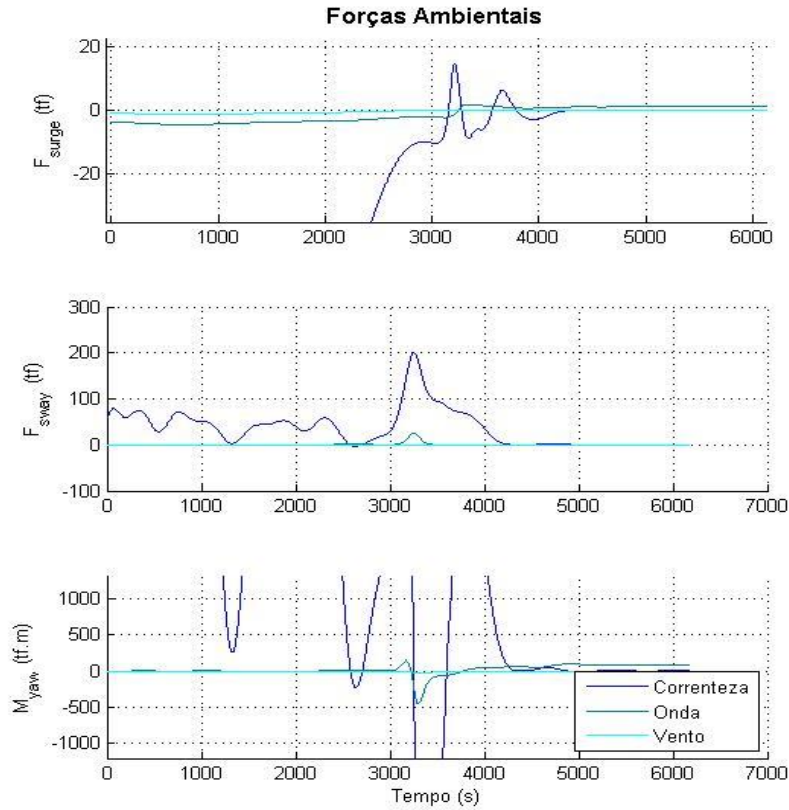


Figura 4. Forças ambientais por componentes, evidenciando forte correnteza

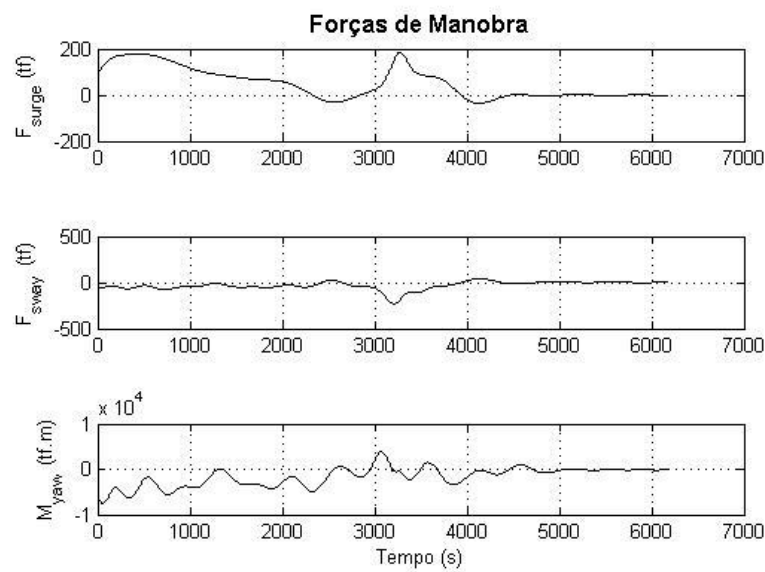


Figura 5. Forças de manobra

Em seguida, gráficos mostram a força e os ângulos alocados em cada propulsor e rebocador, como exemplificado na Fig. 6. Tais gráficos podem ser interessantes para indicar regiões em que o número de rebocadores deve ser alterado, para mais ou para menos, ou então indicar trajetórias em que é possível um único rebocador atuando em posições diferentes durante etapas complementares, se movendo da popa para o costado, por exemplo.

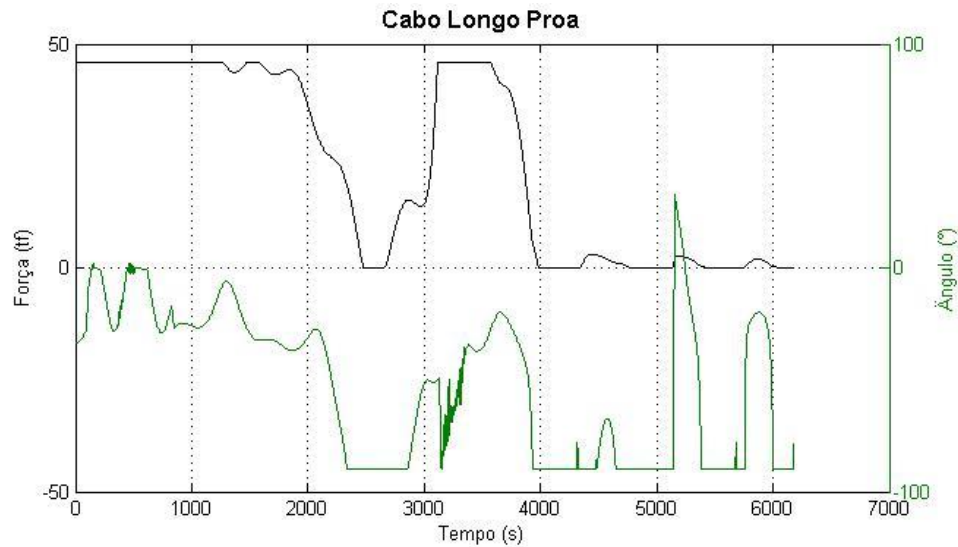


Figura 6. Exemplo de gráfico de alocação de propulsor, evidenciando saturação do mesmo

De forma a sumarizar as informações apresentadas nos gráficos de alocação, um gráfico de porcentagem de utilização compara os diferentes propulsores, Fig. 7. Espera-se que, na maior parte do tempo, a utilização dos propulsores esteja abaixo de 60%, indicando que existe segurança na manobra. O gráfico também pode ser interessante para previsões de gasto de combustível, quando analisando condições ambientais médias para diferentes períodos do ano.

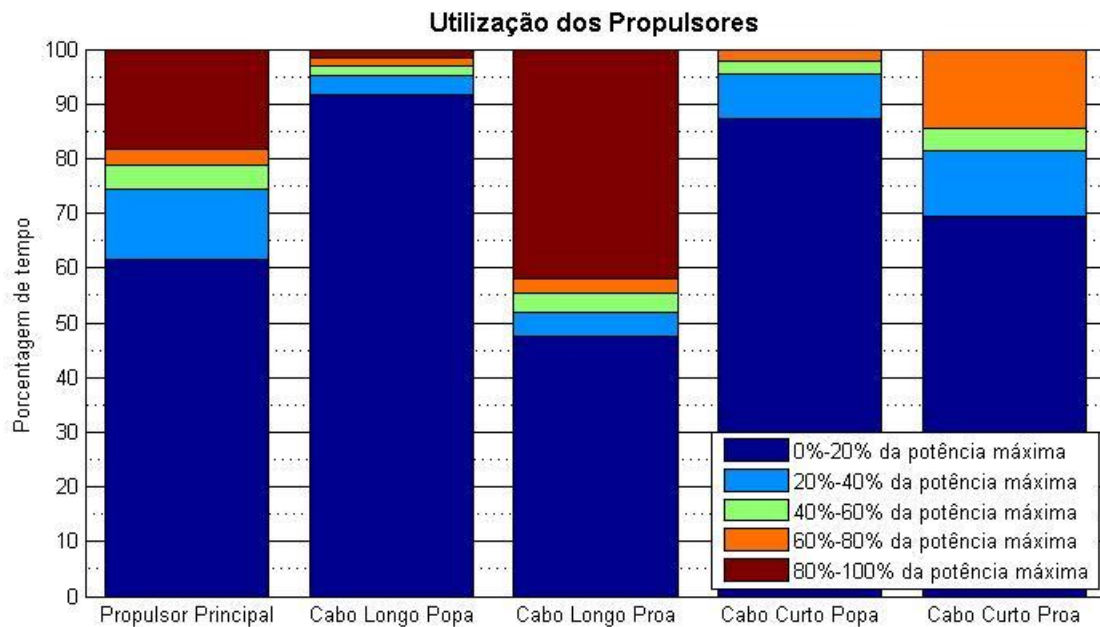


Figura 7. Gráfico de porcentagem de utilização dos propulsores, evidenciando uma manobra não segura

Por fim, é possível visualizar a manobra na carta náutica, permitindo verificar se a trajetória estudada encontra-se na zona permitida. Também são desenhados vetores representando as forças dos rebocadores e as forças ambientais com seus respectivos pontos de aplicação, podendo ser utilizados para definir a posição de rebocadores, Fig. 8.

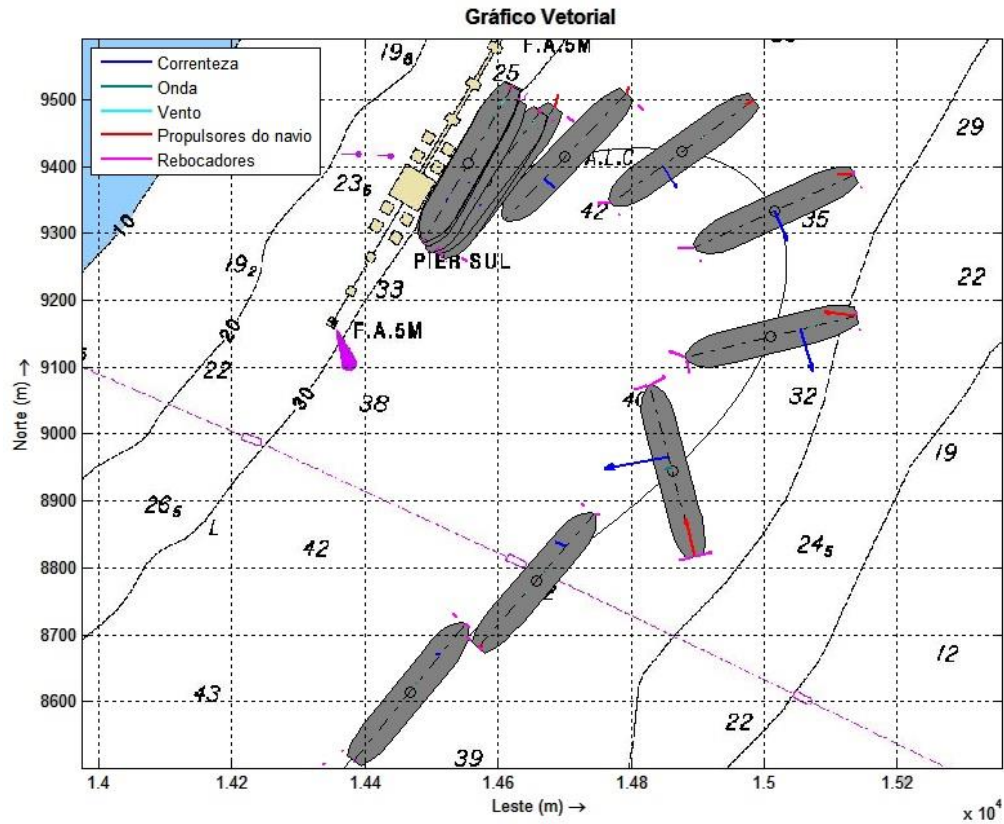


Figura 8. Gráfico vetorial, evidenciando que um rebocador no centro do costado pode ser mais eficiente

4.2. Gráficos para longos períodos e estudos massivos

O objetivo do segundo tipo de gráfico é fornecer estatísticas mais genéricas que permitam planejamentos de longo prazo de custos, janela de operação, rodízio de rebocadores, etc, e métricas mais simples para comparar estudos massivos com diversas trajetórias, condições ambientais e configurações de rebocadores.

O gráfico de carga média nos rebocadores, Fig. 9, é interessante tanto para análises massivas, como o estudo de diferentes configurações de rebocadores ou trajetórias possíveis, permitindo descartar várias soluções consideravelmente piores, como para elaborar histogramas em relação à segurança de uma dada trajetória sob a influência de condições ambientais em diferentes períodos do ano, ou até mesmo horas do dia (influência da maré). Um exemplo de utilização seria organizar a escolha de berços de atracação de acordo com o horário, permitindo que manobras mais simples ocorram em períodos do dia em que as correntes são desfavoráveis.

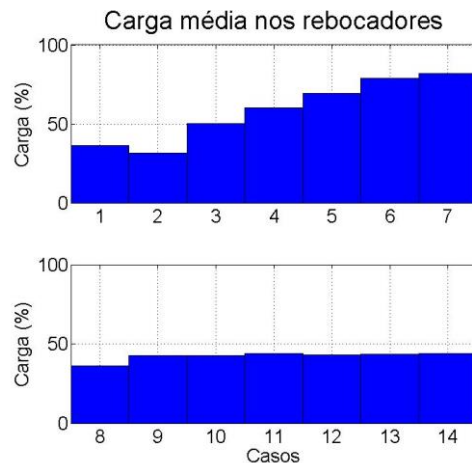


Figura 9. Gráfico de carga média nos rebocadores

Gráficos de carga média nos rebocadores em função das condições ambientais, Fig. 10, são interessantes para as análises de janelas de operação de uma dada configuração. Exemplos seriam determinar até qual condição é seguro realizar uma determinada trajetória ou até qual condição é seguro usar um número reduzido de rebocadores.

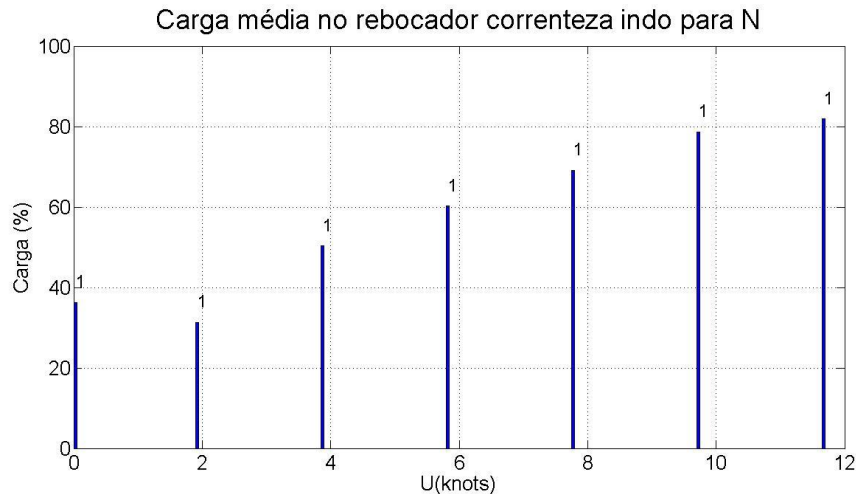


Figura 10. Gráfico de carga média nos rebocadores por condição ambiental

O último gráfico, também baseado em carga média, foca-se na carga média em cada posição de rebocador ao longo de um período de tempo, Fig. 11. Esse gráfico pode ser interessante para pautar decisões sobre o tipo de rebocador a ser utilizado ou, até mesmo, para definir configurações padrões que respondem bem em um determinado período do ano ou determinada trajetória, simplificando estudos futuros mais detalhados.

Distribuição media anual das cargas nos rebocadores



Figura 11. Gráfico de carga média por rebocador

5. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Algumas mudanças de modelo ainda podem ser feitas objetivando reduzir o tempo de execução do algoritmo, aumentando o número de casos avaliados e, por conseguinte, permitindo resultados mais acurados tanto em simulações para levantamentos estatísticos quanto em otimizações de trajetória que exijam uma resposta em tempo real para tomada de decisões. Dentre as mudanças, o pré-processamento das forças ambientais pode vir a ser interessante para análises massivas (diversas trajetórias, condições ambientais e configurações de rebocadores), buscando simplificar o modelo na forma de superfícies interpoladas em função das velocidades relativas de cada condição, diminuindo o tempo de cada iteração.

Aplicações extras também podem vir a ser desenvolvidas. Como o algoritmo proposto permite análises de diversas trajetórias, o mesmo pode ser tratado como modelo de um algoritmo maior, que objetive encontrar a trajetória ótima para uma dada configuração de propulsores aliada a uma dada condição ambiental, podendo vir a servir no desenvolvimento de controladores sofisticados.

Outra extensão possível seria alocar as curvas de atuação de propulsor, ao invés de forças ponto a ponto. Dessa forma, iterações de otimização que não convergiram por violar restrições dinâmicas podem vir a encontrar soluções através de mudanças em iterações anteriores, abordando o problema de forma completa (piloto onisciente). A implementação de uma lógica em malha fechada também poderia resolver o problema, guiando o sistema quando algumas forças não podem ser alocadas e a trajetória se deteriora.

6. CONCLUSÕES

Cumprindo o objetivo de ser veloz, o algoritmo, aliado aos indicadores, é capaz de fornecer informações prévias valiosas para os operadores, como reforçam as conclusões obtidas nas análises gráficas.

Em relação aos modelos, a simplificação dos rebocadores e propulsores permitiu diminuir o custo computacional de cada iteração, evitando prejudicar o modelo da embarcação principal. Dessa forma, a dinâmica total do sistema ficou próxima ao real, já que o navio principal é o maior responsável tanto pelas forças ambientais como pelas forças de aceleração oriundas de sua dinâmica.

Em uma próxima etapa, é interessante que o algoritmo e os indicadores propostos sejam testados pelos usuários finais, a fim de adequá-los às realidades e necessidades da área.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Gerência de Novas Operações da Petrobras, pela motivação e participação nos desenvolvimentos aqui relatados, e às agências FAPESP, ANP, CAPES e CNPQ pelas bolsas de estudo e pesquisa concedidas.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

De Wit, C., “Optimal Thrust Allocation Methods for Dynamic Positioning of Ships”. Master Thesis presented to Delft Institute of Applied Mathematics, Delft University of Technology, Holland, 2009.

Fossen, T., “Marine Control Systems – Guidance, Navigation and Control of Ships, Rigs and Underwater Vehicles”. Marine Cybernetics AS, 2002.

Tannuri, E. A.; Rateiro, F.; Fucatu, C. H.; Ferreira, M. D.; Masetti, I. Q.; Nishimoto, K.. “Modular Mathematical Model for a Low-Speed Maneuvering Simulator”. In proceedings of the ASME 33th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering OMAE 2014, São Francisco, 2014.

9. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

ALGORITMO PARA DEFINIÇÃO DO CALADO MÁXIMO SEGURO DE EMBARCAÇÕES EM CANAIS PORTUÁRIOS COM MONITORAMENTO EM TEMPO REAL DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS

Felipe Ruggeri¹, Paula Cyrineu Araujo², Eduardo Aoun Tannuri³

¹Argonáutica Engenharia e Pesquisas
Avenida Professor Mello Moraes, 2231, Cidade Universitária - São Paulo, SP, Brasil
e-mail: ruggeri@argonautica.com.br

² Universidade de São Paulo
Tanque de Provas Numérico
Avenida Professor Mello Moraes, 2231, Cidade Universitária - São Paulo, SP, Brasil
e-mail: paula.cyrineu@gmail.com

³ Universidade de São Paulo
Tanque de Provas Numérico
Avenida Professor Mello Moraes, 2231, Cidade Universitária - São Paulo, SP, Brasil
*e-mail: eduat@usp.br

RESUMO

A definição do calado máximo com que as embarcações podem entrar/deixar o porto é tradicionalmente realizada através de uma regra estática, que considera somente a profundidade de projeto do canal e a maré, independentemente das condições ambientais, o que pode tornar a navegação insegura ou ineficiente, limitando o calado dos navios excessivamente. Uma tendência mundial é a utilização do calado dinâmico, em que o calado máximo com que a embarcação pode navegar no canal de acesso é definido em função das condições ambientais monitoradas e modelos numéricos para cálculo das contribuições de trim, squat e movimento em ondas, garantindo, assim, maior segurança e eficiência. A metodologia para definição das diversas contribuições do afundamento é apresentada, assim como uma interface desenvolvida para simples visualização dos resultados, permitindo o uso cotidiano. A metodologia do calado dinâmico é aplicada para um porto genérico que recebe embarcações do tipo capesize, comparando-se os calados utilizados para 73 embarcações com o máximo permitido pela ABNT-NBR e PIANC e mostrando, assim, os ganhos em termos de aumento do calado médio.

1. INTRODUÇÃO

Os portos brasileiros estão em grande parte localizados próximos à costa, de forma que o acesso ocorre por meio de canais não naturais, que sofrem processos de dragagem e derrocamentos para aumento da profundidade natural da região de acesso, de forma a permitir que embarcações de maior calado possam acessar a região portuária sem risco de toque no fundo, garantindo assim a viabilidade econômica e competitividade. Entretanto, esse tipo de intervenção costuma ter benefício limitado, uma vez que modificar e manter a nova batimetria da região representa um custo expressivo em função do assoreamento.

Os critérios adotados tradicionalmente nos portos brasileiros consideram que o calado máximo com que uma embarcação pode navegar no canal de acesso depende da profundidade homologada do canal e da condição de maré, independentemente da condição de onda atuante no local no instante de entrada/saída da embarcação. Esse critério, geralmente, produz um calado bastante conservador e, portanto, reduz a capacidade de movimentação de carga do terminal, sendo que, em condições extremamente desfavoráveis, pode levar a situações inseguras com relação ao fundo da embarcação tocar o fundo do canal, podendo produzir danos à embarcação.

Por outro lado existe um aspecto econômico importante em permitir que as embarcações possam entrar/sair do porto em calados maiores de forma segura, uma vez que a quantidade de carga aumenta significativamente como, por exemplo, para um porta-container típico no porto de Santos que deixa de transportar 80 containers (1.000 ton) para cada 10cm a menos de calado permitido (Economia, 2014).

Os principais fatores para definição do calado máximo da embarcação são o tamanho, tipo, maré, correnteza, velocidade de navegação e ondas atuantes. O tamanho da embarcação e tipo, que dependem da carga transportada, são importantes porque definem as características dinâmicas do navio, de forma que os períodos naturais e amplitudes dos operadores de resposta sofrem grande influência dessas características. Além disso, o movimento em ondas da embarcação é fortemente dependente da altura, direção e período da onda, cuja incidência depende do aproamento durante a navegação no canal. A velocidade da embarcação e correnteza são importantes na definição do *squat*, isto é, afundamento dinâmico da embarcação em função da interação com o fundo da região do canal, sendo que, assim como o movimento em ondas, sofre grande influência da folga sob a quilha (“*underkeel clearance – UKC*”) e, portanto, da maré atuante do local. Dessa forma, sabe-se que, seguindo uma metodologia racional para cálculo dos afundamentos máximos da embarcação, seria possível operar sempre no calado máximo sem risco de toque no fundo, produzindo, assim, maior segurança e eficiência nas operações portuárias.

Um conceito bastante adotado no exterior é a utilização de um calado dinâmico (PIANC, 2014), em que as condições ambientais são monitoradas em tempo real e, a partir desses dados ou previsões das condições ambientais, o calado máximo seguro da embarcação é definido, de forma a maximizar a quantidade de carga transportada e reduzir as janelas de espera nos locais de fundeio.

Esse trabalho apresenta os fundamentos básicos para cálculo de calado dinâmico, seguindo as recomendações da PIANC (2014) com relação aos critérios de segurança da operação, sendo que as diversas componentes que contribuem para os afundamentos da embarcação são calculadas através de modelos numéricos e regressões. Esse estudo será focado em embarcações do tipo *capsize*, que transportam granéis sólidos como minério de ferro. Como trata-se de embarcações de grandes dimensões, com grandes restrições de calado operacional em portos brasileiros, esse caso foi analisado em maiores detalhes para um porto hipotético brasileiro, incluindo a comparação com uma regra estática baseada somente na maré.

Uma vez que mesmo embarcações de porte semelhante variam em termos de dimensões principais, um software foi desenvolvido para definir, automaticamente, o calado máximo permitido em função das dimensões principais da embarcação e das condições ambientais atuantes.

2. CRITÉRIO PARA SEGURANÇA COM RELAÇÃO AO TOQUE NO FUNDO DO CANAL

O calado máximo para navegação do canal depende essencialmente do critério adotado como seguro com relação ao risco de toque no fundo, sendo neste trabalho comparados os critérios da ABNT-NBR 13246 e PIANC 2014. A NBR13246 recomenda como verificação de folga sob a quilha as contribuições mostradas na Figura 1, adotadas a partir da profundidade de projeto do canal, que são, essencialmente, o *trim* e banda estáticos que a embarcação apresenta na saída do porto e o *squat*, isto é, o efeito de interação da embarcação com o leito do canal e movimento em ondas, sendo que esse último considera os diversos pontos do fundo do navio. Adicionalmente, existe uma folga adicional de segurança, cujo valor depende da natureza e severidade do toque no fundo, variando de 0.3m para fundo arenoso até 1.0 para fundo rochoso. Entretanto, a ABNT também define uma folga mínima de 10% do calado como margem de segurança, de forma que o cálculo das contribuições de onda, *trim*, *squat* e folga adicional são comparados com esse 10%, adotando-se sempre o menor calado, como forma conservadora de análise.

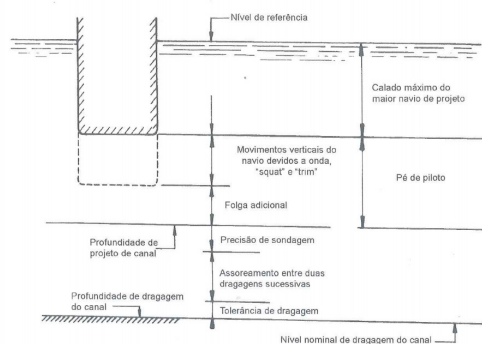


Figura 1 - Contribuições utilizadas para estimativa de folga sob a quilha segundo a (ABNT, 1995)

O critério da PIANC recomenda a consideração de um número bem maior de fatores, conforme pode ser visto na Figura 2, sendo muitos deles de difícil mensuração prática, como a incerteza na definição do calado que depende, essencialmente, do treinamento/prática dos operadores. As contribuições de banda dinâmica devido a vento e

manobra foram desprezadas nesse estudo, no primeiro caso devido à área vélica reduzida para embarcações *capsize*, e no caso da manobra, supomos um canal de acesso bem delimitado e trechos retos, de forma que, devido à baixa velocidade da realização das manobras, a influência da banda dinâmica é também desprezível. Além disso, as incertezas devido à aferição do calado durante a desatracação não foram consideradas por serem um item de complexa definição, assim como as variações de densidade da água, já que o porto das embarcações tipo e rotas existentes não consideram a passagem por rios. Dessa forma, a única contribuição adicional considerada foi uma folga adicional de 0.5m, sugerida como recomendação de margem de segurança dos cálculos, supondo que essa margem é suficiente para garantir a manobrabilidade do navio.

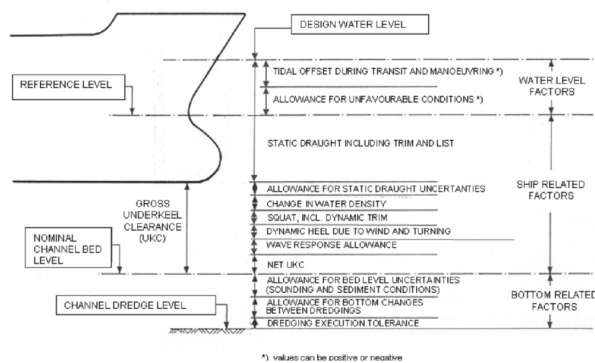


Figura 2 - Contribuições utilizadas para estimativa de folga sob a quilha (PIANC, 2014)

Dessa forma pode-se dizer que as contribuições consideradas são o calado estático, *trim* estático, *squat*, maré e movimento em ondas para ambos os critérios, variando somente a folga adicional requerida pelas normas.

5. METODOLOGIA

A metodologia para cálculo de folga sob a quilha adota como contribuições verticais *trim*, banda, *squat* e movimento em ondas, considerando os efeitos de interação com o fundo, inclusive as variações de UKC1 devido à maré. Deve-se ressaltar que o efeito *squat* considera tanto a velocidade de avanço da embarcação quanto a correnteza para computar o afundamento vertical. Os cálculos de correção de afundamento devido ao *trim*, banda e movimento em ondas adotam a hipótese de linearidade, no caso de *trim* e banda, com os respectivos ângulos e para o comportamento em ondas com a amplitude da onda incidente.

O afundamento máximo de um ponto genérico (x,y) do casco é calculado através da Eq. (1), em que T_{med} é o calado médio da embarcação, $\Delta z_{trim}(x,y)$ é a contribuição de *trim* e banda para cada ponto do fundo do casco, Δz_{squat} a contribuição devido ao *squat* e $\Delta z_{ondas}(x,y)$ o movimento em ondas.

$$\Delta z(x,y) = T_{med} + \Delta z_{trim}(x,y) + \Delta z_{squat} + \Delta z_{ondas}(x,y) \quad (1)$$

Entretanto, uma vez que as contribuições variam para cada ponto do fundo da embarcação e a definição do local crítico não é trivial devido às diversas contribuições de naturezas diferentes, foi criada uma sequência de diversos pontos candidatos a toque no fundo, conforme mostrado na Figura 3.



Figura 3 – Exemplo de pontos adotados para análise de toque no fundo

As direções de aproamento da embarcação e direção de onda seguem a convenção mostrada na Figura 4, em que ψ corresponde ao aproamento e α a direção da onda incidente, cujos valores são medidos a partir do norte no sentido horário.

¹ Underkeel Clearance

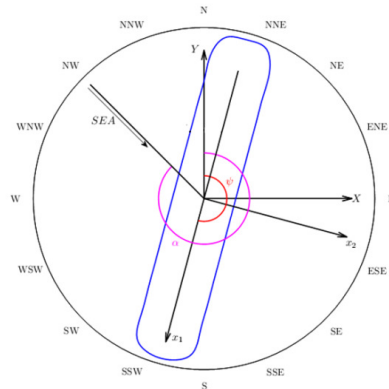


Figura 4 - Convenção de valores dos ângulos adotados no software.

1.1. TRIM

A contribuição devido ao *trim* e banda da embarcação para um ponto de coordenadas genéricas (x, y) é calculada a partir da Eq. (2), em que β_1 é o ângulo de *trim*, β_2 o ângulo de banda e o par (x_{cf}, y_{cf}) representa as coordenadas no plano XY do centro de flutuação da embarcação. Deve-se ressaltar que a convenção adotada supõe que para ângulos positivos de *trim* a embarcação se encontra derrabada, enquanto que para valores negativos a mesma se encontra abicada. A convenção de banda supõe que valores positivos implicam na elevação do costado a bombordo e consequente diminuição a boreste.

$$\Delta z_{trim}(x, y) = \beta_1(x - x_{cf}) - \beta_2(y - y_{cf}) \quad (2)$$

A contribuição devido ao *squat* é calculada através do modelo proposto por ICORES2 (1980) através da Eq. (3), em que C_S é calculado através da Eq. (4), C_B é o coeficiente de bloco da embarcação, ∇ é o deslocamento em volume, L_{PP} é o comprimento entre perpendiculares, F_n o número de Froude de profundidade, este obtido através de (5), com h_{canal} sendo a profundidade do canal (homologada em 18.7m), h_{mare} o valor adicional devido a maré, V_{ship} a velocidade do navio, V_{corr} a velocidade de correnteza, θ_{corr} o aproamento da correnteza (em relação ao norte) e θ_{ship} o aproamento do navio e g a aceleração da gravidade. A expressão proposta já incorpora o valor máximo de *squat*, sem especificar exatamente o ponto de ocorrência desse máximo afundamento, uma vez que além do *sinkage* do casco completo, pode existir um *trim* dinâmico devido à interação com o fundo.

$$\Delta z_{squat} = C_S \frac{\nabla}{L_{PP}^2} \frac{F_n^2}{\sqrt{1 - F_n^2}} \quad (3)$$

$$C_S = \begin{cases} 1.7, & \text{se } C_B < 0.7 \\ 2.0, & \text{se } 0.7 < C_B < 0.8 \\ 2.4, & \text{se } C_B > 0.8 \end{cases} \quad (4)$$

$$F_n = \frac{V_{ship} + V_{corr} \cos(\theta_{corr} - \theta_{ship})}{\sqrt{g(h_{canal} + h_{mare})}} \quad (5)$$

Deve-se ressaltar que a fórmula proposta considera o canal como de profundidade constante e sem efeito dos taludes laterais. As previsões de *squat* utilizando a fórmula de ICORELS podem ser vistas para uma embarcação *capsize* de 320m de LOA, 52m de boca, 25m de pontal e 16.5m de calado na Figura 5 para a faixa de valores entre 4 e 10 nós.

² International Commission for the Reception of Large Ships

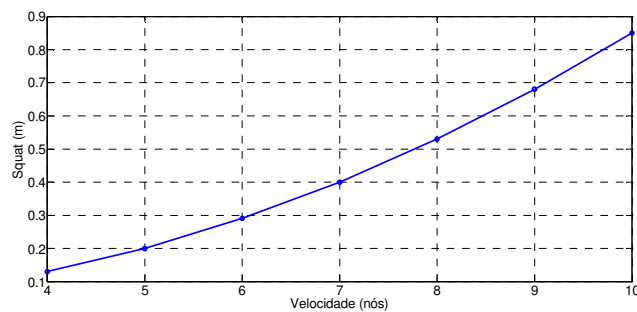


Figura 5 - Comparação de valores de *squat* utilizando a fórmula de ICORELS

1.2. MOVIMENTO EM ONDAS

O cálculo de movimento em ondas da embarcação foi realizado através de software de método de elementos de contorno no domínio da frequência, que permite a avaliação dos efeitos de interação entre casco, onda e fundo. Uma vez que o comportamento em ondas depende das dimensões da embarcação, posição do centro de gravidade e inércias, foram produzidos 3024 modelos de navio dentro das faixas de variação de parâmetros mostrada na Tabela 1, sendo que embarcações com tamanhos intermediários são interpolados. Nesses modelos são calculados os operadores de resposta da embarcação (RAOs), já inclusos os efeitos do *underkeel clearance*, ilustrados na Figura 6 para diversas folgas sob a quilha para os graus de liberdade de *heave* e *roll*. É importante notar que, além da alteração do período natural, ocorre também modificação do fator de amplificação, como efeito da interação com o fundo.

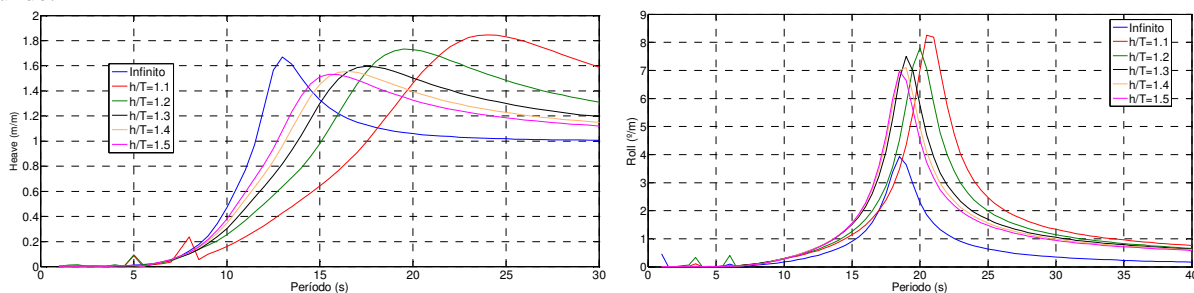


Figura 6 - Exemplo de variação dos RAOs de *heave* e *roll* com diferentes *underkeel clearance*

O efeito da direção da onda incidente pode ser verificado na Figura 7, em que se verifica a grande variação nas respostas da embarcação, de forma que a consideração da correta direção da onda incidente produz mudanças importantes na resposta do navio.

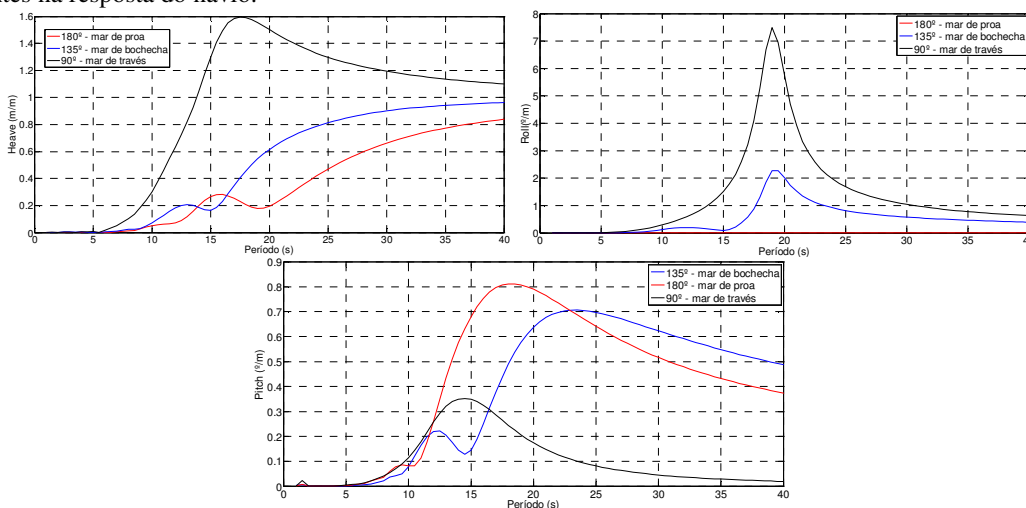


Figura 7 - Exemplo de variação dos RAOs de *heave*, *roll* e *pitch* para diferentes direções de incidência

Os operadores de resposta da embarcação são combinados com as coordenadas dos pontos no fundo da embarcação para obtenção dos movimentos máximos no fundo do navio, cujo cálculo da parcela vertical do movimento é dado

pela Eq. (6), em que z_G é o movimento de *heave*, α_1 é o *roll* e α_2 o *pitch*, cujos movimentos são dados na forma de um número complexo (para inclusão das fases).

$$\Delta z_{ondas}(x, y) = z_G + \alpha_1(y - y_G) - \alpha_2(x - x_p) \quad (6)$$

Deve-se ressaltar que cada ponto do fundo do casco possui um movimento com amplitude diferente, que deve ser compatibilizado com as contribuições de *trim* e banda correspondentes, sendo que para o cálculo de toque no fundo é considerado o ponto cuja soma dessas contribuições produz o maior afundamento.

Tabela 1 - Faixa de variação dos parâmetros das embarcações construídas

Variável	Mínimo	Máximo
LOA (m)	260.00	320.00
Boca (m)	40.00	55.00
Pontal (m)	22.00	26.00
Calado (m)	15.00	20.00
Maré (m)	0.00	2.50

Os operadores de resposta são combinados com espectros de mar padronizados Jonswap para definição dos momentos espectrais de primeira ordem, adotados para estimativa dos movimentos máximos da embarcação. O espectro padrão é dado pela Eq. (7) em que $\alpha = 0.0081$, H_s é a altura significativa do mar, $\beta = 5/4$, a é dado pela Eq. (8), γ pela Eq. (10) e σ pela Eq. (9). Nessas expressões, ω_p corresponde à frequência de pico do espectro e ω corresponde à frequência da onda para a qual se deseja avaliar a energia existente. Alguns exemplos de espectros de mar para altura significativa constante de 1m podem ser vistos na Figura 8, mostrando a variação do formato do espectro com o período de pico.

$$S(\omega) = \alpha H_s^2 \frac{\omega_p^4}{\omega^5} \exp\left(-\beta \frac{\omega_p^4}{\omega^4}\right) \gamma^a \quad (7)$$

$$a = \exp\left[-\frac{(\omega - \omega_p)^2}{2 \omega_p^2 \sigma^2}\right] \quad (8)$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.07, & \text{se } \omega \leq \omega_p \\ 0.09, & \text{se } \omega > \omega_p \end{cases} \quad (9)$$

$$\gamma = 6.4 T_p^{-0.491} \quad (10)$$

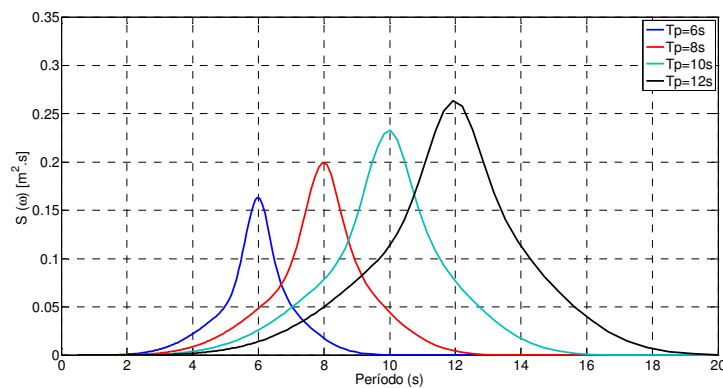


Figura 8 - Exemplo de espectros de mar para vários valores de T_p

O cálculo dos movimentos máximos devido a ondas da embarcação pode ser obtido de forma estatística através do momento espectral de ordem 0 (m_0) dos operadores de movimento vertical dos pontos no fundo da embarcação, dado através da Eq. (11), em que $H(\omega)$ corresponde ao RAO vertical do ponto do fundo do casco.

$$m_{0,p} = \int_0^{\infty} S(\omega) |H_p(\omega)|^2 d\omega \quad (11)$$

A amplitude do movimento máximo estatístico de cada ponto pode ser obtida através da Eq. (12), que é então combinada às demais contribuições para cálculo do movimento vertical máximo. Nessa faixa, está pressuposto que os valores não excedem 99.9% das ocorrências.

$$A_{max,p} = 2.1,87 \sqrt{m_{0,p}} \quad (12)$$

Deve-se ressaltar que os cálculos realizados consideram também a correção do espectro de ondas em função da velocidade relativa entre a onda e a embarcação (correção da frequência de encontro), seguindo a metodologia mostrada em (Lewis, 1989).

5. DEFINIÇÃO DO CALADO MÁXIMO

O cálculo do *squat* é influenciado tanto pela folga sob a quilha quanto pela velocidade de navegação no canal e pelo deslocamento, este dependente do calado da embarcação. Da mesma forma, o movimento em ondas também é dependente do calado e das condições ambientais, com diversas relações não lineares, dificultando a determinação do valor limite do calado.

$$\Delta z_{squat} = \Delta z_{squat}(T, V_{ship}, V_{corr}, h_{canal}, h_{mare}, \theta_{ship}, \theta_{corr}, L_{pp}, B, C_B) \quad (13)$$

$$\Delta z_{ondas} = \Delta z_{ondas}(T, h_{canal}, h_{mare}, L_{pp}, B, D, T_p, H_s, \theta_{dir}, x, y) \quad (14)$$

$$\Delta z_{trim} = \Delta z_{trim}(x, y) \quad (15)$$

O calado máximo é definido como a solução da equação não linear (16), em que $f(T)$ é a diferença entre a profundidade do canal adicionada à maré e as diversas contribuições devido à onda, *trim*, *squat* e a folga adicional requerida pela norma δ , sendo T_{MAX} o valor do calado máximo. Essa equação é resolvida pelo método de Newton.

$$f(T) = T + \Delta z_{squat}(T, V_{ship}, V_{corr}, h_{mare}, \theta_{ship}, \theta_{corr}, L_{pp}, B, C_B) + \Delta z_{trim}(x, y) + \Delta z_{ondas}(T, h_{mare}, L_{pp}, B, D, T_p, H_s, \theta_{dir}, x, y) + \delta - (h_{canal} + h_{mare}) \quad (16)$$

$$f(T_{MAX}) = 0 \quad (17)$$

Os resultados dos cálculos são apresentados através de uma interface amigável batizada de ReDraft®, que permite o cálculo automático do calado máximo e folga sob a quilha estimada, a partir das condições ambientais atuantes e das dimensões principais do navio.

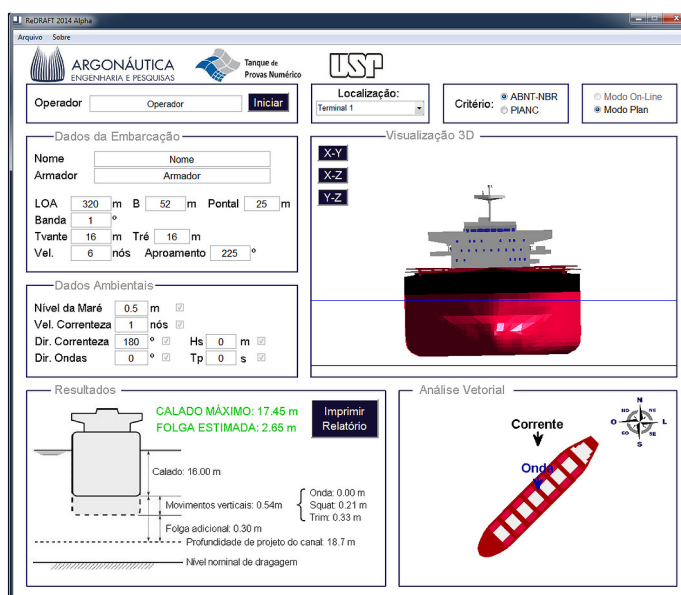


Figura 9 - Interface software de cálculo ReDraft®.

5. RESULTADOS

Para verificar as diferenças em termos de calado foram comparados os valores praticados por embarcações do tipo *capsize* num porto da costa brasileira com profundidade de projeto do canal de 18.7m, considerando os valores máximos permitidos seguindo os critérios da NBR e PIANC para 73 navios, cujos registros de condições ambientais atuantes estavam registrados para velocidades de navegação de 5 e 7 nós, uma vez que a velocidade de navegação está diretamente associada à governabilidade da embarcação.

As análises aplicando o software desenvolvido mostraram que, independente da velocidade da navegação, em 69.86% dos casos a embarcação navegou com calado inferior ao permitido pela NBR-ABNT e, portanto, em 30.14% dos casos a navegação ocorreu fora dos calados máximos estipulados, conforme pode ser visto na Tabela 2, em que também pode ser vistos os resultados utilizando o critério da PIANC, em que 98.63% dos casos a embarcação esteve com calado inferior ao máximo seguro, enquanto que em 1.37% a navegação ocorreu acima desse valor.

Tabela 2 - Resumo dos transportes realizados com calado inferior ao permitido pelos critérios

Velocidade (nós)	Critério	
	ABNT-NBR	PIANC
5	69.86% ¹	98.63%
7	69.86% ¹	98.63%

1 - Em todos os casos a limitação ocorre devido aos 10% do calado requeridos e não pela condição ambiental

Utilizando os dados ambientais, puderam-se calcular os valores de calado médio, máximo e mínimo, tanto da situação prática quanto pelos critérios adotados no software, obtendo-se os valores mostrados na Tabela 3, em que se percebe que as embarcações poderiam navegar de forma segura com um calado em média 0.33m maior do que atualmente praticado segundo os critérios da NBR-ABNT para as velocidades de 7 nós e 5 nós, sendo que estes resultados são devidos à restrição imposta de 10% do calado como folga mínima pela norma.

A mesma análise realizada utilizando-se as recomendações da PIANC mostram que a embarcação poderia navegar de forma segura com um calado em média 1.13m maior que o atualmente adotado para a velocidade de 7 nós e 1.31m para 5 nós.

Tabela 3 - Comparação da estatística dos valores de calado entre o praticado e o permitido pelos critérios

Medições	Praticado	5 nós		7 nós	
		ABNT-NBR	PIANC	ABNT-NBR	PIANC
Calado médio (m)	17.74	18.07	19.05	18.07	18.87
Calado máximo (m)	18.22	18.76	19.89	18.76	19.72
Calado mínimo (m)	16.48	17.11	17.41	17.11	17.24
Ganho médio de carga		1.94%	7.59%	1.94%	6.58%

A comparação entre os calados praticados e os máximos seguros segundo os critérios da ABNT e PIANC pode ser vista na Figura 10, Figura 11 e Figura 12.

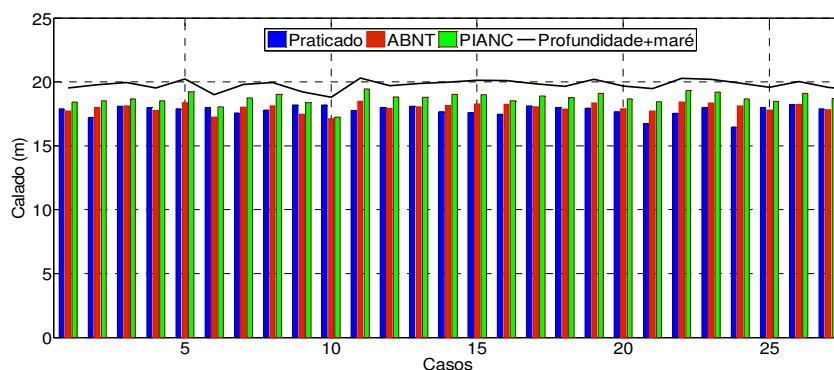


Figura 10 - Distribuição de calados para os casos analisados 1 de 3

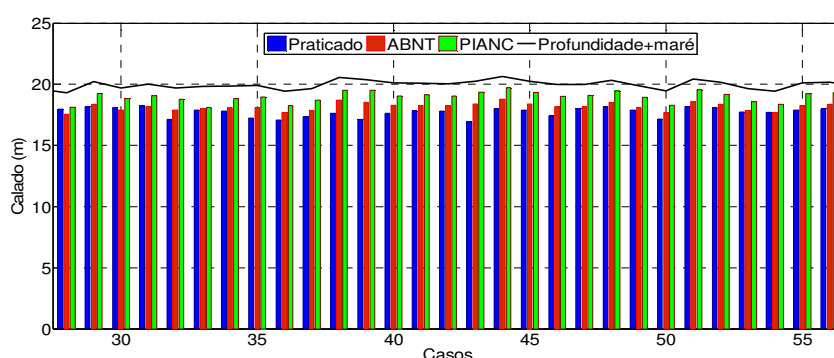


Figura 11 - Distribuição de calados para os casos analisados 2 de 3

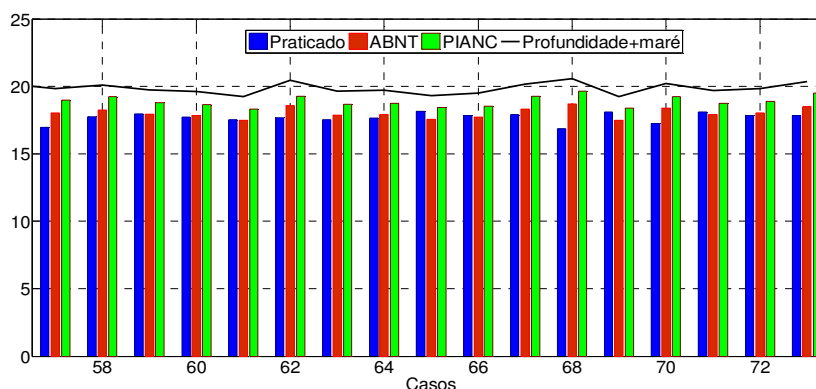


Figura 12 - Distribuição de calados para os casos analisados 3 de 3

A comparação entre o calado praticado considerando os efeitos de *trim*, *squat* e movimento em ondas com a profundidade do canal adicionada a maré pode ser vista, de forma resumida, na Figura 13. Esta figura apresenta todos os casos analisados reordenados em ordem crescente de elevação de maré, em que se percebe que, para valores próximos de maré, a diferença em termos de movimentos extremos da quilha (e folga, consequentemente) é considerável, de forma que a utilização de um critério estático, isto é, baseado somente na maré, pode levar a situações de risco.

Um exemplo dessas variações de folga para marés próximas pode ser visto na caixa vermelha da figura, que mostra 2 casos nas extremidades em que o calado praticado foi bastante semelhante, assim como a maré, no entanto, devido às condições ambientais, o movimento em ondas da embarcação na condição da direita foi muito mais severo que na esquerda. Outro exemplo interessante pode ser visto na caixa azul, em que, para marés muito parecidas, os afundamentos máximos da quilha são bastante distintos, mais uma vez pelas diferenças de estado de mar. Dessa forma, percebe-se, novamente, que essa metodologia racional de cálculo poderia prover mais segurança e eficiência na navegação do canal, já que no primeiro caso da Figura pode-se perceber uma situação de risco real à navegação,

uma vez que a embarcação navegou com um calado muito superior ao seguro, de forma que não seria possível garantir com 99,9% de probabilidade que o toque no fundo não ocorreria.

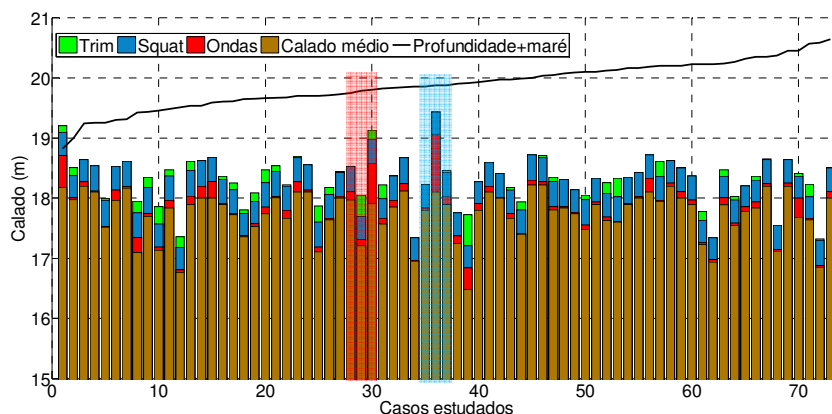


Figura 13 – Composição dos afundamentos totais para as embarcações estudadas considerando *trim*, *squat* e onda.

6. CONCLUSÕES

Foi apresentada uma metodologia racional para cálculo de folga sob a quilha que, além de utilizar as recomendações mais recentes com relação ao cálculo de folga sob a quilha, também considera os efeitos de *trim* e banda estáticos, *squat* e movimento em ondas, a partir do monitoramento das condições ambientais de maré, onda e corrente. A metodologia foi aplicada a um porto da costa brasileira com embarcações do tipo *capesize* e pôde-se perceber que o calado praticado poderia ser estendido se o critério da ABNT-NBR fosse adotado através da utilização de uma metodologia racional para cálculo de folga sob a quilha, utilizando-se os dados de monitoramento das condições ambientais, mesmo com a restrição de 10% de folga mínima sob a quilha. Essa extensão poderia ser ainda maior se os critérios da PIANC fossem adotados, já que ela não exige na análise de toque no fundo, representada pela margem de 10% em relação à profundidade de projeto do canal.

As análises realizadas permitiram concluir que a utilização de uma metodologia racional de cálculo de folga sob a quilha associada à medição das condições ambientais pode propiciar maior segurança em termos de navegação no canal, já que situações extremas em termos de onda, que dependem de sua direção, período e altura, podem ser analisadas de forma expedita, mantendo assim a segurança da operação e permitindo a ampliação do calado médio.

Utilizando-se um conjunto de 73 embarcações no estudo e adotando os critérios da ABNT-NBR, pôde-se perceber que em 69,86% dos casos a navegação ocorreu em calado inferior ao máximo seguro permitido por esse critério, enquanto que em 30,14% a navegação ocorreu em calado superior ao máximo definido por essa norma, sendo que, em termos globais, isso representou em média uma navegação com calado 0,33m menor que o valor máximo seguro, valor esse que só não foi maior devido aos 10% de calado como folga sob a quilha mínima.

Aplicando-se a mesma metodologia com as recomendações da PIANC pôde-se perceber que em 98,63% dos casos a embarcação navegou com um calado inferior ao máximo seguro, o que seria uma situação a favor da segurança. No entanto, em média essa navegação ocorreu com calados 1,13m menores que os valores máximos seguros, se considerarmos uma a velocidade de navegação de 7 nós, e 1,31m, se fizermos a mesma análise para 5 nós, mostrando que a navegação poderia ser realizada com um calado maior sem afetar a segurança da operação com relação ao toque no fundo.

Os cálculos podem ser visualizados através da interface desenvolvida de simples utilização, que exige somente a definição das dimensões principais da embarcação e dados ambientais de corrente, onda e maré e que fornece como saída, o calado máximo de navegação e a folga estimada, tornando a aplicação prática no uso cotidiano.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, 1995 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “Planejamento portuário - Aspectos náuticos - NBR13246”
- Economia iG, 2014. “Operadoras do porto de Santos perdem R\$ 2,2 bilhões com falta de manutenção”. [HTTP://
http://economia.ig.com.br/empresas/infraestrutura/2014-06-17/operadoras-do-porto-de-santos-perdem-r-22-bilhoes-com-falta-de-manutencao.html](http://economia.ig.com.br/empresas/infraestrutura/2014-06-17/operadoras-do-porto-de-santos-perdem-r-22-bilhoes-com-falta-de-manutencao.html). - Acesso: 13/09/2014
- PIANC, 2014 - “Report n. 121 - Harbour Approach Channels Design Guidelines,” The World Association for Waterborne Transport Infrastructure.

Lewis, E. V., 1989 – “Principles of Naval Architecture – Volume III – Motions in Waves and Controllability” – 2
Revisão.

9. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO À EROSÃO COSTEIRA NO BALNEÁRIO DO HERMENEGILDO

Ulisses Rocha de Oliveira¹, Karl Franz Koerner²

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Laboratório de Geomorfologia e Recursos Hídricos, Instituto de Ciências Humanas e da Informação,
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: ulisseslicke@yahoo.com.br

² Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT
Setor de Autarquias Norte, Quadra 03, Bloco A, Brasília, DF, Brasil.
e-mail: karlkoerner@gmail.com

RESUMO

O presente trabalho objetiva analisar o comportamento das estruturas de contenção à erosão costeira no balneário do Hermenegildo, município de Santa Vitória do Palmar, RS. Primeiramente foi feita uma compilação dos dados coletados em 1999, 2001 e 2005 por Esteves et al. (2000); Esteves e Santos (2001) e Teixeira (2007). Foram realizados mais cinco trabalhos de campo nos dias 28/8/2009, 22/11/2010, 5/12/2011, 25/1/2013 e 23/12/2013. Em cada um destes cinco dias, a orla do balneário foi registrada através de fotografias convencionais ordenadas, as quais foram transformadas em mosaicos de imagens. Os resultados demonstraram que as estruturas de contenção antrópicas vêm substituindo as dunas frontais, com maior crescimento de estruturas mistas. Foram caracterizadas nove formas de contenção: dunas frontais; resíduos da construção e demolição; pneumáticos; postes de madeira; muros de madeira; muros de concreto; enrocamento; blocos pré-moldados de concreto; areia e concreto ensacado. O avanço do mar erodiu e segue erodindo as dunas frontais e as estruturas simples de contenção, danificando edificações. Com o aumento no número e complexidade das estruturas de contenção antrópicas houve estabilização relativa do “front urbano”, que preservou as edificações, mas gerou perdas paisagísticas, diminuição da faixa de praia e a supressão das dunas frontais.

1. Introdução

Localizado no extremo sul do Brasil, município de Santa Vitória do Palmar, o balneário do Hermenegildo (Fig. 1) é bastante conhecido da comunidade científica quando o assunto é erosão costeira. Com o processo erosivo atuando há décadas sobre o balneário, os próprios moradores têm inserido estruturas de contenção para evitar a perda de seu patrimônio edificado. Com isto o balneário situa-se saliente em relação a linha de costa, visto que as estruturas de contenção seguram em parte o avanço marinho, havendo degradação do sistema praia duna (Koerner et al., 2013). Diversos trabalhos foram realizados na área com o objetivo de analisar a erosão no local sob a óptica geológica, geográfica e oceanográfica. Esteves et al. (2000) pioneiramente descreveram os impactos de um evento de alta energia sobre a orla do balneário e a percepção dos moradores em relação a erosão costeira. Esteves e Santos (2001) analisaram a questão da valorização imobiliária, em um período no qual havia muita preocupação na forma de como conter a forte migração da linha de costa. Posteriormente, Teixeira (2007) resgatou a análise das estruturas de erosão costeira, inserindo sua distribuição espacial num Sistema de Informações Geográficas (SIG). Koerner (2009) analisou a evolução da paisagem e das estruturas de contenção enquanto Koerner (2012) propôs alternativas de gerenciamento para o local. Por fim, Albuquerque (2013) analisou perspectivas futuras para o balneário com base em taxas de variação da linha de costa local. O presente trabalho visa analisar o comportamento das estruturas de contenção no balneário do Hermenegildo, com base neste referencial bibliográfico e por meio de mosaicos de

fotografias obtidas entre 2009 e 2013. Busca-se com a apresentação neste evento específico atrair os olhares da engenharia sobre o tema.

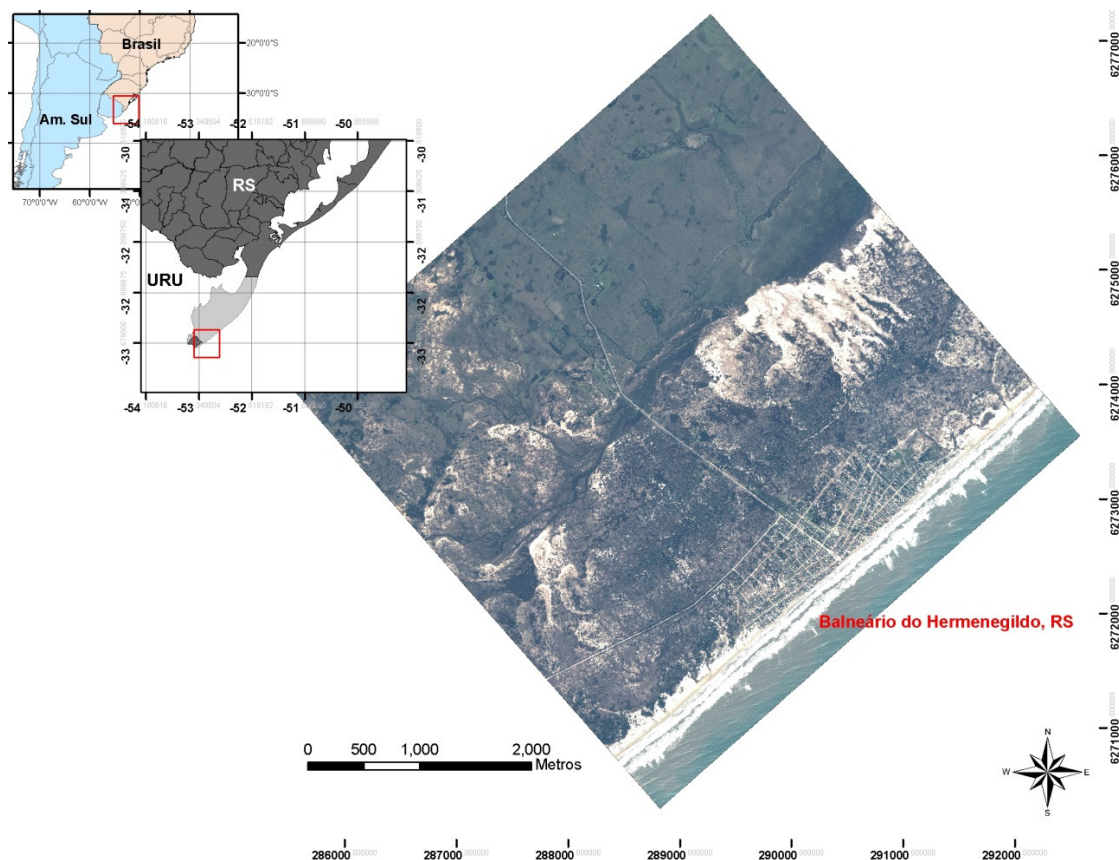


Figura 1. Mapa de localização da área de estudo. Fonte: Koerner. 2012.

2. Materiais e métodos

Com base nos dados de Esteves et al. (2000) e Teixeira (2007), foram geradas planilhas de identificação *in loco* das estruturas de contenção. Então, foram realizados mais cinco trabalhos de campo nos dias 28/8/2009, 22/11/2010, 5/12/2011, 25/1/2013 e 23/12/2013. Em cada um destes dias, a orla do balneário foi registrada através de fotografias convencionais mais ou menos de 30 em 30 metros, a partir da linha de baixa mar e voltada em direção ao balneário. As fotografias foram obtidas de modo que possibilitassem a sobreposição das cenas, não havendo perda de nenhum trecho e mantendo um ângulo frontal de análise das estruturas. Em função da luminosidade, os trabalhos de campo foram realizados no período da manhã. Durante cada trabalho de campo, a maré oscilou, assim como a proximidade da linha de baixa mar em relação às estruturas de contenção, com variações na distância entre o local de obtenção das fotografias e as estruturas de contenção. Estas fotos foram transformadas em mosaicos de imagens de fotografias. Na configuração dos mosaicos, priorizaram-se as estruturas de contenção em relação à morfologia da praia e edificações na retaguarda. Esses possibilitam analisar as estruturas de contenção posteriormente a campanha amostral. Inicialmente, cada lote defrontante ao mar foi identificado como “sem estrutura de contenção”, quando havia somente depósitos arenosos, e “com estrutura de contenção”, quando alguma estrutura antrópica era identificada. Na categoria “com estruturas de contenção” foram também destacados os lotes “com estrutura de contenção mista”, quando havia mais de uma forma de contenção, por lote (Figura 2). Após, foi contabilizado individualmente cada tipo de contenção nas cinco datas onde a orla foi registrada fotograficamente (Figura 3).

3. Resultados

Com base nos dados obtidos em Esteves et al. (2000), Teixeira (2007) e neste trabalho, cada lote urbano defrontante ao mar foi classificado em: lote sem estrutura de contenção (podendo haver dunas frontais) e lote com estrutura de contenção (antrópica). Destes foram identificados lotes com estrutura mista de contenção (Fig. 2).



Figura 2. Classificação dos lotes da orla do balneário do Hermenegildo. Dados de 1999a e 1999b (Esteves et al., 2000); 2001 e 2005 (Teixeira, 2007); 2009, 2010, 2011 e 2013 (neste trabalho).

A Fig. 2 mostra que os trechos de orla classificados como “sem estrutura de contenção” representaram cerca de 40% em 1999, passando para mais de 70% depois de um evento de alta energia hidrodinâmica que atingiu o balneário em abril de 1999. A oscilação de 1999b deveu-se ao fato dos dados terem sido coletados logo após o referido evento, o que aumentou a porcentagem dos trechos “sem estrutura de contenção”, já que estes haviam sido remobilizados pela ação marinha a ainda não repostos. Em 2001, os valores voltaram aos mesmos 40%, diminuindo para 30% nos dias atuais.

Na última avaliação, realizada em 2013, cerca de 70% dos lotes foi classificado em “com estrutura de contenção” antrópica, com crescimento de cerca de 10%, desde a primeira avaliação, em 1999. O maior crescimento, no período analisado, foi de “estruturas mistas”, que estavam presentes em apenas 13% dos lotes em 1999, e, em dezembro de 2013, representaram 55% dos lotes, mostrando um crescimento na ordem de 40% em menos de 14 anos (Fig. 2). O fato da análise dos dados ter sido feita somente via planilha até 2005 e utilizando os mosaicos de fotografias entre 2009 e 2013 podem ter gerado uma diferença na contabilização das estruturas de contenção e estruturas mistas, visto que algumas deste segundo grupo podem não terem sido contabilizados até 2005. Mesmo assim o crescimento das “estruturas mistas” entre 2009 e 2013 foi de 20% contra 10% “com estruturas de contenção”.

Neste trabalho, a análise dos mosaicos de fotografias dos cinco anos de monitoramento permitiu a identificação de nove formas de estruturas de contenção da orla do balneário do Hermenegildo, uma natural e oito antrópicas, sendo estas: dunas frontais; resíduos da construção e demolição; pneumáticos; postes de madeira; muros de madeira; muros de concreto; enrocamento; blocos pré-moldados de concreto; areia e concreto ensacado (Figs. 3 e 4).

Analisando as estruturas individualmente, apenas as dunas frontais tiveram diminuição de 15% entre 2009 e 2013, ressaltando a sua supressão pela erosão e urbanização progressiva da orla do balneário com estruturas antrópicas. Dentre estas, algumas tiveram aumento em relação ao uso, como é o caso do enrocamento e blocos pré-moldados de concreto, ou mantiveram estabilidade, caso dos muros de concreto e pneumáticos (Fig. 3). Ressalta-se que, lotes que apresentaram dunas frontais e alguma(s) estrutura(s) de origem antrópica, foram contabilizados em duas ou mais categorias. Por isto, na figura 3, a soma das estruturas a cada ano foi maior do que 100%.

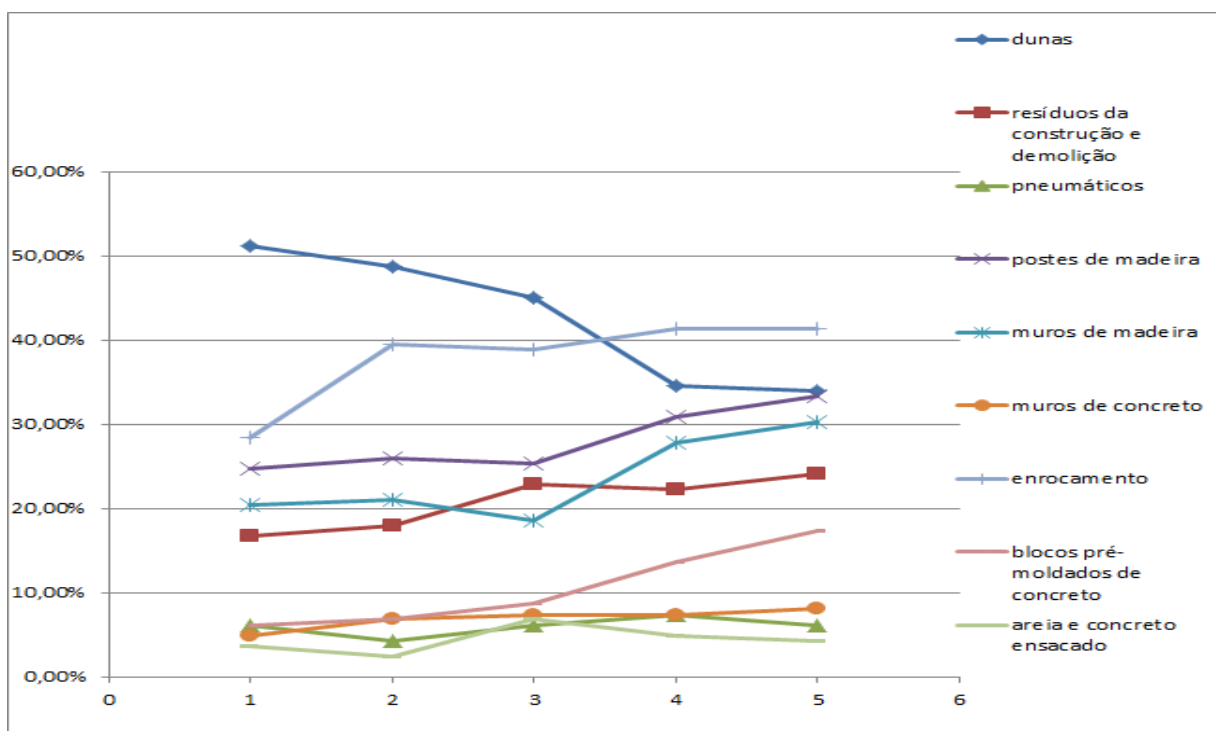


Figura 3. Gráfico da presença dos nove tipos de estrutura de contenção presentes na orla do balneário do Hermenegildo em (1) 28/8/2009, (2) 22/11/2010, (3) 5/12/2011, (4) 25/1/2013 e (5) 23/12/2013.

As estruturas de contenção identificadas no balneário foram assim analisadas (Fig. 4):

- Dunas frontais: Podem diagnosticar a ausência de qualquer tipo de estrutura de contenção antrópica, mesmo com função de proteção costeira (Fig. 4a). Tem sido progressivamente suprimidas pela erosão do contato praia - área urbana, geralmente com forma escarpada junto à praia, sendo chamadas de remanescentes. Permanecem ainda nos extremos norte e sul do balneário. Uma das principais alterações na orla do balneário foi a diminuição de lotes defrontantes ao mar que apresentam dunas, com diminuição de mais de 50% para pouco mais de 30% no referido período, deixando de ser a forma predominante da orla urbana.

- Resíduos da construção e demolição: Restos de residências destruídas pela ação marinha tem suas partes mais resistentes, como colunas e vigas de concreto, utilizadas como estruturas de contenção, servindo principalmente aos vizinhos à retaguarda e para proteger o próprio lote. Também são utilizadas para preenchimento do terreno junto com muros de madeira, neste caso com menor diâmetro dos resíduos (Fig. 4b). Em crescimento de uso, são encontradas em mais de 20% dos lotes a beira mar em 2013.

- Pneumáticos: São colocados junto à base das escarpas ou de outras estruturas, amarrados lado a lado (Fig. 4c). Apresentam-se de vários tamanhos, desde pneus de automóveis, com menos de 1 metro de diâmetro, até pneus de trator e semelhantes, que podem ultrapassar os 1,5 metros de diâmetro. São encontrados em menos de 10% dos lotes, valor que se mantém estável nos últimos anos.

- Postes de madeira: Em certos locais, a porção defrontante a uma residência é composta somente de postes (colunas) com ou sem espaçamento (Fig. 4d), enquanto na maioria das vezes estes compõem muros de madeira (Fig. 4e). Em crescimento, são a segunda forma de contenção mais encontrada, só perdendo para o enrocamento, apresentando crescimento em relação a seu uso.

- Muros de madeira: Os muros de madeira têm a função mais eficaz de delimitar e/ou preencher o terreno. Geralmente são acompanhados de outra forma de contenção na base, como enrocamento (ou blocos pré-moldados de concreto) ou mesmo de postes de madeira, o que compõem estruturas mistas (Fig. 4e). Em crescimento em relação ao uso, os percentuais onde os muros são encontrados acompanham o de postes de madeira, pois em muitas vezes ambos ocorrem conjuntamente.

- Muros de concreto: Estes têm função tanto de delimitação do terreno quanto de estrutura de contenção (Fig. 4f). Apresentam estrutura inteira, cobrindo todo o lote na porção defrontante ao mar. Não compreendem 10% dos lotes, mantendo estabilidade em relação a sua utilização no período analisado. Os muros de concreto estão cada vez mais em desuso no local, pois não vêm se demonstrando eficientes visto que, quando ocorre o processo erosivo, acabam tendo perda de sustentação na base e ficam suspensos, quando sua base colapsa. Mesmo os muros que apresentam

maior fundação apresentam hoje outras formas de contenção mais adaptativas na base, como enrocamento e blocos pré-moldados de concreto.

- Enrocamento: Predomínio de rochas ígneas e metamórficas, com diferentes diâmetros. Geralmente num determinado lote o diâmetro é semelhante (Fig. 4g). Os blocos graníticos são trazidos de outras cidades, como Capão do Leão, e até do Uruguai, tendo o custo da mina e do transporte, processo descrito em Koerner (2012). Esta forma de contenção passou de 30% para mais de 40% no período analisado. Em 2013 os lotes que apresentaram enrocamento superaram os que apresentaram dunas, sendo a forma predominante na orla urbanizada. Em muitos lotes, os enrocamentos vêm sendo substituído ou complementado pelos blocos pré-moldados de concreto.

- Blocos pré-moldados de concreto: Com a mesma utilidade do enrocamento, apresenta diâmetro mais homogêneo (Fig. 4h), mas pode apresentar diferentes diâmetros e formas (paralelepípedos e tetrápodes). Podem ser fabricados em Santa Vitória do Palmar, inclusive junto à orla do balneário. Tiveram o maior crescimento no período, chegando a quase 20% dos lotes em 2013. Com fabricação local estes tendem a dominar a orla junto com os enrocamentos.

- Areia e concreto ensacado: Estes podem preencher bem uma determinada porção, quando preenchidos com areia, ou ter bom poder de contenção quando preenchido com concreto (Fig. 4i). Em 2013 foi a forma de contenção menos utilizada, menos de 5%, mantendo estabilidade em relação ao seu uso durante o período analisado.



Figura 4. Fotos das diferentes estruturas de contenção a erosão utilizadas no balneário do Hermenegildo: a) dunas frontais, b) resíduos da construção e demolição, c) pneumáticos, d) postes de madeira, e) muros de madeira, f) muros de concreto, g) enrocamento, h) blocos pré-moldados de concreto e i) areia e concreto ensacado.

4. Discussão

A caracterização das estruturas de contenção mostrou a diminuição do número de lotes defrontantes ao mar que apresentavam dunas frontais, com substituição destas por materiais de diversos tipos utilizados para conter o avanço marinho e principalmente a utilização de mais de uma forma de contenção em cada lote.

O processo inicial da substituição das dunas por estruturas de contenção pode ser observado na Fig. 5. No ano de 2009, nenhum dos lotes do extremo norte do balneário apresentava alguma forma de contenção de origem antrópica, tendo as dunas frontais apenas uma pequena escarpa na base, com grande parte da sua morfologia preservada e

vegetada. Já em 2010, observa-se o processo de erosão das dunas frontais, resultando numa grande escarpa. Nos anos seguintes, a escarpa aumentou e migrou para o interior continental, expondo as casas que outrora ficavam no reverso das dunas frontais. Em 2013 cinco casas desse segmento já apresentavam alguma estrutura de contenção antrópica, como muros de concreto, resíduos da construção e demolição, pneumáticos e muros de madeira, caracterizadas como estruturas simples de contenção. Este processo ocorreu em anos anteriores com outras porções do balneário, inclusive a porção central, que, hoje, é a parte mais reforçada do balneário (Esteves et al., 2000; Esteves e Santos, 2001).

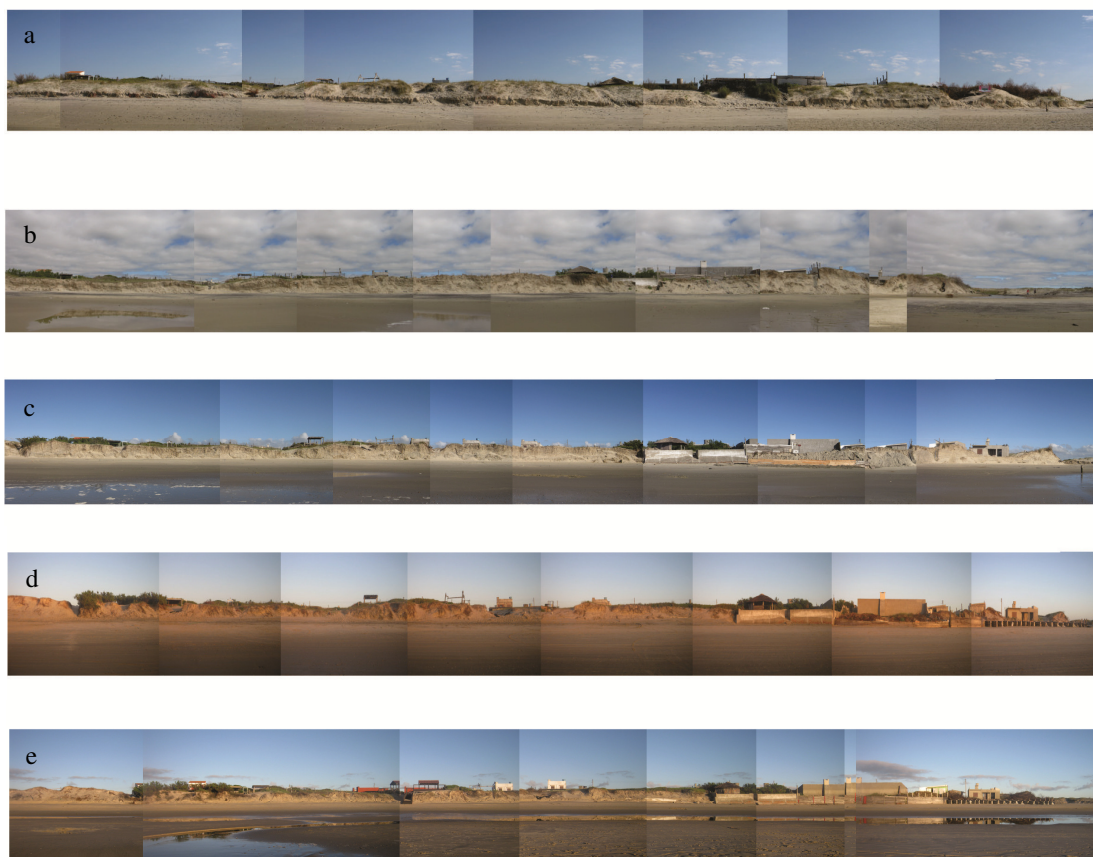


Figura 5. Mosaicos de fotografias do extremo norte da orla do Balneário em (a) 28/8/2009, (b) 22/11/2010, (c) 5/12/2011, (d) 25/1/2013 e (e) 23/12/2013, obtidas a partir da linha de baixa mar, mostrando a erosão das dunas frontais e o surgimento de formas simples de contenção.

A evolução do processo erosivo fez com que os moradores passassem a substituir estruturas mais simples para formas mais complexas de proteção. Muros de concreto e madeira, que têm a maior serventia na delimitação do terreno do que na contenção à energia das ondas. As estruturas que vêm se mostrando mais eficientes são as que se adaptam a mobilidade praial, como blocos de rocha (enrocamento) ou concreto (blocos pré-moldados de concreto) (Fig. 6). No entanto, há necessidade de manutenção periódica pois muitos blocos acabam afundando devido ao peso e o constante trabalho da água com o substrato arenoso. Com isto há, sobretudo no setor central do balneário, um reforço das estruturas de contenção mais adaptativa a variação morfológica praial, com relativa estabilização da linha de costa no local, preservando o patrimônio edificado, o que propicia inclusive a reforma de casas a beira mar, quando os moradores percebem que suas estruturas estão contendo o avanço do mar no local (Fig. 6).

Em função disso, o balneário tem se tornado gradativamente mais saliente em relação à linha de costa adjacente, visto que as estruturas de contenção do tipo enrocamento e blocos pré-moldados de concreto evitam, parcialmente e localizadamente, o avanço marinho. Esta relativa estabilização da linha de costa, com supressão das dunas, acarreta numa saliência da linha de costa em planta com perda da faixa de praia (Koerner et al., 2013).



Figura 6. Mosaicos de fotografias de um trecho centro norte da orla do Balneário em (a) 28/8/2009, (b) 22/11/2010, (c) 5/12/2011 e (d) 23/12/2013, obtidas a partir da linha de baixa mar, mostrando a expansão da contenção com enrocamento e blocos pré-moldados de concreto.

5. Conclusão

A análise do comportamento das estruturas de contenção a erosão costeira realizada entre 1999 e 2013 no balneário do Hermenegildo evidenciou a dificuldade dos moradores em conter o avanço marinho sobre suas edificações. Observou-se ainda que dunas frontais e estruturas simples de contenção foram e são ineficazes no controle da erosão costeira no local. Com o aumento no número e complexidade das estruturas de contenção, sobretudo as que se adaptaram à variabilidade morfológica da praia, houve estabilização relativa do “front urbano”, que preservou as edificações, mas gerou diminuição da faixa de praia e a supressão das dunas frontais.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, M.G., 2013. Análise espaço temporal das causas da variabilidade da linha de costa e erosão na praia do Hermenegildo, RS. Tese de Doutorado em Geociências. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.
- Esteves, L.S.; Pivel, M.A.G.; Silva, A.R.P.; Barletta, R.C.; Vranjac, M.P. Oliveira, U.R. e Vanz, A., 2000. “Beachfront owners perception of erosion along an armored shoreline in southern Brazil”. *Pesquisas em Geociências*, Vol. 27, No. 2, pp. 97-109.
- Esteves, L.S. e Santos, I.R., 2001. “Impacto econômico da erosão na praia do Hermenegildo (RS), Brasil”. *Pesquisas em Geociências*, Vol. 28, No. 2, pp. 393-404.
- Koerner, K.F., 2009. Variação Espaço-temporal em médio e curto termo da orla do Balneário Hermenegildo, RS. Trabalho de Graduação em Oceanologia. Universidade Federal de Rio Grande, Rio Grande, RS, Brasil.
- Koerner, K.F., 2012. Alternativas de manejo para o problema da erosão costeira no balneário Hermenegildo, Rio Grande do Sul. Dissertação de mestrado em Gerenciamento Costeiro. Universidade Federal de Rio Grande, Rio Grande, RS, Brasil.
- Koerner, K.F.; Oliveira, U.R. e Gonçalves, G., 2013. “Efeito de estruturas de contenção à erosão costeira sobre a linha de costa: Balneário Hermenegildo, Rio Grande do Sul, Brasil”. *Revista da Gestão Costeira Integrada*, Vol. 13, No. 4, pp. 457-471.
- Teixeira, P.S., 2007. Subsídios para o gerenciamento costeiro por erosão da falésia no balneário Hermenegildo, RS, Brasil. Dissertação de Mestrado em Oceanografia Química, Física e Geológica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, RS, Brasil.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOMÉTRICOS SOBRE A POTÊNCIA DISPONÍVEL EM UMA CHAMINÉ SOLAR

Rodrigo Spotorno Vieira¹, Christopher Garcia², Ivoni Carlos Acunha Junior³, Jeferson Avila Souza^{1,2}, Luiz Alberto Oliveira Rocha⁴, Liércio André Isoldi^{1,2}, Elizaldo Domingues dos Santos^{1,2}

¹ Universidade Federal do Rio Grande

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

e-mail: rodrigospotorno@yahoo.com.br, liercioisoldi@furg.br, elizaldosantos@furg.br

² Universidade Federal do Rio Grande

Escola de Engenharia

Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

e-mail: chrissafir@gmail.com

³ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul (IFRS)

Rua Eng. Alfredo Huck, 475, CEP: 96.201-460, Rio Grande, RS, Brasil

e-mail: ivoni.acunha@riogrande.ifrs.edu.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Departamento de Engenharia Mecânica

Rua Sarmento Leite, 425, CP. 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil

e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

RESUMO

Neste trabalho é realizado um estudo numérico sobre o princípio de funcionamento de uma chaminé solar (SCPP – do inglês: Solar Chimney Power Plant) e sobre a influência de alguns parâmetros geométricos sobre a potência disponível na SCPP. Os principais objetivos aqui são avaliar a aplicabilidade do modelo numérico estudado aqui em futuros estudos de otimização geométrica da SCPP e avaliar o efeito da altura na entrada do coletor (H_1) e raio de saída da chaminé (R_2) sobre a potência disponível do dispositivo. Para isso é considerado um escoamento incompressível, turbulento, permanente com transferência de calor por convecção mista em um domínio bidimensional, axissimétrico, similar ao encontrado em uma chaminé solar. As equações de conservação de massa, quantidade de movimento e energia são resolvidas numericamente com o uso do método de volumes finitos, mais precisamente com o software FLUENT[®]. Para a abordagem da turbulência é empregada a modelagem clássica da turbulência (RANS) com modelo padrão $k - \epsilon$. Os demais parâmetros geométricos da geometria: raio do coletor (R) e os raios da entrada e saída da seção onde a turbina está localizada, R_1 e R_3 , também foram mantidas constantes. Os resultados de verificação mostraram uma boa concordância com os apresentados na literatura, mesmo empregando um domínio simplificado. Também foi observado que o parâmetro H_1 foi quase insensível no desempenho da chaminé solar, enquanto que a variável R_2 apresentou grande influência na potência disponível. O melhor desempenho foi obtido para um valor intermediário de R_2 , $R_2 = 0.44$ m. Para $R_2 = 0.44$ m, a potência disponível foi aproximadamente 72 % e 19 % superior do que as obtidas nos extremos inferior e superior da variável R_2 estudada, $R_2 = 0.22$ m e 0.88 m, respectivamente. Também foi observado que há uma grande possibilidade de otimização da geometria da chaminé em futuros estudos.

Keywords: Chaminé Solar, Estudo Numérico, Potência Disponível, Parâmetros Geométricos.

1. INTRODUÇÃO

Os aumentos dos preços do petróleo e da demanda de energia combinado com restrições ambientais recentes têm aumentado rapidamente a demanda mundial pelo uso de fontes de energia renováveis. A energia solar é uma das soluções mais promissoras, especialmente considerando sua tecnologia, avanços e seu crescimento nos últimos anos. De acordo com Li et al. (2014) a energia solar é livre de emissão de carbono, inesgotável, sustentável, livre de custos (na sua forma básica) e praticamente ilimitada. Além disso, a mesma possui um enorme potencial capaz de atender a demanda energética mundial. Nesse sentido, recentemente, com a diminuição dos recursos energéticos de origem fóssil e o aumento do efeito de aquecimento global muitos países tem providenciado incentivos econômicos para o desenvolvimento de plantas de energia solar, incluindo subsídios não retornáveis, empréstimos de longo prazo com taxas reduzidas e outros. Uma das alternativas que tem sido proposta na literatura para atender a essas demandas é a planta de potência de chaminé solar (SCPP – do inglês: *Solar Chimney Power Plant*). A SCPP é uma proposta de um tipo de planta de energia renovável que transforma a energia solar em eletricidade (Patel et al., 2014).

A Chaminé Solar é uma usina de energia de baixa temperatura composta por três elementos essenciais - o coletor, a chaminé e as turbinas. A chaminé é uma estrutura cilíndrica longa normalmente colocada no centro de um coletor de estufa que é efetuada de vidro transparente ou filme plástico (Patel et al., 2014). De acordo com Jones (2011) o princípio físico de funcionamento da chaminé solar consiste no aquecimento de uma camada de ar que está na região do coletor. Esse aquecimento é realizado pela incidência de energia solar nesse filme, onde parte da energia radiante será transmitida pelo coletor para o ar que está entre o filme e o solo. A energia solar transmitida atinge a superfície do solo e parte dessa energia é absorvida no mesmo, enquanto outra parte é refletida de volta ao coletor. Com o comprimento de onda modificado, pela incidência no solo, a energia radiante acaba sofrendo múltiplas reflexões entre o solo e o filme do coletor, causando um aumento da energia absorvida no solo. Com o solo aquecido, o ar na região do coletor também se aquece e tende a se movimentar por convecção natural para a região da chaminé e expande através de uma turbina, que está localizada entre o coletor solar e a chaminé (que tem sua saída em uma região de pressão atmosférica). Vale destacar que, quando o ar aquecido se desloca para a chaminé, é gerada uma região de depressão na periferia do coletor que causa a sucção de uma massa de ar externa que troca calor com o solo e o coletor, intensificando a troca térmica na região do coletor e aumentando a quantidade de movimento do ar que expande através da turbina. Essa energia cinética do ar movimentada as pás da turbina que movimentam os geradores de energia. Dessa forma, um dos objetivos no projeto de chaminés solares é aumentar a quantidade de movimento na região da turbina.

A tecnologia de energia da chaminé solar é bem aceita como um dos métodos que pode utilizar a energia solar em grande escala. A chaminé solar não tem nenhum efeito adverso sobre o ambiente, não necessita de água de refrigeração e possui baixo custo de manutenção, ao contrário do que se observa em outros dispositivos de energia solar que necessitam de uma tecnologia com alto custo financeiro (o que a torna inviável em grande escala). Essas vantagens fazem da SCPP uma tecnologia promissora para a geração de eletricidade em regiões onde a energia solar é abundante, como o Brasil por exemplo (Li et al., 2014).

Alguns estudos foram realizados na área como, por exemplo, desenvolvimento de um modelo matemático para determinar a potência para a variação da radiação solar, área de coletor e altura da chaminé. Os resultados analíticos foram comparados com resultados experimentais de uma planta piloto em pequena escala obtendo-se uma boa concordância Zhou et al. (2007).

De acordo com Dhahri and Omri (2013) as pesquisas em SCPP apresentadas na literatura podem ser geralmente divididas em quatro grupos: (1) o conceito e validação do princípio de funcionamento, (2) simulação da performance do dispositivo e otimização estrutural, (3) estimativa da capacidade de potência e (4) avaliação técnico econômica. O conceito e princípio de funcionamento da SCPP são validados principalmente por dispositivos experimentais e cálculos analíticos, entre os apresentados um dos mais bem sucedidos é a planta de Manzanares na Espanha (Haaf et al., 1983). Também são vistos na literatura o desenvolvimento de modelos matemáticos para estimar o desempenho do sistema (Pretorius e Kröger, 2006). Com relação aos estudos numéricos, alguns estudos têm sido dedicados ao entendimento do comportamento dos campos de velocidade, pressão e temperatura na SCPP e a respeito da performance da turbina (Xu et al., 2011). No trabalho de Patel et al. (2014) alguns parâmetros dos principais componentes de uma SCPP foram variados no intuito de maximizar a potência disponível útil na região da turbina. Todas as geometrias foram avaliadas numericamente empregando-se o software de Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD – do inglês: *Computational Fluid Dynamics*) ANSYS-CFX. Neste estudo, uma vez que foi considerado um domínio tridimensional, foi possível realizar 12 simulações para a obtenção de uma tendência do efeito da altura do coletor, diâmetro de saída do coletor e o diâmetro na região da chaminé (garganta) sobre a potência disponível na turbina.

No presente estudo será avaliado o emprego de um modelo numérico simplificado, semelhante o empregado no trabalho de Patel et al. (2014), em um domínio bidimensional, axissimétrico em um escoamento incompressível, turbulento, permanente com transferência de calor por convecção mista. A principal vantagem de empregar um modelo simplificado é a possibilidade de minimizar o esforço computacional permitindo a realização de um grande número de simulações. No total foram realizadas 28 simulações permitindo a avaliação da influência da altura do coletor e o diâmetro de saída da chaminé sobre a potência útil disponível na turbina da SCPP. Para realizar essa avaliação, as equações de conservação de massa, quantidade de movimento e energia

foram resolvidas numericamente com o uso do método dos volumes finitos (FVM – do inglês: *Finite Volume Method*) (Patankar, 1980; Versteeg e Malalasekera, 2007). Mais precisamente é empregado o software comercial FLUENT® (FLUENT, 2007). Para a abordagem numérica da turbulência é empregada a modelagem clássica (RANS – do inglês: *Reynolds Averaged Navier-Stokes*) que consiste na aplicação de um operador média temporal nas equações de conservação (Wilcox, 2002). Para resolver o problema do fechamento da turbulência é empregado o modelo a duas equações diferenciais $k - \varepsilon$ (Launder e Spalding, 1972).

2. MODELAGEM MATEMÁTICA E NUMÉRICA

As equações de conservação de massa, quantidade de movimento e energia temporais médias para a solução de escoamentos turbulentos, incompressíveis, com transferência de calor por convecção mista são dadas por (Bejan, 2013):

$$\frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_j} = 0 \quad (j = 1, 2 \text{ e } 3) \text{ em } t \times \Omega \quad (1)$$

$$\rho_0 \left[\frac{\partial}{\partial t} (\bar{v}_i) + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{v}_i \bar{v}_j) \right] + \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_j} \delta_{ij} - \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ (\mu + \mu_t) \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i} \right) \right\} + \rho_0 g_i \beta (\bar{T} - T_0) = 0 \quad (i, j, k = 1, 2 \text{ e } 3) \text{ em } t \times \Omega \quad (2)$$

$$\frac{\partial \bar{T}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{v}_j \bar{T}) - \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ (\alpha + \alpha_t) \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} \right\} = 0 \quad (j = 1, 2 \text{ e } 3) \text{ em } t \times \Omega \quad (3)$$

onde $\bar{(\)}$ representa o operador média temporal, ρ_0 é a massa específica do fluido na temperatura de referência (kg/m^3); β é o coeficiente de expansão térmica (K^{-1}); μ é a viscosidade dinâmica (kg/ms); λ é a viscosidade volumétrica (kg/ms); ν é a viscosidade cinemática (m^2/s); α é a difusividade térmica (m^2/s); v_i é a velocidade na direção i , $i = 1, 2$ e 3 (m/s); x_i corresponde à coordenada espacial, $i = 1, 2$ e 3 (m); P é a pressão (N/m); T é a temperatura ($^\circ\text{C}$ ou K); T_0 é a temperatura de referência ($^\circ\text{C}$ ou K); g_i é a aceleração da gravidade na direção i , $i = 1, 2$ e 3 (m/s^2); δ_{ij} é o delta de Kronecker; Ω é o domínio espacial (m); t representa o domínio do tempo (s).

Nas Eqs. (2) – (3) a viscosidade turbulenta (μ_t) e a difusividade turbulenta (α_t) são dadas por:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (4)$$

$$\alpha_t = \frac{\nu_t}{\text{Pr}_t} \quad (5)$$

Para estimar μ_t é necessário obter os valores da energia cinética da turbulência (k) e sua taxa de dissipação (ε) ao longo do domínio. Para isso, são resolvidas duas equações adicionais (Wilcox, 2002; Launder e Spalding, 1972) que são dadas por:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \bar{v}_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \tau_{ij} \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \varepsilon \quad (6)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \bar{v}_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} \tau_{ij} \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (7)$$

As constantes empregadas para resolver as equações de transporte adicionais, Eqs. (4) – (7), são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Constantes empregadas no modelo $k - \varepsilon$, Eqs. (4 - 7).

C_μ	$C_{\varepsilon 1}$	$C_{\varepsilon 2}$	σ_k	σ_ε	Pr_t
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3	1.0

As equações de conservação que modelam o problema, Eqs. (1) – (3), bem como as equações diferenciais do modelo de turbulência $k - \varepsilon$ são resolvidas usando o método de volumes finitos (FVM), mais precisamente

empregando o software FLUENT (FLUENT, 2007). O solver é baseado na pressão e todas as simulações empregaram esquema de advecção 2nd Order Upwind e o método SIMPLE para o acoplamento pressão velocidade. Maiores detalhes a respeito do FVM podem ser encontrados em Patankar (1980) e Versteeg e Malalasekera (2007).

As simulações numéricas foram realizadas em um computador com 6 processadores AMD FX6300 com 3.5 Ghz clock com uma memória instalada de 4 GB. O tempo de processamento para as simulações foi de aproximadamente de 1.5×10^2 s. As simulações foram consideradas convergidas quando os resíduos para massa, velocidades, energia e para as equações do modelo de turbulência entre duas iterações consecutivas foram menores do que 10^{-6} , 10^{-6} , 10^{-8} e 10^{-6} , respectivamente. Além disso, fatores de sub-relaxação de 0.7 foram impostos nas equações de conservação. Em todas as simulações foram empregadas 5000 iterações e um teste de independência de malha foi realizado para definir a malha mais adequada a ser empregada nesse tipo de problema. Este estudo será apresentado após a definição do problema (próxima secção).

3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema consiste na avaliação da variação de alguns parâmetros geométricos sobre o escoamento em uma chaminé solar e sobre sua potência útil disponível. Neste trabalho, o raio de saída da chaminé (R_2) e a altura de entrada do coletor (H_1) são avaliados (Fig. 1). Em todos os casos, a altura da SCPP, o raio do coletor, o raio da entrada da secção onde se localiza a turbina e o raio da saída da turbina são mantidos fixos, $H = 10.0$ m e $R = 4.0$ m, $R_1 = 0.5$ m e $R_3 = 0.125$ m, respectivamente. Com relação às condições físicas do problema, foram impostas aqui as mesmas considerações empregadas no trabalho de Patel et al. (2014), com exceção do domínio computacional, que foi considerado axissimétrico. O fluido de trabalho é o ar, sendo o mesmo considerado como um gás ideal. A convecção natural foi considerada através da hipótese de Boussinesq que substitui a força de empuxo. A aceleração do campo gravitacional atua no sentido negativo da direção y , conforme ilustrado na Fig. 1. A pressão de referência foi à atmosférica ($p_{ref} = 1.0$ atm). Com relação às condições de contorno, na entrada do coletor (superfície S_1) é imposta uma pressão constante ($p_1 = 1.0$ atm) e temperatura constante ($T_1 = 303$ K), com o intuito de simular as condições da vizinhança. Na saída da chaminé (superfície S_2) também são impostas as mesmas pressão e temperatura, i.e., $p_2 = 1.0$ atm e $T_2 = 303$ K. Essa temperatura pode ser considerada visto que a uma altura $H = 10.0$ m a temperatura do ar não difere consideravelmente em relação à temperatura do ar na região do solo. No solo (superfície S_3) é atribuída uma condição de não deslizamento e impermeabilidade. Além disso, é considerada uma temperatura constante igual a $T_3 = 323$ K, simulando o efeito do aquecimento do solo pela energia absorvida no coletor semelhantemente ao realizado no trabalho de Patel et al. (2014). As superfícies remanescentes no domínio computacional possuem a condição de não deslizamento e impermeabilidade e são isoladas termicamente (adiabáticas).

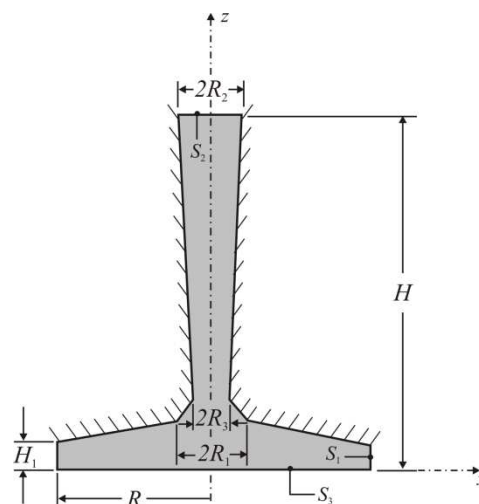


Figura 1 – Domínio computacional empregado na simulação da SCPP.

O principal objetivo neste trabalho é maximizar a potência disponível na chaminé solar através, bem como, avaliar o efeito dos parâmetros R_2 e H_1 sobre o desempenho do dispositivo. A potência disponível na SCPP é dada a partir da seguinte expressão:

$$P_{disponivel} = 0.5 \cdot \rho \cdot A \cdot V^3 \quad (8)$$

onde ρ é a massa específica do ar (kg/m^3), A é a área da secção transversal da SCPP na região da turbina (m^2) e V é a velocidade média espacial na secção analisada (m/s).

A Tabela 1 apresenta os valores de R_2 e H_1 que foram investigados neste estudo:

Tabela 1 – Apresentação dos parâmetros empregados nos 28 casos estudados.

Caso	R_2 (m)	H_1 (m)	Caso	R_2 (m)	H_1 (m)
1	0.22	0.05	15	0.66	0.05
2	0.22	0.06	16	0.66	0.06
3	0.22	0.07	17	0.66	0.07
4	0.22	0.075	18	0.66	0.075
5	0.22	0.08	19	0.66	0.08
6	0.22	0.09	20	0.66	0.09
7	0.22	0.1	21	0.66	0.1
8	0.44	0.05	22	0.88	0.05
9	0.44	0.06	23	0.88	0.06
10	0.44	0.07	24	0.88	0.07
11	0.44	0.075	25	0.88	0.075
12	0.44	0.08	26	0.88	0.08
13	0.44	0.09	27	0.88	0.09
14	0.44	0.1	28	0.88	0.1

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Primeiramente, é realizado um estudo de independência de malha do domínio computacional empregado. Em todos os casos o domínio foi subdividido em volumes finitos retangulares e na região das paredes e turbina foi empregado um maior refinamento de malha empregando-se uma malha do tipo *stretched*. As malhas investigadas foram divididas no seguinte número de volumes: 500, 1100, 2120, 6540, 17400, 31670. Os perfis de velocidades na região de simetria do domínio obtidos com as diferentes malhas testadas são apresentados na Fig. 2. Os resultados indicam que a malha com 500 e 2120 volumes subestimam sensivelmente o campo de velocidades na região da saída da turbina, onde ocorrem as máximas velocidades. Também pode ser observado que os perfis obtidos com 25200 e 31500 volumes apresentam uma excelente concordância, com uma variação inferior a 0.5 %. Em função disso, considera-se a malha com 25200 volumes independente e a mesma será empregada no restante das simulações realizadas no trabalho.

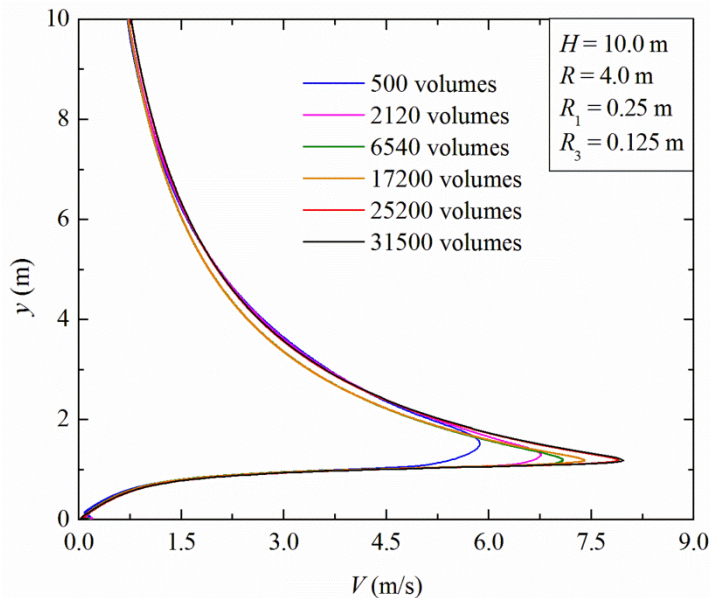


Figura 2 – Estudo de independência de malha empregado na SCPP.

Após o estudo de independência de malha, é realizada uma verificação dos resultados encontrados com o presente modelo numérico com os obtidos no estudo de Patel et al. (2014). A Figura 3 ilustra uma comparação da magnitude do campo de velocidades na região do eixo da SCPP obtidas no presente trabalho com as apresentadas na literatura. Pode ser observado que os resultados apresentam um desvio médio de aproximadamente 5.0 %. A velocidade máxima encontrada nas presentes simulações é de $v_{\max} = 7.91$ m/s enquanto que no trabalho de Patel et al. (2014) foi obtida uma velocidade máxima de $v_{\max,1} = 7.86$ m/s. Na região de saída da chaminé, é visualizado nos resultados da literatura uma flutuação no perfil de velocidades com uma redução sensível em $y = 9.0$ m que não é obtida nas simulações do presente trabalho. O comportamento obtido

na literatura não é esperado uma vez que não há nenhuma força na região central da chaminé que faça com que o perfil seja reduzido apenas nessa região. Apesar das pequenas diferenças visualizadas entre os resultados de Patel et al. (2014) e os obtidos aqui, é possível afirmar que os resultados são satisfatoriamente concordantes, principalmente na região da turbina onde a estimativa adequada é mais importante para a estimativa da potência útil disponível na SCPP. Com relação a potência disponível no dispositivo, uma comparação entre a potência máxima obtida no ponto de máxima velocidade obtida no presente trabalho e em Patel et al. (2014) também pode ser realizada. A potência máxima obtida aqui é de $P_{\text{máx}} = 14.87 \text{ W}$, enquanto em Patel et al. (2014) a potência máxima é de $P_{\text{máx}} = 14.59 \text{ W}$, ou seja, um desvio inferior a 2.0 %. Assim, o presente modelo será empregado para avaliar o efeito das variáveis R_2 e H_1 sobre a potência útil do dispositivo.

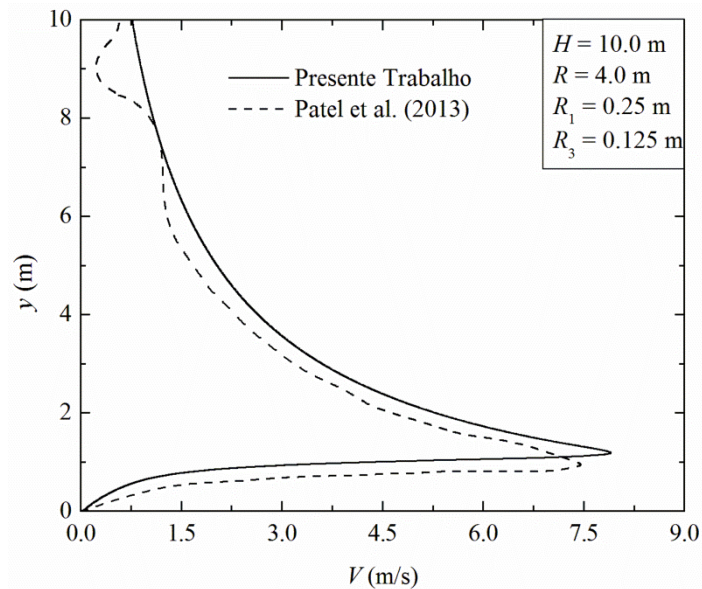


Figura 3 – Comparação entre os perfis de velocidades na região central da SCPP obtidas no presente trabalho e em Patel et al. (2014).

A Figura 4 apresenta o efeito da variável H_1 sobre a potência disponível na SCPP para os seguintes valores de R_2 : $R_2 = 0.22, 0.44, 0.66$ e 0.88 . De uma forma geral, os resultados mostram que a razão H_1 não apresentou grande sensibilidade na potência disponível (P) para nenhum dos valores R_2 investigados. Por exemplo, para $R_2 = 0.22 \text{ m}$, o melhor desempenho foi obtido para $H_1 = 0.05 \text{ m}$, semelhantemente ao que havia sido observado no trabalho de Patel et al. (2014), e conduziu a uma potência de 7.91 W enquanto para o pior desempenho (observado para $H_1 = 0.07$) foi obtida uma potência apenas 11.0 % inferior. Os resultados também mostram que as melhores geometrias para todas as faixas de H_1 são obtidas para $R_2 = 0.44 \text{ m}$. Em média, a potência disponível (P) para $R_2 = 0.44 \text{ m}$ foi aproximadamente 70.0 % superior ao obtido para o pior valor de $R_2 = 0.22 \text{ m}$.

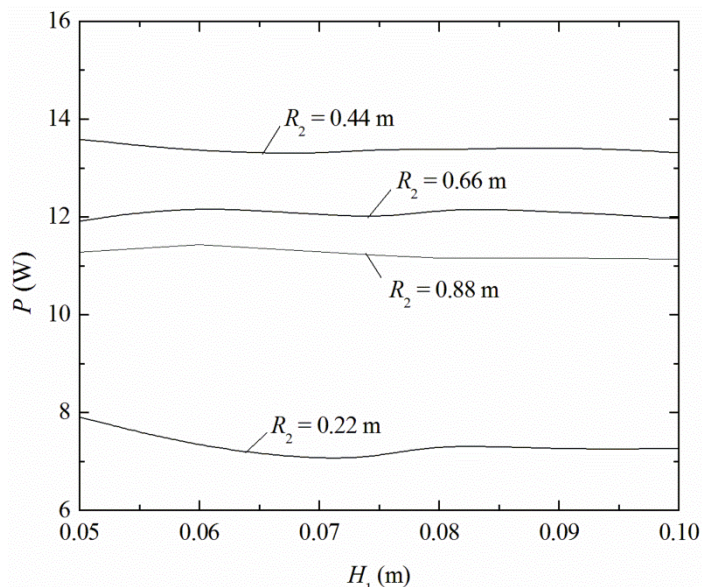


Figura 4 – Efeito de H_1 sobre a potência disponível na chaminé para vários valores de R_2 .

As maiores potências disponíveis obtidas na Fig. 4 e suas respectivas geometrias são compiladas e apresentadas na Fig. 5. Mais precisamente, é avaliado o efeito da variável R_2 sobre a potência disponível máxima para os vários valores de H_1 estudados (P_m) e os valores de H_1 que conduzem a esse melhor desempenho ($H_{1,o}$). Os resultados da Fig. 5 demonstram que a variável R_2 possui uma forte influência sobre o desempenho do SCPP. A melhor geometria foi obtida para a razão $R_2 = 0.44$ m e conduziu a uma potência disponível máxima de $P_m = 13.6$ W. Essa geometria apresentou uma potência com um desempenho de aproximadamente 72 % e 19 % superior aos limites inferior ($R_2 = 0.22$ m) e superior ($R_2 = 0.88$ m) estudados, respectivamente. Com relação às geometrias de H_1 que conduzem aos melhores desempenhos da SCPP, não há uma grande variação dos menores valores de R_2 estudados ($R_2 = 0.22$ m e 0.44 m) para os maiores valores de R_2 estudados ($R_2 = 0.66$ m e 0.88 m), mostrando que essa variável pode ser mantida fixa para os valores de geometrias mantidos fixos neste trabalho ($H = 10.0$ m, $R = 5.0$ m, $R_1 = 0.5$ m e $R_3 = 0.125$ m).

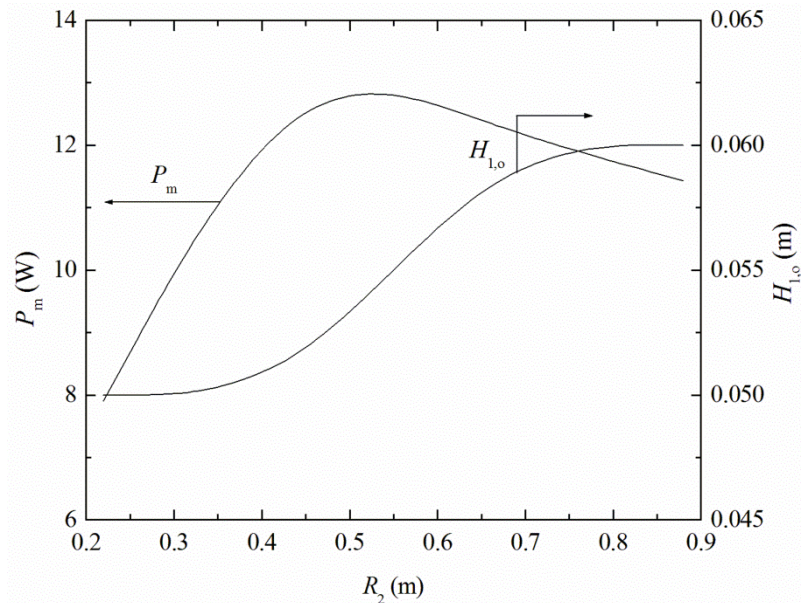


Figura 5 – Efeito de R_2 sobre a potência máxima (P_m) e suas respectivas geometrias para H_1 ($H_{1,o}$).

Os campos de velocidades para as melhores formas geometrias obtidas na Fig. 5 são apresentadas na Fig. 6. As Fig. 6(a - c) mostram os campos de velocidades para as geometrias com $R_2 = 0.22$ m, $R_2 = 0.44$ m e $R_2 = 0.88$ m, respectivamente. Para $R_2 = 0.22$ m pode ser visto que há uma grande restrição ao escoamento pelo fechamento da chaminé obtendo-se uma menor magnitude do campo de velocidades na região da chaminé. Para o extremo superior de R_2 ($R_2 = 0.88$ m) a magnitude do campo de velocidades cresce em comparação com $R_2 = 0.22$ m, mas o campo de velocidades acaba sendo distribuído de forma não homogênea e com baixa intensidade na região de saída da chaminé, dificultando a tiragem na chaminé. No caso $R_2 = 0.44$ m a distribuição do campo de velocidades é mais homogênea ao longo do domínio causando uma menor restrição ao escoamento. Consequentemente, obtém-se a maior magnitude entre as geometrias comparadas na região da turbina.

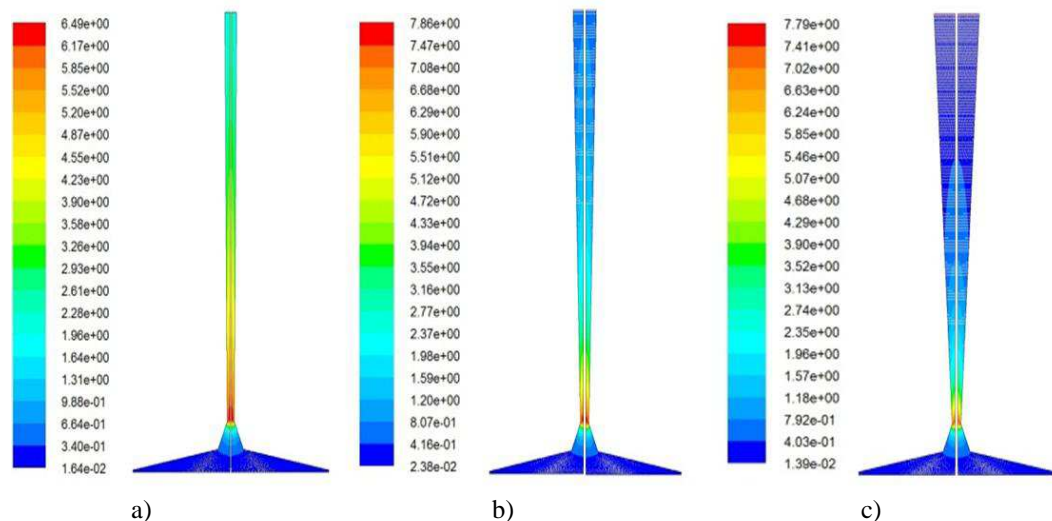


Figura 6 – Campos de velocidades obtidos para as melhores geometrias obtidas na Fig. 5: a) $R_2 = 0.22$ m, b) $R_2 = 0.44$ m, c) $R_2 = 0.88$ m.

5. CONCLUSÕES

No presente trabalho foi realizado um estudo numérico para investigar o princípio de funcionamento de uma SCPP, bem como, foi investigada a influência de alguns parâmetros geométricos sobre a potência disponível no dispositivo. Os principais objetivos aqui foram avaliar a aplicabilidade do modelo numérico em futuras recomendações teóricas da geometria do SCPP sobre a potência disponível no dispositivo. Em todos os casos foi considerado um escoamento compressível, turbulento, permanente, com transferência de calor por convecção mista em um domínio bidimensional axissimétrico. As equações de conservação de massa, quantidade de movimento e energia são resolvidas numericamente com o uso do método de volumes finitos, mais precisamente com o software FLUENT® (FLUENT, 2007; Patankar, 1980; Versteeg e Malalasekera, 2007). Para a abordagem da turbulência é empregada à modelagem clássica da turbulência (RANS) com modelo $k - \varepsilon$ (Lauder e Spalding, 1972).

Os resultados demonstraram que mesmo simplificando o escoamento para um domínio bidimensional axissimétrico foram obtidos resultados semelhantes aos obtidos em Patel et al. (2014) para a simulação de uma SCPP, principalmente para a predição da potência disponível na região da turbina. Dessa forma, esse modelo é recomendado para futuros estudos de otimização geométrica em dispositivos do tipo SCPP.

Posteriormente, foi investigada a influência da altura da entrada do coletor (H_1) e o raio da saída da chaminé (R_2) sobre a potência disponível da SCPP. Os resultados mostraram que a potência disponível (P) foi praticamente insensível à variação do parâmetro H_1 . Por exemplo, para $R_2 = 0.22$ m a diferença obtida entre as geometrias com melhor e o pior desempenho não superou 11.0 %. Por outro lado, a variável R_2 apresentou uma grande influência sobre o desempenho da SCPP. Também foi observado que há um valor ótimo intermediário de R_2 ($R_2 = 0.44$ m) que conduz a máxima potência disponível do dispositivo. Em comparação com os extremos inferior e superior de R_2 estudados, $R_2 = 0.22$ m e 0.88 m, o desempenho obtido foi aproximadamente 72 % e 19 % superior, i.e., o parâmetro R_2 mostrou-se um importante parâmetro geométrico na busca pela maximização do desempenho da SCPP estudada neste trabalho.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores C. Garcia, J. A. Souza e L. A. O. Rocha agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro.

7. REFERÊNCIAS

- Bejan, A., 2013, Convection heat transfer, Wiley, Hoboken, New Jersey, Fourth edition.
- Dhahri, A. and Omri, A., 2013, "A Review of solar Chimney Power Generation Technology", International Journal of Engineering and Advanced Technology, Vol. 2, No. 3, pp. 1 – 17.
- FLUENT., 2007, "Documentation Manual – FLUENT 6.3.16", Ansys, Inc.
- Haaf, W., Friedrich, K., Mayr, G. and Schlaich, J., 1983, "Solar Chimneys Part I: Principle and Construction of the Pilot Plant in Manzanares", International Journal of Solar Energy, Vol. 2., pp. 3–20.
- Jones, I., 2011, Engineering strategies for greenhouse gas mitigation, Cambridge University Press, Cambridge; New York, available at: <http://dx.doi.org/10.1017/CBO9780511977909> (accessed 8 September 2014).
- Lauder, B. E. and Spalding, D. B., 1972, Lectures in mathematical models of turbulence, Academic Press, London, England.
- Li, W., Wei, P. and Zhou, X., 2014, "A cost-benefit analysis of power generation from commercial reinforced concrete solar chimney power plant", Energy Conversion and Management, Vol. 79., pp. 104–113.
- Patankar, S. V., 1980, Numerical heat transfer and fluid flow, McGraw Hill, New York, USA.
- Patel, S.K., Prasad, D. and Ahmed, M.R., 2014, "Computational studies on the effect of geometric parameters on the performance of a solar chimney power plant", Energy Conversion and Management, Vol. 77., pp. 424–431.
- Pretorius, J.P. and Kröger, D.G., 2006, "Critical evaluation of solar chimney power plant performance", Solar Energy, Vol. 80, No. 5, pp. 535–544.
- Versteeg, Henk Kaarle and Malalasekera, Weeratunge., 2007, An Introduction to Computational Fluid Dynamics: The Finite Volume Method, Pearson.
- Wilcox, D. C., 2002, Turbulence modeling for CFD, DCW Industries, La Canada, USA, 2nded.
- Xu, G., Ming, T., Pan, Y., Meng, F. and Zhou, C., 2011, "Numerical analysis on the performance of solar chimney power plant system", Energy Conversion and Management, Vol. 52, No. 2, pp. 876–883.
- Zhou, X., Yang, J., Xiao, B. and Hou, G., 2007, "Experimental study of temperature field in a solar chimney power setup", Applied Thermal Engineering, Vol. 27, No. 11-12, pp. 2044–2050.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

SIMULAÇÃO DO USO DE TERMINAIS ALL-WEATHER NA OPERAÇÃO DE TERMINAIS DE EXPORTAÇÃO DE AÇÚCAR A GRANEL

José Fontebasso Neto¹, Thamires de Andrade Barros¹

¹ Universidade Católica de Santos
Av. Conselheiro Nébias, 300, Santos-SP CEP 11015-001
e-mail: jfneto@unisantos.br
thami.eng@gmail.com

RESUMO

O açúcar a granel é um dos principais produtos brasileiros da pauta de exportação, sendo o Porto de Santos sua principal rota para o exterior, contudo, os terminais que embarcam açúcar a granel para exportação o fazem ao ar livre, sujeitando a operação a paralisações devido a chuva. Este trabalho compara a simulação da operação ao ar livre, sujeita a paralisações, com a operação em terminais all-weather, em que tanto os porões do navio, como os equipamentos necessários à operação ficam abrigados em armazéns. Foram simulados quatro terminais e os resultados mostram que a operação all-weather produz ganhos consideráveis no desempenho geral dos terminais.

1. O AÇÚCAR E A CHUVA

O Brasil é o maior exportador de açúcar, com 44% do total mundial, sendo que os maiores produtores concentram-se em São Paulo e Paraná, enquanto que os maiores compradores ficam na Europa e Oriente Médio, isso torna o Porto de Santos é o principal terminal de saída do produto no país, com 15 milhões de toneladas movimentadas em 2011 (Menezes, 2012; Guerise e Robles, 2006).

Ano a ano, entre março e outubro – período da safra de cana-de-açúcar – é comum ler notícias sobre atrasos nas operações de exportação de açúcar devido às chuvas (Agrolink, 2013; Porto de Santos, 2009) pois o embarque do açúcar a granel é realizado ao ar livre, com o produto despejado diretamente nos porões abertos dos navios, o que só pode ocorrer com tempo bom, já que, molhada, a carga é inutilizada (Porto de Santos, 2009; Ferreira et al., 2007).

Estimativas dos operadores portuários (Agrolink, 2013; Brito, 2012) indicam que cerca de 100 dias de embarque de açúcar são perdidos em Santos por causa do mau tempo, formando filas de caminhões quilométricas e deixando muitos navios esperando na Barra de Santos, acarretando demurrage e, eventualmente, multas e cancelamento de contratos.

2. TERMINAIS ALL-WEATHER

Uma solução para o problema do embarque de açúcar sob chuva é a construção e uso de terminais all-weather, bastante comuns em vários países europeus, como nos portos de Antuérpia e Ijmuiden – Holanda, Marin – Espanha, Bird e Hull – Reino Unido e Kokkola – Finlândia (Port of Antwerp, 2013; Fransen, 2014; Puerto de Marin; Cargo Services Ltd., 2013; Sea Breezes, 2009; Port of Kokkola) mostrados na Fig. 1.



Figura 1. Terminais All-Weather: (a) Antuérpia, (b) Ijmuiden, (c) Marin, (d) Bird, (e) Hull e (f) Kokkola.

Em linhas gerais, um terminal all-weather é um galpão sobre um berço ou baía de atracação com espaço para os equipamentos de terra, carga e pessoal, como mostra a Fig. 1c, 1e e 1f. A vantagem desta instalação é a possibilidade de operar independente de condições climáticas adversas, reduzindo o tempo de espera e aumentando a produtividade do terminal.

Existe um projeto para implantação de um terminal all-weather no Porto de Santos pela Rumo Logística, empresa de transportes do Grupo Cosan (Brito, 2012; Menezes, 2012) com concepção diferente dos terminais europeus por conta de restrições impostas pela CODESP, empresa que administra o Porto de Santos, conforme mostra a Fig. 2.



Figura 2. Concepção artística do terminal all-weather da Rumo Logística (Brito, 2012)

Contudo, as obras, que iniciaram em 2011 e estariam prontas para safra de 2013, estão paradas, sem previsão de término, o que nos inspira a analisar o ganho que tal obra, cujo orçamento está entre 60 e 70 milhões de reais, pode trazer à operação de terminais de embarque de açúcar a granel.

3. MODELAGEM DOS TERMINAIS DE EMBARQUE DE AÇÚCAR A GRANEL

A construção de modelos computacionais para análise de cenários envolve a definição das premissas do modelo, cujo objetivo é extrair os aspectos relevantes dos elementos do problema em estudo, da natureza da interconexão destes elementos e a elaboração de estatísticas das grandezas relacionadas a esses elementos e suas interconexões (Chwif e Medina, 2010; Botter, 2002; Prado, 2003).

Conforme (Ferreira et al., 2007), a simulação matemática e estatística é utilizada frequentemente no estudo de sistemas portuários devido a grande variabilidade no intervalo de chegada de navios e nos tempos de serviços dos navios atracados. Além disso, paralisações operacionais por motivos climáticos, marés, falhas em equipamentos ou variações em turnos de trabalhadores obrigam a análise destes sistemas através de ferramentas matemáticas que considerem os fatores aleatórios destes processos.

Assim, é comum utilizar simulação computacional para avaliar cenários em terminais portuários (Neves e Ignacio, 2009), onde há um número grande de produtos, inúmeras interações entre os subsistemas, justificando o seu uso (Cardoso e Teles, 1997) pelo alto custo envolvido na elaboração de experimentos em escala real, grau de complexidade dos sistemas, além de excessivo tempo de respostas às questões formuladas, já que o cenário proposto, com terminais all-weather, não existe e a construção de um terminal para verificar se os ganhos são significativos é inviável.

Neste trabalho, o objetivo é estudar a influência da chuva nos terminais para embarque de açúcar a granel, assim, o sistema que processa os navios é representado como um modelo MMI, em que os vários processos de cada terminal, como preparação das esteiras e ship-loaders, preparação dos equipamentos de terra e de bordo, abertura e fechamento de porões, entre outros, são tratados como um único processo no seguinte fluxo:

1. Os navios chegam à Barra de Santos,
2. Os navios aguardam a disponibilidade do terminal,
3. Os navios recebem a carga de açúcar a granel
4. Os navios partem ao seu próximo destino.

A vantagem desta tratativa é a possibilidade de ignorar os detalhes da forma de operação dos equipamentos em cada terminal, considerando apenas funções para modelagem do tempo entre chegadas dos navios à Barra de Santos e o tempo total de operação para embarque do açúcar a granel nos porões do navio.

Para estimar o ganho de produtividade com o uso de terminais all-weather, o modelo simula dois cenários: um considerando o tempo de paralisação da operação devido à chuva, e outro em que este tempo é subtraído do tempo da operação, como se o terminal fosse all-weather.

A empresa que administra o Porto de Santos forneceu os dados referentes à operação e paralisações de quatro terminais que embarcam açúcar a granel para exportação de 2007 a 2009, os quais foram organizados em um banco de dados, cujos registros, após a limpeza e formatação, foram submetidos ao software de simulação ARENA, da Rockwell Automation. A Fig. 3 ilustra uma amostra com os dados de operação e de paralisação.

ViagemAno	NomeNavio	DescriClasse	Comprimento	TDW	Largura	Calado	DtHrChegBarra	DescrMov	DescriLocal	DtHrMovInicio	DtHrMovFinal
2007-0123	CAMEL	GRANELEIRO	183	44750	30	12.2	01/01/07 14:00	Atracou	ARMAZEM 19	14/01/07 17:05	16/01/07 01:55
2006-6032	ARTEMIS	PETROLEIRO	186	53038	32.3	13	01/01/07 14:25	Atracou	BARRA	02/01/07 06:45	02/01/07 18:05
2006-6017	LIDA	CARGUEIRO COMUM	63	1448	11	10.8	01/01/07 15:30	Atracou	SABOO III	02/01/07 06:55	02/01/07 14:05
2006-5930	MSC CHRISTINA	PORTA-CONTAINERS	243	45474	32.2	12.1	01/01/07 19:00	Atracou	TECON I	02/01/07 14:40	03/01/07 02:30

(a) Dados de Movimentação

anoViagem	Navio	Local	Data	Período	ParalisaçõesInicio	ParalisaçõesTérmino	Motivo	Porão
2006-5616	MONTEREY	ARMAZEM 33/34	08/01/07	19:00/01:00	19:00	01:00	Chuva	02
2006-5720	TRIUMPH	CORTE	04/01/07	01:00/07:00	03:11	03:23	Aguardando abertura de porão	01
2006-5808	DORIAN	CORTE	01/01/07	13:00/19:00	17:29	17:39	Manobra de equipamento de terra	03
2006-5811	ALIANÇA SINGAPORE	SABOO IV	03/01/07	01:00/07:00	03:05	03:17	Manobra de equipamento de terra	03
2006-5831	IOLCOS GLORY	ULTRAFERTIL I	17/01/07	02:00/08:00	02:00	08:00	Defeito no equipamento de terra	04

(b) Dados de Paralisação

Figura 3. Dados Operacionais: (a) Movimentações; (b) Paralisações

As funções que estimam os tempos entre chegadas dos navios e o tempo de operação nos terminais foram definidas através do InputAnalyser, que também faz parte do pacote de software ARENA.

A simulação do modelo considera que o processo de operação do terminal é contínuo, assim, as estatísticas e condições iniciais do sistema não são zeradas a cada replicação, desse modo, para garantir os resultados com 95% de confiança e erro máximo de 10%, é necessário replicar 100 vezes a simulação do modelo (Chwif e Medina, 2010; Botter, 2002; Prado, 2003).

O modelo MMI construído para simular os dois cenários está representado na Fig 4.

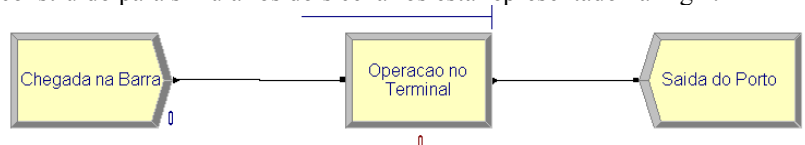


Figura 4. Modelo de simulação MMI

Apesar da simplicidade, o modelo da Fig. 4 permite estimar os seguintes valores para cada cenário:

1. Tempo Total no Sistema: tempo entre a chegada do navio à Barra de Santos e sua partida do terminal em estudo;
2. Tempo de Operação: duração da operação de embarque de açúcar a granel no terminal em estudo;
3. Tempo de Espera: soma do tempo que o navio aguarda na Barra de Santos até a chamada se deslocar ao terminal e do tempo de deslocamento entre a Barra de Santos e o terminal;
4. Navios Esperando no Sistema: quantidade média de navios em operação e em fila;
5. Tamanho da Fila: quantidade média de navios em fila, aguardando a disponibilidade do terminal;
6. Tempo de Fila: duração da espera na fila, inclui o tempo de deslocamento entre a Barra de Santos e o terminal em estudo;
7. Utilização do Terminal: taxa de uso do terminal, é a relação entre o tempo necessário para o terminal atender os navios e o tempo total da simulação.

Para determinar a função que modela a Chegada na Barra (Fig. 4) para cada terminal, filtrou-se os registros de cada terminal no banco de dados e fez-se a diferença em horas entre as datas de duas chegadas consecutivas (Fig. 3a), sendo que tais diferenças foram usadas no InputAnalyser para determinar a função com melhor aderência, confirmada através do teste Chi-Quadrado.

De modo semelhante, as funções que modelam a Operação do Terminal (Fig. 4) foram obtidas filtrando os registros de cada terminal no banco de dados e em seguida, calculou-se a diferença em horas entre o final e início de cada movimento, sendo que tais diferenças foram submetidas ao InputAnalyser para determinar a função com melhor aderência.

O cálculo da Operação do Terminal no modo all-weather, filtrou-se os registros das paralisações por chuva em cada um dos terminais escolhidos, calculou-se a duração da paralisação em horas e subtraiu-se esse valor do valor anteriormente determinado para a Operação do Terminal. Estes resultados foram aplicados ao InputAnalyser que definiu a função com melhor aderência.

Todos os modelos utilizam o Método de Monte Carlo para produzir resultados aleatórios e simularam 1 ano de operação (8750 horas) por 100 vezes, garantindo erros inferiores a 10% com nível de confiança de 95%.

4. RESULTADOS

Os modelos produzidos pelo InputAnalyser, representados na Fig. 5, mostram a aderência entre os dados reais e as distribuições teóricas.

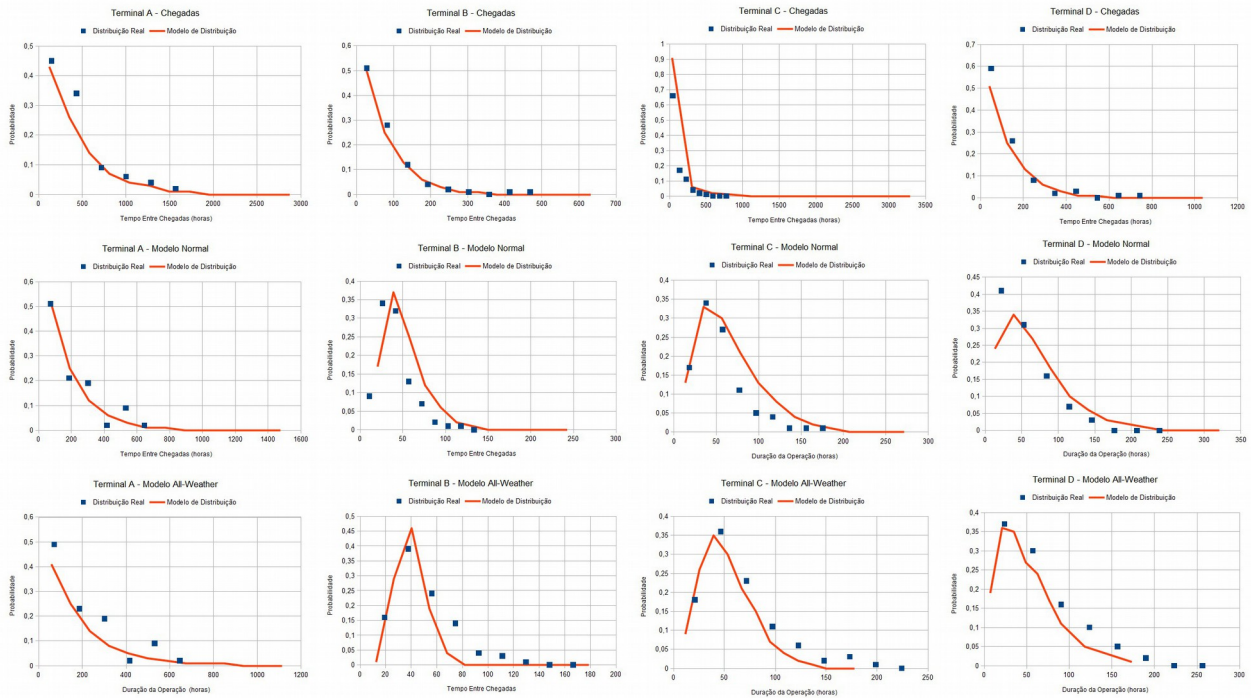


Figura 5. Comparativo entre Dados Reais e Modelos para Simulação

A comparação da simulação de cada um dos terminais pesquisados para os cenários de operação normal e de operação all-weather são mostrados na Tab. 1, na qual aplicou-se um teste de hipótese para verificar se os valores simulados para operação normal podem ser menores do que os valores simulados para operação all-weather.

O valor crítico para o teste é dado pela Eq. (1).

$$Z_0 = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{(S_1^2 + S_2^2)}{n}}} < Z_{\alpha} \quad (1)$$

Os elementos da Eq. (1) são:

- Z_0 : valor calculado para o valor padronizado da distribuição normal,
- \bar{x}_1 e \bar{x}_2 : são os valores das médias amostrais para as simulações sob condições normais e all-weather, respectivamente
- s_1 e s_2 : são os valores dos desvios padrões amostrais para as simulações sob condições normais e all-weather, respectivamente
- n : é a quantidade de replicações, no caso, 100.
- Z_{α} : é o valor crítico padronizado da distribuição normal, a partir do qual não é possível afirmar que Z_0 é menor que Z_{α} . Para um nível de confiança de 95%, Z_{α} é -1,65.

Tabela 1. Comparativo dos Cenários de Operação Normal e Operação All-Weather

Terminal A						Terminal B					
Sistema com Chuva		Sistema sem Chuva		teste z		Sistema com Chuva		Sistema sem Chuva		teste z	
Nome	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	menor se < -1,65	Nome	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	menor se < -1,65
Tempo Total no Sistema	291,56	9,24	286,77	7,88	3,94	Tempo Total no Sistema	114,71	3,63	73,23	1,58	104,77
Tempo de Operação	183,69	5,20	181,14	5,36	3,43	Tempo de Operação	49,97	0,46	40,18	0,38	165,14
Tempo de Espera	107,86	10,75	105,64	10,02	1,52	Tempo de Espera	64,74	3,37	33,06	1,41	86,84
Navios Esperando no Sistema	0,69	0,05	0,67	0,04	2,07	Navios Esperando no Sistema	1,62	0,06	1,04	0,03	85,54
Tamanho da Fila	0,26	0,03	0,25	0,03	1,28	Tamanho da Fila	0,91	0,05	0,47	0,02	77,08
Tempo de Fila	107,89	10,80	105,66	10,07	1,51	Tempo de Fila	64,72	3,35	33,06	1,41	87,10
Utilização do Terminal	0,43	0,02	0,43	0,01	3,21	Utilização do Terminal	0,71	0,01	0,57	0,01	96,56

Terminal C						Terminal D					
Sistema com Chuva		Sistema sem Chuva		teste z		Sistema com Chuva		Sistema sem Chuva		teste z	
Nome	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	menor se < -1,65	Nome	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	menor se < -1,65
Tempo Total no Sistema	176,40	9,63	107,64	3,40	67,34	Tempo Total no Sistema	90,75	9,35	88,06	9,22	2,05
Tempo de Operação	65,17	0,85	53,64	0,59	111,13	Tempo de Operação	55,01	5,61	54,47	5,57	0,69
Tempo de Espera	111,23	9,81	54,00	3,67	54,65	Tempo de Espera	35,73	3,85	33,59	3,90	3,91
Navios Esperando no Sistema	1,50	0,13	0,92	0,06	40,24	Navios Esperando no Sistema	0,77	0,08	0,74	0,08	2,48
Tamanho da Fila	0,95	0,11	0,46	0,04	39,86	Tamanho da Fila	0,30	0,03	0,28	0,03	4,28
Tempo de Fila	111,09	9,98	54,02	3,62	53,75	Tempo de Fila	35,73	3,82	33,58	3,86	3,96
Utilização do Terminal	0,55	0,02	0,46	0,02	35,64	Utilização do Terminal	0,47	0,05	0,46	0,05	1,13

Da Tab. 1 é possível observar que todos os testes em todos os terminais pesquisados indicam que os valores simulados para a operação sob condições normais são maiores que seus análogos para operação all-weather.

5. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

A simulação comparando a operação normal e a operação all-weather mostra que há ganhos todos os indicadores de desempenho da operação de terminais especializados no embarque de açúcar à granel, pois os dados usados neste trabalho são oriundos de operações reais, porém não é possível fazer afirmações sobre o retorno do investimento na implantação dos mesmos, haja vista que não se dispõem de informações a respeito dos custos operacionais, nem da previsão de aumento dos negócios que este tipo de terminal pode produzir.

Informações do Grupo Colsan (Brito, 2012) dão conta que o ganho em quantidade de carga chega a 30%, passando de 6 milhões de toneladas para 9 milhões de toneladas, mas por questões estratégicas, os valores envolvidos não foram divulgados.

A existência de terminais all-weather em outros países indica que é uma solução possível, principalmente para o manuseio de cargas sensíveis a intempéries.

Os ganhos mostrados neste trabalho não consideram possíveis alterações no layout dos terminais, que permitam operar mais navios ao mesmo tempo, nem que aumentem a taxa de chegada de navios à barra, de modo que ainda há muito potencial a ser explorado.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agrolink, 27/05/13, “Com chuvas, Santos volta a ter atrasos nos embarques e filas de caminhões”, disponível em <http://www.agrolink.com.br/noticias/NoticiaDetalhe.aspx?CodNoticia=171979>, acessado em 14/09/2014.
- Botter, R. C. , 2002, “Tratamento de Dados em Modelos de Simulação Discreta”. 2002. 147 f. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Bríto, A., 21/03/2012, “Porto de Santos terá cobertura para embarque de açúcar e soja”, em Folha de São Paulo, disponível em <http://www1.folha.uol.com.br/fsp/mercado/32497-porto-de-santos-tera-cobertura-para-embarque-de-acucar-e-soja.shtml>, acessado em 14/09/2014.
- Cardoso, C. R. O., Teles, M. B., 1997, “Simulação de Terminal Portuário”, 17º ENGEPE E 3º Congresso Internacional de Engenharia Industrial, Gramado/RS.
- Cargo Services Ltd., 04/01/2013, “All Weather Ship Handling Terminal”, disponível em <http://www.newport.gov.uk/stellent/groups/public/documents/planningdocument/cont706018.pdf>, acessado em 14/09/2014.
- Chwif, L., Medina, A. C., 2010, “Modelagem e Simulação de Eventos Discretos: Teoria & Aplicações. 3. ed., ampl. rev.” São Paulo: Ed. dos Autores. 309 p. ISBN 9788590597834.
- Ferreira, M. A. M., Mendes, R. , Carnieri, C. , 2007, “Análise de Desempenho de Sistemas Portuários Usando Simulação Matemática e Estatística”, Revista Produção Online, v. 7, p. 1.
- Fransen, E., 14/01/2014, “All Weather Terminal mvAvalon Steel Loading”, disponível em <http://mysaillady.blogspot.com.br/2014/01/all-weather-terminal-mvavalon-steel.html>, acessado em 14/09/2014.
- Guerise, L. C., Robles, L. T., 2006, “Aplicação do conceito de logística integrada na exportação de açúcar e suco de laranja pelo porto de Santos”, 148 f. , Dissertação (mestrado) - Universidade Católica de Santos, Santos.
- Menezes, F. Z., 15/01/2012, “Porto de Santos Testa Coberturas para Reduzir Prejuízo com Chuva”, em Gazeta do Povo, disponível em <http://www.gazetadopovo.com.br/economia/conteudo.phtml?id=1212915>, acessado em 14/09/2014
- Neves, C., Ignacio, A. A. V., 2009, “Análise de Capacidade de Terminais Portuários através da Técnica de Simulação”, Proceedings International Conference on Production Engineering and Operations Management. RIO DE JANEIRO: ABEPRO, v. 1, p. 1-12.
- Port of Antwerp, 17/06/2013, “Antwerp Remains the Ideal Location for Logistics”, disponível em <http://www.portofantwerp.com/en/news/antwerp-remains-ideal-location-logistics>, acessado em 14/09/2014.
- Port of Kokkola, “The General Port & the All Weather Terminal”, disponível em <http://www.portofkokkola.fi/port/satamanosat-e/kantasatama/?lang=en>, acessado em 14/09/2014.
- Porto de Santos, 20/08/2009, “Chuvas Atrasam Embarques e Fila se Forma na Barra”, disponível em <http://www.portodesantos.com.br/clipping.php?idClipping=11631>, acessado em 14/09/2014.
- Prado, D., 2003, “Usando o Arena em simulação”, Belo Horizonte: INDG Tecnologia e Serviços, 305 p. ISBN 8598254045.
- Puerto de Marin, “Instalations”, disponível em http://www.apmarin.com/en_instalaciones.html, acessado em 14/09/2014
- Sea Breezes, 16/12/2009, “Undercover Terminal Proves Its Worth”, disponível em http://www.seabreezes.co.im/index.php?option=com_content&view=article&id=126:undercover-terminal-proves-its-worth&catid=27:maritime-log&Itemid=48, acessado em 14/09/2014.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

VERIFICAÇÃO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL NO PROJETO DE VIGAS PORTUÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO

Rafael Gonzales Rocha¹, Mauro de Vasconcellos Real², Márcio Wrague Moura³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: rafaelgonzales@furg.br

² Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica / Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: mauroreal@furg.br

³ Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: mwmoura@furg.br

RESUMO

O objetivo do presente trabalho é avaliar a confiabilidade estrutural nos projetos de vigas portuárias de concreto protendido, conforme os critérios das normas vigentes. O estudo é aplicado ao projeto de vigas protendidas de estruturas portuárias, devido à necessidade de se verificar a influência da variação dos parâmetros de projeto sobre a segurança da estrutura. Será verificada a confiabilidade em relação ao estado limite último de flexão. Inicialmente desenvolveu-se um modelo para análise de estruturas portuárias de concreto, aplicável a seções transversais retangulares e "T", tal modelo foi validado confrontando os resultados obtidos com dados experimentais pré-existentes. Posteriormente procedeu-se a avaliação da probabilidade de falha segundo o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM – First Order Reliability Method). Depois de calculado o índice de confiabilidade foram realizados estudos paramétricos com vistas a observar a variação deste frente a três variáveis aleatórias: resistência característica a compressão do concreto; resistência característica de ruptura por tração da armadura ativa; relação entre carga permanente e carga total. Este estudo permite estimar a sensibilidade do projeto em relação às variáveis aleatórias consideradas no modelo. Em função dos dados observados se verificou que a maior variação no índice de confiabilidade ocorreu frente à variação da relação entre carga permanente e carga total, porém, destaca-se a importância da análise conjunta das variáveis envolvidas no processo, bem como a relevância de uma análise detalhada da confiabilidade frente à variação da resistência característica de ruptura a tração da armadura ativa. Palavras-chave: estruturas portuárias, concreto protendido, confiabilidade, FORM.

1. INTRODUÇÃO

As estruturas portuárias tem grande importância na logística de transportes utilizada mundialmente, visto que, os transportes marítimo e hidroviário escoam grande parte da produção dos países, interna e externamente, necessitando para tanto de portos com grande capacidade estrutural.

A grande variabilidade nas características dos materiais componentes do concreto, bem como a alta variação da sua resistência, tornam de suma importância a aplicação de metodologias estatísticas na avaliação das estruturas.

O objetivo do estudo apresentado neste artigo é a avaliação da confiabilidade estrutural de vigas portuárias de concreto protendido frente ao estado limite último de flexão, utilizando os critérios de análise e dimensionamento presentes na NBR 6118 (2014). Este estudo compreendeu o desenvolvimento de rotinas computacionais para a

análise estrutural das vigas portuárias e posteriormente a avaliação do índice de confiabilidade com aplicação do método FORM.

Devido à exposição a diversos fatores climáticos, ambiente altamente agressivo, e ainda, ação de grandes carregamentos externos, as estruturas portuárias demandam alto rigor em relação à segurança estrutural. Sabe-se que, quanto mais robusta uma estrutura maior o custo empregado na sua execução, ou seja, uma estrutura 99% segura, possui custo mais elevado que uma estrutura 95% segura, sendo assim, se faz necessária uma análise visando conciliar segurança e economicidade.

Diante das elevadas cargas aplicadas às estruturas portuárias e da necessidade de reduzir a abertura de fissuras, devido à agressividade do ambiente, a aplicação do concreto protendido nos elementos constitutivos destas estruturas, principalmente em vigas, torna-se indispensável. Com a utilização do concreto protendido objetiva-se transpor grandes vãos, suportar grandes cargas e aumentar a vida útil da estrutura (limitando a ocorrência de fissuras).

Os projetos estruturais devem considerar incertezas associadas às propriedades dos materiais, às propriedades geométricas e aos carregamentos. Essas incertezas tornam impossível a elaboração de um projeto que apresente segurança total ou probabilidade de falha nula, visto que, determinada combinação de valores das variáveis pode resultar em uma condição de falha. Com intuito de considerar-se a natureza probabilística destas incertezas, faz-se necessário identificar e definir estas variáveis como aleatórias no modelo de análise. Para consideração destas incertezas as normas atuais, NBR 6118 (2014) e NBR 8681 (2003), indicam a aplicação de coeficientes de segurança, de forma a majorar os esforços e minorar as resistências, com este procedimento atinge-se um risco aceitável para a estrutura.

Visto que, a resistência do concreto, a resistência das armaduras, os carregamentos aplicados às estruturas, assim como diversos outros parâmetros, são variáveis aleatórias, faz-se necessário um estudo de confiabilidade, visando diminuir ao máximo a probabilidade de falha da estrutura.

O principal objetivo da confiabilidade de estruturas é determinar a probabilidade de ocorrência de um cenário de falha na estrutura. Uma análise de confiabilidade permite, também, estimar a sensibilidade da segurança do projeto em relação às variáveis aleatórias consideradas no modelo. Essa informação é importante porque possibilita saber qual a influência de cada variável aleatória na probabilidade de falha.

O trabalho desenvolvido compreendeu basicamente três fases: i) o dimensionamento de cinquenta e quatro vigas de concreto protendido, conforme os critérios presentes na NBR 6118 (2014) e NBR 8681 (2003); ii) o desenvolvimento de um modelo para determinação da capacidade resistente de vigas em concreto armado e protendido, aplicável a seções retangulares e T, o qual foi validado por meio da comparação entre o momento resistente calculado e resultados obtidos em ensaios experimentais realizados por Billet (1953), Feldmann (1954), Warwaruk (1957), Mattock et al. (1971) e Tao e Du (1985); iii) a avaliação do índice de confiabilidade segundo o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM – First Order Reliability Method), na qual foram utilizadas rotinas computacionais com base nos estudos de Low e Tang (2008).

2. PROJETO DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO

A fase de concepção de um projeto de engenharia deve englobar além da definição da estrutura, geometria da seção e especificação dos materiais, as verificações necessárias para o correto funcionamento da estrutura ao longo de sua vida útil.

A verificação da segurança deve seguir as disposições da NBR 8681 (2003), a metodologia encontra-se fundamentada em métodos semi-probabilísticos referenciados a Estados Limites, onde, após sua ocorrência a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.

Com intuito de possibilitar a posterior comparação entre os resultados obtidos, foi definido um vão de cálculo (l), duas seções transversais típicas (retangular e T), três valores para resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}), três valores para resistência característica de ruptura a tração da armadura ativa (f_{ptk}) e três relações (r) entre carga permanente (g) e carga total (S), mantendo-se constante a carga total, de forma que, foi necessário o dimensionamento de cinquenta e quatro vigas de concreto protendido. As seções típicas, o vão de cálculo e a carga total aplicada sobre as vigas são apresentadas na Fig. 1.

Os valores definidos para a resistência característica do concreto foram 40 MPa, 45 MPa e 50 MPa. Para a resistência característica da armadura ativa utilizou-se 175 kN/cm², 190 kN/cm² e 210 kN/cm², ainda em relação a protensão, foi definido para o projeto a utilização de protensão completa, nível 3, devido ao ambiente para o qual as vigas foram projetadas. O aço passivo considerado no projeto foi o CA-50. As relações entre carga permanente e carga total foram definidas em 0,25, 0,50 e 0,75.

Para identificação das vigas dimensionadas foi utilizada a seguinte nomenclatura: seção da viga; resistência característica do concreto; resistência característica do aço utilizado na armadura ativa; relação entre cargas (índice r). Assim, para uma viga de seção retangular, com $f_{ck} = 40$ MPa, $f_{ptk} = 175$ kN/cm² e $r = 0,25$, tem-se a seguinte nomenclatura: VR.40.175.25.

A Tab. 1 apresenta os dados variáveis utilizados para as vigas de seção retangular e as identifica conforme a nomenclatura proposta. Já a Tab. 2 apresenta os dados respectivos às vigas de seção T.

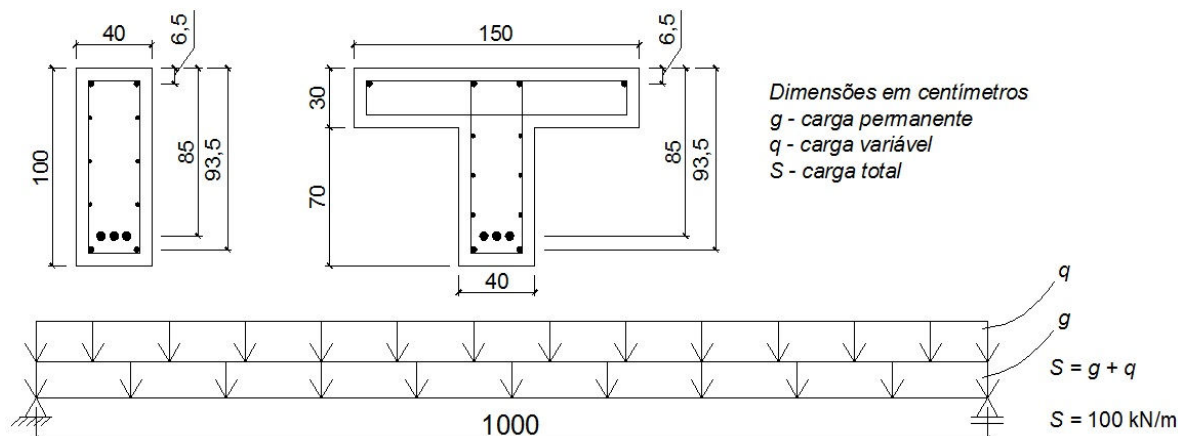


Figura 1. Seção transversal R e T, vão de cálculo e cargas aplicadas.

Tabela 1 – Dados variáveis - Vigas retangulares.

Viga	f_{ck} (MPa)	f_{ptk} (kN/cm ²)	<i>r</i> (%)
VR.40.175.25	40	175	25
VR.40.175.50	40	175	50
VR.40.175.75	40	175	75
VR.40.190.25	40	190	25
VR.40.190.50	40	190	50
VR.40.190.75	40	190	75
VR.40.210.25	40	210	25
VR.40.210.50	40	210	50
VR.40.210.75	40	210	75
VR.45.175.25	45	175	25
VR.45.175.50	45	175	50
VR.45.175.75	45	175	75
VR.45.190.25	45	190	25
VR.45.190.50	45	190	50
VR.45.190.75	45	190	75
VR.45.210.25	45	210	25
VR.45.210.50	45	210	50
VR.45.210.75	45	210	75
VR.50.175.25	50	175	25
VR.50.175.50	50	175	50
VR.50.175.75	50	175	75
VR.50.190.25	50	190	25
VR.50.190.50	50	190	50
VR.50.190.75	50	190	75
VR.50.210.25	50	210	25
VR.50.210.50	50	210	50
VR.50.210.75	50	210	75

Tabela 2 – Dados variáveis - Vigas T.

Viga	f_{ck} (MPa)	f_{ptk} (kN/cm ²)	<i>r</i> (%)
VT.40.175.25	40	175	25
VT.40.175.50	40	175	50
VT.40.175.75	40	175	75
VT.40.190.25	40	190	25
VT.40.190.50	40	190	50
VT.40.190.75	40	190	75
VT.40.210.25	40	210	25
VT.40.210.50	40	210	50
VT.40.210.75	40	210	75
VT.45.175.25	45	175	25
VT.45.175.50	45	175	50
VT.45.175.75	45	175	75
VT.45.190.25	45	190	25
VT.45.190.50	45	190	50
VT.45.190.75	45	190	75
VT.45.210.25	45	210	25
VT.45.210.50	45	210	50
VT.45.210.75	45	210	75
VT.50.175.25	50	175	25
VT.50.175.50	50	175	50
VT.50.175.75	50	175	75
VT.50.190.25	50	190	25
VT.50.190.50	50	190	50
VT.50.190.75	50	190	75
VT.50.210.25	50	210	25
VT.50.210.50	50	210	50
VT.50.210.75	50	210	75

3. MODELO DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

3.1. Modelo de cálculo do momento resistente

Visto que a verificação da capacidade resistente de vigas de concreto protendido objetiva a determinação do momento resistente (momento de ruptura), para uma dada seção, onde se conhece previamente as dimensões, armaduras e propriedades dos materiais aplicados, a análise dá-se no Estádio III. Para tal análise tem-se como hipóteses fundamentais o que segue: seções inicialmente planas e normais ao eixo da peça, assim permanecem em

relação ao eixo deformado; existe aderência perfeita entre as armaduras, ativas e passivas, e o concreto que as envolve; a distribuição das deformações no regime de ruptura deve obedecer ao disposto na NBR 6118 (2014) no que se refere aos domínios de deformações; o alongamento prévio deve ser incluído na deformação da armadura; a resistência à tração do concreto é desprezada na resistência aos esforços solicitantes; o diagrama tensão deformação é o parábola-retângulo, porém, permite-se a adoção do diagrama retangular simplificado; aplica-se o diagrama bilinear para a relação tensão-deformação da armadura ativa, conforme NBR 6118 (2014); aplica-se o diagrama elasto-plástico perfeito para a relação tensão-deformação da armadura passiva, conforme NBR 6118 (2014).

O regime de ruptura, correspondente ao estado limite último, ocorre por ruptura do concreto ou por deformação excessiva da armadura, em se tratando de vigas sujeitas a flexão simples, a ruptura pode ocorrer nos domínios 2, 3 ou 4. Através do equilíbrio de forças e momentos atuantes sobre a seção definem-se duas equações de equilíbrio onde se tem como incógnitas a profundidade da linha neutra e o momento resistente, porém, como existem três domínios possíveis de ruptura é necessária à aplicação de um algoritmo iterativo. Para determinação da profundidade da linha neutra no estudo desenvolvido aplicou-se um algoritmo iterativo utilizando-se o método da bissecante.

3.2. Validação do modelo de cálculo

Para aplicação do estudo de confiabilidade fez-se necessário à disposição de um modelo determinístico que representasse adequadamente a resposta do problema a ser estudado. Para suprir esta demanda desenvolveu-se um modelo de cálculo para capacidade resistente de vigas de concreto protendido.

Devido à necessidade de validação do modelo de cálculo procedeu-se a verificação de quarenta e uma vigas para as quais já se tinha o conhecimento do momento de ruptura, estes dados foram retirados da bibliografia existente e correspondem aos ensaios realizados anteriormente por Billet (1953), Feldmann (1954), Warwaruk (1957), Mattock et al. (1971) e Tao e Du (1985). Observando-se o resultado obtido através do modelo determinístico frente aos resultados dos testes experimentais pode-se avaliar a precisão do modelo elaborado.

Na interpretação dos resultados obtidos deve-se considerar as limitações do modelo, visto que, as estruturas de concreto protendido apresentam um comportamento mecânico não-linear. Podem ser citadas como causas deste comportamento: curvas tensão-deformação não-lineares dos materiais; a diferença entre as resistências a tração e à compressão do concreto; a aderência imperfeita entre o aço e o concreto adjacente; os fenômenos de retração e da fluência do concreto; a fissuração do concreto e a transmissão de esforços entre fissuras; o comportamento genérico da estrutura. A análise completa da estrutura deveria levar em conta estes fatores, assim sendo, como o modelo numérico computacional desenvolvido não incluiu todas as variáveis presentes, devido a complexidade que seria exigida de tal modelo caso estas fossem consideradas, os resultados numéricos não acompanham exatamente os dados obtidos experimentalmente.

Acrescenta-se ainda que, ensaios de laboratório também apresentam algumas incertezas, como por exemplo, o valor da carga atuante, as grandezas referentes aos materiais, condições de apoio e variações nas dimensões das peças estruturais. Os dados a serem utilizados nos modelos numéricos tendem a diferir, em maior ou menor grau, das propriedades existentes nas estruturas testadas em laboratório, tal fato contribui para a divergência entre os valores medidos e calculados.

Conforme apresentado, a validação do modelo se deu pela relação entre o momento de ruptura experimental ($M_{R,exp}$) e o momento resistente calculado ($M_{R,calc}$), de forma que, a média dos resultados observados expressa o erro do modelo ($\eta_{méd}$). O erro médio do modelo ($\eta_{méd}$) e seu desvio padrão (σ_{η}) são apresentados a seguir na Eq. 1 e Eq. 2, respectivamente.

$$\eta_{méd} = 1,052 \quad (1)$$

$$\sigma_{\eta} = 0,076 \quad (2)$$

Diante dos resultados obtidos observou-se que alguns valores estiveram distantes da média, tal variação se justifica devido as incertezas presentes no modelo, como o comportamento mecânico não-linear do concreto, e ainda, às incertezas provenientes do estudo experimental (aplicação de cargas, dimensões, tensão efetiva instalada no cabo).

Ainda que alguns valores tendam a elevar o valor médio considerou-se adequado incluir os mesmo no cálculo de forma a não reduzir os elementos da amostra. O valor obtido para o erro médio do modelo, 1,052, encontra-se dentro da faixa de valores indicada por Nowak e Collins (2000) para vigas de concreto protendido pré-tracionadas, 1,04 - 1,06.

4. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

De acordo com Nowak e Collins (2000) muitas fontes de incerteza são intrínsecas ao projeto estrutural. Apesar do que muitas vezes se imagina os parâmetros da carga e da capacidade resistente dos elementos estruturais não são

quantidades determinísticas. Elas são variáveis aleatórias, sendo assim, a segurança absoluta não pode ser alcançada. Consequentemente, as estruturas devem ser projetadas para servir a sua função com uma probabilidade finita de falha.

Para ilustrar a diferença entre quantidades determinísticas e aleatórias, consideremos as cargas impostas sobre um cais portuário. A carga sobre o cais, em qualquer momento depende de vários fatores, tais como o nível de operação do cais, os equipamentos presentes e o fluxo de carga. Tal fator varia diariamente em função da logística de operação dos portos. Diante destes fatores há incerteza sobre a carga total incidente sobre o cais, logo, a carga é uma variável aleatória.

Quanto ao conceito de "margem de segurança", este está associado aos estados limites últimos. Tem-se como exemplo que, o modo de falha pode ser definido quando o momento solicitante exceder a capacidade resistente de uma viga de concreto protendido, sendo, a resistência "R" e a solicitação "S". Diante do exposto, a função de desempenho ou função de estado limite, é definida para este modo de falha conforme apresentado na Eq. 3.

$$g(R,S) = R-S \quad (3)$$

O estado limite entre o desempenho desejado e indesejado ocorre quando $g = 0$, ou seja, se $g > 0$, a estrutura atua com o desempenho desejado (em segurança), se $g < 0$, a estrutura encontra-se sob regime de ruptura (desempenho indesejado). A probabilidade de falha, P_f , é igual à probabilidade de que ocorrerá ruína, ou seja, haverá o desempenho indesejável. Pode-se expressar a função de desempenho em termos matemáticos conforme apresentado na Eq. 4.

$$P_f = P(R-S < 0) = P(g < 0) \quad (4)$$

Sendo R e S variáveis aleatórias, cada uma possui determinada função de densidade de probabilidade (PDF), tem-se ainda que, a quantidade de R-S também é uma variável aleatória, com a sua respectiva função densidade de probabilidade.

Visto que, no presente estudo foi avaliado a capacidade resistente das vigas, a função de estado limite passa a ser escrita conforme Eq. 5.

$$g(x) = M_R - M_g - M_q = M_R - [(g \cdot l^2)/8] - [(q \cdot l^2)/8] \quad (5)$$

O cálculo da probabilidade de sucesso ou da probabilidade de fracasso demanda que as funções densidade de probabilidade da resistência e solicitação ou que a função densidade de probabilidade conjunta sejam conhecidas, porém, via de regra tal informação não está disponível ou é de difícil obtenção devido à escassez de dados. Ainda assim, quando se dispõe das funções de densidade, a avaliação da probabilidade de falha geralmente requer integração numérica, o que pode tornar-se impraticável.

Quando não se dispõe das distribuições de probabilidade das variáveis, a confiabilidade pode ser obtida inteiramente como uma função do primeiro e do segundo momento (média e variância, respectivamente), pelo método de confiabilidade de Primeira Ordem e Segundo Momento ("First Order Second Moment" – FOSM). Quando se conhecem as distribuições de probabilidade o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem ("First Order Reliability Method" – FORM) ou a simulação de Monte Carlo podem ser utilizados, Ang e Tang (1990).

As variáveis aleatórias consideradas para solução do problema encontram-se apresentadas na Tab. 3, assim como o tipo de distribuição, média e desvio padrão.

Tabela 3 – Variáveis aleatórias.

Variável	μ_x	$V_x = \sigma_x/\mu_x$	Distribuição	Variável	μ_x	$V_x = \sigma_x/\mu_x$	Distribuição
f_c	$\frac{f_{ck}}{(1 - 1,65 \cdot V)}$	0,15	Normal	d_p	$d_{p, nom}$	$\frac{1,0 \text{ cm}}{d_{p, nom}}$	Normal
f_y	$\frac{f_{yk}}{(1 - 1,65 \cdot V)}$	0,05	Normal	g	g_{nom}	0,1	Normal
f_{pt}	$\frac{f_{pck}}{(1 - 1,65 \cdot V)}$	0,05	Normal	q	q_{nom}	0,25	Valores extremos tipo I
d_s	$d_{s, nom}$	$\frac{0,5 \text{ cm}}{d_{s, nom}}$	Normal	η	1,052	0,072	Normal

5. APLICAÇÃO E RESULTADOS

5.1. Entrada de dados e resultados iniciais

Definidos a geometria da seção, as características dos materiais empregados e a carga aplicada, partiu-se para o dimensionamento das vigas de concreto protendido, conforme critérios de projeto estabelecido nas normas vigentes. Diante da variabilidade dos parâmetros definidos necessitou-se projetar vinte e sete vigas de seção retangular e outras vinte e sete de seção T, possibilitando assim a posterior análise paramétrica. Após o dimensionamento dos elementos passou-se ao cálculo do índice de confiabilidade através do método FORM.

Para cálculo do Índice de Confiabilidade das vigas estudadas utilizou-se uma planilha eletrônica no software Excel, através da ferramenta de solução de equações não-lineares e minimização, Solver, tal ferramenta busca determinar um valor conforme restrições impostas na própria planilha. Trabalha-se com um grupo de células variáveis, que neste caso são os pontos de falha referentes a cada uma das variáveis aleatórias. A restrição imposta é a própria função estado limite, $g(x) = 0$, admitida uma tolerância máxima. A seguir são apresentados os elementos da planilha eletrônica para a viga VR.40.175.25. A Tab. 4 apresenta os tipos de distribuição, as variáveis aleatórias e suas respectivas unidades, e ainda, os valores nominais de projeto para cada uma das variáveis aleatórias e suas respectivas médias, desvios padrão e coeficientes de variação.

Além do disposto na Tab. 4, devem ainda ser inseridos como dados de entrada as dimensões da seção, o vão de cálculo, o módulo de elasticidade dos aços utilizados, a deformação inicial da armadura ativa e a área de aço das armaduras, necessários para o cálculo dos momentos resistente e solicitante.

Tabela 4 – Dados de entrada para cálculo do índice de confiabilidade – variáveis aleatórias.

Distribuição	Variável	Unidade	Nominal	Média	Desv. Padrão	Coef. Var.
Normal	f_c	kN/cm ²	4,000	5,316	0,797	0,150
Normal	f_y	kN/cm ²	50,000	54,496	2,725	0,050
Normal	f_{pt}	kN/cm ²	175,000	190,736	9,537	0,050
Normal	d_s	cm	93,500	93,500	0,500	0,005
Normal	d_p	cm	85,000	85,000	1,000	0,012
Normal	g	kN/m	25,000	25,000	2,500	0,100
Extvalue1	q	kN/m	75,000	75,000	18,750	0,250
Normal	η	adimensional	1,052	1,052	0,076	0,072

Na Tab. 5 são apresentados os valores para a primeira aproximação do ponto de falha, definida como o valor médio da distribuição, e ainda, a média e o desvio padrão da distribuição normal equivalente, e por fim as variáveis reduzidas equivalentes ao ponto de falha (X_i^*).

Tabela 5 – Primeira aproximação do ponto de falha, média e desvio padrão normal, variável reduzida.

Variável	x_i^*	μ_i^N	σ_i^N	X_i^*
f_c	5,316	5,316	0,797	0,000
f_y	54,496	54,496	2,725	0,000
f_{pt}	190,736	190,736	9,537	0,000
d_s	93,500	93,500	0,500	0,000
d_p	85,000	85,000	1,000	0,000
g	25,000	25,000	2,500	0,000
q	75,000	71,821	17,928	0,177
η	1,052	1,052	0,076	0,000

Após o lançamento dos dados de entrada e a definição dos valores referentes à primeira aproximação do ponto de falha deve-se inserir a matriz de correlação das variáveis aleatórias que para o caso estudado, variáveis independentes, é uma matriz identidade 8x8. Finalizada a entrada de dados executa-se a ferramenta Solver estabelecendo-se a restrição desejada.

A Tab. 6 apresenta os valores do ponto de falha diante da convergência do sistema, assim como média e desvio padrão normal, variável reduzida e cossenos diretores. O valor do ponto de falha, após informada a aproximação inicial, é calculado automaticamente pela ferramenta utilizada. A tolerância utilizada, em todos os casos, para a convergência do sistema foi de 10^{-6} .

Tabela 6 – Valores diante da convergência do sistema.

Variável	x_i^*	μ_i^N	σ_i^N	X_i^*	α_i
f_c	4,974	5,316	0,797	-0,429	0,1142
f_y	54,496	54,496	2,725	0,000	0,0000
f_{pt}	185,497	190,736	9,537	-0,549	0,1462
d_s	93,500	93,500	0,500	0,000	0,0000
d_p	84,806	85,000	1,000	-0,194	0,0516
g	25,399	25,000	2,500	0,160	-0,0425
q	190,075	-4,169	55,152	3,522	-0,9374
η	0,970	1,052	0,076	-1,078	0,2869

O momento resistente é determinado com base nos valores do ponto de falha para as variáveis aleatórias e nos valores de entrada para as demais variáveis. Sobre o valor obtido é aplicado o erro do modelo η^* (respectivo ao ponto de falha). O momento solicitante total (M_g+M_q) é calculado tomando por base os valores do ponto de falha para as ações g e q , e ainda, utilizando o valor de entrada para o vão de cálculo.

O índice de confiabilidade (β) é determinado através da ferramenta Solver do programa Excel buscando determinar a menor distância β entre a origem das variáveis padronizadas, x_i^* , que satisfaça a restrição $g(X) = 0$. Trata-se, portanto de um problema de minimização, que é resolvido através da ferramenta citada.

A Tab. 7 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento das vinte e sete vigas projetadas em seção retangular, indicando os dados respectivos à área total de armadura de protensão (A_p), deformação inicial da armadura ativa (ϵ_{pn}), e ainda, o valor do índice de confiabilidade (β). A Tab. 8 apresenta os dados citados respectivos as vigas T.

As vigas destacadas (*) tiveram sua armadura de protensão elevada para verificação do ELS-F.

A área de armadura longitudinal passiva não foi considerada no dimensionamento a flexão e no cálculo da capacidade resistente, visto que, o momento solicitante foi suportado adequadamente pela armadura ativa longitudinal dimensionada, logo, $A_s=0$. Considerou-se o critério adotado em função da área de armadura pretendida existente ser superior a área de armadura mínima calculada conforme NBR 6118 (2014).

Tabela 7 – Vigas retangulares.

Viga	A_p (cm ²)	β	ϵ_{pn}
VR.40.175.25*	22,22	3,757	0,0045
VR.40.175.50	22,22	4,5789	0,0047
VR.40.175.75	23,23	6,186	0,0050
VR.40.190.25	20,20	3,7165	0,0050
VR.40.190.50	20,20	4,5315	0,0052
VR.40.190.75	22,22	6,3365	0,0052
VR.40.210.25	18,18	3,6969	0,0056
VR.40.210.50	18,18	4,5109	0,0059
VR.40.210.75	20,20	6,3496	0,0058
VR.45.175.25	21,21	3,6952	0,0047
VR.45.175.50	22,22	4,6774	0,0048
VR.45.175.75	23,23	6,3238	0,0051
VR.45.190.25*	20,20	3,7978	0,0050
VR.45.190.50	20,20	4,6301	0,0053
VR.45.190.75	22,22	6,4802	0,0053
VR.45.210.25	18,18	3,7781	0,0056
VR.45.210.50	18,18	4,6111	0,0059
VR.45.210.75	20,20	6,4933	0,0058
VR.50.175.25	21,21	3,7404	0,0047
VR.50.175.50	22,22	4,7406	0,0048
VR.50.175.75	23,23	6,4342	0,0051
VR.50.190.25	19,19	3,681	0,0052
VR.50.190.50	20,20	4,6897	0,0053
VR.50.190.75	22,22	6,5944	0,0053
VR.50.210.25	17,17	3,6436	0,0059
VR.50.210.50	18,18	4,6668	0,0059
VR.50.210.75	20,20	6,6118	0,0059

Tabela 8 – Vigas T.

Viga	A_p (cm ²)	β	ϵ_{pn}
VT.40.175.25	17,17	3,2455	0,0048
VT.40.175.50	18,18	4,2197	0,0050
VT.40.175.75	19,19	5,8362	0,0052
VT.40.190.25	15,15	3,094	0,0055
VT.40.190.50	16,16	4,0727	0,0057
VT.40.190.75	18,18	5,9844	0,0055
VT.40.210.25	14,14	3,1993	0,0059
VT.40.210.50	15,15	4,2141	0,0060
VT.40.210.75	16,16	5,8917	0,0063
VT.45.175.25	16,16	3,0432	0,0051
VT.45.175.50	18,18	4,2332	0,0050
VT.45.175.75	19,19	5,8569	0,0053
VT.45.190.25	15,15	3,1026	0,0054
VT.45.190.50	16,16	4,0858	0,0057
VT.45.190.75	18,18	6,0028	0,0055
VT.45.210.25	14,14	3,2081	0,0058
VT.45.210.50	15,15	4,2299	0,0061
VT.45.210.75	16,16	5,9099	0,0063
VT.50.175.25	16,16	3,0515	0,0051
VT.50.175.50	18,18	4,244	0,0050
VT.50.175.75	19,19	5,8712	0,0053
VT.50.190.25	15,15	3,1129	0,0055
VT.50.190.50	16,16	4,0963	0,0057
VT.50.190.75	18,18	6,0202	0,0056
VT.50.210.25	14,14	3,2187	0,0059
VT.50.210.50	15,15	4,2407	0,0061
VT.50.210.75	16,16	5,9243	0,0063

5.2. Estudo paramétrico – resultados

5.2.1. Influência da resistência característica do concreto sobre β

Para as vigas analisadas, pode-se observar que a variação isolada do f_{ck} possui baixa influência sobre o valor de β . É reconhecido o fato de que ao elevar-se o valor de f_{ck} cresce linearmente a confiabilidade do sistema, porém, observou-se que tal elevação, nos estudos realizados, foi inferior a dois décimos no valor de β para cada 5 MPa elevados na resistência do concreto. A Fig. 2 ilustra o comportamento observado.

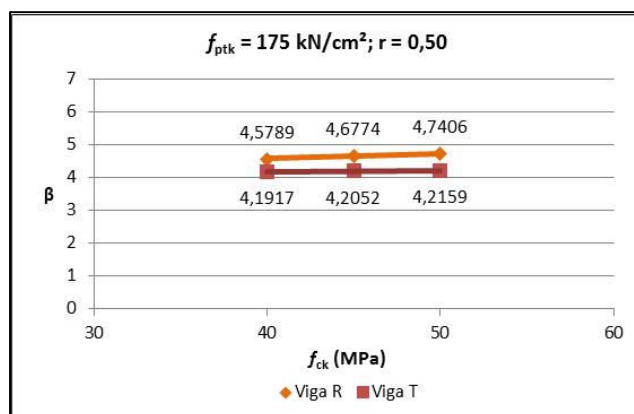


Figura 2 – Variação de β em função de f_{ck} .

O comportamento observado se deve ao fato de que no estado limite último de flexão, para vigas de concreto protendido, a zona de concreto comprimido é bastante reduzida em relação à altura da seção, o que diminui a influência da resistência à compressão no cálculo do índice de confiabilidade.

A alteração de seção, viga R para viga T, tende a aumentar a confiabilidade do sistema. No caso estudado verificou-se a redução de β , tal fato se deve a redução da área de aço mediante a alteração da seção.

5.2.2. Influência da resistência característica da armadura ativa sobre β

Ao analisar os resultados obtidos observou-se em alguns casos um pequeno crescimento da confiabilidade mediante a elevação da resistência do aço, porém, houve casos em que se verificou uma queda do índice de confiabilidade. Os comportamentos observados foram influenciados pela redução da área de aço, ocorrida após o aumento da resistência do mesmo, pois, o fato isolado do aumento da resistência, mantida a área de armadura ativa, tende a elevações consideráveis no valor do índice de confiabilidade. A Fig. 3 ilustra o comportamento observado.

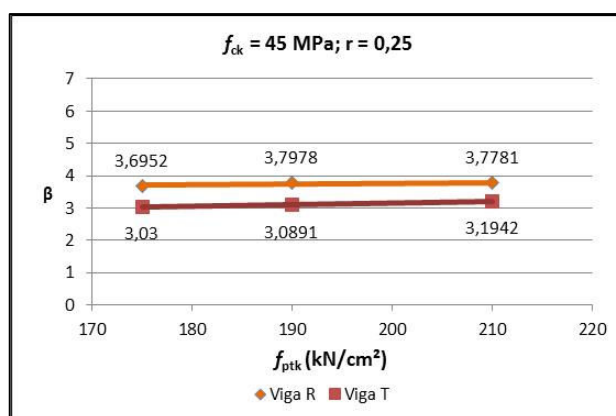


Figura 3 – Variação de β em função de f_{ptk} .

5.2.3. Influência da relação entre carga permanente e carga total sobre β

Para conclusão dos estudos paramétricos foi observado o índice de confiabilidade frente à variação da relação entre a carga permanente e a carga total, mantendo-se constante a carga total de 100 kN/m.

Nesta análise constatou-se que há uma tendência linear de crescimento do índice de confiabilidade mediante a elevação da carga permanente e consequente diminuição da carga variável. Observou-se ainda que a partir do ponto em que as cargas se igualam há uma pequena mudança de inclinação na reta que representa a variação do índice de confiabilidade. Para valores da carga permanente menores que os da carga variável a confiabilidade cresce com menor intensidade, porém, para valores da carga permanente maiores que os da carga variável a confiabilidade cresce com maior intensidade. A Fig. 4 ilustra o comportamento observado.

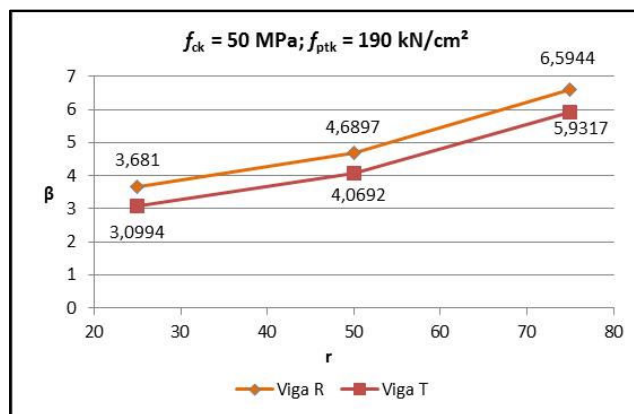


Figura 4 – Variação de β em função de r .

6. CONCLUSÕES

O estudo desenvolvido apresentou um modelo analítico para determinação do momento resistente em vigas portuárias de concreto protendido e posterior análise do índice de confiabilidade através do método FORM.

O modelo apresentado se mostrou adequado à verificação da capacidade resistente, uma vez que, os resultados estudados acompanharam os dados obtidos nos ensaios experimentais pré-existentes. A determinação do erro médio e desvio padrão do modelo serviram de base para correção do momento resistente determinado nas análises de confiabilidade.

A aplicação do método FORM através de planilha eletrônica, no software Excel, com uso da ferramenta Solver, mostrou-se bastante eficiente e prático para determinação do índice de confiabilidade. Visto que as normas brasileiras não especificam um índice de confiabilidade alvo foi adotado neste trabalho o valor referenciado por Nowak e Szerszen (2003), $\beta_{alvo}=3,5$. O índice de confiabilidade calculado para os elementos estruturais projetados esteve conforme o esperado, com exceção dos resultados obtidos para as vigas de seção T com relação entre cargas de 0,25. Nestes casos, onde houve a preponderância da carga variável sobre a carga permanente, necessita-se de uma revisão dos coeficientes de segurança apresentados nas normas brasileiras.

Os testes paramétricos, realizados sobre os resultados obtidos, permitiram a identificação dos parâmetros que afetam a confiabilidade do sistema, permitindo estabelecer uma relação da taxa de influência da variação de cada parâmetro sobre o valor do índice de confiabilidade.

Estudos sobre dois tipos de seções permitiram inferir sobre a relação de influência da geometria das vigas diante da confiabilidade do sistema. Ainda que seja esperada uma maior confiabilidade para vigas com seções de maior rigidez, como é o caso da utilização de uma seção T no lugar de uma seção retangular, há que se verificar a influência da alteração da área de armadura ativa quando da substituição de seção. Ao reduzir-se a área de armadura, tende-se a reduzir o Momento Resistente, causando a queda do Índice de Confiabilidade. Ainda que, a geometria da seção transversal influa no resultado da confiabilidade a proporção de elevação do índice de confiabilidade permaneceu constante para as seções estudadas.

A avaliação do índice de confiabilidade frente à variação da resistência característica do concreto tornou possível concluir que a elevação de tal resistência acarreta no aumento da confiabilidade, porém, verificou-se que esta variação positiva do índice de confiabilidade não é significativa frente aos outros parâmetros analisados. Este comportamento foi verificado para ambas seções estudadas. O comportamento observado se deve ao fato de que no estado limite último de flexão, para vigas de concreto protendido, a zona de concreto comprimido é bastante reduzida em relação à altura da seção, o que diminui a influência da resistência à compressão no cálculo do índice de confiabilidade.

A segunda relação paramétrica analisada foi à variação do índice de confiabilidade em função da alteração da resistência característica de ruptura por tração da armadura ativa. Para tal parâmetro constatou-se elevação da confiabilidade mediante a utilização de aços com resistências maiores. Verificou-se que para uma mesma seção transversal, com a simples elevação da resistência característica do aço, por exemplo, 175 kN/cm² para 190 kN/cm²,

o valor da confiabilidade se eleva, porém, se ao realizar esta alteração na resistência da armadura o projetista decidir diminuir a área de armadura, este fator irá tender a diminuir o nível de confiabilidade da estrutura, conforme observado em alguns casos. Visto que, o coeficiente de variação da resistência característica da armadura ativa foi mantido constante, em 0,05, e ainda, que o desvio padrão desta variável cresce mediante o crescimento da própria variável, ao combinar-se estes fatos com a redução da área de aço de protensão pode-se provocar a queda da confiabilidade em alguns casos, como observado. Conclui-se que para uma mesma seção transversal, mantendo-se a área de armadura ativa e utilizando-se aços de resistência característica mais elevada a confiabilidade aumenta consideravelmente. Porém, sugere-se que diante do problema aqui levantado, a queda da confiabilidade mediante a diminuição da área de armadura de protensão, quando da utilização de aços de mais alta resistência para vigas de concreto protendido, empregue-se um estudo mais detalhado de confiabilidade.

O terceiro estudo paramétrico desenvolvido observou a relação do índice de confiabilidade com a variação entre carga permanente e carga total, mantendo-se constante a carga total aplicada sobre as vigas. Observou-se para o referido parâmetro que há crescimento do nível de confiabilidade conforme a carga permanente é aumentada e a carga acidental diminuída. Tal fato se deve a relação entre o coeficiente de variação das duas parcelas de carga. O coeficiente de variação da carga permanente considerado neste estudo foi de 0,10, já o da carga acidental foi de 0,25, conforme já apresentado. Diante do exposto concluiu-se que a preponderância de cargas com menor coeficiente de variação, frente a outras cargas com maior coeficiente de variação, mantida a carga total, tende a elevar a confiabilidade do sistema.

Em função dos dados observados se verificou que a maior variação no índice de confiabilidade ocorreu frente à variação da relação entre carga permanente e carga total, porém, destaca-se a importância da análise conjunta das variáveis envolvidas no processo, bem como a relevância de uma análise detalhada da confiabilidade frente à variação da resistência característica de ruptura a tração da armadura ativa.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ang, A. H.; Tang, W. H., 1990. Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: decision, risk and reliability. John Wiley & Sons.
- Associação brasileira de normas técnicas, 2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR-6118. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas, 2003. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento: NBR-8681. Rio de Janeiro.
- Billet, D. F., 1953. Study of prestressed concrete beams failing in flexure. Thesys, University of Illinois.
- Feldman, A., 1954. Bonded and unbonded prestressed concrete beams failing in flexure. Thesys, University of Illinois.
- Low, B. K.; Tang, W. H., 2008. New FORM algorithm with example applications. Proceedings of the Fourth Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications, Hong Kong, June.
- Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; Kattula, B. T., 1971. Comparative study of concrete prestressed beams, with and without bond. ACI Journal, title no. 68-13, February.
- Nowak, A. S.; Collins, K. R., 2000. Reliability of Structures. MC Graw Hill.
- Nowak, A. S.; Szerszen, M. M., 2003. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors. ACI Structural Journal, title no. 100-S42, May/June.
- Tao, X.; Du, G., 1985. Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams. Journal of Building Structures, December.
- Warwaruk, J., 1957. Strength in flexure of bonded and unbonded prestressed concrete beams. Thesys, University of Illinois.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

MODELAGEM NUMÉRICA E FÍSICA DE UM QUEBRA-MAR POROSO

Eric Didier^{1,2}, Diogo R.C.B. Neves³, João Dias³, Paulo R.F. Teixeira⁴, Maria da Graça Neves³

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente
Av. Do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal
e-mail: edidier@lnec.pt

² UNIDEMI, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa
2829-516, Caparica, Portugal

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Av. Do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal
e-mail: jdias@lnec.pt; dneves@lnec.pt; gneves@lnec.pt

⁴ Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Campus Carreiros, CP. 96201-900, Rio Grande, Rio Grande do Sul, Brasil
e-mail: pauloteixeira@furg.br

RESUMO

Os modelos Lagrangianos de tipo Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) apresentam-se como uma alternativa interessante para modelar a interação entre ondas e estruturas costeiras e marítimas. Estes modelos permitem representar corretamente a física dos fenômenos. No entanto, como qualquer modelo numérico, a precisão dos resultados depende fortemente da resolução, i.e. da dimensão das partículas. O estudo de análise da convergência com a resolução, para a elevação da superfície livre e o galgamento, mostra assim que a convergência é obtida para resoluções diferentes em função do tipo de fenômeno analisado e para resoluções mais finas quando a não-linearidade dos fenômenos aumenta. Os resultados numéricos foram comparados com os dados experimentais obtidos em canal de ondas evidenciando a convergência quer da elevação de superfície livre quer do galgamento com a resolução.

1. INTRODUÇÃO

O modelo numérico SPHyCE é um modelo baseado no código SPHysics (Gómez-Gesteira et al., 2012) e especificamente desenvolvido no LNEC para o estudo da interacção das ondas com estruturas costeiras (Didier e Neves, 2012; Didier et al., 2012, 2013a, 2013b, 2014a, 2014b). O modelo é baseado nas equações Lagrangianas da Dinâmica dos Fluidos e numa técnica de partículas (*Smoothed Particle Hydrodynamics*) utilizada pela discretização e resolução destas equações. É já conhecido que estes modelos permitem modelar os escoamentos complexos e que a física dos fenômenos é relativamente bem representada, pelo menos qualitativamente: é o caso, por exemplo, da rebentação das ondas e das rupturas de barragens. No entanto, como qualquer modelo numérico, a precisão dos resultados depende dos esquemas de discretização, da integração no tempo e da resolução, i.e. da dimensão das partículas.

No presente trabalho, um estudo de convergência com a resolução é realizado com o objectivo de definir o melhor critério a considerar para assegurar a melhor resolução do problema de interacção entre uma onda e um quebra-mar poroso.

Devido à extensão do canal de ondas dos ensaios experimentais, que favorece a transformação da onda incidente ao longo do canal (aparição de harmónicas), uma técnica de acoplamento passivo (Didier et al., 2013b, 2014a) é utilizada entre o modelo Fluinco (Teixeira e Awruch, 2005), que permite propagar a onda desde o batedor até uma dada secção do canal computacional (secção de acoplamento), e o modelo SPHyCE, que permite modelar a interacção

onda-estrutura. O acoplamento entre os dois modelos consiste na transferência do modelo Fluinco para o modelo SPHyCE das componentes espectrais na seção de acoplamento, quer da amplitude quer da fase, permitindo ter em conta as características da onda que chega ao quebra-mar.

Com o objectivo de modelar estruturas costeiras com manto poroso, quer de enrocamento, quer de blocos artificiais, foi implementado no modelo SPHyCE a possibilidade de colocar blocos de forma rectangular que permitam modelar directamente os blocos do manto, o escoamento fora e dentro do manto (i.e., entre os blocos que constituam o manto).

Para validar os resultados numéricos obtidos foram realizados ensaios experimentais em canal de ondas nas instalações do LNEC de um quebra-mar poroso à escala 1:30 (quebra-mar Poente do Porto de pesca de Albufeira, Portugal), testando várias alturas e períodos de onda incidente regular.

2. MODELO FÍSICO

No sentido de validar o modelo numérico, foi construído, num dos canais das instalações do LNEC, um modelo físico representativo da secção real do quebra-mar Poente do porto de Pesca de Albufeira (Algarve, Portugal), segundo a semelhança de Froude, à escala geométrica de 1:30, como ilustra a Fig. 1.

A batimetria e geometria da secção da estrutura são representativas da secção real do quebra-mar. A batimetria considerada é constituída por um zona horizontal de 23.04 m e uma rampa de 13.96 m com uma inclinação de 2.1% localizada antes da estrutura. O pé da estrutura está localizado a 37 m do batedor do tipo pistão. O nível de maré em todos os ensaios foi de 0.51 m junto ao batedor, e 0.217 m no pé do talude, o que corresponde à escala real +3.5 m (ZH) ao nível de maré. A estrutura é composta por um manto de enrocamento com declive de 1.6:3 e com uma cota de coroamento +7.0 m (ZH). Na zona central do quebra-mar existe um passadiço de betão impermeável com 3.0 m de largura, cujo coroamento se encontra +6.5 m (ZH). A estrutura está fundeada +3.0 m (ZH). O manto exterior é composto por duas camadas de blocos de 90 a 120kN e apresenta um elevado nível de arrumação dos blocos produzindo uma camada pouco porosa. A Fig. 2 mostra o perfil transversal da secção modelada.



Figura 1. Modelação física: canal e modelo (2D) à escala 1:30.

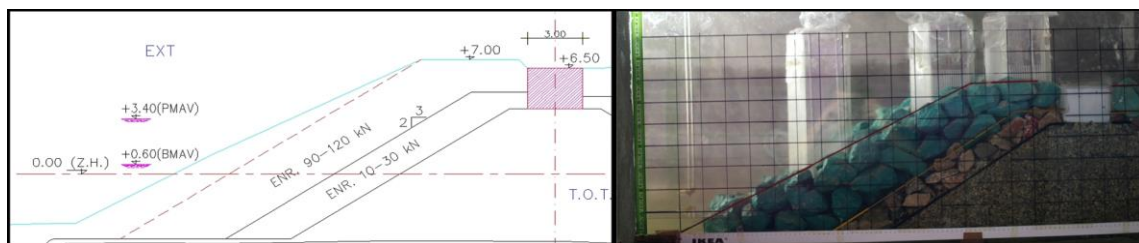


Figura 2. Perfil da secção de estudo (escala de protótipo) e modelo à escala 1:30.

Foram colocadas 10 sondas resistivas para medir a elevação da superfície livre em 10 posições ao longo do canal, tanto a barlar da estrutura como no interior da estrutura e no seu coroamento. O volume galgado foi também medido através de uma sonda de nível colocada num reservatório que capta o volume de água galgada. A Fig. 3 apresenta um esquema do canal, as principais dimensões e a posição das sondas. A Tab. 1 indica a posição das sondas de elevação de superfície livre em relação ao referencial localizado ao pé do quebra-mar.

A Fig. 4 mostra dois instantes da interacção da onda com o quebra-mar nos ensaios experimentais, para $T=2.19$ s e $H=0.083$ m, correspondentes aos máximos de refluxo (*run-down*) e espraiamento (*run-up*). Na figura são visíveis

as 3 sondas que foram colocadas no interior da estrutura para verificar os níveis de água (sonda G8, G9 e G10). Para este caso não ocorre galgamento, apenas um espraioamento no quebra-mar até ao coroamento.

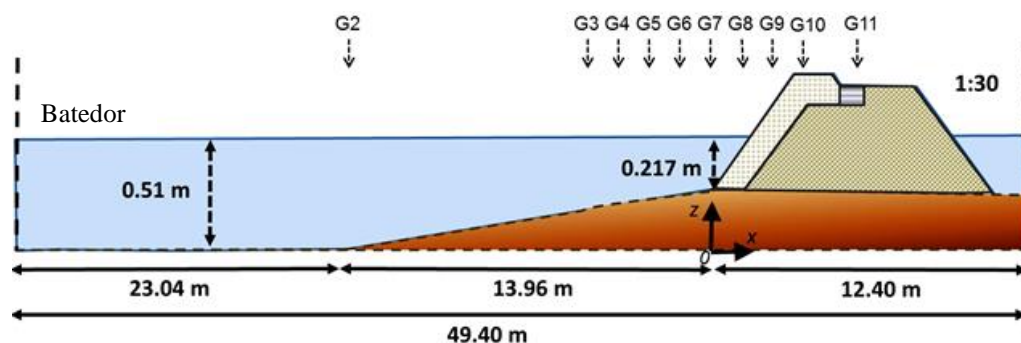


Figura 3. Perfil do canal de ondas dos testes em modelo físico.

Tabela 1. Posição das sondas ao longo do canal de ondas

Sonda	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11
x (m)	-13.96	-3.79	-2.53	-2.03	-1.23	-0.055	0.297	0.56	0.745	0.875

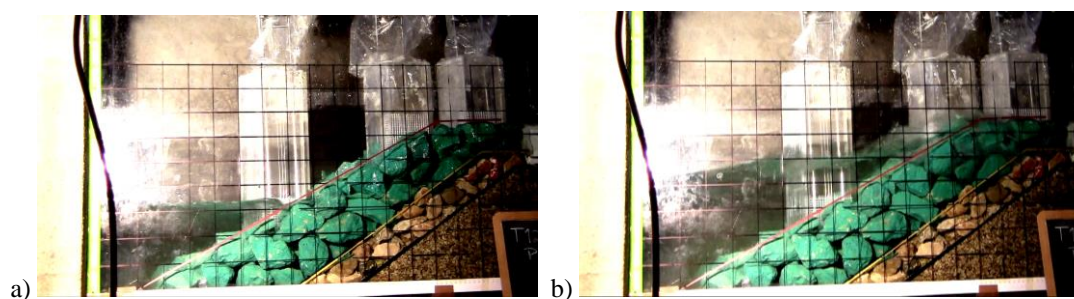


Figura 4. Dois instantes representativos da interacção de uma onda regular ($T=2.19s$ e $H=0.083m$) com o quebra-mar: (a) refluxo (*run-down*); (b) espraioamento (*run-up*).

3. MODELO NUMÉRICO

Devido à extensão do canal de ondas dos ensaios experimentais, que favorece a transformação da onda incidente ao longo do canal (formação de harmónicas), foi utilizada uma técnica de acoplamento passivo (Didier et al., 2013b, 2014a) entre o modelo Fluinco (Teixeira e Awruch, 2005), que permitiu propagar a onda desde o batedor até uma dada secção do canal computacional (secção de acoplamento), e o modelo SPHyCE, que permite modelar a interacção onda-estrutura. O Fluinco usa malhas de elementos finitos e é baseado na integração das equações de Navier-Stokes numa formulação lagrangiana-euleriana arbitrária. O acoplamento consiste na transferência do modelo Fluinco para o modelo SPHyCE das componentes espectrais na secção de acoplamento, quer da amplitude quer da fase, e permite ter em conta as características da onda incidente no quebra-mar.

3.1 Modelo SPHyCE

O modelo SPHyCE (*Smoothed Particle Hydrodynamics for Coastal Engineering*) é baseado na formulação Lagrangiana das equações bidimensionais da dinâmica dos fluidos e num método de discretização de tipo SPH que permite não recorrer a uma malha. O modelo é derivado do modelo SPPhysics (Gómez-Gesteira et al., 2012), modelo SPPhysics code v1.4 (2009) e da formulação SPH *standard* proposta por Monaghan (1992, 1994) baseada numa formulação de fluido pouco compressível. Graças à formulação Lagrangiana e à metodologia sem malha, a técnica SPH revela-se particularmente interessante para modelar escoamentos com superfícies livres complexos, e onde ocorre rebentação das ondas e galgamento das estruturas marítimas.

O modelo SPHyCE integra várias opções especificamente desenvolvidas para aplicações de interacções ondas-estruturas costeiras sendo de destacar: i) a re-normalização parcial das partículas na zona da estrutura de forma a permitir a propagação de ondas e evitar alguma difusão, garantindo simultaneamente a capacidade de modelar com precisão o campo de pressão junto à estrutura; ii) a implementação de um batedor com absorção dinâmica de ondas e correcção da deriva do batedor, o que permite ter um canal semi-infinito; iii) a modelação de estruturas porosas; iv) o

acoplamento do modelo SPH com modelos de propagação de ondas; v) o refinamento semi-automático, pela divisão das partículas de forma a aumentar a precisão dos resultados e diminuir o tempo de cálculo. Todos estes desenvolvimentos e validações foram realizados com base em dados de ensaios à escala reduzida obtidos através de um modelo físico construído para o efeito nas instalações do LNEC (Didier e Neves, 2012; Didier et al., 2012, 2013a, 2013b, 2014, 2014b).

3.2 Modelo Fluinco

O código FLUINCO, desenvolvido por Teixeira (Teixeira, 2001), emprega o método semi-implícito de Taylor-Galerkin de dois passos para discretizar no tempo e no espaço as equações de Navier-Stokes. É usada uma formulação Lagrangeana-Euleriana arbitrária (*arbitrary lagrangean eulerian* - ALE) para permitir a solução de problemas com movimentos da superfície livre, a qual está sujeita a uma pressão atmosférica constante. Para a discretização no espaço é aplicado o método clássico dos resíduos ponderados de Galerkin empregando um elemento tetraédrico. A distribuição espacial da velocidade da malha é tal que a distorção dos elementos é minimizada pela sua suavização através do uso de funções que ponderam a influência da velocidade de cada nó pertencente às superfícies de contorno. Outros detalhes relativos à aplicação deste código a este tipo de problemas podem ser encontrados em Teixeira et al. (2013).

4. ANALISE DOS RESULTADOS

O canal numérico tem as mesmas dimensões que o canal experimental e as características da onda incidente foram similares. Embora as dimensões do quebra-mar sejam iguais, a estrutura difere ligeiramente: i) As duas camadas de blocos de diferentes tamanhos foram colocadas num declive impermeável no SPHYCE. O T.O.T. (Todo O Tamanho) não está representado no modelo numérico; ii) Os blocos irregulares utilizados nos ensaios são modelados por blocos rectangulares no SPHYCE; iii) Sendo o SPHYCE um modelo 2D, a porosidade das camadas de blocos foi adaptada para considerar uma porosidade similar à estrutura 3D dos ensaios. A Fig. 5 apresenta o modelo do quebra-mar.

A seção de acoplamento entre Fluinco e SPHYCE foi localizada na sonda G5. A resolução no SPHYCE é de 284439 partículas, o seja $do=0.0015$ m, do sendo a dimensão das partículas. A inclinação dos blocos do manto exterior representa as rugosidades que se verificam no modelo por causa da irregularidade dos blocos utilizados (Fig. 2 e 4), estimada em ± 0.5 cm. O tempo de simulação é de 15 s com um passo de tempo da ordem de 1.5×10^{-5} s.

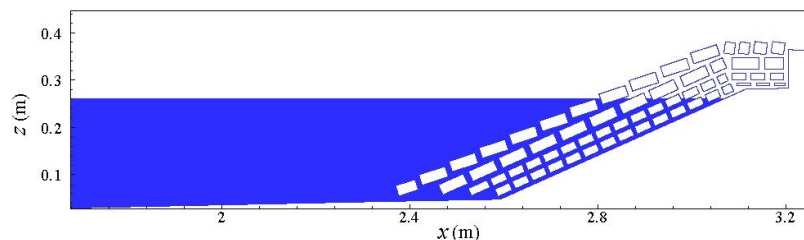


Figura 5. Domínio computacional e modelo do quebra-mar no SPHYCE (escala 1:30).

4.1 Estudo de convergência com a resolução

O estudo de convergência com a resolução foi realizado para uma onda regular de 0.110 m de altura e 2.19 s de período. A análise foi realizada para a elevação de superfície livre ao pé do talude do quebra-mar (sonda G7) e o galgamento.

A Fig. 6 mostra a série temporal do volume galgado, Q , para 6 resoluções, de $N=48789$ a 323036, onde N é número de partículas. O galgamento é o fenómeno mais complexo a modelar, pois é condicionado pela simulação de todos os outros fenómenos anteriores, da propagação da onda até o *run-up* no talude. A Tab. 2 indica as características de cada resolução, indicando a dimensão das partículas, do , o volume galgado por onda, Q_w , a diferença relativamente à resolução mais fina, E , e a diferença entre duas resoluções sucessivas, Er . Verifica-se a convergência com a resolução mais fina a partir da 4ª resolução com 202420 partículas. A diferença de volume galgado médio por onda varia de 1.3% a 3.0%, quando se comparam as resoluções 202420 e 284439 com a resolução mais fina.

A Fig. 7 apresenta a série temporal de elevação de superfície livre ao pé do quebra-mar, na sonda G7. Pode-se verificar que, excetuando algumas diferenças nas várias séries temporais, a superfície livre não é muito sensível à resolução.

Tabela 2. Características da resolução, volume galgado médio por onda e diferenças relativas, $T=2.19$ s e $H=0.110$ m.

Resolução	do (m)	Q_w (m ³ /m/onda)	E (%)	Er (%)
48789	0.00400	0.000605	37.8	16.5
100283	0.00265	0.000725	25.4	17.2
140308	0.00220	0.000877	9.8	8.6
202420	0.00180	0.000960	1.3	4.1
284439	0.00150	0.001001	3.0	3.0
323036	0.00139	0.000972	-	-

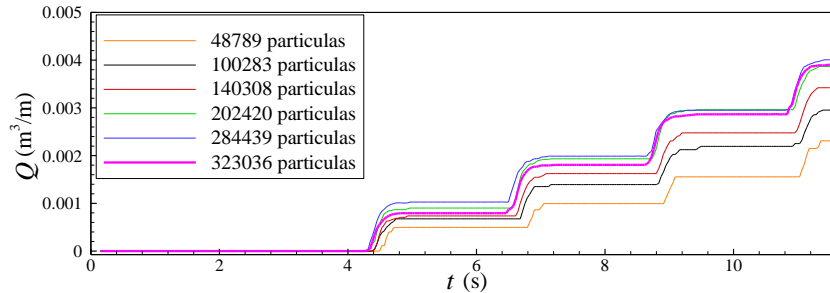


Figura 6. Convergência do volume galgado com a resolução, $T=2.19$ s e $H=0.11$ m.

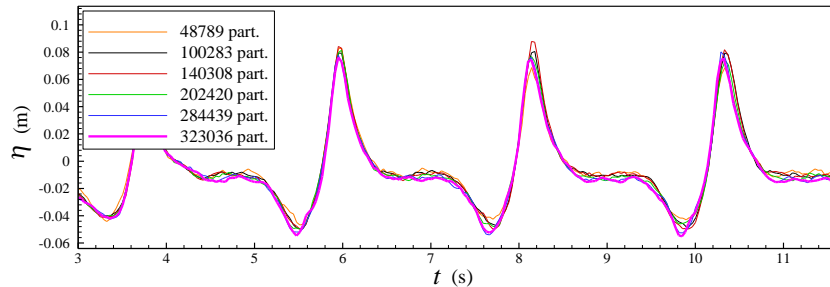


Figura 7. Convergência da elevação de superfície livre em G7 com a resolução, $T=2.19$ s e $H=0.11$ m.

4.2 Análise dos resultados para a onda incidente $T=2.19$ s e $H=0.083$ e 0.110 m

As Fig. 8 e 9 e 10 e 11 apresentam a série temporal de elevação de superfície livre nas sondas G6 a G9, para a onda incidente regular de período $T=2.19$ s, $H=0.083$ e 0.110 m respectivamente. A Fig. 12 apresenta a série temporal do nível de água no coroamento impermeável e do volume galgado para o caso de altura de onda $H=0.110$ m (para $H=0.083$ m, não se verifica galgamento). Uma análise estatística das séries temporais de elevação de superfície livre nas sondas G6 a G9 é apresentada na Tab. 3 através do *bias* (desvio médio dos resultados numéricos relativamente aos dados experimentais), *rms* (*root-mean-square*) e *IC* (índice de concordância) (Willmott et al., 1985).

De modo geral, a superfície livre antes e dentro do quebra-mar foi bem estimada, apresentando boa concordância com as variações experimentais. Na sonda G6, a elevação de superfície livre foi subestimada, particularmente nas cristas (*bias* negativo). Essas diferenças são provavelmente o resultado de pequenas diferenças de fase entre as características da onda incidente no Fluinco e a geração da onda pelo batedor tipo pistão no SPHyCE. No entanto, a elevação de superfície livre na sonda G7 obtida com o SPHyCE apresentou boa concordância com os dados experimentais, o SPHyCE sobrestimou ligeiramente a elevação de superfície livre sendo o *bias* positivo. Para $H=0.083$ e 0.110 m, o *IC* é de 0.96-0.97 para as sondas G6 e G7, indicando um bom acordo entre resultados numéricos e dados experimentais.

O nível de água nas sondas G8 e G9, dentro do manto poroso do quebra-mar, foram bem estimados pelo SPHyCE, apresentando para as duas sondas uma boa concordância com os dados experimentais. O nível de água foi subestimado na sonda G8 (*bias* negativo) mas sobrestimado na sonda G9 (*bias* positivo). O *IC* foi da ordem de 0.90-0.94.

Não se verificou galgamento para $H=0.083$ m, tal como nos ensaios. O volume galgado foi bem simulado para $H=0.110$ m tal como o nível de água no coroamento impermeável do quebra-mar e a duração do escoamento da lâmina de água também foi correctamente simulada. A série temporal do volume galgado apresentou a mesma tendência e a diferença de volume galgado médio por onda entre SPHyCE e o experimental foi apenas de 20%.

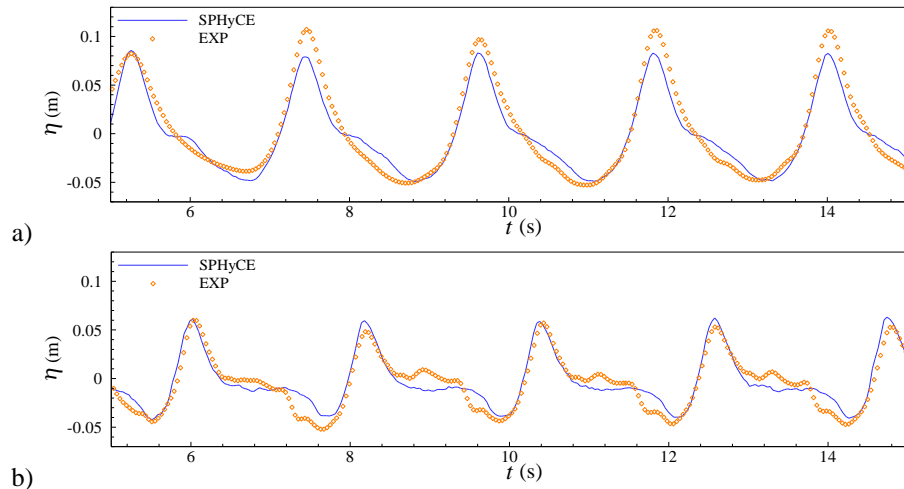


Figura 8. Elevação de superfície livre para $T=2.19$ s, $H=0.083$ m: sonda G6 (a) e G7 (b).

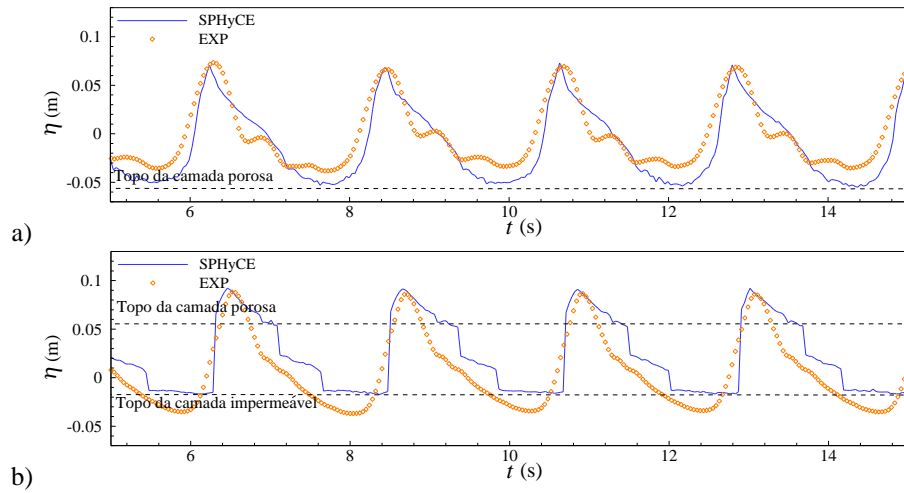


Figura 9. Elevação de superfície livre para $T=2.19$ s, $H=0.083$ m: sonda G8 (a) e G9 (b).

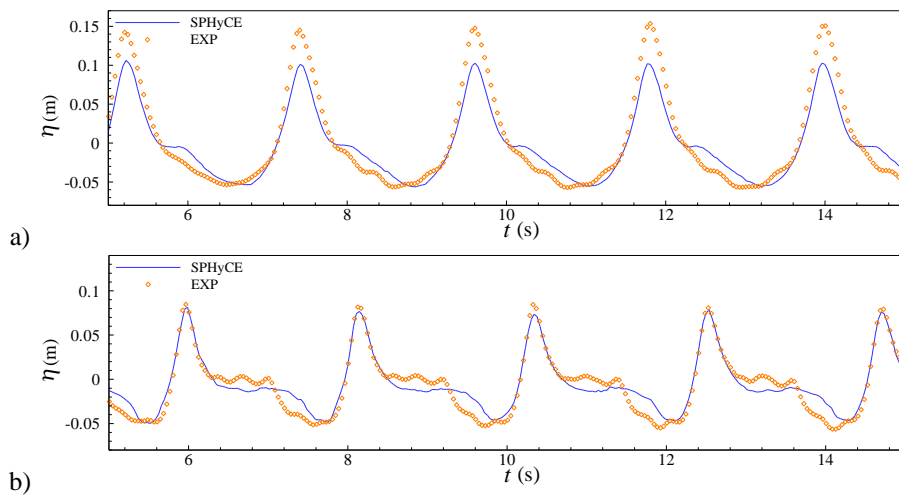


Figura 10. Elevação de superfície livre para $T=2.19$ s, $H=0.110$ m: sonda G6 (a) e G7 (b).

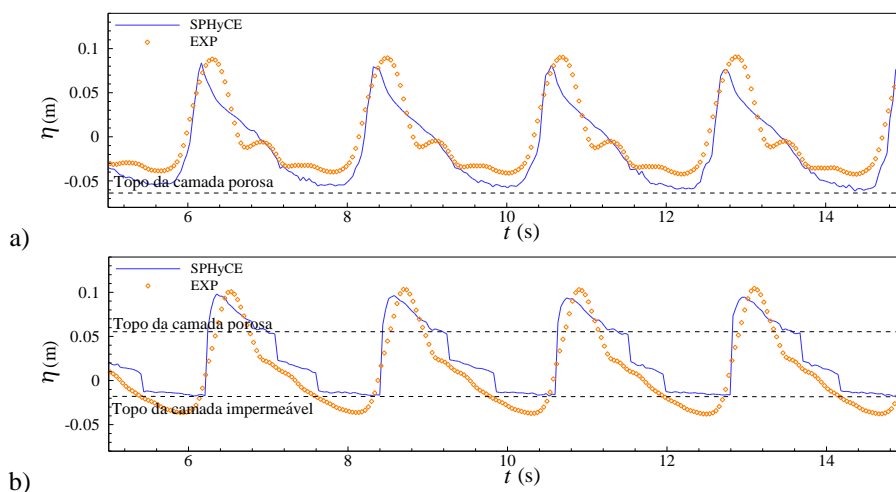


Figura 11. Elevação de superfície livre para $T=2.19$ s, $H=0.110$ m: sonda G8 (a) e G9 (b).

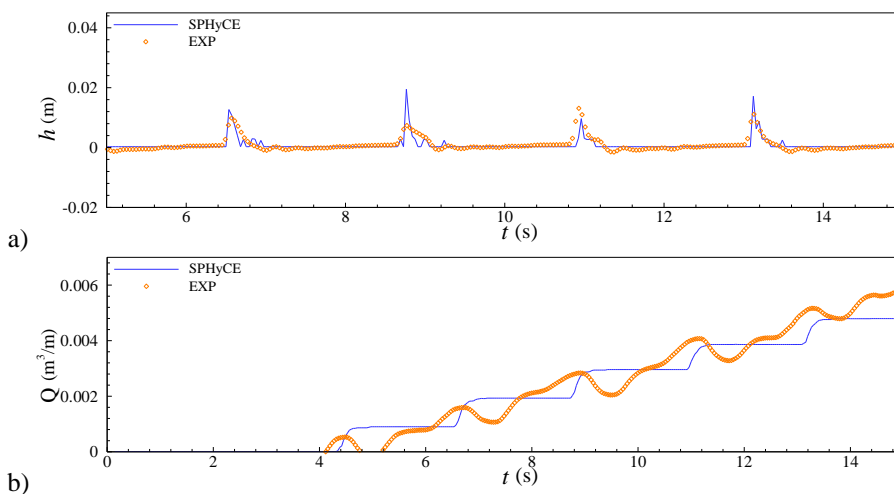


Figura 12. Nível de água no coroamento impermeável (a) e volume galgado para $T=2.19$ s, $H=0.110$ m.

Tabela 3. Parâmetros estatísticos das séries temporais de elevação de superfície livre para as sondas G6 até G9 para uma onda incidente $T=2.19$ s e $H=0.083$ m e 0.110 m.

$H=0.083\text{m}$	G6	G7	G8	G9
<i>Bias</i>	-0.0038	0.0020	-0.0101	0.0169
<i>Rms</i>	0.0130	0.0106	0.0183	0.0230
<i>IC</i>	0.977	0.962	0.931	0.908
$H=0.110\text{m}$	G6	G7	G8	G9
<i>bias</i>	-0.0058	0.0019	-0.0115	0.0155
<i>rms</i>	0.0211	0.0112	0.0193	0.0211
<i>IC</i>	0.961	0.972	0.944	0.934

5. CONCLUSÕES

O modelo numérico SPHyCE foi aplicado para modelar a interação de um onda incidente regular com um quebra-mar poroso à escala 1:30. A propagação das ondas no canal, similar ao dos ensaios em modelo físico, foi realizada pelo modelo Fluinco. Um método de acoplamento entre o Fluinco e o SPHyCE permitiu transferir as características da onda perto do bater para o modelo SPHyCE. Os resultados numéricos foram comparados aos dados obtidos em modelo físico no canal de ondas do LNEC. A elevação de superfície livre fora e dentro do quebra-mar foi bem estimada para as duas ondas estudadas, $T=2.19$ s e $H=0.083$ e 0.110 m, embora apareçam algumas diferenças devidas, provavelmente, a pequenas variações na fase entre as características da onda incidente do Fluinco

e a onda gerada pelo batedor pistão do SPHyCE. No entanto, o galgamento apresenta uma boa concordância com os dados experimentais: para a onda $H=0.083$ m não houve galgamento e para $H=0.110$ m o volume médio galgado por onda obtido pelo modelo SPHyCE foi apenas 20% menor que o experimental, um valor relativamente pequeno tendo em conta a complexidade da interação onda-quebra-mar.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento concedido através do projecto PTDC/ECM/114109/2009. O primeiro autor agradece à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) o financiamento da bolsa SFRH/BPD/37901/2007.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Didier, E. e Neves, M.G., 2012. “A semi-infinite numerical wave flume using Smoothed Particle Hydrodynamics”. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 22, Nº3, pp. 193-199.
- Didier, E., Neves, D.R.C.B., Martins, R. e Neves M.G., 2012. “Modelação de um quebra-mar de talude impermeável: comparação entre modelo numérico SPH e modelo físico”. In *Proceedings of V Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica – V SEMENGO*, Rio Grande, RS – Brazil, pp. 71-83.
- Didier, E., Martins, R. e Neves, M.G., 2013a. “Numerical and Experimental Modeling of Regular Wave Interacting with a Composite Breakwater”. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 23, Nº 1, pp. 46-54.
- Didier, E., Neves, D.R.C.B., Teixeira, P.R.F., Neves, M.G., Soares, H. e Viegas, M., 2013b. “Coupling of FLUINCO mesh-based and SPH mesh-free numerical codes for the modelling of wave overtopping over a porous breakwater”. In *Proceedings of 6th SCACR - International Short Course/Conference on Applied Coastal Research*, 4-7 de Junho, Lisboa, Portugal.
- Didier, E., Neves, D.R.C.B., Teixeira, P.R.F., Dias, J. e Neves M.G., 2014a. “SPH numerical and physical modeling of wave overtopping a porous breakwater”. In *Proceedings of 3rd IAHR European Congress*, Porto, Portugal.
- Didier, E., Neves, D.R.C.B., Martins, R. e Neves, M.G., 2014b. “Wave interaction with a vertical wall: SPH numerical and experimental modelling”. *Ocean Engineering*, Vol. 88, pp. 330-341.
- Gómez-Gesteira, M., Rogers, B.D., Crespo, A.J.C., Dalrymple, R.A., Narayanaswamy, M. e Dominguez, J.M., 2012. “SPHysics – development of a free-surface fluid solver – Part 1: Theory and formulations”. *Computers & Geosciences*, Vol. 48, pp. 289-299.
- Teixeira, P.R.F. e Awruch, A.M., 2005. “Numerical simulation of fluid-structure interaction using the finite element method”. *Computer & Fluids*, Vol. 34, pp. 249-273
- Monaghan, J.J., 1992. “Smoothed Particle Hydrodynamics”. *Annual Review of Astronomy and Astrophysics*, Vol. 30, pp. 543-574.
- Monaghan, J.J., 1994. “Simulating free surface flows with SPH”. *Journal of Computational Physics*, Vol. 110, pp. 399-406.
- SPHysics code v1.4, 2009, <http://wiki.manchester.ac.uk/sphysics>
- Teixeira, P.R.F., 2001. “Simulação numérica da interacção de escoamentos tridimensionais de fluidos compressíveis e incompressíveis e estruturas deformáveis usando o método de elementos finitos”. Porto Alegre, Tese de doutorado, PPGE-UFRGS.
- Teixeira, P.R.F., Davyt D.P., Didier, E. Ramalhais R., 2013. “Numerical simulation of na oscillating water column device using a code based on navier-Stokes equations”. *Energy*, Vol 61, pp. 513-530.
- Willmott, C.J., Ackleson, S.G., Davis, R.E., Feddema, J.J., Klink, K.M., Legates, D.R., O'Donnell, J. e Rowe C.M., 1985. “Statistics for the evaluation and comparison of models”. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 90, Nº c5, pp. 8995-9005.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

VARIABILIDADE DAS CORRENTES NA PLATAFORMA INTERNA AO LARGO DE TRAMANDAÍ/RS - VERÃO DE 2014

Mauro M. Andrade¹, Elírio E. Toldo Jr², José C. Nunes³

^{1,2,3} Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica
Av. Bento Gonçalves, nº 9500. CEP: 91509-900, CP 15001. Porto Alegre, RS, Brasil
e-mail: ¹mauromichelena@gmail.com
²toldo@ufrgs.br
³jose.nunes@ufrgs.br

RESUMO

O presente trabalho visa um melhor entendimento das condições oceanográficas em águas rasas, tais como as correntes costeiras, o transporte de sedimentos de fundo e os padrões de dispersão da pluma de sedimentos na coluna d'água. Um perfilador acústico de ondas e correntes, AWAC, da marca Nortek, foi fundeado a 11 m de profundidade ao largo da praia de Tramandaí/RS. Este equipamento registrou uma série contínua de dados de ondas e correntes, com início em 17 de dezembro de 2013 e término em 13 de março de 2014, o que compreendeu todo o verão. Os resultados indicaram a ocorrência de inversões no sentido das correntes, ora para sul, ora para norte. Também foi possível verificar velocidades máximas no fundo e em superfície de 1,0 e 0,6 m/s, respectivamente. Ademais, um fluxo resultante para Sul, de aproximadamente 0,018 m/s foi calculado com base no perfil médio da coluna de água. Fortes indicativos de ressurgência e subsidência costeira foram encontrados através das análises da direção do vento e das correntes, das variações na temperatura da água e também do nível médio do mar.

Palavras-chave: *correntes costeiras, ressurgência costeira, perfilador acústico de ondas e correntes.*

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, assim como em todo planeta, grandes centros urbanos se desenvolveram nas proximidades das zonas costeiras, principalmente devido à possibilidade de instalação de portos, à sua abundante fonte de recursos naturais, como por exemplo, o pescado, e também às atividades ligadas ao lazer.

Neste contexto, o estudo da porção mais próxima à costa da plataforma continental torna-se muito importante, uma vez que aspectos relacionados à segurança da navegação, a dinâmica dos sedimentos, a disponibilidade de nutrientes, a vida dos organismos planctônicos na zona eufótica e a contaminação das águas marinhas pelos poluentes, devem ser conhecidos. Além disso, problemas relacionados diretamente as forçantes hidrodinâmicas, reforçam a necessidade do conhecimento não somente dos efeitos, mas também sobre as causas e variabilidade espaço-temporal das correntes costeiras.

No litoral do Rio Grande do Sul, tanto a variabilidade das correntes costeiras nas escalas temporais interanuais, sazonais, sinóticas e diurnas, como as principais forçantes causadoras desses movimentos, ainda não são bem compreendidas.

2. ÁREA DE ESTUDO

A região em estudo localiza-se na plataforma interna no litoral norte do estado do Rio Grande do Sul, mais precisamente ao largo do município de Tramandaí (Figura 1). Essa porção norte faz parte da extensa linha de costa, de aproximadamente 615 km, a qual possui uma orientação Nordeste – Sudoeste, formando um ângulo regional de 37° de inclinação em relação ao Norte Verdadeiro.

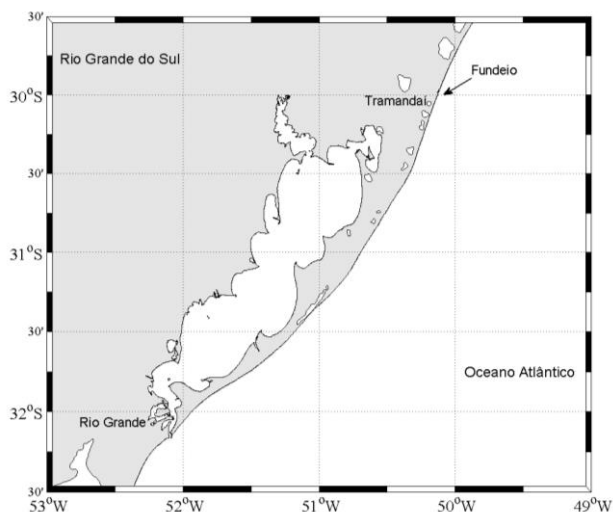


Figura 1. Localização da área de estudo. A seta indica o local de fundeio do AWAC.

Os estudos oceanográficos na região da plataforma continental do Rio Grande do Sul são escassos. Pode-se citar os trabalhos mais recentes de Zavialov et al. (2002), Srauch et al. (2009) e Costa e Möller (2011), os quais apresentam análise de dados resultantes de campanhas oceanográficas ao longo do litoral. Esses trabalhos permitiram a identificação de uma circulação em águas rasas gerada pelo vento, observando a passagem de sistemas meteorológicos. Também foram verificados fluxos de baixas frequências predominantemente barotrópicos, com correntes residuais para Nordeste ou Sudoeste, dependendo da estação do ano.

No que diz respeito à variabilidade do regime de vento, dominam ao longo do ano ventos do quadrante NE. Mas, inversões periódicas na direção, para SO, são observadas durante a passagem de frentes meteorológicas, as quais são mais frequentes no outono e inverno. Estudos mostram (Barros et al., 2002; Piola et al., 2005) que o campo de ventos também apresenta grande variabilidade interanual ligadas a eventos El Niño Oscilação Sul. Durante anos de El Niño, ventos de NE predominam, enquanto que em anos La Niña, a frequência de ventos SO é maior do que a observada regularmente.

A maré astronômica é considerada uma componente pouco importante na circulação, o regime é de micro maré (amplitude média de 0,47 m, em Rio Grande), com características de uma maré mista com predominância diurna (Herz, 1977).

3. METODOLOGIA

Um perfilador acústico de ondas e correntes, modelo AWAC, da marca Nortek, com frequência de 1 MHz, foi fundeado a 2 quilômetros da costa e a 11 m de profundidade. Durante o período em que este equipamento esteve em funcionamento, de 17 de dezembro de 2013 a 13 de março de 2014, foram registrados dados de velocidade e direção de correntes do fundo a superfície, divididos em células de 0,5 m de espessura, realizando uma média amostral de 60 s a cada 600 s. O AWAC também amostra dados de nível do mar (pressão) e de temperatura da água. Além destes dados, este equipamento registrou dados com os parâmetros das ondas, no entanto, este trabalho tem como objetivo apenas o estudo do padrão de correntes dessa região.

Uma estação meteorológica automática da marca Vaisala, modelo MAWS 301, instalada e mantida pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), forneceu os dados de direção e intensidade do vento, utilizados neste trabalho. Esta estação está localizada a pouco mais de 2 km do local de fundeio, em uma área livre de obstáculos com sensores

posicionados a 10 m de altitude em relação ao terreno. Os dados de vento foram amostrados a cada minuto e integralizados para um período horário.

A fim de orientar o sistema de referência dos dados em relação ao alinhamento da costa, os dados de vento e de velocidades de correntes foram rotacionados a 20° em relação ao Norte Verdadeiro, obedecendo à orientação da isóbata de 11 metros, e seguindo a metodologia descrita em Miranda et al. (2001). Estes dados também foram decompostos em componentes paralelas e perpendiculares à costa.

Com o objetivo de remover as oscilações de alta frequência, utilizou-se um filtro de passa baixas do tipo Lanczos-Cosseno (Thompson, 1983), que remove 95% das oscilações com frequências menores que 1/40 h.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram encontrados valores máximos em superfície de aproximadamente 1,0 m/s no eixo longitudinal, e de 0,3 m/s no eixo transversal à costa. Já na camada próxima ao fundo, foram encontrados valores de 0,6 e 0,2 m/s, para as componentes longitudinal e transversal à costa, respectivamente.

Na Figura 2 é apresentada a série temporal filtradas do vento e das velocidades de correntes, próximo à superfície e ao fundo, para todo o período do fundeio. Inicialmente, pode-se observar em diversos momentos a mudança na direção da corrente causada pelo vento, ou seja, sob o domínio de ventos do quadrante N a componente longitudinal da corrente esteve orientada para sul, e com vento de S a corrente fluiu para norte. Fluxos em direção à costa ou para o mar aberto também foram observados na componente transversal da corrente, inclusive apresentando uma estratificação da corrente na coluna de água, isto é, um fluxo na camada de fundo em direção à costa, e um fluxo de retorno na superfície em direção ao oceano. O inverso desse padrão de movimento também foi observado.

As correlações cruzadas entre a componente longitudinal do vento e da corrente resultaram em valores de 0,7 para superfície e de 0,6 para a camada de fundo, sendo que não foi observada defasagem entre a atuação do vento e a reação da corrente de superfície, entretanto para a camada de fundo foi observada uma defasagem de 2 h entre estas componentes. Estes resultados demonstram que o vento se constitui na principal forçante da hidrodinâmica em águas rasas. Este padrão também foi encontrado por Costa e Möller (2011), em uma região mais ao sul do litoral deste estado. Entretanto, estes autores encontraram maior defasagem no efeito do vento na corrente.

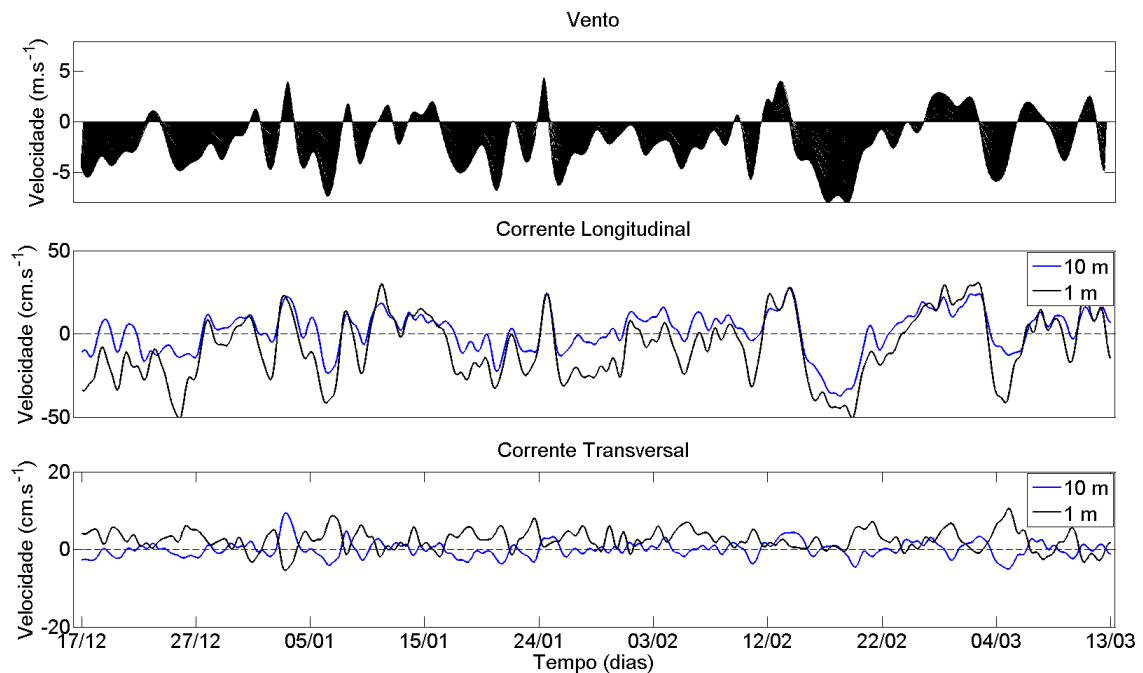


Figura 2. (a) Registro dos dados de vento entre 17 de dezembro e 13 de março onde os valores positivos indicam proveniência do quadrante S, e valores negativos do quadrante N. (b) Componente longitudinal da corrente medidas a 1 m (preto) e a 10 m (azul) de profundidade, onde os valores positivos indicam fluxos para N e negativos para S. (c) Componente transversal da corrente onde os valores positivos indicam fluxos em direção ao mar aberto, e negativos em direção à costa.

Na Figura 3 é possível observar o perfil vertical médio das velocidades da corrente para todo o período do fundeio. Nota-se, um fluxo estratificado na componente longitudinal, sendo da superfície ao meio da coluna de água com direção S, e do meio ao fundo, um fluxo menos intenso e para N. A velocidade média do perfil foi de aproximadamente $-0,018$ m/s, demonstrando um padrão barotrópico dirigido para S neste eixo. O perfil médio das velocidades na componente transversal à costa demonstrou um fluxo em direção ao oceano, nas camadas mais superficiais e outro oposto pelo fundo, em direção à costa. O fluxo residual integrado desta componente resultou em um valor muito baixo de $0,002$ m/s, em direção ao oceano.

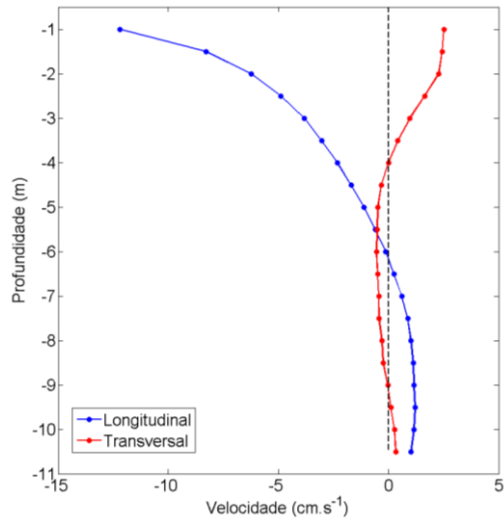


Figura 3. Perfil médio da velocidade da corrente. Em azul valores positivos indicam o sentido para N e valores negativos para S. Em vermelho, valores positivos indicam direção ao oceano e negativos à costa.

As oscilações médias do nível do mar e da temperatura podem ser observadas na Figura 4. Os registros de níveis apresentaram uma variação considerável para o período em estudo, onde pode-se observar entre o nível mais baixo e o mais alto uma diferença total de aproximadamente $1,4$ m. A série temporal de temperatura da água, que foi amostrada no fundo da coluna d'água, demonstra a variabilidade típica da região, com valores próximos a 19 °C logo no início do verão, e da ordem de 24 °C no tempo restante do período de aquisição de dados. Em diversos momentos podem-se observar quedas na temperatura com níveis do mar mais baixos, associados a correntes para S no eixo longitudinal, e correntes em direção à costa pela camada de fundo e em direção ao oceano pela superfície. Um exemplo deste comportamento pode ser visualizado no dia 04 de março.

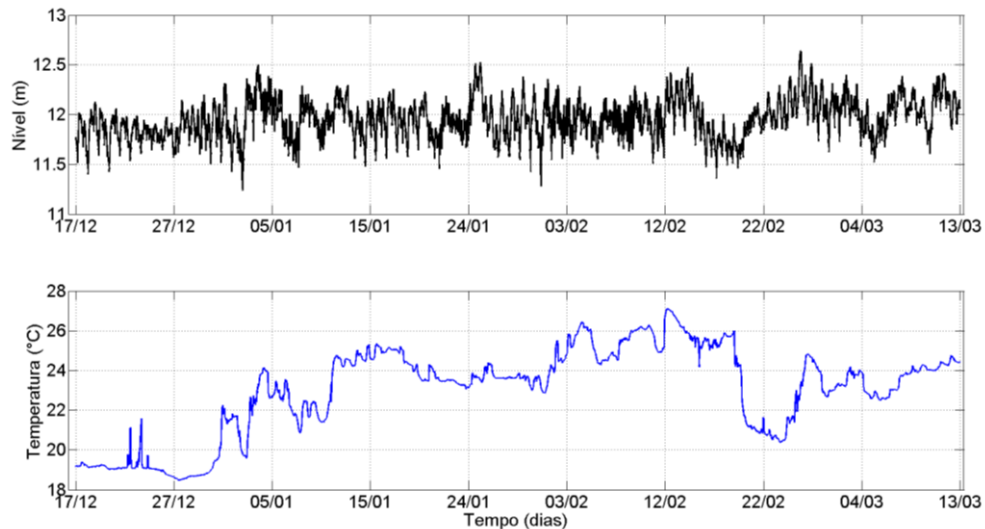


Figura 4. Parâmetros físicos da água adquiridos entre 17 de dezembro e 13 de março (a) Série temporal de nível d'água. b) Série temporal de temperatura da água.

Analisando de forma integrada as séries temporais, fica evidente um padrão conhecido como ressurgência costeira. Esse mecanismo foi proposto por Ekman (1905), o qual demonstra que ao soprar sobre o oceano, o vento causa uma corrente superficial inicialmente na direção do vento. Com a deflexão pelo efeito de Coriolis, e ao atingir um estado estacionário de equilíbrio, ocorre o desenvolvimento da chamada espiral de Ekman, com um transporte de massa ortogonalmente à esquerda da tensão do cisalhamento do vento, conhecido como transporte de Ekman. Este transporte ocorre em uma camada superficial, cuja espessura é diretamente proporcional à intensidade do vento e à viscosidade turbulenta, denominada de camada de Ekman (Bowden, 1983). Em áreas rasas como na plataforma continental interna as escalas horizontais e verticais são muito reduzidas, assim, essa região encontra-se continuamente sob ação de mecanismos inerentes a baixa profundidade, sendo denominada zona de fricção (Stanley e Swift, 1976). Neste ambiente, as camadas de Ekman de fundo e superfície se sobrepõem, transferindo progressivamente mais tensão de cisalhamento do vento diretamente para o fundo à medida que a profundidade diminui. Esta sobreposição define a região de divergência, ou convergência do transporte de Ekman ortogonal a costa, as quais são causadoras da subsidência ou ressurgência costeira (Smith, 1981).

Resumidamente, é observado um padrão no modelo de equilíbrio de Ekman, onde ventos paralelos à costa induzem um transporte ortogonal à linha de costa na camada superficial. No entanto, devido à barreira exercida pela presença da costa, um fluxo de retorno no interior da coluna de água se desenvolve em sentido contrário ao da superfície. No caso da costa oeste do Atlântico, no Hemisfério sul, ventos do quadrante N, promovem correntes para o S que causam a já citada ressurgência costeira. De forma contrária, ventos do quadrante S, promovem correntes para o N e com isso a subsidência costeira. No presente trabalho, há fortes indícios que tanto a ressurgência, como a subsidência costeira ocorreram em diversos momentos do registro de dados realizado pelo AWAC.

A fim de tornar mais fácil a visualização destes mecanismos foram selecionados dois períodos. A Figura 5 retrata o primeiro período, entre 3 e 4 de janeiro, com duração de mais de 30 h, quando ventos de SO estiveram associados com uma corrente longitudinal, totalmente orientada para o N (Fig. 5a). Esse movimento gerou uma corrente de superfície em direção à costa, e outra de retorno pelo fundo em direção ao mar aberto (Fig. 5b). Além disso, ocorreu um aumento na temperatura d'água de aproximadamente 4° (Fig. 5c), e também uma elevação do nível do mar em mais de 0,3 m (Fig. 5d), o que claramente caracteriza o já mencionado mecanismo de subsidência costeira.

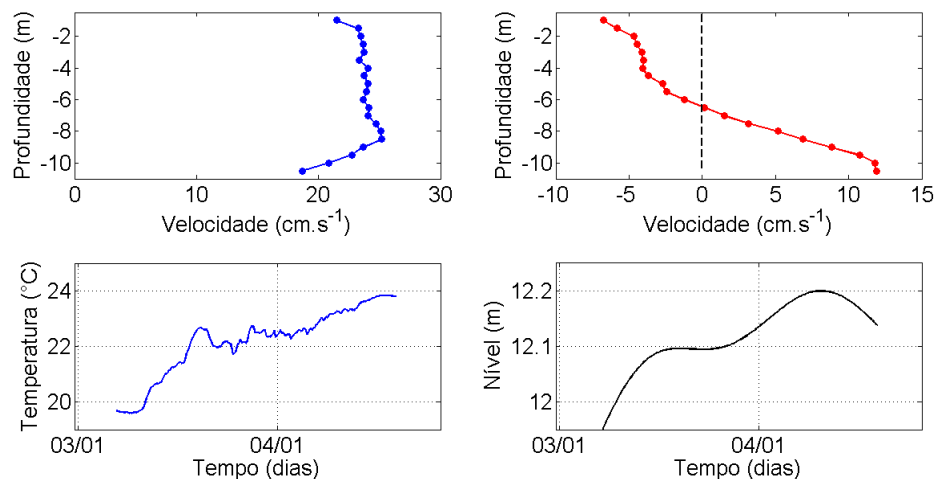


Figura 5. Descrição do mecanismo de subsidência costeira para uma condição de vento SO. (a) Perfil médio da velocidade da corrente longitudinal a costa, valor positivo indica direção N, (b) Perfil médio da velocidade transversal à costa, valores positivos indicam fluxo em direção ao oceano, valores negativos indicam direção à costa, (c) Temperatura da água no fundo, (d) Nível médio do mar.

O segundo período selecionado (Fig. 6), o qual compreendeu 40 horas entre os dias 3 e 4 de março de 2014, quando foi observado um vento de NE, o qual forçou uma corrente longitudinal orientada para S em toda a coluna d'água (Fig. 6a), que por sua vez, gerou um fluxo transversal na superfície em direção ao oceano, e outro de retorno pelo fundo em direção à costa (Fig. 5b), advectando assim, águas mais frias em direção à região mais rasa da plataforma continental (Fig. 5c), e com isso, ocasionando um rebaixamento do nível do mar local (Fig. 5d).

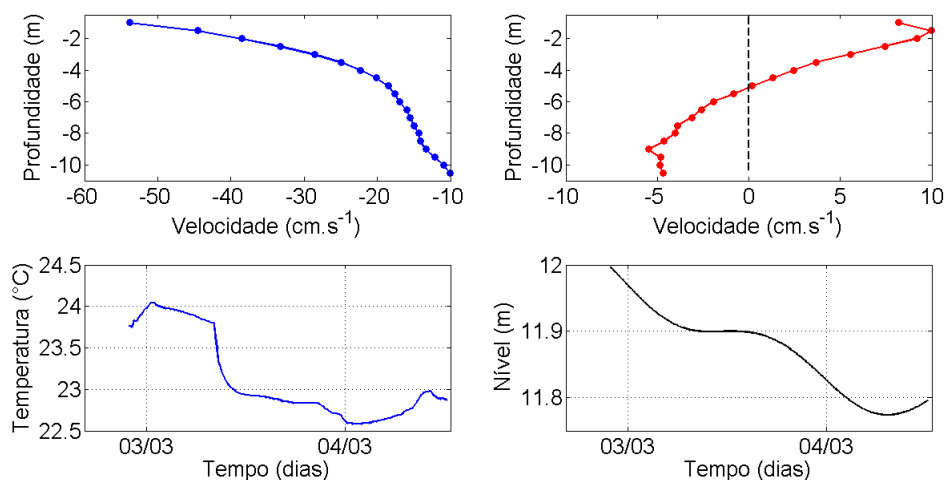


Figura 6. Descrição do mecanismo de ressurgência costeira para uma condição de vento NE, (a) Perfil médio da velocidade longitudinal a costa, valores negativos indicam direção S, (b) Perfil médio da velocidade transversal à costa, valores positivos indicam fluxo em direção ao oceano, valores negativos indicam direção à costa, (c) Temperatura da água no fundo, (d) Nível médio do mar.

As condições meteorológicas e oceanográficas descritas anteriormente possibilitam a interpretação do modelo de circulação teórico proposto inicialmente por Ekman (1905), e depois por Csanady (1976), Scott e Csanady (1976), os quais descreveram a importância do cisalhamento do vento, no comportamento das correntes na plataforma continental. Esses autores propuseram que, ventos paralelos à costa induzem um transporte de Ekman ortogonal à costa na camada superficial, e devido à presença da costa um fluxo de retorno se desenvolve em sentido contrário ao da superfície.

5. CONCLUSÕES

Os resultados apresentados no presente trabalho demonstram padrões regionais de correntes costeiras que atuam na plataforma interna, no litoral norte do Rio Grande do Sul, e que ainda não tinham sido descritos e interpretados anteriormente. Os resultados das correlações entre a componente longitudinal do vento e das correntes indicaram o domínio desta forçante na hidrodinâmica local. Os diferentes valores de defasagem entre a atuação do vento e a resposta na corrente em superfície (0 h) e fundo (2 h), demonstra uma rápida resposta da água à ação do vento. Além disso, foi demonstrado através de dados coletados em campo, o modelo de circulação teórico proposto por Ekman (1905).

Os resultados apresentados bem como o modelo de circulação para águas rasas, sob o domínio dos ventos incidentes, representam uma contribuição introdutória. Pretende-se, dar continuidade a aquisição de novas séries de dados, incluindo os dados de ondas e de concentração de sedimentos em suspensão com a finalidade de aprimorar a interpretação dos mecanismos e dos padrões de circulação em águas rasas no litoral norte do estado.

6. AGRADECIMENTOS

Agradecemos a CAPES pela concessão do auxílio financeiro através do Edital Ciências do Mar para a realização das campanhas oceanográficas, bem como pela Bolsa de Doutorado ao primeiro autor. Também, os autores agradecem a empresa de navegação Mundial e aos mergulhadores José Marinho Medeiros e José Deni Alves pelo apoio logístico. Finalmente, agradecemos ao Instituto Nacional de Meteorologia pelo fornecimento dos dados de vento.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barros, V. R., Grimm, A. M., Doyle, M. E. 2002. Relationship between temperature and circulation in Southwestern South America and its influence from El Niño and La Niña events. *Journal of the Meteorological Society of Japan*, 80:21-32.
- Bowden, K. F. (1983). *Physical oceanography of coastal waters*. New York. Halsted Press. 302 pp.
- Costa, R. e Möller, O. O. Jr. 2011. Estudo da estrutura e da variabilidade das correntes na área da plataforma interna ao largo de Rio Grande (RS, Brasil), no sudoeste do Atlântico Sul, durante a primavera-verão de 2006-2007. *Revista da Gestão Costeira Integrada* 11(3):273-281.
- Herz, R. (1977). Circulação das águas de superfície da Lagoa dos Patos. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós Graduação em Geografia, Universidade de São Paulo, SP, Brasil.
- Miranda, L. B., Castro, B. M., Kjerve, B. 2002. *Princípios de Oceanografia Física de Estuários*. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo (Edusp).
- Csanady, G. (1997). On the theories that underlie our understanding of continental shelf circulation. *Journal of Oceanography*, 53: 207-229.
- Ekman, V. W. (1905). On the influence of earth's rotation on ocean currents. *Arkiv for Matematik, Astronomi och Fysik*, 2(11). 52pp.
- Piola, A. R., Matano, R. P., Palma, E., Möller, O. O., Campos, E. J. 2005. The influence of the Plata river discharge on the western South Atlantic Shelf. *Geophys. Res. Lett* 32: 10.1029.
- Scott, J. T.; Csanady, G. T. (1976). Nearshore Currents off Long Island. *Journal of Geophysical Research*, 81(30): 5401-5409.
- Smith, R. I. (1981). A comparison of the structure and variability of the flow field in three coastal upwelling regions: Oregon, Northwest Africa and Peru. In *Coastal Upwelling*. Ed. F. a. Richards. American Geophysical Union. 107-118.
- Stanley, D. j. e Swift, D. J. P. (1976). *Marine Sediment Transport and Environment*. Wiley-Interscience, New York. 602 pp.
- Strauch, J. C.; Cuchiara, D. C.; Toldo, E. E. Jr.; Almeida, L. E. B (2009). O Padrão das Ondas de Verão e Outono no Litoral Sul e Norte do Rio Grande do Sul. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 14-4: 29-37.
- Thompson, R., 1983. Low-Pass Filters to Suppress Inertial and Tidal Frequencies. *Journal of Physical Oceanography*, 13:1077-1083.
- Zavialov, P.; Möller, O. O. Jr.; Campos, E. 2002. First direct measurements of currents on the continental shelf of Southern Brazil. *Continental Shelf Research* 22: 1975–1986.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste artigo.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

AValiação NUMÉRICA DO EFEITO DA VARIAÇÃO DA ALTURA RELATIVA DE UM CONVERSOR DE ENERGIA DAS ONDAS DO MAR TIPO PLACA SUBMERSA

Flávio Medeiros Seibt¹, Liércio André Isoldi², Paulo Roberto de Freitas Teixeira³,
Elizaldo Domingues dos Santos⁴, Luiz Alberto Oliveira Rocha⁵

^{1, 2, 3, 4} Universidade Federal do Rio Grande

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

¹ e-mail: fseibt@furg.br

² e-mail: liercioisoldi@furg.br

³ e-mail: pauloteixeira@furg.br

⁴ e-mail: elizaldosantos@furg.br

⁵ Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica

Rua Sarmento Leite, 425, 2º Andar, CEP 90.050-170, Porto Alegre, RS, Brasil

e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

RESUMO

O elevado potencial energético das ondas do mar (estimado de 1 – 10 TW no oceano inteiro) torna esse recurso uma importante alternativa como fonte de energia limpa e renovável. O sistema de placa horizontal submersa é um tipo de estrutura utilizada como quebra-mar submerso, para proteção costeira, podendo ser utilizada, também, como conversor de energia das ondas. O objetivo deste estudo é avaliar numericamente o efeito da variação da altura relativa de uma placa submersa (dada pela razão entre a altura da placa e a profundidade da lâmina de água) sobre a eficiência do escoamento que ocorre abaixo da mesma, quando sujeita à incidência de diferentes ondas sobre sua estrutura, e obter dados para recomendações teóricas sobre a geometria do conversor. Para isso, foram simuladas ondas com períodos de 1.25, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00 e 3.50 s, incidindo numa placa submersa com alturas relativas de 88.3, 86.7 e 83.3 %. A eficiência do dispositivo, definida pela razão entre a potência disponível do escoamento sob a placa submersa e a potência média da onda incidente, foi avaliada sem considerar a presença da turbina abaixo da placa. Nas simulações numéricas foi utilizado um domínio bidimensional que se baseia no modelo multifásico Volume of Fluid (VOF), para o tratamento da interação água-ar, e no Método de Volumes Finitos, para a solução das equações de conservação de massa e quantidade de movimento. A análise dos dados obtidos permitiu identificar uma eficiência do equipamento aproximadamente três vezes maior para as ondas de maior período em relação às ondas incidentes de menor período, chegando a aproximadamente 27 %.

1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por produção de energia elétrica e a necessidade de preservação dos recursos naturais, tem desencadeado um processo de diversificação das matrizes energéticas com foco no uso de fontes renováveis de energia. Nesse processo, os oceanos tem se destacado como uma das alternativas mais promissoras devido ao seu grande potencial energético.

O potencial energético dos oceanos está distribuído sob diferentes formas, sendo as mais relevantes: a energia das ondas, a energia das marés, a energia das correntes marítimas e a energia térmica dos oceanos. No entanto, a maior parte deste recurso concentra-se nas ondas de superfície, cuja energia é expressa geralmente em potência por metro de frente de onda. Regiões com boas médias anuais, como a costa sul da América do Sul, apresentam valores entre 20 e 70 kW/m (Falcão, 2010).

Em termos globais, estima-se que a energia das ondas proporcione uma potência em torno de 1 – 10 TW, valor comparável ao consumo médio anual de energia elétrica em todo o mundo. Além disso, é esperado que a energia das ondas proporcione de 15 – 20 vezes mais energia por metro quadrado que a energia eólica ou solar (Vining e Muetze, 2009). Portanto, mesmo usando valores conservadores para a eficiência dos conversores de energia das ondas em energia elétrica, as perspectivas são boas o suficiente para estimularem pesquisas científicas e tecnológicas para o aproveitamento desta fonte de energia.

Diversas soluções têm surgido para o aproveitamento da energia das ondas, porém atualmente nenhuma delas ocupa uma posição consolidada do ponto de vista comercial. Devido às características do local de instalação serem muito particulares, é esperado que diferentes princípios de conversão de energia das ondas sejam utilizados no desenvolvimento dos conversores (Chozas e Soerensen, 2009).

Diferentes critérios são utilizados para classificar os conversores, os mais usuais são a profundidade do local de instalação do equipamento e o tipo de dispositivo de conversão. O primeiro critério permite classificar os dispositivos como: costeiros (*shoreline*) – situados em região com profundidades de até 20 m, são geralmente presos ao fundo; próximos da costa (*near-shore*) – situados em região com profundidades entre 20 e 50 m, podem ser presos ao fundo ou flutuantes; ou afastados da costa (*offshore*) – situados em região com profundidades maiores que 50 m, são geralmente flutuantes (Cruz e Sarmiento, 2004). Já o segundo critério agrupa os conversores pelo seu princípio de funcionamento, da seguinte forma: coluna de água oscilante, corpos oscilantes e galgamento (Falcão, 2010). Entretanto, esta classificação não contempla todas as possibilidades existentes de converter a energia das ondas em energia elétrica; outros princípios de funcionamento podem ser usados, como é o caso do conversor do tipo placa submersa.

O sistema de placa horizontal submersa é um tipo de estrutura utilizada em engenharia costeira, como quebra-mar submerso, para fins de proteção costeira, podendo ser utilizada, também, como conversor de energia das ondas (Graw, 1993a; Brossard et al., 2009). Sua utilização como conversor apresenta como principal característica a dupla funcionalidade da estrutura, uma vez que o mesmo dispositivo utilizado para conversão de energia das ondas não deixa de atuar como quebra-mar submerso. Devido a esta característica, espera-se que este tipo de dispositivo seja um conversor de energia das ondas economicamente viável; no entanto, ainda é necessário o desenvolvimento de pesquisas para tornar possível esta avaliação.

O objetivo do presente trabalho é contribuir para um maior conhecimento do conversor tipo placa submersa, apresentando resultados de análises numéricas que relacionem as características da onda incidente sobre a estrutura com a potência disponível no escoamento sob a placa, i.e., sem considerar a presença da turbina abaixo da placa. Esta relação foi quantificada por uma eficiência avaliada com base na razão entre a potência da onda incidente e a potência disponível do escoamento sob a placa submersa.

Para tanto, foram simuladas ondas com períodos de 1.25, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00 e 3.50 s, incidindo numa placa submersa com alturas relativas (X) de 86.7, 85.0 e 83.3 %. A altura relativa da placa (X) é definida pela razão entre a altura da placa (H_p) e a profundidade da lâmina de água (h), logo, $X = H_p/h$. Foram analisadas as variações em parâmetros, como pressão e velocidade do escoamento, que permitem obter recomendações teóricas sobre a geometria do conversor que possibilite melhor desempenho, em função do clima de ondas que incide sobre o dispositivo. Nas simulações numéricas foi utilizado um domínio bidimensional que se baseia no modelo multifásico *Volume of Fluid* (VOF – Hirt e Nichols, 1981; Srinivasan et al., 2011), para o tratamento da interação entre água e ar, e no Método de Volumes Finitos (MVF – Patankar, 1980; Versteeg e Malalasekera, 2007), para a solução das equações de conservação de massa e quantidade de movimento.

2. CONVERSOR DE PLACA SUBMERSA

O sistema de placa submersa foi estudado inicialmente como um quebra-mar submerso visando à proteção costeira. Experimentos realizados por Dick e Brebner (1968) com blocos submersos sólidos e permeáveis, apresentaram a ocorrência de um padrão de circulação do escoamento ao redor dos blocos permeáveis, dando origem aos estudos de uma placa submersa horizontal.

Mais tarde, experimentos de Graw (1992), apresentaram este equipamento como um eficiente filtro de ondas, sendo vantajoso em relação a outros quebra-mares submersos especialmente pelo escoamento que ocorre sob a placa. Este escoamento foi descrito como um fluxo pulsante que ocorre durante a passagem da onda sobre a placa e apresenta maior intensidade no sentido contrário ao de propagação da onda. Neste mesmo trabalho, afirma-se que este escoamento é bastante estável, não sofrendo alterações significativas mesmo quando a região abaixo da placa é parcialmente obstruída.

O conversor de placa submersa consiste no aproveitamento deste escoamento estável, que ocorre sob uma placa horizontal imersa abaixo da superfície da água, como propulsão para uma turbina hidráulica (conforme Fig. 1) instalada sob a mesma (Graw, 1993a; 1993b; 1994; 1995a).

Este conversor apresenta algumas vantagens com relação a outros conversores de energia das ondas: (i) é totalmente submerso, portanto o impacto de grandes ondas sobre a estrutura é reduzido; (ii) pela mesma razão, problemas de corrosão na turbina também são reduzidos; (iii) como o fluxo pulsante sob a placa tem o sentido predominante contrário ao da propagação das ondas, uma turbina hidráulica comum pode ser utilizada, proporcionando uma redução de custos de implantação do sistema; (iv) a dupla utilização também contribui para esta redução de custos, logo, se a turbina está captando energia, o sistema atua como filtro de ondas e conversor de energia, mas se a região abaixo da placa estiver completamente bloqueada, o sistema atua como um quebra-mar submerso convencional; (v) como o dispositivo é totalmente submerso, a influência sobre o meio ambiente é reduzida (Graw, 1994).

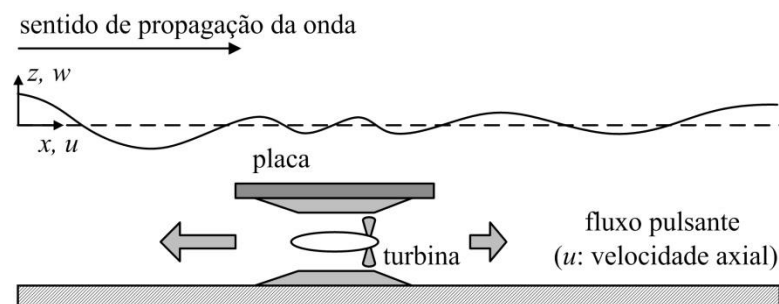


Figura 1. Representação do dispositivo de placa submersa.

Mesmo tendo-se no trabalho de Graw (1994) a apresentação da placa submersa como um dispositivo de duplo propósito, onde se enfatiza sua vocação como conversor de energia das ondas, a maior parte dos estudos a respeito do assunto são voltados para seu uso como quebra-mar submerso (Hsu e Wu, 1999; Brossard e Chagdali, 2001; Hu et al., 2002; Hildebrandt e Schlurmann, 2008; Liu et al., 2009). Estes estudos, no entanto, são de grande importância para a melhor compreensão dos fenômenos relacionados ao escoamento em torno da placa submersa.

No estudo de Carter (2005), o sistema de placa horizontal submersa é abordado como conversor de energia das ondas a partir de um modelo numérico bidimensional, empregando o Método de Elementos de Contorno e a teoria linear de ondas para um escoamento potencial. Ao apresentar o campo de velocidades sob a placa, obtido por este modelo, contribui para o entendimento do escoamento pulsante que se desenvolve sob a mesma em decorrência da passagem das ondas. Os resultados evidenciaram, contudo, que este escoamento é alternante, contrariando afirmações de Graw (1993a), e, assim, indicando a necessidade de uma turbina hidráulica que mantenha o sentido de rotação independente do sentido do escoamento.

Orer e Ozdamar (2007) apresentam resultados experimentais de avaliação da eficiência do dispositivo como conversor de energia das ondas. Nesse estudo os autores analisaram o comportamento da velocidade do escoamento sob a placa quando o dispositivo, em uma altura fixa, é sujeito a diferentes características de ondas incidindo sobre ele e incluíram ainda diferentes níveis de restrição abaixo da placa com formatos retangulares e triangulares. Em seus resultados, comprovam o melhor desempenho da placa submersa quando a área sob a placa é reduzida (conforme Graw, 1993b), porém, indicam a possibilidade de uma eficiência em torno de 60 % para o dispositivo, contrapondo-se às conclusões de Graw (1993b; 1995b) que havia predito uma eficiência de apenas 4 %. Além disso, propõem a necessidade de uma turbina que mantenha o sentido de rotação independente do sentido do escoamento sob a placa, uma vez que, mesmo ocorrendo pulsos de maior magnitude no sentido contrário ao de propagação das ondas, o escoamento apresenta alternância de sentido.

Em outro estudo recente (Seibt et al., 2014), é apresentado um modelo numérico bidimensional para o dispositivo de placa submersa baseado no MVF e no modelo multifásico VOF. Esse modelo foi validado com base nos resultados experimentais de Orer e Ozdamar (2007), a partir da reprodução de um caso em que não há restrições ao escoamento sob a placa. Nesse estudo são apresentados perfis de velocidade do escoamento sob uma placa com 1.00 m de comprimento para uma onda de características fixas incidindo em seis diferentes profundidades relativas da placa, mostrando uma relação entre a profundidade relativa da placa e a magnitude da velocidade do escoamento sob a mesma.

No presente artigo é realizado um estudo numérico bidimensional com modelo computacional análogo ao utilizado por Seibt et al. (2014) a fim de se avaliar a influência da variação da altura relativa (X) da placa submersa e das características da onda incidente em relação ao comportamento do escoamento sob a placa.

3. MODELAGEM COMPUTACIONAL

O modelo computacional foi desenvolvido com base na Dinâmica dos Fluidos Computacional empregando os *softwares* GAMBIT (GAMBIT, 2006) e FLUENT (FLUENT, 2007). O primeiro foi utilizado para construção e discretização de um domínio bidimensional com malha estruturada de elementos retangulares. O segundo é um programa computacional baseado no MVF, que permite a modelagem de escoamentos de fluidos e de

transferência de calor em geometrias complexas, o qual foi utilizado para executar a solução das equações de conservação de massa e quantidade de movimento.

O MVF é uma técnica matemática que permite obter uma versão discreta de uma Equação Diferencial Parcial (EDP). Diferentemente de outros métodos, entretanto, ele fundamenta-se em uma abordagem física do problema representado pela EDP, sendo um método amplamente utilizado em aplicações de engenharia que envolvam dinâmica de fluidos; como, por exemplo: aerodinâmica, hidrodinâmica, interação fluido-estrutura e moldagem de polímeros (Versteeg e Malalasekera, 2007).

3.1 Modelo Matemático

3.1.1 Modelo do Escoamento

As equações de conservação da massa e da quantidade de movimento para resolução de um escoamento isotérmico, laminar e incompressível, com presença de duas fases (água-ar), são dadas por (Schlichting e Gersten, 2000):

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

$$\rho \frac{\partial u}{\partial t} + \rho \left[u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right] = -\frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] \quad (2)$$

$$\rho \frac{\partial w}{\partial t} + \rho \left[u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right] = -\frac{\partial p}{\partial z} + \mu \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right] + \rho \mathbf{g} \quad (3)$$

onde ρ é a massa específica (kg/m^3), u e w são as componentes horizontal e vertical, respectivamente, da velocidade do escoamento (m/s), p é a pressão (N/m^2), $\rho \mathbf{g}$ é o empuxo (N/m^3) e μ é a viscosidade dinâmica (kg/m s).

Para a representação da interação água-ar do escoamento e avaliar sua interação com o equipamento é empregado o método VOF. O método VOF é um modelo multifásico usado para escoamentos de fluidos com duas ou mais fases. Neste modelo, as fases são imiscíveis, i.e., o volume ocupado por uma fase não pode ser ocupado pela outra fase.

A fração de volume (α_q) é usada para representar ambas as fases no interior do volume de controle. Nesse modelo, as frações de volume são assumidas como contínuas no espaço e no tempo. Além disso, a soma das frações de volume, no interior do volume de controle, são sempre unitárias ($0 \leq \alpha_q \leq 1$). Sendo assim, se $\alpha_{\text{água}} = 0$ a célula está sem água e preenchida de ar ($\alpha_{\text{ar}} = 1$) e se a célula tem a presença de ambos os fluidos (água e ar), uma fase é o complemento da outra, ou seja, $\alpha_{\text{ar}} = 1 - \alpha_{\text{água}}$. Portanto, é necessária uma equação de transporte adicional para a fração de volume, dada como (Srinivasan et al., 2011):

$$\frac{\partial(\alpha_q)}{\partial t} + \frac{\partial(\alpha_q u)}{\partial x} + \frac{\partial(\alpha_q w)}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

Os valores de massa específica e viscosidade dinâmica para o conjunto de equações são dados, portanto, pela média ponderada das propriedades de cada uma das fases e podem ser escritos como (Srinivasan et al., 2011):

$$\rho = \alpha_{\text{água}} \rho_{\text{água}} + \alpha_{\text{ar}} \rho_{\text{ar}} \quad (5)$$

$$\mu = \alpha_{\text{água}} \mu_{\text{água}} + \alpha_{\text{ar}} \mu_{\text{ar}} \quad (6)$$

Uma vez que o fluido é considerado incompressível, devido ao escoamento envolver baixas velocidades, a equação de estado, para determinação da pressão em qualquer ponto do domínio, torna-se dependente apenas da coluna de fluido, não existindo variação de massa específica de cada fase (Versteeg e Malalasekera, 2007).

3.1.2 Modelo de Geração da Onda

As principais características das ondas são: a distância horizontal entre duas cristas sucessivas (comprimento de onda, L), a distância vertical entre a crista e a cava (altura de onda, H), o tempo decorrido entre o aparecimento de duas cristas sucessivas (período de onda, T) e a distância entre o nível médio da superfície da água até o fundo do mar (profundidade, h). A Fig. 2 apresenta a representação das características das ondas.

O comprimento de onda (L) é definido pela teoria de ondas de Stokes de 2ª ordem a partir da equação de dispersão e seu valor determinado, de forma iterativa por (Dean e Dalrymple, 1991):

$$L = \left(\frac{g}{2\pi} \right) T^2 \tanh \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \quad (7)$$

Já as componentes de velocidade de propagação da onda, nas direções horizontal (x) e vertical (z), são dadas, a partir da teoria de Stokes de 2ª ordem, respectivamente como (Dean e Dalrymple, 1991):

$$u(x, z, t) = \frac{H}{2} \left(\frac{gk}{\sigma} \right) \left[\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh(kh)} \right] \cos(kx - \sigma t) + \frac{3}{16} \left[\frac{H^2 \sigma k \cosh 2k(h+z)}{\sinh^4(kh)} \right] \cos 2(kx - \sigma t) \quad (8)$$

$$w(x, z, t) = \frac{H}{2} \left(\frac{gk}{\sigma} \right) \left[\frac{\sinh k(h+z)}{\cosh(kh)} \right] \sin(kx - \sigma t) + \frac{3}{16} \left[\frac{H^2 \sigma k \sinh 2k(h+z)}{\sinh^4(kh)} \right] \sin 2(kx - \sigma t) \quad (9)$$

onde H é a altura de onda (m), g é a aceleração da gravidade ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$), k é o número de onda dado por $k = 2\pi/L$ (m^{-1}), L é o comprimento de onda (m), σ é a frequência de onda dada por $\sigma = 2\pi/T$ (rad/s), T é o período de onda (s), h é a profundidade da lâmina de água (m) e t é o tempo (s).

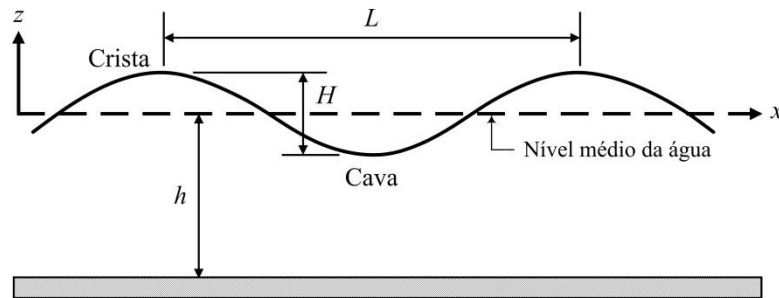


Figura 2. Principais características de uma onda (adaptado de Dean e Dalrymple, 1991).

3.1.3 Condições de Contorno

Para completar o modelo matemático é necessário considerar, ainda, as condições de contorno do problema, as quais foram atribuídas da seguinte forma: velocidade dependente do tempo ($v(x, z, t)$) na fronteira esquerda (representando o gerador de ondas do canal), pressão atmosférica (p_{atm}) na fronteira superior e parte da fronteira esquerda (representada pela linha traço-ponto) e condição de não-deslizamento e impermeabilidade ($v(x, z, t) = 0$) nas demais fronteiras, conforme Fig. 3.

Com a atribuição de uma função temporal na fronteira esquerda do canal (condição de contorno de velocidade dependente do tempo), foi simulado o comportamento de um gerador de ondas (Horko, 2007). A função temporal utilizada foi composta pelas Eqs. (8) e (9) das componentes de velocidade de propagação da onda, nas direções horizontal (x) e vertical (z) da teoria de ondas de Stokes de 2ª ordem.

Dessa forma, foram simuladas seis ondas de diferentes períodos, com altura fixa ($H = 0.06 \text{ m}$), cujas características são apresentadas na Tab. 1.

Tabela 1. Características das ondas simuladas.

Onda	T (s)	L (m)	L / L_p
1	1.25	2.27	0.91
2	1.50	3.00	1.20
3	2.00	4.36	1.74
4	2.50	5.67	2.27
5	3.00	6.95	2.78
6	3.50	8.21	3.30

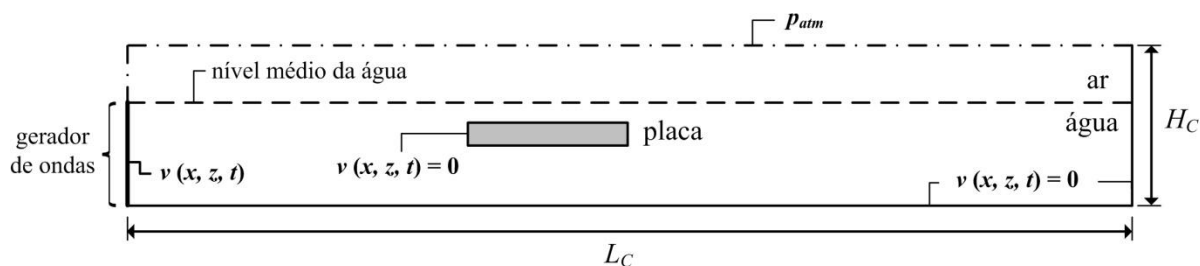


Figura 3. Representação das condições de contorno do domínio computacional.

3.2 Características Geométricas do Domínio Computacional

Para a simulação numérica do dispositivo de placa submersa considerou-se a representação bidimensional de um canal de ondas, de altura $H_C = 1.00$ m e com profundidade da lâmina de água $h = 0.60$ m, com a presença de uma placa horizontal, de espessura $e_p = 0.02$ m e comprimento $L_p = 2.50$ m, abaixo da superfície da água, conforme Fig. 4.

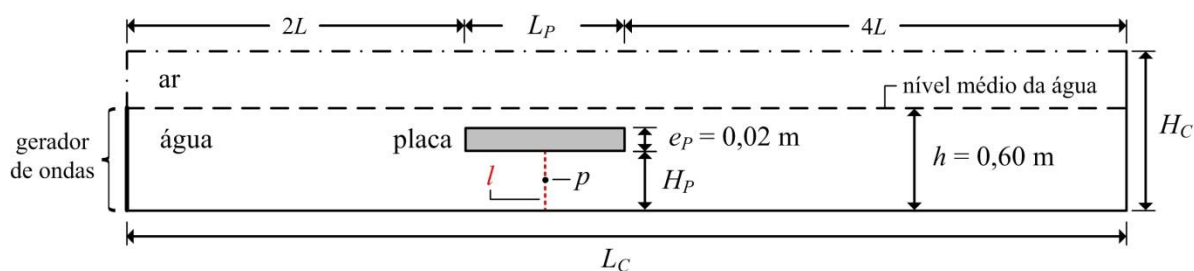


Figura 4. Características geométricas do domínio considerado e localização das sondas numéricas.

Na Fig. 4, algumas das dimensões do domínio computacional foram definidas com base nas características de cada onda simulada. Estas dimensões foram fixadas com o objetivo de garantir condições mínimas para a formação das ondas antes de chegarem à placa e, também, garantindo um número mínimo de ondas incidentes sobre a placa antes da ocorrência de reflexão das ondas no fundo do canal (região após a placa). Assim, permitindo, também, a obtenção de uma quantidade suficiente de dados para análise.

Cabe destacar, que o comprimento da placa submersa ($L_p = 2.50$ m) foi definido com base em estudos anteriores (Seibt et al., 2012a; 2012b) deste mesmo grupo de pesquisa; além disso, que as larguras do canal e da placa foram desconsideradas uma vez que o modelo numérico é bidimensional.

Para o monitoramento dos dados utilizados nas análises comparativas, foram inseridas no modelo sondas numéricas na região abaixo da placa. As principais sondas numéricas utilizadas foram um ponto (p), situado na metade do comprimento da placa submersa e na metade da altura da placa (H_p), e uma linha (l) situada na metade do comprimento da placa ao longo da placa submersa (conforme Fig. 4). Estas foram utilizadas para monitoramento de velocidades e vazão mássica, respectivamente; para os dados de pressão, o monitoramento se deu de forma análoga ao monitoramento de velocidades.

No presente estudo, foram avaliadas três alturas relativas (X) da placa submersa, conforme Tab. 2.

Tabela 2. Relação de alturas relativas simuladas.

Placa	H_p (m)	$X = H_p/h$
1	0.52	86.7 %
2	0.51	85.0 %
3	0.50	83.3 %

3.3 Características da Malha e do Modelo de Simulação

Quanto à discretização do domínio computacional, foi utilizada uma malha estruturada de elementos retangulares distribuídos de forma a proporcionar maior refinamento na região de interface entre as duas fases (água-ar) e também na região próxima ao fundo do tanque. Ao longo da região de propagação das ondas a malha foi limitada a dimensões mínimas de $H/20$ na direção vertical e $L/60$ na direção horizontal, critérios semelhantes aos adotados por Ramalhais (2011).

Foram geradas, portanto, 18 malhas para o desenvolvimento deste trabalho, combinando as 6 diferentes ondas e as 3 alturas relativas. Com o intuito de evitar um elevado número de estudos de independência de malha, foram acolhidas as recomendações de Ramalhais (2011) referentes à discretização do domínio computacional,

que demonstraram serem eficientes em estudos anteriores. Desta forma, as dimensões das células não ultrapassam $L/60$, na direção de propagação da onda, e $H/20$, na direção vertical, na região onde se manifesta a onda e no fundo do canal.

Foram adotados também os seguintes parâmetros de solução: esquema de advecção UPWIND de 1ª ordem para tratamento dos termos advectivos; PRESTO para discretização espacial da pressão; GEO-RECONSTRUCTION para a discretização da fração volumétrica; PISO como método de acoplamento pressão-velocidade; fatores de sub-relaxação 0.3 e 0.7 para as equações da conservação da massa e quantidade de movimento, respectivamente.

Todas as simulações referem-se a um tempo de escoamento de $13T$, onde T é período de onda, e o passo de tempo usado foi de 0.001 s para todos os casos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Um dos parâmetros analisados nas simulações foi a velocidade horizontal (u) máxima do escoamento sob a placa submersa, no ponto p (ver Fig. 4) em sentido oposto ao de propagação da onda (sentido de maior magnitude), cujo comportamento é apresentado na Fig. 5.

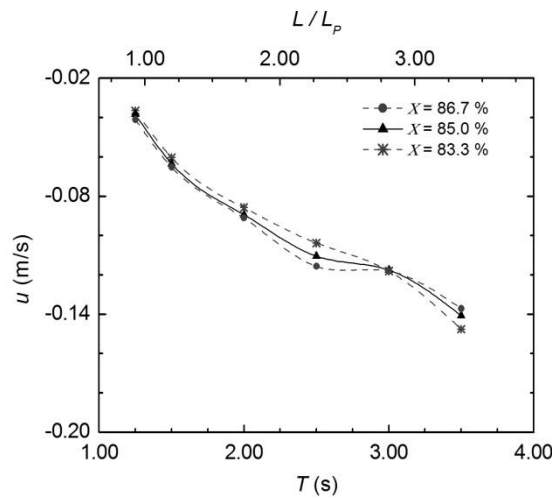


Figura 5. Velocidade $u_{m\acute{a}x}$ sob a placa submersa em p para cada X e T estudado.

Na Fig. 5, pode-se observar um incremento significativo na magnitude das velocidades do escoamento nessa região, em torno de 3.5 vezes, com o aumento do período da onda incidente. É possível perceber, também, que as ondas de períodos menores que 3.00 s ($L/L_p < 2.78$) apresentaram uma tendência de redução da velocidade máxima à medida que a altura relativa X diminuiu. No entanto, essa tendência inverte-se para relações $L/L_p > 2.78$. Por outro lado, para $T = 3.00$ s, percebe-se claramente que as relações de X estudadas não interferiram na variação dos valores de $u_{m\acute{a}x}$ ($L/L_p = 2.78$).

Essa informação é importante do ponto de vista de conversão de energia, pois fornece um indicativo da velocidade de rotação da turbina. Cabe ressaltar que o sinal negativo destes valores de velocidade (Fig. 5) indica apenas um movimento em sentido contrário ao de propagação das ondas.

Com a análise da vazão mássica (Fig. 6), portanto, percebe-se que a mesma apresenta um comportamento análogo ao da velocidade, ou seja, há também um acréscimo na magnitude da vazão de massa efetiva – dada pela média quadrática RMS (*Root Mean Square*); de aproximadamente 3 vezes. A razão de adotar-se a vazão mássica RMS, deve-se ao fato de que o escoamento alterna constantemente de sentido.

No entanto, para investigar a influência do período da onda incidente no desempenho do conversor, é necessário determinar a eficiência de conversão. A eficiência (φ) deste conversor é definida por (Graw, 1995b; Carter, 2005; Orer e Ozdamar, 2007):

$$\varphi = \frac{P_p}{P_w} \quad (10)$$

onde P_p é a potência média disponível no escoamento sob a placa (W) e P_w é a potência média da onda incidente no equipamento (W). Esta potência é definida na teoria de Stokes de 2ª ordem como (McCormick, 1981):

$$P_w = \left(\frac{1}{16} \rho g H^2 \right) \frac{\sigma}{k} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \left[1 + \frac{9}{64} \frac{H^2}{k^4 h^6} \right] \quad (11)$$

Já a potência média disponível sob a placa (P_p) é calculada segundo a expressão (Dizadji e Sajadian, 2011):

$$P_p = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{-h+H_p} \left(P + \frac{1}{2} \rho u^2 \right) u dz dt \quad (12)$$

onde P é a pressão estática (Pa) sob a placa e o termo $(\rho u^2/2)$ representa a pressão dinâmica (Pa).

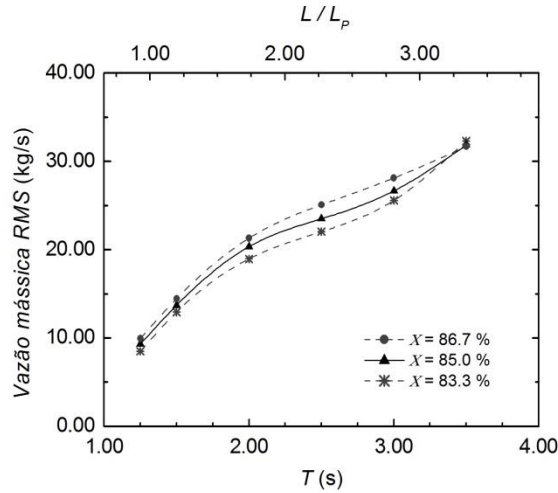


Figura 6. Vazão mássica RMS sob a placa submersa para cada X e T estudado.

A partir da equação da potência média da onda incidente, Eq. (11), percebe-se que a característica da onda de maior relevância para sua potência é a altura de onda (H), parâmetro este que foi fixado em mesmo valor para todas as ondas simuladas. No entanto, o número de onda (k) é determinado a partir do comprimento de onda (L) e, portanto, existe um acréscimo de energia da onda incidente a cada incremento no período da onda, como é possível perceber na Fig. 7. Esse acréscimo de energia da onda fica em torno de 2 vezes, da onda de menor período para a de maior período, ou seja, bastante menor que o incremento percebido na velocidade do escoamento.

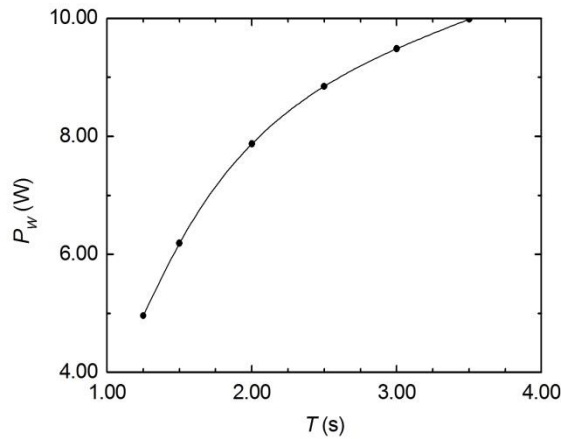


Figura 7. Potência média da onda incidente em relação ao período.

Já a eficiência do dispositivo determinada para cada período de onda, tem seu comportamento apresentado conforme a Fig. 8, onde se pode perceber um claro aumento de eficiência do dispositivo com o aumento do período da onda incidente, aproximadamente 2.5 vezes maior, com o aumento do período da onda, se comparados o menor e o maior períodos de onda estudados neste trabalho.

Outra observação, na Fig. 8, é a baixa variação dos valores de eficiência para as ondas de período $T = 1.25$ s ($L/L_p = 0.91$) e $T = 3.50$ s ($L/L_p = 3.30$), percebida nas 3 curvas do gráfico, evidenciando a relevância do comprimento relativo da placa, conforme Graw (1994; 1998).

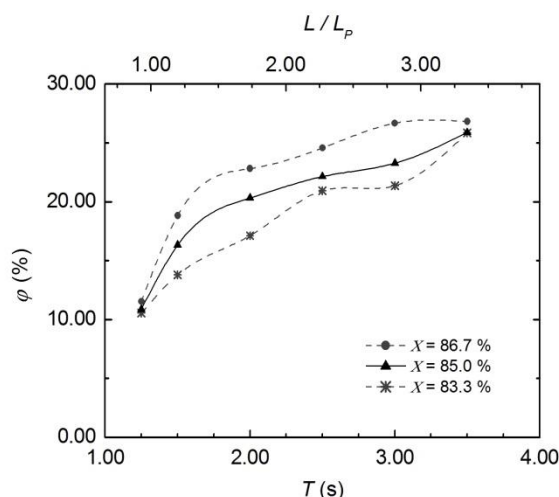


Figura 8. Eficiência do conversor de placa submersa para cada X e T estudado.

A observação de todos esses parâmetros permite confirmar que o potencial energético da onda incidente é determinante para a eficiência do dispositivo de placa submersa, o que já era esperado. Entretanto, percebe-se também a importância do comprimento relativo da placa, onde as ondas de maior período ($L/L_p > 2.00$) apresentam maior ganho de eficiência relativamente às demais (Fig. 8). Por sua vez, a redução da altura relativa X da placa submersa acarretou em uma redução dos valores de eficiência para todos os casos estudados.

5. CONCLUSÕES

Este estudo permitiu avaliar os efeitos da variação da altura relativa X de uma placa horizontal submersa em relação à variação do período de onda incidente, para uma faixa de períodos de 1.25 a 3.50 s, considerando seu princípio de funcionamento como conversor de energia das ondas do mar em energia elétrica.

Em relação à análise da velocidade máxima do escoamento, da vazão mássica e da potência da onda incidente, os resultados evidenciaram a potência da onda incidente (resultante da variação do período de onda) como parâmetro determinante sobre as variações observadas nos demais parâmetros, para os casos estudados.

Com a análise destes parâmetros verificou-se que a onda de maior potência, em relação a de menor potência, apresentou um aumento da velocidade máxima do escoamento de 250 % e da vazão mássica RMS em torno de 350 %. Variações essas, ocorridas em uma situação onde a potência da onda aumentou 100 % para a faixa de períodos de onda analisadas.

Em relação à eficiência do equipamento, seu incremento foi de aproximadamente 27 %. A baixa variação da eficiência, observada para $T = 1.25$ s e $T = 3.50$ s, permitiram inferir a relevância do comprimento relativo da placa, concluindo-se que para $L/L_p > 2.00$ há um maior ganho de eficiência. Por sua vez, a redução da altura relativa X da placa submersa, acarretou uma redução dos valores de eficiência para todos os casos estudados, o que aponta para um melhor desempenho do dispositivo em uma altura relativa $X = 86.7$ %, dentre os valores estudados.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem a CAPES e ao CNPq pelo suporte financeiro.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brossard, J. and Chagdali, M., 2001. "Experimental investigation of the harmonic generation by waves over a submerged plate". *Coastal Engineering*, v. 42, n. 1, pp. 277-290.
- Brossard, J., Perret, G., Blonce, L. and Diedhiou, A., 2009. "Higher harmonics induced by a submerged horizontal plate and a submerged rectangular step in a wave flume". *Coastal Engineering*, v. 56, n. 1, pp. 11-22.
- Carter, R.W., 2005. Wave energy converters and a submerged horizontal plate. Msc. Thesis, University of Hawai'i, Manoa, Honolulu, HI, USA.
- Chozas, J.F. and Soerensen, H.C., 2009. "State of the art of wave energy in Spain". In Proc. of IEEE 3rd Annual Electrical Power and Energy Conference (EPEC), Montreal, QC, Canada, pp. 1-6.
- Cruz, J.M.B.P. and Sarmento, A.J.N.A., 2004. Energia das ondas: Introdução aos aspectos tecnológicos, econômicos e ambientais. Instituto do Ambiente, Alfragide, Portugal.
- Dean, R.G. and Dalrymple, R.A., 1991. *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., USA.

- Dick, T.M. and Brebner, A., 1968. "Solid and permeable submerged breakwaters". In Proc. of 11th Coastal Engineering Conference (ASCE), pp. 1141-1158.
- Dizadji, N. and Sajadian, S.E., 2011. "Modeling and optimization of the chamber of OWC system". *Energy*, v. 36, n. 5, pp. 2360-2366.
- Falcão, A.F.O., 2010. "Wave energy utilization: A review of the technologies". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v. 14, n. 3, pp. 899-918.
- FLUENT (version 6.3.26), 2007, ANSYS, Inc.
- GAMBIT (version 2.4.6), 2006, ANSYS, Inc.
- Graw, K.-U., 1992. "The submerged plate as a wave filter: the stability of the pulsating flow phenomenon". In Proc. of 23rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Venice, Italy, pp. 1153-1160.
- Graw, K.-U., 1993a. "Shore protection and electricity by submerged plate wave energy converter". In Proc. of European Wave Energy Symposium, Edinburgh, UK, pp. 379-384.
- Graw, K.-U., 1993b. "The submerged plate wave energy converter: A new type of wave energy device". In Proc. of International Symposium on Ocean Energy Development (ODEC), Muroran, Hokkaido, Japan, pp. 307-310.
- Graw, K.-U., 1994. "Is the submerged plate wave energy converter ready to act as a new coastal protection system?". In Proc. of XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli, Italia, pp. 1-9.
- Graw, K.-U., 1995a. Vorrichtung zur Erzeugung von Elektrischer Energie aus Wasserwellen. PINA (Patent- und Innovationsagentur des Landes Nordrhein-Westfalen), Deutsches Patentamt, Patent Nr. P 43 24 110.
- Graw, K.-U., 1995b. Wellenenergie – eine hydromechanische Analyse, Bericht Nr. 8 des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserbau und Wasserwirtschaft, Bergische Universitaet – Gesamthochschule, Wuppertal, Germany.
- Graw, K.-U., 1998. "Wave energy, need for protection – possible uses". In Proc. of Expo'98 - The Oceans, a Heritage for the Future, Lisboa, Portugal.
- Hildebrandt, A. and Schlurmann, T., 2008. "Velocity Field Under Propagating Waves Over a Submerged Horizontal Plate and Induced Forces". In Proc. Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering, Darmstadt, pp. 24-30.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D., 1981. "Volume of Fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries". *Journal of Computational Physics*, v. 39, n. 1, pp. 201-225.
- Horko, M., 2007. CFD Optimisation of an Oscillating Water Column Energy converter. Msc. Thesis, The University of Western Australia, Australia.
- Hsu, H.H. and Wu, Y.C., 1999. "Scattering of Water Wave by a Submerged Horizontal Plate and a Submerged Permeable Breakwater". *Ocean Engineering*, v. 26, n. 4, pp. 325-341.
- Hu, H., Wang, K.H. and Willians, A.N., 2002. "Wave Motion Over a Breakwater System of a Horizontal Plate and a Vertical Porous Wall". *Ocean Engineering*, v. 29, pp. 373-386.
- Liu, C., Huang, Z. and Tan, S.K., 2009. "Nonlinear Scattering of Non-breaking Waves by a Submerged Horizontal Plate: Experiments and Simulations". *Ocean Engineering*, v. 36, pp. 1332-1345.
- McCormick, M.E., 1981. *Ocean Wave Energy Conversion*. Dover Publications, Inc. Mineola, NY, USA.
- Orer, G. and Ozdamar, A., 2007. "An experimental study on the efficiency of the submerged plate wave energy converter". *Renewable Energy*, v. 32, n. 8, pp. 1317-1327.
- Patankar, S. V., 1980. *Numerical heat transfer and fluid flow*. McGraw Hill, New York.
- Ramalhais, R.S., 2011. Estudo numérico de um dispositivo de conversão da energia das ondas do tipo coluna de água oscilante (CAO). Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Schlichting, H. and Gersten, K., 2000. *Boundary-layer theory*. Springer, Berlin.
- Seibt, F.M., Couto, E.C., Teixeira, P.R.F., Dos Santos, E.D. and Isoldi, L.A., 2012a. "Estudo Numérico de uma Placa Submersa Vista como Quebra-Mar e Conversor de Energia das Ondas". In Proc. of V Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica (SEMENGO), Universidade Federal do Rio Grande, Brazil, pp. 108-115.
- Seibt, F.M., Couto, E.C., Teixeira, P.R.F., Dos Santos, E.D., Isoldi, L.A. and Rocha, L.A.O., 2012b. "Computational Modeling of a Submerged Plate Wave Energy Converter". In Proc. of 14th Brazilian Congress of Thermal Sciences and Engineering (ENCIT), Universidade Federal Fluminense, Brazil.
- Seibt, F.M., Couto, E.C., Dos Santos, E.D., Isoldi, L.A., Rocha, L.A.O. and Teixeira, P.R.F., 2014. "Numerical Study on the Effect of Submerged Depth on the Horizontal Plate Wave Energy Converter". *China Ocean Engineering*, v. 28, n. 5, pp. 687-700.
- Srinivasan, V., Salazar, A.J. and Saito, K., 2011. "Modeling the disintegration of modulated liquid jets using volume-of-fluid (VOF) methodology". *Applied Mathematical Modelling*, v. 35, n. 8, pp. 3710-3730.
- Versteeg, H.K. and Malalasekera, W., 2007. *An Introduction to Computational Fluid Dynamics – The Finite Volume Method*, Pearson, England.
- Vining, J. G. and Muetze, A., 2009. "Economic factors and incentives for ocean wave energy conversion". *Industry Applications, IEEE Transactions*, v. 45, n. 2, pp. 547-554.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VISEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014.

INVESTIGAÇÃO COMPUTACIONAL DO APROVEITAMENTO DO POTENCIAL ENERGÉTICO SOLO - AR PARA OPERAR UM CICLO DE RANKINE PARA CONVERSÃO DE POTÊNCIA

Ivoni C. Acunha Jr.¹, Marcos M. Rebelato¹, Michel K. Rodrigues², Marco A. S. Rahn¹, Anderson F. Porte¹
Elizaldo D. dos Santos^{2,3}, Liércio A. Isoldi^{2,3}, Paulo Smith Schneider⁴

¹Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul (IFRS)

Rua Eng. Alfredo Huck, 475, CEP: 96.201-460, Rio Grande, RS, Brasil

e-mail: ivoni.acunha@riogrande.ifrs.edu.br

e-mail: marcosrebelato55@hotmail.com

e-mail: anderson.porte@riogrande.ifrs.edu.br

e-mail: marco.rahn@riogrande.ifrs.edu.br

²Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional (PPGMC/FURG)

Avenida Itália, km 8, 96.203-900, Rio Grande, RS, Brasil

e-mail: michel.professor@yahoo.com.br

³Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (EO/FURG)

Avenida Itália, km 8, 96.203-900, Rio Grande, RS, Brasil

e-mail: elizaldosantos@furg.br

e-mail: liercioisoldi@furg.br

⁴Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica (PROMEC/UFRGS)

Rua Sarmento Leite, 425, 90 050-170, Porto Alegre, RS, Brasil

e-mail: pss@mecanica.ufrgs.br

RESUMO

O presente trabalho trata do estudo da conversão de energia térmica em energia elétrica e é fundamentado pelo ciclo OTEC aliado ao ciclo ORC, implementado através da simulação computacional. O sistema aproveita a diferença de temperatura entre o solo e o ar utilizando amônia como fluido de trabalho e água como fluido secundário para realizar a troca de calor. As simulações foram realizadas variando diversos parâmetros, como as vazões mássicas dos fluidos, eficiência dos trocadores de calor e a diferença de temperaturas entre a fonte quente e a fonte fria. Para a resolução das equações de termodinâmica e transferência de calor foi utilizado o software EES. Os resultados obtidos mostraram que, dentre outras coisas, com a temperatura de fonte quente de 28,33 °C e a temperatura de fonte fria de 18,7 °C foi possível a obtenção de valores de potência líquida de 0,07156 kW. Para vazões de 10 kg/s de água no condensador foi obtido potência líquida de 2,3 kW. Também foi notado que para temperaturas da fonte fria e da fonte quente, de 18,7 °C e 70 °C, respectivamente, pode ser obtida uma potência líquida de 2,7 kW.

Palavras-chave: Potência, ciclo de Rankine, conversão de energia, simulação computacional.

1. INTRODUÇÃO

A tecnologia de Conversão de Energia Térmica do Oceano (OTEC - *ocean thermal energy conversion*) utiliza a diferença de temperatura entre a água quente da superfície e a água fria das profundezas do oceano para operar uma turbina com a finalidade de produzir eletricidade (Faizal e Ahmed, 2013). As crescentes preocupações em relação ao derramamento de petróleo, poluição do ar e alterações climáticas, associadas à utilização de combustíveis fósseis, tem motivado a busca por fontes de energia limpa e renovável.

As potencialidades da utilização do OTEC para produzir não apenas energia limpa, mas também para produzir água potável, refrigeração e favorecer a aquicultura têm sido atualmente estudados (Fujita et al., 2012). A implementação bem sucedida do ciclo OTEC exige a aplicação de conhecimentos e métodos analíticos de economia, tecnologia, engenharia de materiais, ecologia marinha, dentre outras áreas do conhecimento.

O desempenho de outras variações do sistema OTEC utilizando a energia térmica não só do mar, mas também energias da radiação térmica solar como fonte de calor têm sido investigadas com resultados favoráveis à implementação e também promissores (Yamada et al., 2009). Esse sistema de conversão de energia é denominado (SOTEC - *solar-boosted ocean thermal energy conversion*). No SOTEC, a temperatura da água quente do mar é amplificada pelo uso de um coletor de baixo custo de energia térmica solar. Os resultados mostram que o sistema SOTEC proposto pode, potencialmente, aumentar a eficiência térmica média anual em cerca de 1,5 vezes maior do que a um sistema OTEC convencional.

Yuan et al. (2013) utilizaram NH_3 (amônia) e a H_2O (água) como fluidos para realizar a investigação experimental em um sistema de OTEC. Uma bancada de ensaio foi construída para estudar o desempenho do sistema OTEC em laboratório sob diferentes condições de operação. Os resultados mostram que a temperatura da fonte de calor tem efeitos mais significativos na eficiência térmica, seguido da temperatura da fonte de resfriamento. Além disso, as temperaturas da fonte de aquecimento ficaram entre 30 °C e 40 °C e de resfriamento da fonte entre 5 °C e 15 °C.

De acordo com Çengel e Boles (2005), o ciclo de Rankine é o ciclo ideal das usinas de potência a vapor. Dessa forma, o ciclo de Rankine não envolve nenhuma irreversibilidade interna e consiste em quatro processos distintos: compressão isoentrópica, fornecimento de calor a pressão constante, expansão isoentrópica e rejeição de calor a pressão constante.

Bambgopa e Uzgoren (2013) desenvolveram, através de uma análise numérica, uma estratégia para manter a operação estável de um ciclo orgânico de Rankine (ORC - *Organic Rankine Cycle*). O fluido de trabalho utilizado foi o R-245. Modelos estáveis e transientes para componentes do sistema (bomba, evaporador, condensador, dispositivo de expansão) foram desenvolvidos. A vazão de R-245 variou entre 0,5 kg/s e 1,5 kg/s. Devido a possíveis mudanças na energia térmica disponível, a unidade evaporadora foi identificada como a componente crítica do ORC. A análise mostra que o sistema ORC selecionado é capaz de produzir 13-39 kW para as entradas de calor variando entre 125 kW e 367 kW. Dentre outras coisas, destaca-se que o ajuste da vazão não só melhora a eficiência térmica, como também ajuda a manter o funcionamento em estado regular.

Marion et al. (2012) realizaram estudos teóricos e experimentais mostrando o potencial de produzir energia mecânica por meio de um sistema que combina um coletor de energia térmica solar com um ciclo Rankine orgânico (ORC). O ciclo Rankine foi simulado para fluidos R-134a e R-227. Os resultados mostram que a potência mecânica líquida esperada depende fortemente da vazão do fluido e a vazão ótima é uma função linear da radiação solar. Reduzir as perdas de calor no coletor aparece como a solução mais relevante antes da escolha do fluido de trabalho para melhorar o desempenho global da instalação.

A análise experimental do efeito da variação da vazão do fluido de trabalho de sistema ORC operando em R-123 feita por Li et al. (2013) mostrando que a potência de saída foi de 6 kW, sendo mais elevada do que o ORC básico.

Sánchez et al. (2011) e Shoenmaker et al. (2011) apresentaram estudos analisando as características e potencialidades de aplicações utilizando o ciclo de Rankine. De uma forma geral, são exploradas aplicações diversificadas de sistemas que operam no ORC.

Dessa forma, este trabalho tem como objetivo investigar, através da simulação computacional, o aproveitamento da diferença de temperatura entre o solo e o ar para operar um sistema de conversão de potência para o ORC, utilizando o NH_3 como fluido de trabalho, baseado no OTEC.

2. METODOLOGIA

O presente trabalho trata do aproveitamento da diferença de potencial térmico solo-ar para propiciar a conversão de potência em um ciclo de Rankine operando com NH_3 como fluido de trabalho. As fontes quente e fria utilizadas para vaporizar e condensar o fluido de trabalho (amônia) são idealizadas a partir das condições térmicas do ar ambiente e do subsolo. Assim, considerou-se dois trocadores de calor, um evaporador operando com a fonte de calor à temperatura ambiente e um condensador com o agente de condensação com a temperatura média no subsolo.

Fundamentalmente, o ciclo de Rankine ideal é composto por quatro processos distintos. Na Fig. 1 (a), do ponto (1) ao ponto (2), se tem o bombeamento do NH₃ na bomba (B1); do ponto (2) ao ponto (3) se tem o fornecimento de calor à pressão constante no evaporador (E); do ponto 3 ao ponto 4 se tem a expansão isoentrópica na turbina (Tb) e do ponto (4) ao ponto (1) existe a rejeição do calor no condensador (C). Os valores de temperatura e pressão destes pontos variam para cada caso estudado e, por isso, não são apresentados na Fig. 1. Dois sistemas auxiliares são adicionados ao sistema principal a fim de promover a troca de energia térmica nos trocadores de calor (C) e (E). As bombas (B2) e (B3), respectivamente, são responsáveis pelo bombeamento da água no (E) e (C). Já na Fig. 1 (b) é possível verificar o diagrama temperatura versus entropia (T x S) para o ciclo de Rankine (Fig. 1 (a)).

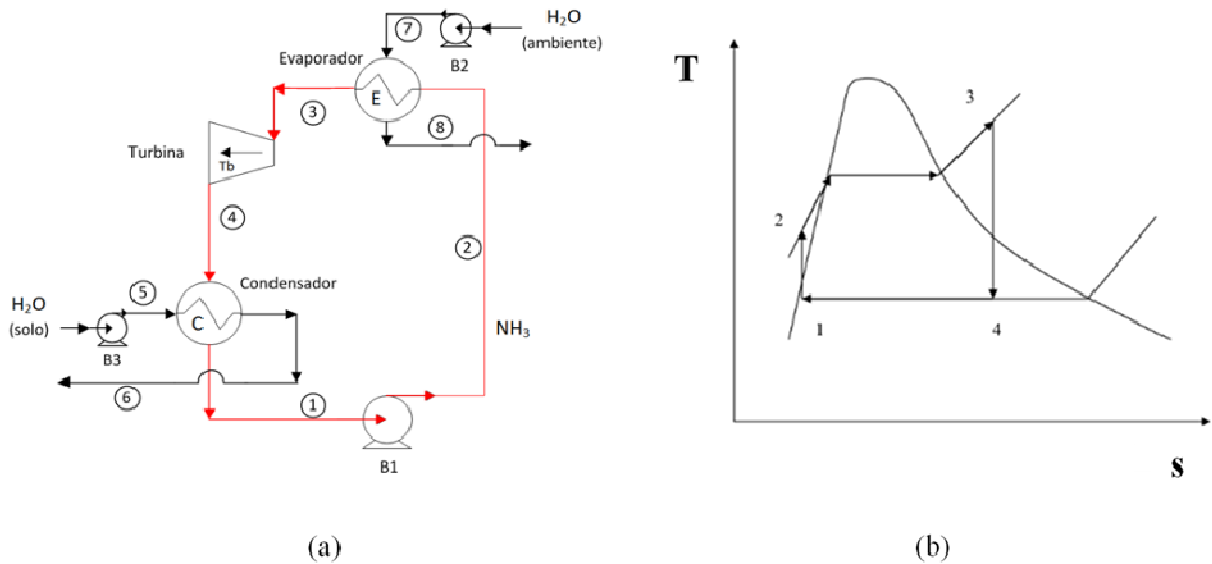


Figura 1. Ciclo de Rankine utilizando NH₃ como fluido de trabalho e H₂O com fluido secundário para troca de calor (a) e diagrama T (temperatura) x s (entropia) para o ciclo de Rankine (b).

A modelagem matemática permitiu a aplicação da simulação computacional onde foram variados os parâmetros operacionais do sistema, bem como, as características de desempenho dos componentes, tais como: eficiência isoentrópica da turbina, eficiência das bombas (tanto de fluido de trabalho quanto do fluido secundário) eficiência térmica e perda de carga dos trocadores de calor. Entretanto, foram estudados apenas casos considerando a turbina e as bombas como sendo ideais (eficiências iguais a 1,0). Também foram consideradas unitárias as perdas de carga nos trocadores de calor.

Na abordagem computacional foi utilizada a temperatura da água (agente de condensação) em equilíbrio térmico com a temperatura média do solo em profundidade igual ou superior a 15 m. Essa idealização permite utilizar as referências de Vaz (2011) e Rodrigues (2014), a partir das quais é possível utilizar a temperatura do solo como sendo constante em aproximadamente 18,7 °C para tais profundidades. Além disso, foi também utilizado, para representar a temperatura do ar externo, aplicado neste trabalho de forma idealizada, o modelo matemático representado por:

$$T_e(t) = 23,18 + 6,92 \cdot \text{sen}[(1,72 \cdot 10^{-2} \cdot t) - 26,42] \quad (1)$$

onde: $T_e(t)$ é a temperatura (°C) do ar externo e t é o tempo (dias) para o ciclo anual. A Eq. (1) é ajustada estatisticamente aos dados experimentais de Vaz (2011).

A investigação da potência líquida disponibilizada pelo sistema de conversão foi dada por:

$$\dot{W}_{liq.} = \dot{W}_{Tb} - \dot{W}_{B1} - \dot{W}_{B2} - \dot{W}_{B3} \quad (2)$$

onde: \dot{W}_{Tb} é a potência da turbina (kW), \dot{W}_{B1} é a potência na bomba B1 (kW), \dot{W}_{B2} é a potência na bomba B2 (kW), e \dot{W}_{B3} é a potência na bomba B3 (kW).

A potência total convertida pela turbina é definida da seguinte forma:

$$\dot{W}_{Tb} = \dot{m} \cdot (h_3 - h_4) \quad (3)$$

onde: \dot{W}_{TB} é a potência da turbina (kW), \dot{m} é a vazão mássica da amônia (kg/s), h_3 é a entalpia do fluido na entrada da turbina (kJ/kg) e h_4 é a entalpia do fluido na saída da turbina (kJ/kg).

A potência de bombeamento, tanto nas bombas de água dos trocadores, quanto na bomba de amônia no ciclo foi dada por:

$$\dot{W}_B = \frac{(p_s - p_e) \cdot 101,325 \cdot v_B \cdot \dot{m}}{\eta_B} \quad (4)$$

onde: \dot{W}_B é a potência da bomba (kW), p_s é a pressão do fluido na saída da bomba (bar), p_e é a pressão do fluido na entrada da bomba (bar), \dot{m} é a vazão mássica de fluido (kg/s), v_B é o volume específico do fluido (m³/kg) e η_B é a eficiência da bomba analisada, que para as simulações foi considerado igual a 1.

A seguir são estabelecidos os parâmetros os quais foram estudados neste trabalho. Os procedimentos foram investigados em diversos casos os quais permitiram a análise e a discussão dos resultados.

Um ciclo foi adotado como padrão, sendo utilizado como caso base para os estudos realizados. A partir desse caso, foram realizadas uma série de simulações computacionais a fim de avaliar o comportamento do sistema submetido a distintas condições de operação. Os parâmetros adotados para tal ciclo foram:

- Parâmetro (1): O fluido de trabalho utilizado foi a amônia e o fluido secundário para fazer a troca de calor nos trocadores (condensador e evaporador) foi a água, sendo aplicados para todos os casos simulados;

- Parâmetro (2): A eficiência isoentrópica da turbina e das bombas foi idealizada igual a 1,0. essa condição foi utilizada para todos os casos simulados;

- Parâmetro (3): A temperatura da água utilizada para a condensação do fluido de trabalho, que neste trabalho foi equivalente à temperatura do subsolo correspondente a 18,7°C, para profundidade maiores ou iguais a 15 m (Vaz, 2011 e Rodrigues, 2014). Essas informações se referem ao solo do município de Viamão, Estado do Rio Grande do Sul, Brasil e as propriedades termofísicas do solo (argiloso) que foram consideradas neste trabalho para a massa específica, condutividade térmica e calor específico a pressão constante, respectivamente, 1.800 kg/m³, 2,1 W/(m·K) e 1.780 J/(kg·K);

- Parâmetro (4): A temperatura da água utilizada para vaporização do fluido de trabalho foi equivalente à temperatura ambiente de 30 °C;

- Parâmetro (5): A eficiência de troca térmica evaporador igual a 1,0;

- Parâmetro (6): A eficiência de troca térmica condensador igual a 1,0;

- Parâmetro (7): A vazão mássica de água no condensador igual a 1,0 kg/s;

- Parâmetro (8): A vazão mássica de água no evaporador igual a 1,0 kg/s.

A resolução do sistema de equações resultante foi efetuada utilizando-se o software de solução de equações de engenharia (EES - *Engineering Equation Solver*). A utilização desse software é apropriada para soluções de problemas de termodinâmica e transferência do calor em engenharia. Esse software possui um *solver* robusto capaz de atender de forma rápida e segura as simulações computacionais implementadas (Klein e Alvarado, 1995).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Caso 1

As Figuras. 2 (a) e 2 (b) mostram o comportamento da potência líquida disponibilizada pelo sistema e a vazão de amônia, considerando os Parâmetros (1), (2), (3), (4), (6) e (7), variando a eficiência térmica do evaporador de 0,1 a 1,0.

Nesta situação a vazão de água resultante no evaporador não apresentou variação significativa, mostrando-se em uma faixa de 1,002 kg/s à 1,021 kg/s. Para valores de eficiência acima de 0,46, a potência líquida começa a assumir um valor positivo, alcançando um valor máximo de 0,23 kW, quando a eficiência do evaporador é igual a 1,0 (Fig. 2 (a)). A vazão de amônia no sistema apresentou uma variação de 0,01795 kg/s a 0,01817 kg/s, sendo apresentada na Fig. 2 (b).

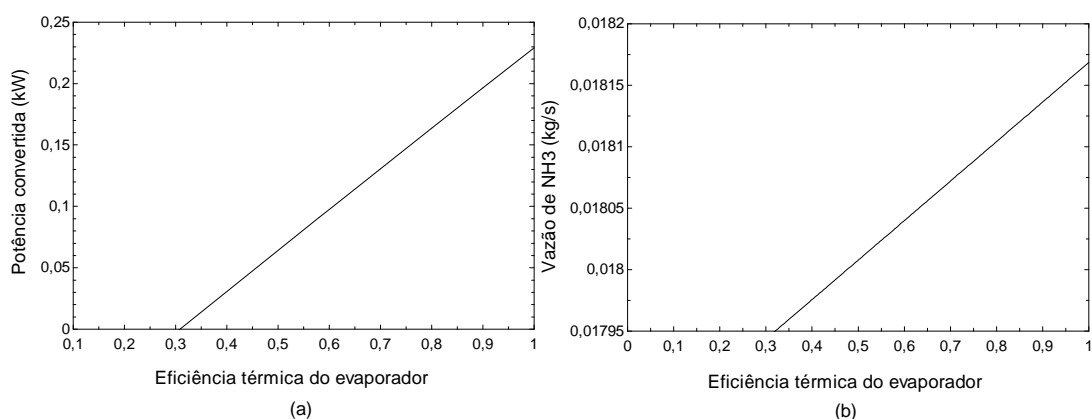


Figura 2. Variação da potência em função da eficiência do evaporador (a) e variação da vazão de amônia em função da eficiência térmica do evaporador (b).

3.2. Caso 2

No Caso 2, foram considerados os Parâmetros (1), (2), (3), (4) e (5), variando a eficiência térmica do condensador de 0,1 a 1,0. Para valores de eficiência do trocador acima de 0,66, a potência líquida começa a assumir um valor positivo, alcançando um valor máximo de 0,23 quando a eficiência do trocador assume um valor igual a 1,0 (Fig. 3 (a)).

Foi observado que a vazão de amônia (linha azul lida na ordenada do lado direito do gráfico) variou de 0,0121 kg/s a 0,01817 kg/s, enquanto as vazões de água no evaporador se mantiveram entre 0,67 kg/s e 1,021 kg/s.

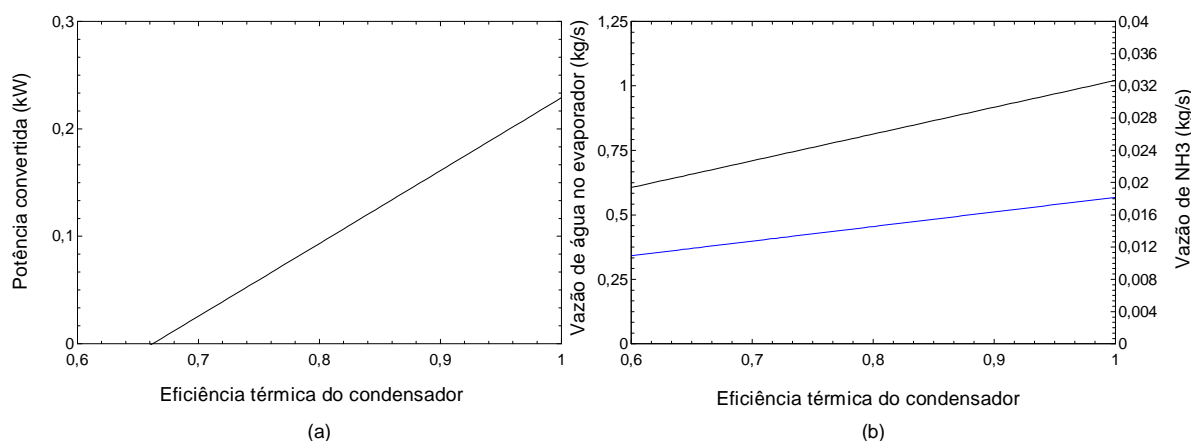


Figura 3. Variação da potência líquida em função da eficiência térmica do condensador (a) e variação da vazão de água no evaporador e vazão de amônia em função da eficiência térmica do condensador (b).

3.3. Caso 3

Considerando os Parâmetros (1), (2), (3), (4), (5), (6) e (8), foram feitas simulações variando a vazão de água do condensador de 1,0 a 10,0 kg/s. Foi possível visualizar através da Fig. 4 que a potência líquida disponibilizada aumenta de forma praticamente linear com a vazão de água no trocador de calor de 0,23 kW à 2,3 kW.

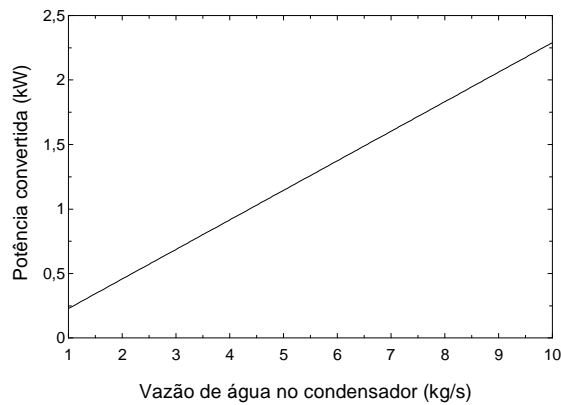


Figura 4. Variação da potência convertida conforme a vazão de água no condensador.

3.4. Caso 4

Nesta análise foi observado que o sistema pode ser estudado de forma mais detalhada, considerando-se outras variações que ainda podem ser exploradas. Uma delas é a alteração das temperaturas, tanto da fonte quente, quanto da fonte fria, tendo em vista que a operação do sistema pode se dar em outras condições não vinculadas ao solo ou ao ambiente.

A Fig. 5 apresenta a potência líquida que pode ser obtida no caso da fonte fria poder ser rebaixada, para além da temperatura do solo, até 5 °C, sendo mantidos os seguintes Parâmetros (1), (2), (4), (5), (6) e (7). Neste caso foi possível observar que a potência líquida do sistema variou de 0,23 kW a 1,2 kW na medida em que a temperatura do agente de condensação se reduzia.

Os comportamentos observados nas Figs. (4) e (5), demonstram claramente a forte influência do agente de condensação sobre o sistema.

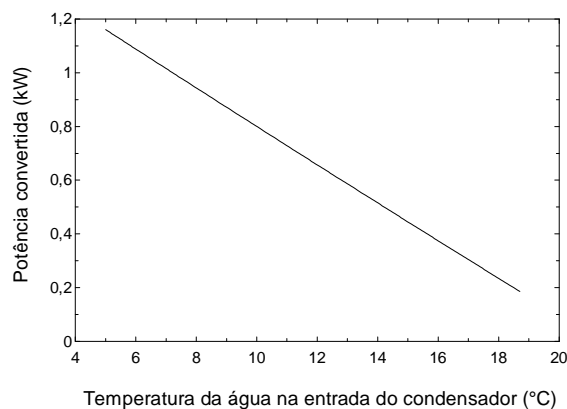


Figura 5. Variação da potência convertida conforme a temperatura da água no condensador.

3.5. Caso 5

Ao analisar a variação da temperatura ambiente ao longo do ano, deve-se avaliar o comportamento do sistema com temperaturas da fonte quente previstas para a região em estudo. O gráfico da Fig. 6 (a) mostra a variação da temperatura com o tempo, a qual comporta-se de forma periódica (senoidal), atingindo os valores mínimo e máximo de 16,2 °C e 30,1°C, respectivamente.

Ao considerar, novamente, os Parâmetros (1), (2), (3), (5), (6), (7) e (8), a potência líquida apresentada pelo sistema terá uma tendência semelhante a da temperatura da água de entrada no evaporador na Fig. 6 (b). Para a temperatura ambiente de 30,1°C, a potência que pode ser verificada é de aproximadamente 0,2 kW, enquanto que para a condição de menor temperatura do ano a potência líquida é negativa. Esse fato já era esperado, tendo em vista que a fonte quente do sistema encontra-se com temperatura inferior a temperatura da fonte fria, inviabilizando a operação do sistema.

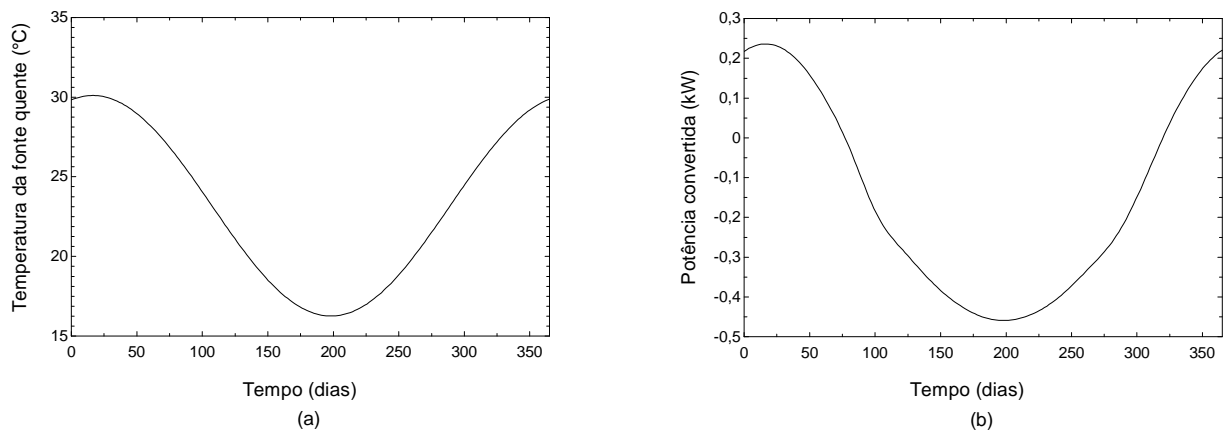


Figura 6: Variação da temperatura ambiente ao longo do ano (a) variação da potência convertida ao longo do ano (b).

3.6 Caso 6

Uma situação a ser considerada é a possibilidade de aproveitamento de energia proveniente de correntes fluidas que não atendem mais aos processos industriais, porém com potencial para aproveitamento para este sistema de conversão de energia. Assim, verificando-se a possibilidade de utilização de uma fonte quente variando de 20°C a 70°C e utilizando os seguintes Parâmetros (1), (2), (3), (5), (6) e (7), foi representado tal comportamento na Fig. 7 (a), cuja potência líquida disponibilizada pelo sistema chegou a aproximadamente 2,7 kW. Na Fig. 7 (b) apresenta-se a variação de vazão de água e amônia conforme a temperatura ambiente e observou-se que com vazões de água e amônia acima de 1,015 kg/s, 0,01808 kg/s, respectivamente, e com uma temperatura ambiente de 28,33°C, a partir dessa temperatura, a potência começa a aumentar positivamente. A fig. 7 (c) apresenta a eficiência global do ciclo para a variação de temperatura estudada neste caso.

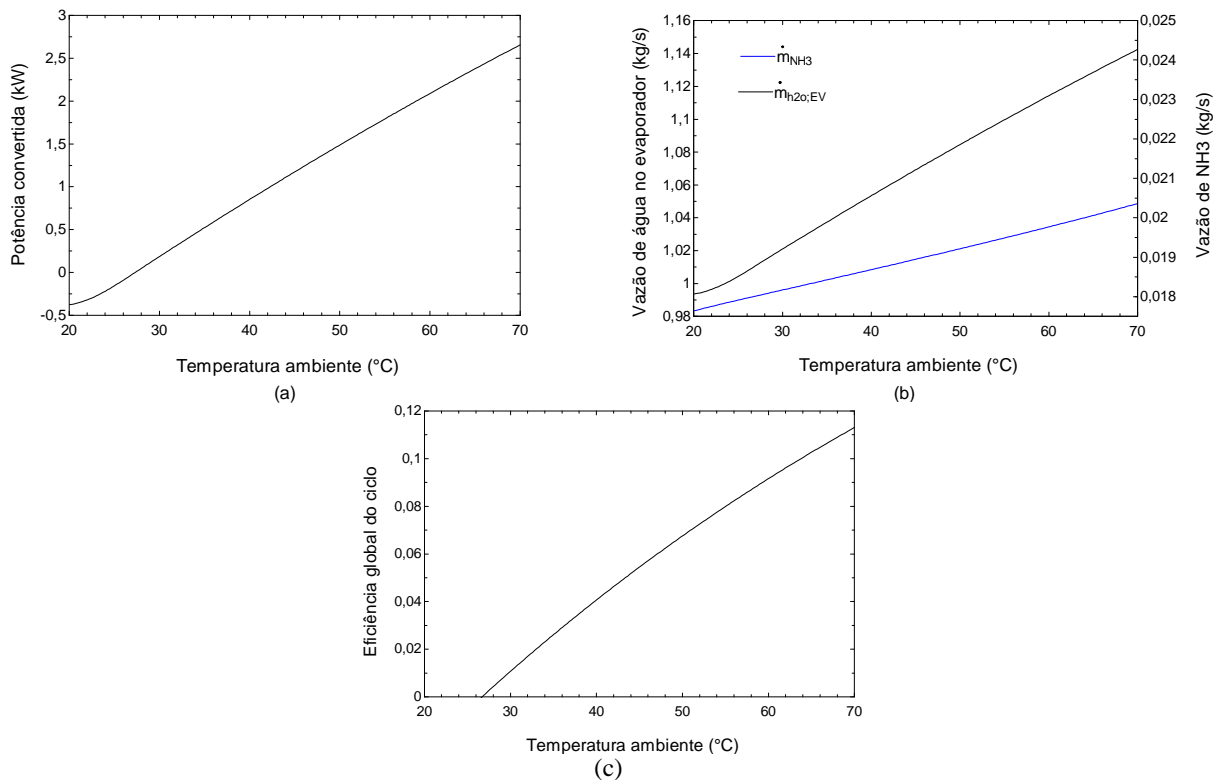


Figura 7. Impacto da variação da temperatura ambiente sobre: (a) potência líquida convertida; (b) vazão de água no evaporador; (c) Eficiência global do ciclo.

Percebe-se que os valores de eficiência global do ciclo são reduzidos, sendo o maior valor igual a 0,11 quando a temperatura da fonte quente é de 70°C. Para valores de temperatura ambiente inferiores a 26,7°C a eficiência global do ciclo tenderia a assumir valores negativos, haja vista que a potência necessária ao bombeamento dos fluidos nesta situação é maior do que a potência total convertida pela turbina, concordando com a Fig. 7(a).

4. CONCLUSÕES

O presente trabalho tratou da investigação computacional sobre a possibilidade de aproveitamento da diferença de temperatura solo-ar com a finalidade de conversão de potência. Os resultados mostram que no Caso 1 e Caso 2 os valores máximos de potência líquida possíveis de ser disponibilizada foi igual a 0,23 kW. No Caso 3 foi observado o valor de potência mais elevado, devido ao aumento de vazão de água no condensador de 1,0 kg/s até 10,0 kg/s, podendo ser obtido até 2,3 kW de potência líquida. No Caso 4 foi observado um aumento significativo em relação ao Caso 1 e Caso 2, somente diminuindo a temperatura da fonte fria de 18,7 °C até 5,0 °C obtendo-se uma potência líquida de 1,2 kW. No Caso 5 verificou-se como o comportamento da potência líquida em função da temperatura ambiente, a qual variou ao longo do ano. Foi também observado que nas épocas em que a temperatura foi mais elevada, em média de 30,1°C foi obtida potência positiva. Já nos períodos em que a temperatura ambiente foi menor que 26,7 °C ou que a temperatura ambiente foi menor que a temperatura de fonte fria, foram obtidos valores negativos de potência. No Caso 6 foi observada a maior potência em relação aos outros casos simulados, verificando 2,7 kW de potência utilizando uma temperatura de 70 °C na fonte quente. Foi evidente que quanto maior for a diferença entre a temperatura da fonte fria (evaporador) e a temperatura da fonte quente (condensador), o maior trabalho líquido da turbina será obtido, sendo que para temperaturas da fonte quente inferiores a 26,7°C a eficiência do ciclo tende a valores inferiores a 0, visto que nesta situação a potência total convertida pela turbina é menor que a potência requerida para o bombeamento dos fluidos utilizados.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bangbopa, M., Uzgoren, E., 2013. "Numerical analysis of an organic Rankine cycle under steady and variable heat input." *Applied Energy*, N°. 107, pp. 219-228.
- Çengel, A., Boles, A. *Termodinâmica*. 5º ed. São Paulo: McGraw-Hill, 740 p.
- Faizal, M. e Ahmed, R., 2013. "Experimental studies on a closed cycle demonstration OTEC plant working on small temperature difference." *Renewable Energy*, N°. 51, pp. 234-240.
- Fujita, R. Markham, A., Diaz, J., Garcia, J., Scarborough, C., Greenfield, P., Black, P., Aguilera, S., 2012. "Revisiting ocean thermal energy conversion". *Marine Policy*, N°. 10, pp. 463-465.
- Klein, A., Alvarado, L., 1995. *EES - Engineering Equation Solver; F-Chart Software*, Middleton, WI.
- Li, M., Wang, J., He, W., Gao, L., Wang, B., Ma, S., Dai, Y., 2013. "Construction and preliminary test of a low-temperature regenerative Organic Rankine Cycle (ORC) using R123.
- Marion, M., Voicu, I., Tiffonnet, A., 2012. "Study and optimization of a solar subcritical organic Rankine cycle." *Renewable Energy*, N°. 48, pp. 100-109.
- Yamada, N., Hoshi, A., Ikegami, Y., 2009. "Performance simulation of solar-boosted ocean thermal energy conversion plant." *Renewable Energy*, N°. 34, pp. 1752-1758.
- Yuan, H., Mei, N., Hu, S., Wang, L., Yang, S., 2013. "Experimental investigation on an ammonia-water based ocean thermal energy conversion system." *Applied Thermal Engineering*, N°. 61, pp. 327-333.
- Rodrigues, M., 2014. *Modelagem Computacional Aplicada à Melhoria do Desempenho Térmico de Trocador de Calor Solo-Ar Através do Método Constructal Design*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande, Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional (PPGMC).
- Sánchez, D., Escalona, J. Monje, B., Chacartegui, R., Sánchez, T., 2011. Preliminary analysis of compound systems based on high temperature fuel cell, gas turbine and Organic Rankine Cycle." *Journal of Power Sources*, N°. 196, pp. 4355-4363.
- Schoenmaker, J., Rey, J., Pirota, K., 2011. "Buoyancy organic Rankine cycle." *Renewable Energy*, N°. 36, pp. 999-1002.
- Vaz, J., 2011. *Estudo experimental e numérico sobre o uso do solo como reservatório de energia para o aquecimento e resfriamento de ambientes edificados*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC).

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste artigo.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

LAMA FLUIDA EM REGIÕES ESTUARINAS – ESTUDO DA BACIA DE EVOLUÇÃO DOS PORTOS DE ITAJAÍ E NAVEGANTES (SC)

Lucas Martins Pion¹, Paulo Alfredini²

¹ Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH/USP
Av. Prof. Lúcio Martins Rodrigues, 120, São Paulo, SP, Brasil
e-mail: lucas.pion@fcth.br

² Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP)
Professor Titular
Av. Prof. Luciano Gualberto, travessa 3 nº 380, São Paulo, SP, Brasil
*e-mail: alfredin@usp.br

RESUMO

Este trabalho apresenta considerações sucintas relativas à formação de camadas de lama fluida em regiões estuarinas, revisando brevemente seu processo de formação e os métodos utilizados para sua determinação, como batimetrias de dupla frequência e aquisição de perfis densimétricos. Além disso, foi realizado estudo de caso na região da bacia de evolução dos Portos de Itajaí e Navegantes (SC), visando o estudo da variabilidade da espessura da camada de lama fluida na região ao longo do ano de 2007. Foram observadas camadas de lama fluida de espessura de até 2,5m, apresentando variações significativas em função da sazonalidade e das características hidrodinâmicas locais. Destaca-se a importância da prática de navegação em lama fluida, devido aos ganhos provenientes do incremento de calado máximo das embarcações.

1 INTRODUÇÃO

De maneira geral, regiões estuarinas se apresentam como áreas propícias ao desenvolvimento de atividades portuárias, devido à localização mais abrigada de condições hidrodinâmicas desfavoráveis à navegação e atracação de embarcações.

Os estuários são regiões em que ocorre acúmulo de sedimentos finos, proveniente do aporte fluvial. Este material, normalmente classificado como carga de lavagem dos rios, se deposita nos estuários devido ao favorecimento do processo de floculação das argilas e siltes, que ocorre em função das condições físico-químicas da água salobra (Alfredini e Arasaki, 2014). O acúmulo de sedimentos finos no fundo apresenta implicações diretas nas operações portuárias, uma vez que interfere nas profundidades de gabarito dos canais de acesso, bacias de evolução e berços de atracação.

A alta concentração de sedimentos finos em suspensão próxima ao fundo, em que ainda não ocorre sedimentação a partir formação de grandes flocos de mobilidade reduzida, é chamada de lama fluida (McAnally, 2007). Devido às propriedades reológicas da lama fluida, é possível navegar com segurança nesta camada sem efeitos negativos no governo e danos ao casco do navio (PIANC, 2014).

Neste trabalho são apresentados conceitos sobre a formação de lama fluida em regiões estuarinas e o estudo de caso da região da bacia de evolução dos Portos de Itajaí e Navegantes, Estado de Santa Catarina, Brasil.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE LAMA FLUIDA EM ESTUÁRIOS

Segundo Alfredini e Arasaki (2014), as duas principais fontes sedimentares estuarinas são a erosão das bacias hidrográficas fluviais por montante e o aporte sedimentar proveniente da erosão da plataforma continental ou do transporte litorâneo mais próximo da desembocadura. Geralmente, a maior parte deste aporte sedimentar corresponde

a sedimentos finos, devido à perda de competência de transporte das águas fluviais à medida que se aproximam da região estuarina.

Esta fração de finos, que corresponde à carga de lavagem da bacia hidrográfica, quando em ambiente de água doce, não se deposita no fundo devido à repulsão entre os minerais argilosos. A água salobra presente nos ambientes estuarinos, devido à presença de cátions livres, favorece a floculação das argilas. Porém, apenas a floculação das argilas não justifica o acúmulo de sedimentos finos em estuários. Nas regiões dos estuários em que ocorre esta deposição, o acúmulo deve ser favorecido também pelas condições hidrodinâmicas, como baixa velocidade de corrente local, associada geralmente a condições específicas da maré (Alfredini e Arasaki, 2014).

A lama fluida é considerada como um estágio intermediário logo antes da deposição do material no fundo, ou logo após a ressuspensão deste. A formação de lama fluida geralmente ocorre nas proximidades do fundo de lagos e estuários, podendo ser formada em qualquer corpo d'água que apresente concentração suficiente de sedimentos finos e períodos longos o suficiente em que o fluxo apresente baixas velocidades (McAnally, 2007).

Segundo McAnally (2007), em diversas localidades, a formação de lama fluida ocorre de maneira tão rápida que inviabiliza a retirada deste material por meio de dragagem, dificultando a navegação. No complexo portuário de Zeebrugge (Bélgica), por exemplo, são encontradas camadas lamosas de até cerca de 5 m (Martens et al., 2012).

Mehta et al. (2014) define a camada de lama fluida como uma camada intermediária entre uma suspensão bem diluída e o fundo sedimentar mais denso. Esta camada está associada diretamente ao conceito de fundo náutico, proposto por PIANC (2014), definido como a profundidade até a qual o navio pode navegar sem que haja danos ao casco e sem que sejam observados efeitos que prejudiquem de forma significativa o governo do navio. Ainda segundo PIANC (2014), o fundo náutico corresponde à profundidade em que ocorre a transição reológica da lama, ou seja, a profundidade em que a lama passa a apresentar características plásticas e, desta forma, passa a oferecer resistência significativa ao deslocamento das embarcações.

As sondagens batimétricas simples, geralmente utilizadas para a determinação do fundo náutico, são insuficientes em áreas que apresentam fundos lamosos. Como os ecobatímetros de alta frequência (~ 200 kHz) detectam a interface entre a água e a lama e os ecobatímetros de baixa frequência (~ 33 kHz) detectam o fundo consolidado, nestas áreas geralmente são utilizadas batimetrias de dupla frequência para determinação do fundo náutico e da camada de lama fluida.

Para garantia da ausência de efeitos adversos na embarcação, devido a possíveis imprecisões na realização das batimetrias de dupla frequência, PIANC (2014) recomenda também que sejam realizados ensaios para determinar a profundidade em que se encontra a densidade crítica, ou seja, a densidade em que ocorre a transição reológica da lama.

É importante destacar que a densidade crítica não deve ser fixa, pois ela varia de acordo com a localidade, a sazonalidade da região e as características dos sedimentos disponíveis. Assim, devem ser realizados ensaios densimétricos na região de interesse sempre que possível, para atualização do valor de densidade crítica. Também podem ser utilizadas correlações entre a batimetria de baixa frequência e os ensaios de densidade, para determinar a que densidade corresponde a profundidade medida no levantamento batimétrico. Em Zeebrugge, Bélgica, a densidade crítica adotada é de 1150 kg/m³, enquanto em Rotterdam (Holanda) e Bordeaux (França) é adotada a densidade crítica de 1200 kg/m³ (Delefortrie et al., 2007).

3 ESTUDO DE CASO – BACIA DE EVOLUÇÃO DOS PORTOS DE ITAJAÍ E NAVEGANTES

3.1 Descrição Geral da Área

O litoral norte de Santa Catarina, onde se localiza o porto de Itajaí, apresenta um índice de desenvolvimento humano bastante elevado, sendo considerada uma das mais prósperas do Estado. O grande desenvolvimento industrial das cidades como Joinville, Blumenau, Jaraguá do Sul, dentre outras, fez com que no litoral norte houvesse um grande crescimento no setor portuário. Os portos de Itajaí e São Francisco do Sul, que alavancaram o crescimento desta região, hoje são acompanhados de mais dois portos: o de Navegantes e de Itapoá.

Na foz do rio Itajaí-Açu encontram-se os portos de Itajaí, na margem direita, e Navegantes, na margem esquerda, localizados nos municípios de mesmo nome. O Complexo Portuário de Itajaí contava com uma bacia de evolução de 750 metros de extensão, 400 metros de largura e cota de - 11 metros (DHN). O canal interno do Complexo tem o comprimento 3,2 mil metros, largura entre 120 metros e 150 metros e cota de - 11 metros (DHN). O canal externo tem a extensão de 3,97 mil metros, largura de 120 metros e cota de - 12 metros (DHN). Dragagem em andamento deve permitir manter o novo gabarito na cota de - 14 metros (DHN) aos canais de acesso e bacia de evolução.

A navegação no Complexo Portuário de Itajaí é permitida para navios com comprimento inferior a 286 metros, sendo que para navios cujo comprimento seja superior a 235 metros, é autorizada apenas a navegação diurna.

O complexo estuarino de Itajaí é composto pela bacia hidrográfica do rio Itajaí-Açu, a maior bacia hidrográfica da Vertente Atlântica do Estado de Santa Catarina, com uma área de drenagem da ordem de 15.500 km² (Schettini,

2002). De acordo com Schettini (2002), o estuário pode ser classificado como uma planície costeira segundo tipos geomorfológicos e estuário de frente deltaica segundo classificação fisiográfica.

As vazões no rio Itajaí-Açu durante os anos de 1934 a 1998 apresentaram uma descarga média de $228\text{m}^3/\text{s}$ sendo registrada uma vazão mínima de $17\text{m}^3/\text{s}$ e máxima de $5.390\text{m}^3/\text{s}$, valor este verificado no ano de 1984, quando ocorreram as grandes cheias na região sul do país, principalmente no Estado de Santa Catarina. (Schettini, 2002)

A Fig. 1 indica a localização da área de estudo.



Figura 1. Localização - Baía de Evolução dos Portos de Itajaí e Navegantes. (Google, 2014)

3.2 Método Utilizado

Para a análise desta região, foram utilizados quatro pares de levantamentos batimétricos realizados na bacia de evolução do Complexo Portuário de Itajaí. Cada um destes pares apresenta uma batimetria de alta frequência (200 kHz) e uma batimetria de baixa frequência (33 kHz). Estas batimetrias de dupla frequência foram realizadas nos dias 30/03/2007, 15/05/2007, 12/07/2007 e 05/11/2007. Para cada par de batimetria de dupla frequência foi construída uma superfície comparativa entre o levantamento de alta frequência e o de baixa frequência, a fim de determinar a espessura da camada de lama fluida.

Além das batimetrias de dupla frequência, foram utilizados dados de perfis densimétricos realizados na mesma região em datas próximas às que foram realizadas as batimetrias. Os levantamentos densimétricos utilizados são compostos de quatro conjuntos de perfis de densimetria definidos por reômetro DENSITUNE, cobrindo a área da bacia de evolução e do canal de acesso aos portos de Itajaí e Navegantes.

As densimetrias foram realizadas em abril, maio, julho e novembro de 2007, nas seguintes datas:

- Abril: 53 perfis densimétricos (realizados em 05/04/2007)
- Maio: 57 perfis densimétricos (31 realizados em 05/05/2007, 23 realizados em 08/05/2007 e 3 realizados em 14/05/2007)
- Julho: 28 perfis densimétricos (realizados em 05/07/2007)
- Novembro: 13 e 14 de novembro de 2007 – 79 perfis densimétricos (76 realizados em 13/11/2007 e 3 realizados em 14/11/2007)

Ademais, foram utilizados dados de vazão e material particulado em suspensão, medidos ao longo do ano de 2007, em um posto de medição localizado nas proximidades de Indaial, região mais a montante do rio Itajaí-Açu, onde não há mais efeitos significativos relativos à propagação da onda de maré. A Fig. 2 indica a localização do posto de medição. A partir destes dados foram estimados a vazão sólida do rio Itajaí-Açu e os volumes dragados nos períodos entre batimetrias, com o objetivo de se relacionar os resultados encontrados nas superfícies comparativas com a sazonalidade da região. A estimativa dos volumes dragados foi realizada por meio da subtração entre o

volume de sedimentos aportado na bacia de evolução dos Portos de Itajaí e Navegantes e a diferença volumétrica entre as batimetrias de alta frequência.

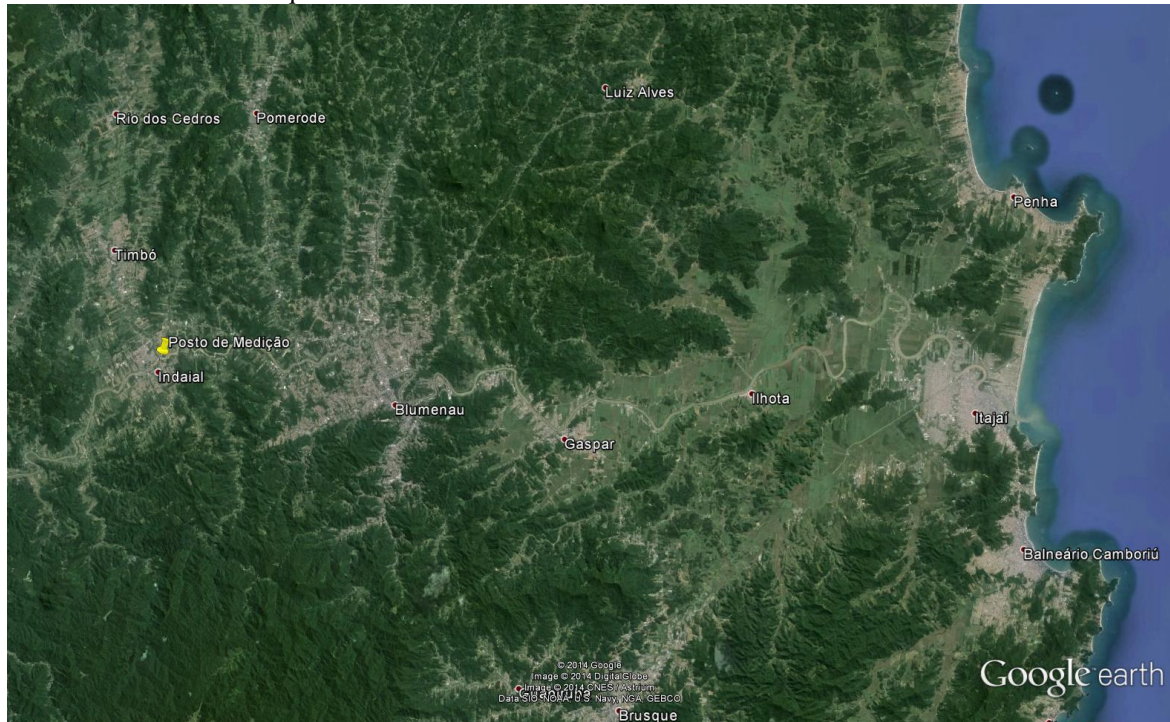


Figura 2. Localização - Posto de Medição - Indaial (Google, 2014)

3.3 Apresentação de Resultados

3.3.1 Superfícies Comparativas

A partir das batimetrias de dupla frequência, foram criadas superfícies comparativas entre as batimetrias de alta e baixa frequência. Estas superfícies comparativas indicam as diferenças entre as batimetrias, ou seja, a espessura da camada existente entre os refletores das ecosondagens de 200 kHz e 33 kHz. As Fig. 3 e 4 ilustram as superfícies comparativas.

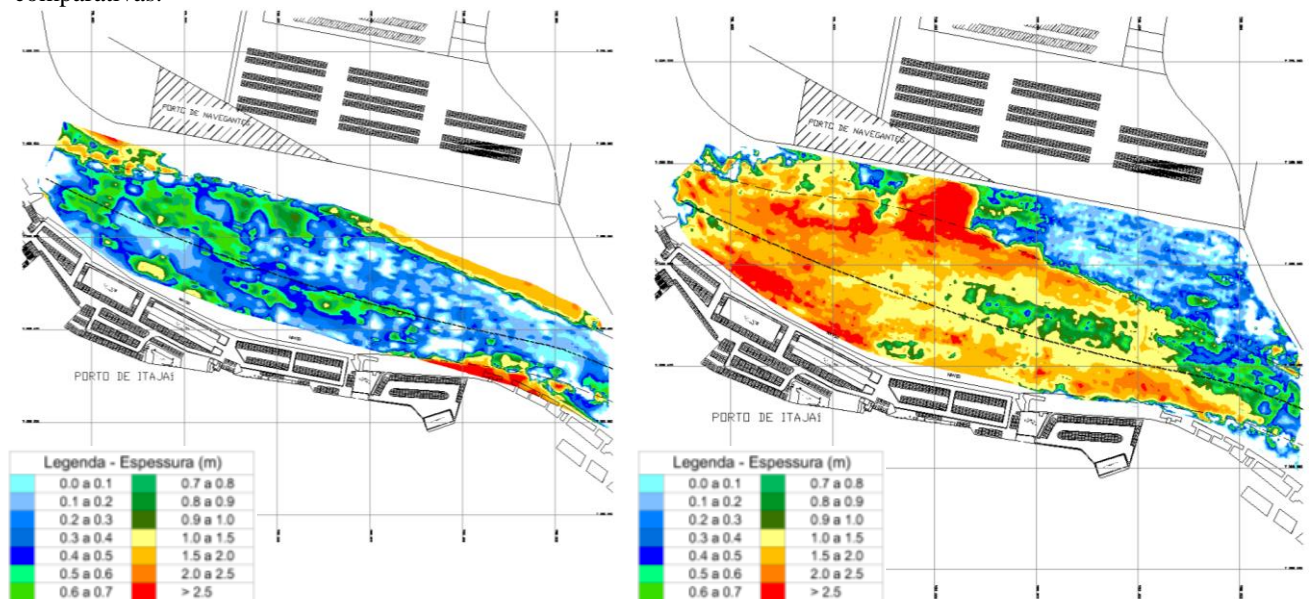


Figura 3. Superfícies Comparativas - 30/03/2007 (esquerda) e 15/05/2007 (direita)

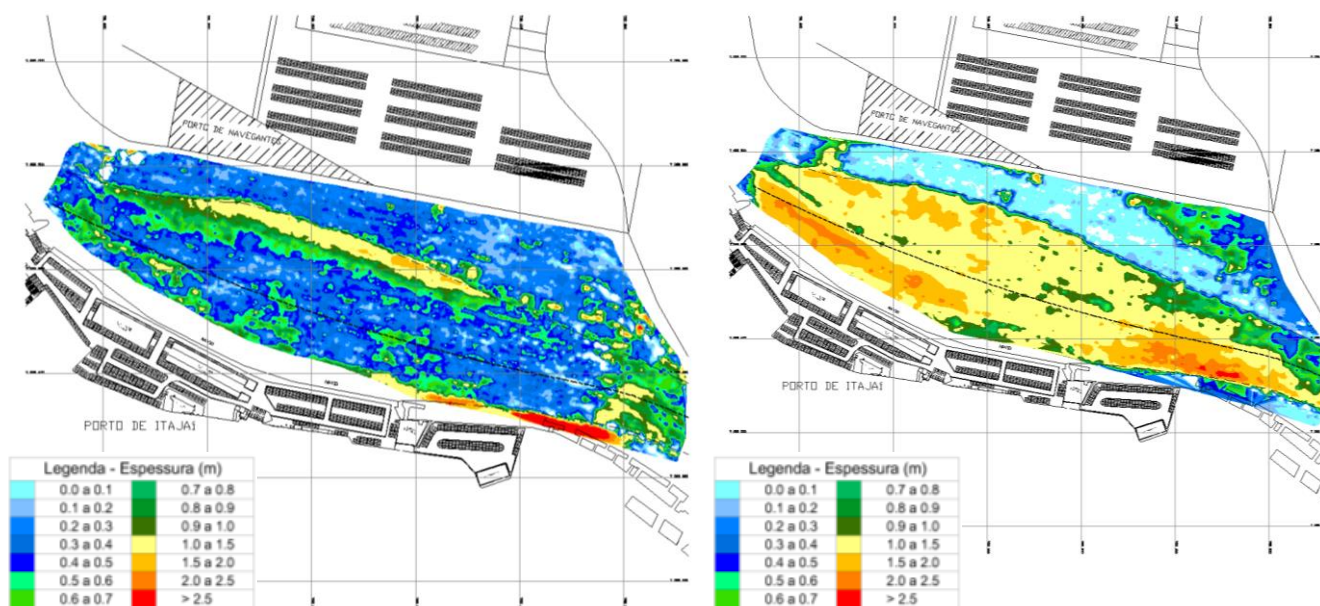


Figura 4. Superfícies Comparativas - 12/07/2007 (esquerda) e 05/11/2007 (direita)

A análise das superfícies comparativas indica grande variabilidade de espessura da camada existente entre os refletores de alta e baixa frequência. É possível notar que, em 15/05/2007 e em 05/11/2007, a camada de lama fluida apresenta espessuras mais significativas na maior parte da área quando comparadas aos demais levantamentos.

Na superfície comparativa realizada a partir dos levantamentos de 15/05/2007, é possível observar áreas em que a camada de lama fluida apresenta espessura superior a 2,5m, sendo que, na maior parte da bacia de evolução do Complexo Portuário de Itajaí, esta camada apresenta espessura superior a 1 m. A partir da superfície comparativa realizada com os levantamentos do dia 05/11/2007, é possível observar que a camada de lama fluida apresenta espessura de 1 m a 1,5 m na maior parte da área.

Quanto às superfícies comparativas realizadas a partir dos demais levantamentos (30/03/2007 e 12/07/2007), é possível observar camadas de lama fluida menos significativas, apresentando espessura de até 0,5m na maior parte da bacia de evolução do Complexo Portuário de Itajaí em ambas as datas.

3.3.2 Vazão sólida, líquida e volumes dragados

Para análise da sazonalidade observada nas superfícies comparativas utilizaram-se dados de vazão sólida e líquida do rio Itajaí-Açu, além da estimativa de dragagem de manutenção realizada nos períodos entre batimetrias. Esta dragagem de manutenção é realizada por draga de injeção de água. A partir destes dados, foram estimados os valores de vazão sólida e construiu-se o gráfico de vazão líquida (m^3/s) e sólida (m^3/dia) em função do tempo no ano de 2007 (Fig. 5). As linhas verticais verdes indicam a data da realização das batimetrias. A Tab. 1 apresenta os valores de estimativa de volume dragado e aportado na área de estudo. Quanto a estes valores, pode-se observar que no período anterior a 30/03 e no posterior a 05/11 cerca de $140.000 m^3$ foram dragados

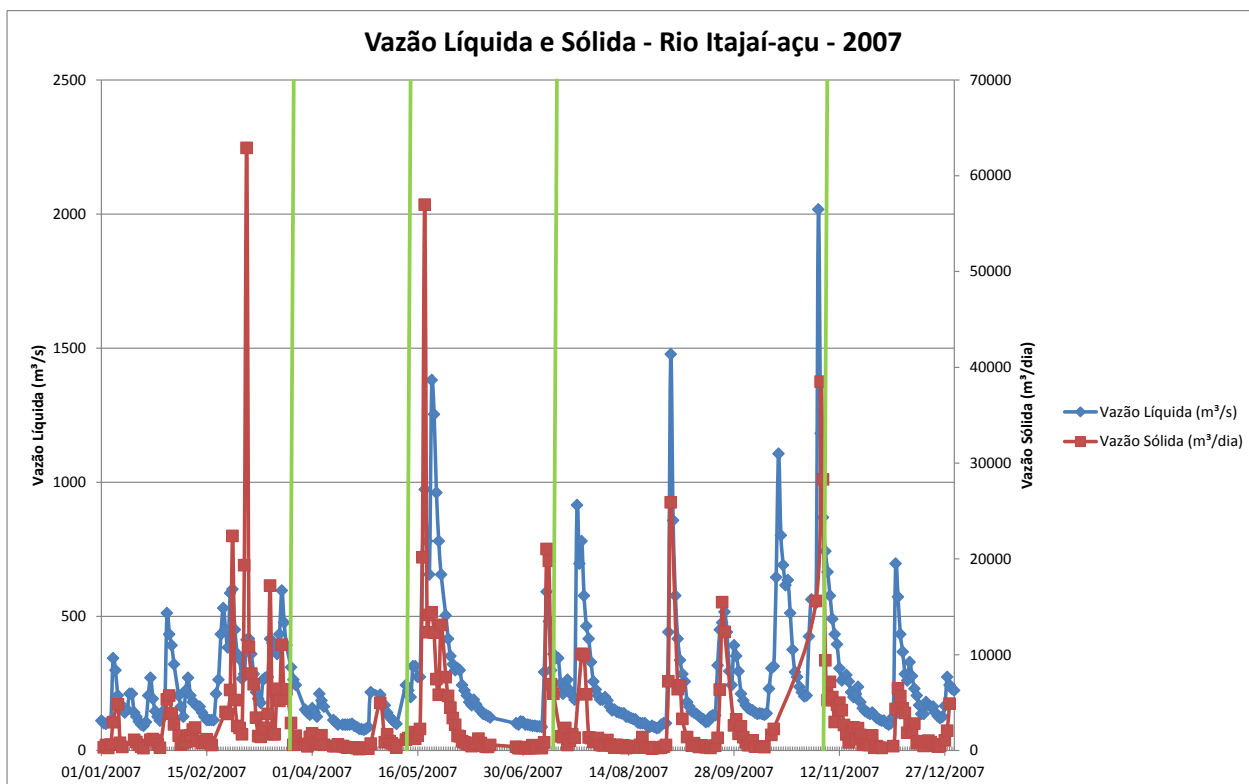


Figura 5. Gráfico de Vazão Líquida e Sólida em Indaial - 2007

Estimativa de volume dragado				
Período		Estimativa de aporte sedimentar (m ³)	Diferença entre batimetrias (m ³)	Estimativa de volume dragado (m ³)
Início	Fim			
30/03/2007	15/05/2007	30889	170251	-
15/05/2007	12/07/2007	249217	-68182	317399
12/07/2007	05/11/2007	261958	9164	252794
Estimativa de volume dragado anual (m³)				711553

Tabela 1. Estimativa de volumes

A partir da análise de vazões líquidas e sólidas em conjunto com as observações realizadas nas superfícies comparativas, nota-se que os levantamentos batimétricos que apresentaram camada de lama fluida menos significativa (30/03/2007 e 12/07/2007) coincidem com períodos de pico de fluxo. O levantamento realizado em 30/03/2007 é muito próximo ao equinócio, período em que as correntes de maré são mais intensas e têm competência para impedir que os sedimentos finos se depositem na bacia de evolução. Já a batimetria realizada em 12/07/2007 é imediatamente posterior a um pico de vazões do rio Itajaí-Açu, com competência para transportar os sedimentos dos fundos para jusante da região de estudo, bem como a uma dragagem significativa dos fundos.

A batimetria de dupla frequência realizada em 15/05/2007, na qual a camada de lama fluida mais significativa foi observada, é posterior a um período de baixas vazões e, conseqüentemente, baixas velocidades de corrente, possibilitando o depósito de material particulado no fundo da área de estudo. As estimativas de volumes de dragagem também não indicam dragagens significativas entre 30/03/2007 e 15/05/2007, também favorecendo o incremento na camada lamosa.

Quanto à batimetria de dupla frequência realizada em 05/11/2007, nota-se que esta é antecedida por períodos de vazões significativas, bem como atravessando um período equinocial e com dragagem dos fundos, o que significariam condições desfavoráveis a camadas significativas de lama fluida. No entanto, trata-se de um intervalo longo sem a realização de levantamentos batimétricos. A superfície relativa ao levantamento deste dia pode representar um estágio intermediário de remoção de material fino acumulado na área de estudo em períodos anteriores. Além disto, o período compreendido entre 12/07/2007 e 05/11/2007 é o trecho da série histórica que apresenta maior número de falhas relativas às medições de material particulado em suspensão, indicando que o valor apresentado na Tab. 1 é subestimado.

3.4 Perfis de Densidade

Os resultados relativos à correlação linear realizada entre as profundidades obtidas na ecosondagem de baixa frequência (33 kHz) e as profundidades correspondentes às densidades de 1150 g/L, 1200 g/L e 1250 g/L estão expostos na Tab. 2. Ressalta-se que, para comparação com os perfis densimétricos realizados no mês de abril de 2007, foi utilizada a batimetria realizada em 30/03/2007. Quanto mais o valor de R² se aproxima de 1, melhor a correlação entre profundidades.

Tabela 2. Valores de R² obtidos a partir da correlação entre as profundidades encontradas no levantamento batimétrico de 33kHz e as profundidades correspondentes às densidades de 1150g/L, 1200g/L e 1250g/L

Correlação - Densidade x Batimetria			
Período/Concentração	R ²		
	1150 g/L	1200 g/L	1250 g/L
abr/07	0.0105	0.0557	0.0999
mai/07	0.4731	0.7412	0.7641
jul/07	0.5429	0.5033	0.1559
nov/07	0.8045	0.789	0.0014

De maneira geral, é possível observar que os melhores valores de R² foram encontrados na correlação entre as profundidades obtidas com a ecosondagem de baixa frequência e a profundidade em que ocorrem as densidades de 1150 g/L e 1200 g/L. É possível observar que para os meses de julho e novembro de 2007, a cota em que foi encontrada densidade de 1150 g/L apresenta melhor correlação com a cota obtida com ecobatímetro de 33kHz. Ademais, nota-se que, em maio de 2007 as cotas em que foram encontradas as densidades de 1200 g/L e 1250 g/L apresentam valor de R² semelhante quando relacionadas às cotas obtidas no levantamento batimétrico de baixa frequência. Quanto ao levantamento de perfis densimétricos realizados em abril de 2007, observa-se que não há boa correlação das cotas obtidas a partir dos valores adotados de densidade com as cotas observadas no levantamento batimétrico de 33kHz. A não simultaneidade entre a sondagem batimétrica e a densimetria é considerada a explicação para as discrepâncias de resultados.

As Fig 6 a 8 ilustram as melhores correlações obtidas para os meses de maio, julho e novembro de 2007, já que para o mês de abril, as correlações não foram satisfatórias.

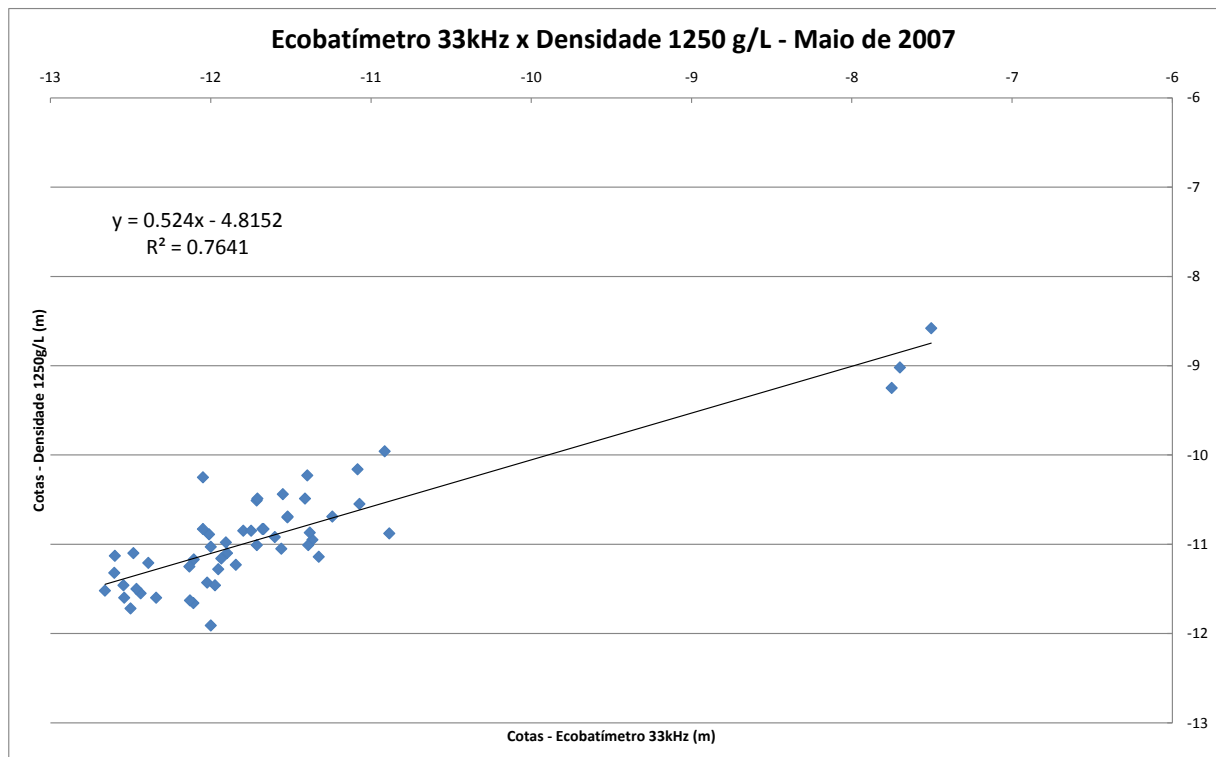


Figura 6. Gráfico de Correlação entre cotas – Maio/2007

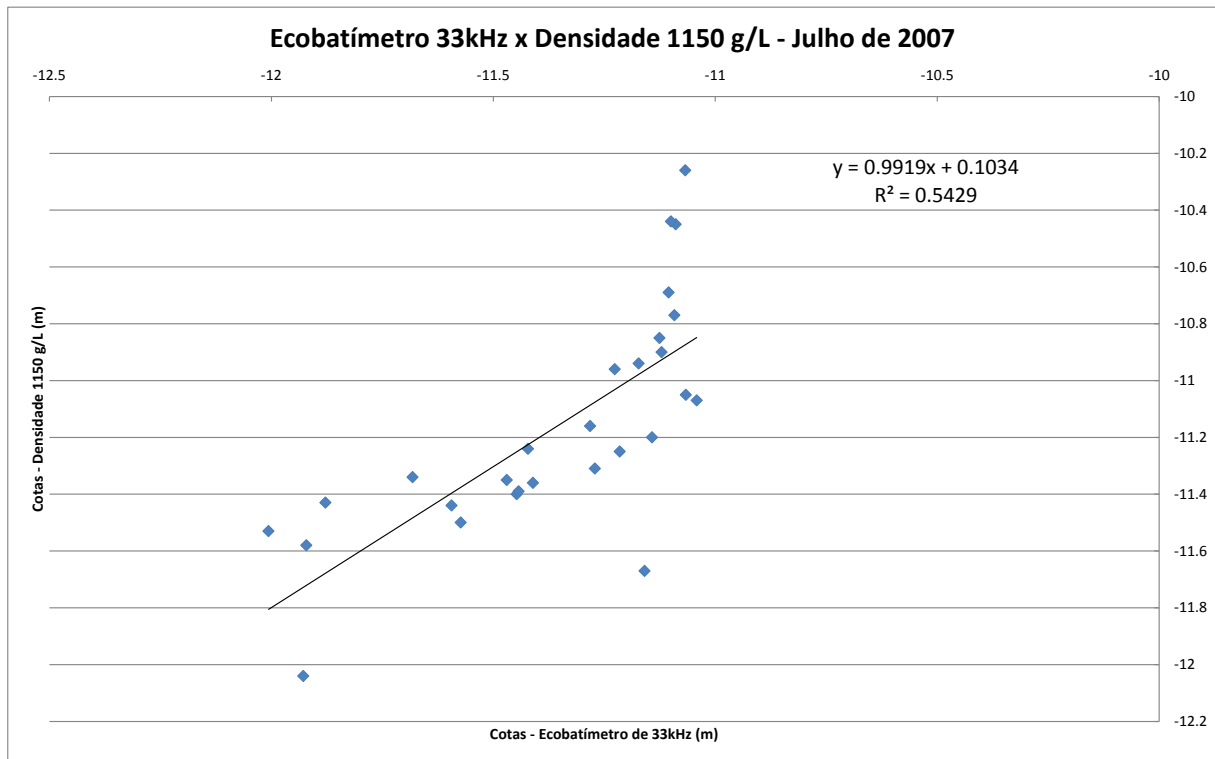


Figura 7. Gráfico de Correlação entre cotas – Julho/2007

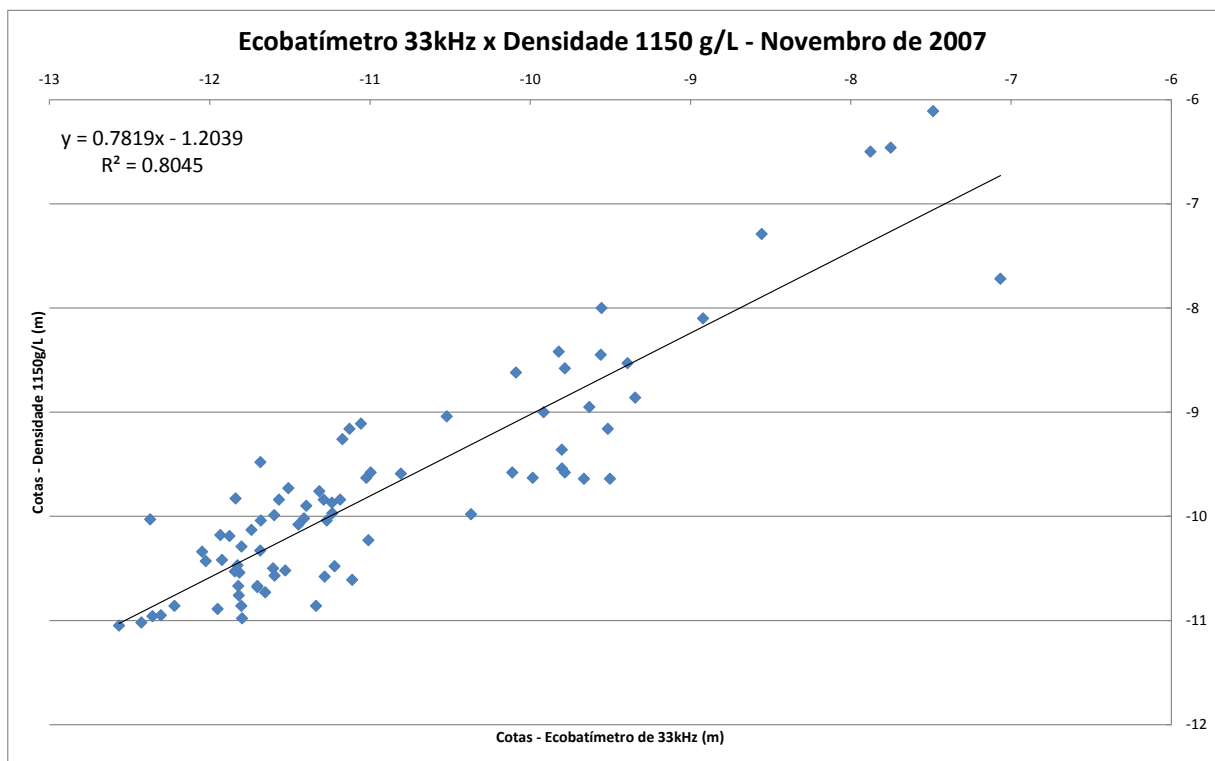


Figura 8. Gráfico de Correlação entre cotas – Novembro/2007

4 CONCLUSÕES

A navegação em lama fluida, prática comum em importantes áreas portuárias europeias, como Zeebrugge e Rotterdam, bem como em vários outros países, ainda é pouco difundida no Brasil. A utilização desta prática pode

propiciar ganho significativo de calado e, assim, incrementar os ganhos financeiros provenientes da atividade portuária, sem que sejam realizadas intervenções de grande porte e impactos em canais de acesso, bacias de evolução e berços de atracação.

A partir da análise dos dados da bacia de evolução dos portos de Itajaí e Navegantes, foi possível observar, de maneira geral, que a espessura da camada de lama fluida apresenta variações significativas. Foi possível observar levantamentos em que a espessura da camada de lama fluida supera 2,5m (maio/2007), como levantamentos em que a maior parte da área não apresenta camada de lama fluida com espessura superior a 0,5m.

As variações encontradas na espessura da camada lamosa são função primariamente, do aporte sedimentar à bacia e das características hidrodinâmicas da região, apresentando, de modo geral, relação com o regime de vazões do rio Itajaí-Açu ao longo do ano de 2007 e das marés. Além disso, na área é realizada dragagem de manutenção, que evidentemente condiciona a consistência dos fundos.

Quando comparadas às cotas obtidas no levantamento batimétrico de baixa frequência (33kHz), as cotas em que foram encontradas as densidades de 1150g/L e 1200g/L, de maneira geral, apresentaram melhor correlação. A variação observada dos valores ideais de densidade crítica era esperada, uma vez que as características da lama se alteram por efeito de sazonalidade e em função da ação da dragagem por injeção de água.

Saliente-se, no entanto, as limitações desta análise. Como a área da bacia de evolução do Complexo Portuário de Itajaí é sujeita à dragagem para manutenção de cotas por injeção de água, não se dispõe de uma cronologia exata da ação deste equipamento, mas tão somente de uma estimativa global de volume ressuspendido. Além disso, quanto à análise de perfis densimétricos em correlação com as cotas da ecosondagem de baixa-frequência, é importante destacar que os perfis densimétricos foram coletados em datas diferentes às datas em que foram realizadas as batimetrias, podendo causar imprecisões nos resultados.

5 AGRADECIMENTOS

Agradecemos à administração do Porto de Itajaí e ao Centro de Ciências Tecnológicas, da Terra e do Mar da UNIVALI pela cortesia na cessão dos dados utilizados neste trabalho, em particular ao Prof. Dr. João Carvalho.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfredini, P. e Arasaki, E., 2014. Engenharia Portuária. São Paulo, SP, Brasil. Edgard Blucher. 1307 p.
- Delefortrie, G., Vantorre, M., Verzhbitskaya, E., Seynaeve, K., 2007. Evaluation of Safety of Navigation in Muddy Areas through Real-Time Maneuvering Simulation. Journal Of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering - ASCE, v. 133, p. 125-135.
- Martens, C., Delgado, R., Verhaeghe, H., Verwaest, T., Willems, M., 2012. Improving the Nautical Access to Zeebrugge Harbor: A Multidisciplinary Study. International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2012), Santander, Espanha, 1-6 Julho 2012.
- McAnally, W. H., F.ASCE, Friedrichs, C., Hamilton, D., Hayter, E., Shrestha, P., Rodriguez, H., Sheremet, A., Teeter, A., 2007. Management of Fluid Mud in Estuaries, Bays, and Lakes: Present State of Understanding on Character and Behavior. Journal of Hydraulic Engineering, v. 133, p. 9-38.
- Mehta, A. J., M.ASCE, Samsami, F., Khare, Y. P., Sahin, C., 2014. Fluid Mud Properties in Nautical Depth Estimation. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, n. 140, p. 210-222
- PIANC, 2014. "Harbour Approach Channels – Design Guidelines". PIANC Report nº121 – Maritime Navigation Commission.
- Schettini, C. A. F., 2002. "Caracterização Física do Estuário do Rio Itajaí-açu, SC". Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.7, n.1, p. 123-142.

7 AVISO DE RESPONSABILIDADE

O autor(es) é (são) os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

ESTUDO PARAMÉTRICO PARA OTIMIZAÇÃO DA CARGA CRÍTICA EM PAINÉIS ENRIJECIDOS

Patrícia Rackow¹, Mauro Real², Liércio Isoldi², Rafaella Colares³, Daniela Thormann³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
patricia.rackow@yahoo.com.br

² Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
mauroreal@furg.br

³ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

RESUMO

As estruturas navais e offshore são constituídas, basicamente, de painéis enrijecidos. Quando submetidos a carregamentos compressivos, surge a preocupação quanto ao comportamento desses em relação à flambagem. O fenômeno da flambagem ocorre em peças esbeltas que, quando submetidas à compressão axial, após atingida a carga crítica, sofrem uma deflexão transversal. Peças sob flambagem podem perder sua estabilidade sem que o material tenha atingido sua tensão de escoamento. O objetivo do presente trabalho é realizar, através de modelagem computacional, a análise linear de um painel enrijecido quando submetido à flambagem elástica. Esse painel é constituído por uma chapa plana e dois reforços no formato de barra. Através de um modelo computacional desenvolvido no software ANSYS®, o qual se baseia no Método dos Elementos Finitos, foi feita a variação dos parâmetros geométricos desse painel, sendo possível avaliar a influência do aumento da espessura da chapa e altura do enrijecedor individualmente no valor da tensão crítica de flambagem do painel. Os resultados mostram um significativo ganho de resistência à flambagem.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas navais e offshore exigem membros estruturais relativamente esbeltos e capazes de resistir a grandes carregamentos. Sendo assim, a relação resistência/peso torna-se muito importante.

Os painéis são componentes estruturais constituídos por paredes finas com uma elevada relação entre resistência e peso, apresentando vantagens em seu uso devido ao baixo custo de fabricação e à facilidade de construção, executada a partir de processos de corte e soldagem.

Devido à esbelteza destas placas, faz-se necessária a utilização de reforços, aumentando sua capacidade de carga.

Os painéis reforçados por enrijecedores, Fig. 1, são constituídos por chapas e reforços longitudinais, que geralmente são colocados com espaçamento constante entre si e perpendiculares ao bordo do painel, acompanhando a direção dominante da carga.

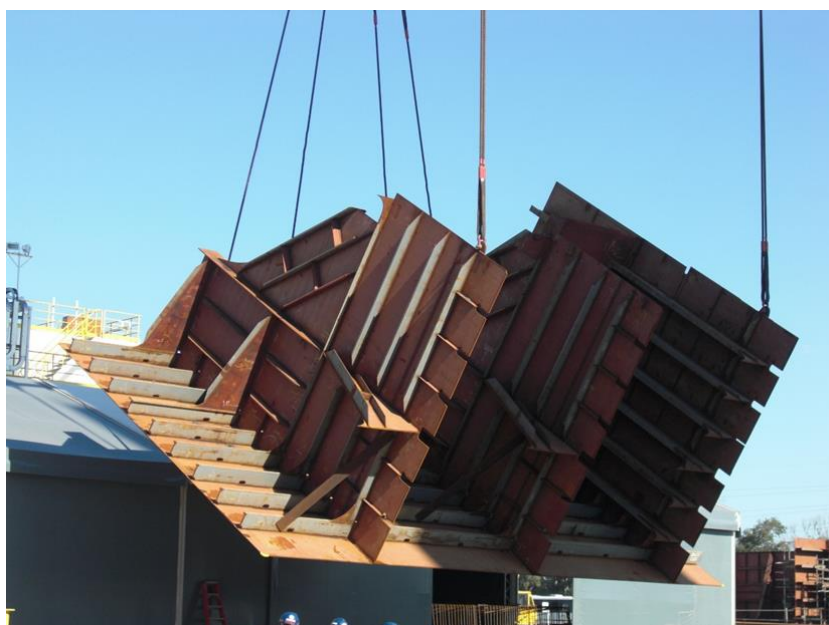


Figura 1. Painéis enrijecidos utilizados em plataformas de extração de petróleo. (Foto: Kelly Costa Ribeiro)

A Fig. 2 mostra os tipos de reforços mais utilizados para enrijecimento de placas planas em estruturas de navios.

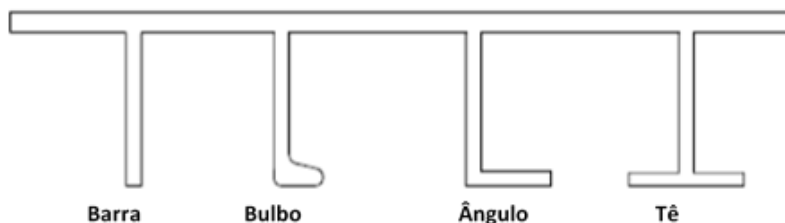


Figura 2. Tipos de reforços mais comuns em placas planas.

Dependendo das solicitações às quais o navio está submetido, os painéis que o compõem podem sofrer tração ou compressão. Tensões de compressão fazem com que estes painéis esbeltos sofram os efeitos da flambagem.

O fenômeno da flambagem ocorre em peças esbeltas que, quando submetidas à flexão transversal devido à compressão axial, sofrem uma deflexão. Por se tratarem de elementos bidimensionais, a flambagem em placas envolve flexão em dois planos. Peças sob flambagem podem perder sua estabilidade sem que o material tenha atingido sua tensão de escoamento, sendo, por isso, considerada uma instabilidade elástica.

Chajes (1974) ressalta as diferenças entre a flambagem de colunas e de placas. Colunas sob flambagem não são mais capazes de resistir à carga axial e, portanto, a carga crítica é igual à carga de ruptura do membro. Para placas, esta teoria não é aplicável. Estes elementos, mesmo após terem atingido sua carga crítica, podem continuar resistindo a um aumento de carga axial sem apresentar falhas, até que esta seja consideravelmente maior que sua carga crítica. Desta forma, a carga crítica não é igual à carga de ruptura.

Este autor realizou a análise do comportamento pós-flambagem de placas comprimidas axialmente e chegou às seguintes conclusões:

1. Placas possuem resistência pós-flambagem, a qual permite o aumento de carga após atingir o valor crítico.
2. As tensões de tração transversais que surgem após o início da deformação das placas são o principal fator responsável pela resistência pós-flambagem.
3. As áreas próximas às bordas longitudinais das placas resistem à maior parte do aumento de carga que ocorre na fase pós-flambagem.

Painéis com enrijecedores podem falhar de acordo com uma das formas ilustradas na Fig. 3.

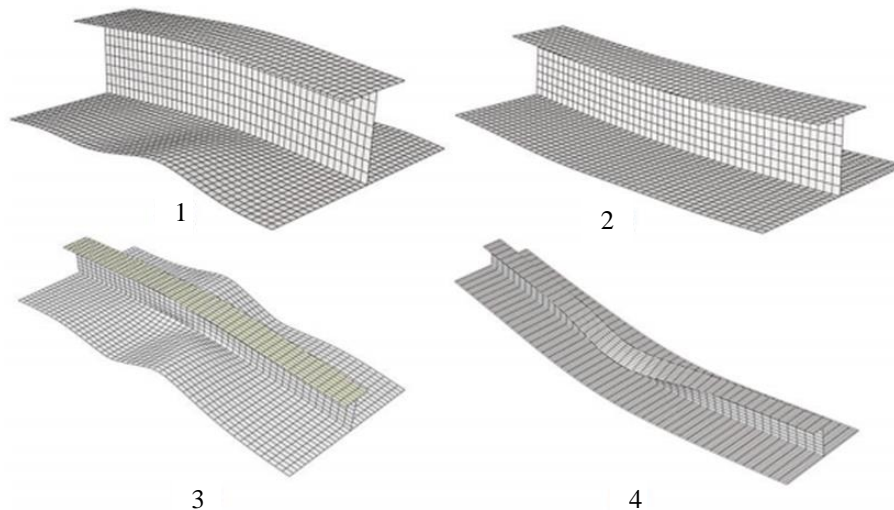


Figura 3. Tipos de flambagem em painéis com enrijecedores.

Estes quatro tipos de flambagem podem ser explicados como se segue:

1. Flambagem global induzida pela placa: falha simultânea do reforço e da placa, provocada por uma flambagem inicial da placa. Após a falha, o reforço encontra-se no lado convexo da chapa.
2. Flambagem global induzida pelo reforço: falha simultânea do reforço e da placa, provocada por uma flambagem inicial no reforço. Após a falha, o reforço encontra-se no lado côncavo da chapa.
3. Flambagem da placa: flambagem local da placa, sem afetar os reforços, que permanecem retos, ocasionando uma redistribuição de carga entre os mesmos. Ocorre quando a chapa tem uma tensão crítica inferior à do reforço e/ou o reforço é muito robusto.
4. Flambagem torcional dos reforços (tripping): rotação do reforço no local onde o mesmo é unido à chapa. É considerado o mais perigoso, uma vez que leva a estrutura à uma queda brusca e repentina da capacidade de carga, devido à falta de rigidez torcional do reforço.

Diversos pesquisadores desenvolveram trabalhos referentes a painéis com enrijecedores. Taysi (2010) propôs determinar a espessura e a localização dos enrijecedores para otimização da carga crítica em placas enrijecidas. Para isto, foram analisados dois perfis de placas comuns na indústria aeroespacial. O autor concluiu que o aumento da carga crítica é pequeno quando é feita apenas a otimização de tamanho. No entanto, na otimização do formato esses resultados são melhores. A melhoria na carga crítica mais significativa é dada quando é feita a otimização de tamanho e formato juntamente.

Em relação à localização dos reforços, o resultado ficou em função das condições de contorno. O aumento na quantidade de enrijecedores leva a um aumento considerável de carga crítica.

Tanto o estudo paramétrico quanto o estudo de otimização mostraram que a carga crítica varia bastante de acordo com a localização dos enrijecedores.

Chujutalli (2010) analisou a flambagem torcional dos reforços de painéis, chamada de tripping, que é o mais perigoso modo de falha, já que acontece repentinamente. Para tal, realizou um estudo paramétrico para diferentes relações geométricas dos enrijecedores, variando-se individualmente as espessuras da chapa, da alma e do flange dos reforços.

No referido trabalho foi observado que a diminuição da espessura da chapa reduz consideravelmente a resistência máxima da mesma, apresentando pouca influência na resistência dos enrijecedores. A variação da espessura da alma do reforço mostrou que a menor espessura leva à falha local na alma do mesmo, reduzindo drasticamente sua resistência e, posteriormente, gerando tripping. Porém, para as outras espessuras, o primeiro modo de falha apresentado é a flambagem da chapa, seguido do tripping. Na análise da variação da espessura do flange do enrijecedor, notou-se pouca influência na resistência máxima, mas o efeito é considerável no seu comportamento pós-flambagem.

O objetivo principal deste trabalho é avaliar, através de modelagem computacional, o comportamento estrutural de um painel reforçado sob flambagem elástica, variando seus parâmetros geométricos e observando a influência no valor da tensão de flambagem.

A variação paramétrica proposta envolve os dados da geometria da chapa e do reforço, que são: largura da placa, espessura da placa, altura do enrijecedor e espessura do enrijecedor.

Esta modelagem foi feita no software ANSYS®, o qual permite a análise de painéis pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

2. METODOLOGIA

O painel analisado é formado por uma chapa plana retangular de comprimento a , largura b e espessura t_p com dois enrijecedores longitudinais de altura h_w e espessura t_w , com espaçamento constante de $b/3$, conforme a Figura 4.

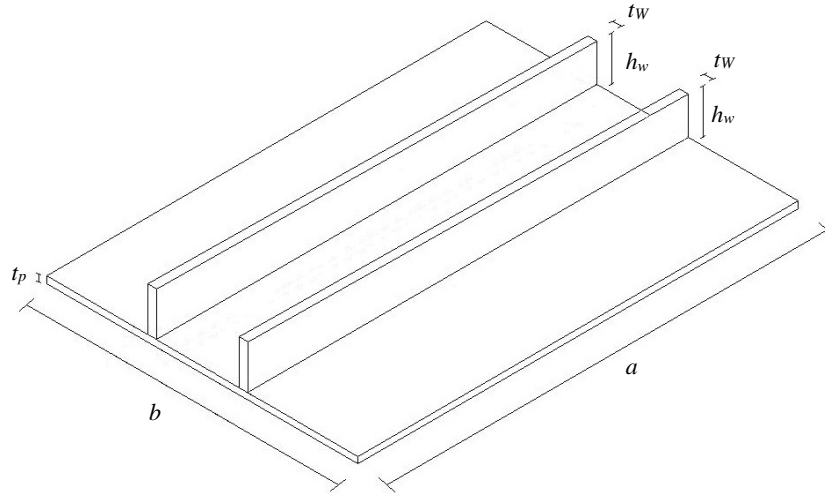


Figura 4. Geometria do painel com dois enrijecedores.

Esse painel reforçado, simplesmente apoiado, será modelado no software ANSYS®, que se baseia no Método de Elementos Finitos (MEF) e é amplamente usado para solucionar problemas de engenharia.

O MEF é utilizado para obter soluções aproximadas para diversos problemas em análises de engenharia com uma considerável precisão. O método consiste em dividir uma estrutura contínua em diversos elementos finitos. Esses elementos estão interconectados entre si, através de nós localizados em seus limites, e o comportamento de cada um deles é determinado de forma que a malha formada pelo conjunto se comporte de forma semelhante ao contínuo original.

Para determinar os deslocamentos nodais, existe uma série de equações algébricas de equilíbrio, formando um sistema de equações equivalente à malha utilizada. A solução pode ser obtida aplicando-se condições de contorno externas.

Na modelagem computacional será adotada a análise elástica de autovalores. Segundo Madenci e Guven (2006), essa análise envolve a solução de um conjunto de equações algébricas homogêneas cujo menor autovalor corresponde à carga crítica de flambagem e o autovetor associado representa o modo primário de flambagem.

A matriz de rigidez total $[K]$ é obtida através da soma da matriz de rigidez convencional para pequenas deformações $[K_E]$ com a matriz de rigidez geométrica $[K_G]$, que não depende apenas da geometria, mas também do esforço interno existente no início do carregamento $\{P_0\}$. Desta forma, a matriz de rigidez total de uma placa para um nível de carga $\{P_0\}$ é dada por:

$$[K] = [K_E] + [K_G] \quad (1)$$

onde: $[K]$ é a matriz de rigidez global; $[K_E]$ é a matriz de rigidez convencional para pequenas deformações e $[K_G]$ é a matriz de rigidez geométrica.

Quando a carga atinge o nível de $\{P\} = \lambda\{P_0\}$, onde λ é um escalar, a matriz de rigidez pode ser definida como:

$$[K] = [K_E] + \lambda[K_G] \quad (2)$$

Assim, as equações de equilíbrio governantes para o comportamento da placa podem ser escritas como:

$$[[K_E] + \lambda[K_G]]\{U\} = \lambda\{P_0\} \quad (3)$$

onde: $\{U\}$ é o vetor de deslocamentos total, que pode ser determinado por:

$$\{U\} = [[K_E] + \lambda[K_G]]^{-1} \lambda\{P_0\} \quad (4)$$

Sob flambagem, a placa apresenta um grande crescimento nos seus deslocamentos sem aumento de carga. Da definição matemática de matriz inversa como sendo a matriz adjunta dividida pelo determinante dos coeficientes, é possível notar que os deslocamentos $\{U\}$ tendem ao infinito quando:

$$\det[[K_E] + \lambda[K_G]] = 0 \quad (5)$$

A Eq. (5) representa um problema de autovalores, cuja solução gera o menor autovalor, que corresponde à carga crítica em que ocorre flambagem:

$$\{P_{cr}\} = \lambda_1\{P_0\} \quad (6)$$

onde: $\{P_{cr}\}$ é a carga crítica e λ_1 corresponde ao menor autovalor gerado.

Além disso, o vetor de deslocamento escalar associado $\{U\}$ define o formato do membro na flambagem. No ANSYS®, o problema de autovalor é resolvido usando o método numérico Lanczos.

O software possui uma base de dados com vários tipos de elementos indicados para diferentes tipos de análises. O elemento escolhido para as análises desse trabalho é o SHELL93, indicado para modelar superfícies do tipo casca e tem seis graus de liberdade por nó, que são: translações nas direções x, y e z, e rotações em torno dos eixos x, y e z.

Para a definição do refinamento de malha a ser adotado, foi feito um teste de convergência, que identifica um tamanho de elemento que seja capaz de gerar um resultado preciso exigindo o menor esforço computacional possível. O teste consiste em verificar quando duas simulações sucessivas, aumentando o refinamento da malha, apresentem resultados muito próximos, adotando a máxima diferença relativa da tensão de flambagem permitida como 0,20%, conforme a Eq. (7).

$$\left| \frac{\sigma_{cr}^n - \sigma_{cr}^{n-1}}{\sigma_{cr}^n} \right| \times 100 \leq 0,20\% \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (7)$$

onde: σ_{cr} é a tensão crítica.

Considerou-se uma placa de comprimento $a = 3000$ mm, largura $b = 1500$ mm, espessura $t_p = 13$ mm com dois enrijecedores, de altura $h_w = 70$ mm e espessura $t_w = 13$ mm, com espaçamento constante de $b/3$. O módulo de elasticidade (módulo de Young) e o coeficiente de Poisson do material são, respectivamente, $E = 210.000$ N/mm² e $\nu = 0,30$.

Os resultados para o teste de convergência da malha, bem como os sucessivos refinamentos e diferenças relativas são apresentados na “Tab. 1”.

Tabela 1. Teste de convergência de malhas.

Simulação	Tamanho do elemento (mm)	Tensão crítica (N/mm ²)	Diferença relativa (%)
1	direção a	300	132,69
	direção b	300	
	direção hw	35	
2	direção a	150	132,98
	direção b	150	
	direção hw	17,5	
3	direção a	75	133,05
	direção b	75	
	direção hw	8,75	

Observa-se que os tamanhos de elementos da terceira simulação satisfazem à condição imposta pela Eq. (7). Sendo assim, esta é a malha adotada para as modelagens computacionais apresentadas neste trabalho.

A verificação desta modelagem foi feita considerando as mesmas propriedades geométricas do painel analisado no teste de convergência. A carga e tensão crítica de uma placa retangular simplesmente apoiada com dois reforços longitudinais possui uma solução analítica proposta por (Bares, 1981):

$$N_{KR} = k_n \frac{\pi^2 E t_p^3}{12(1-\nu^2)b^2} \quad (8)$$

onde: N_{KR} é a carga crítica, k_n é um fator que depende das proporções da placa e do reforço e π é a constante numérica igual a 3,14159265.

O fator k_n é fornecido pela “Tab.2”, para a qual se faz necessário calcular as seguintes variáveis:

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{3000}{1500} \quad \therefore \quad \gamma = 2 \quad (9)$$

$$\varepsilon = \frac{t_w h_w}{t_p b} = \frac{13 \times 70}{13 \times 1500} \quad \therefore \quad \varepsilon \cong 0,05 \quad (10)$$

$$\varphi = \frac{12 E I_w (1-\nu^2)}{b E t_p^3} = \frac{12 \times 210000 \times \left[\frac{13 \times 70^3}{12} + \left(\frac{70}{2} \right)^2 \times 13 \times 70 \right] \times (1-0,30^2)}{1500 \times 210000 \times 13^3} \quad \therefore \quad \varphi \cong 5,0 \quad (11)$$

onde: I_w é o momento de inércia do enrijecedor segundo a linha de união da placa com o mesmo.

Tabela 2. Fator k_n para um painel com dois enrijecedores longitudinais

φ	3,33		5,0		6,66		10	
	ε		ε		ε		ε	
γ	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10
0,6	26,8	24,1	36,4	33,2	36,4	36,4	36,4	36,4
0,8	16,9	15,0	23,3	20,7	29,4	26,3	37,2	37,1
1,0	12,1	10,7	16,3	14,5	20,5	18,2	28,7	25,6
1,2	9,61	8,51	12,6	11,2	15,5	13,8	21,4	19,0
1,4	8,32	7,36	10,5	9,32	12,7	11,3	17,2	15,2
1,6	7,70	6,81	9,40	8,91	11,1	9,82	14,5	12,8
1,8	7,51	6,64	8,85	7,83	10,2	9,02	12,9	11,4
2,0	7,61	6,73	8,70	7,69	9,78	8,65	11,9	10,6

Tem-se, então, da Eq. (8):

$$N_{KR} = 8,70 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 13^3}{12(1-0,30^2) \times 1500^2} = 1612,36 \text{ N} \quad (12)$$

A tensão crítica é calculada dividindo a carga N_{KR} pela espessura t_p da placa.

Para o painel com a geometria proposta, a tensão crítica de flambagem é 124,03 N/mm². Através da modelagem computacional, tem-se a tensão crítica como sendo 133,05 N/mm².

Observa-se uma pequena, porém aceitável, diferença entre a solução analítica e o modelo computacional proposto, já que a solução analítica trata o problema de forma aproximada.

3. RESULTADOS

As análises foram feitas variando os parâmetros em torno de um modelo tomado como base (placa de comprimento $a = 3000$ mm, largura $b = 1500$ mm, espessura $t_p = 13$ mm com dois enrijecedores, de altura $h_w = 70$ mm e espessura $t_w = 13$ mm, com espaçamento constante de $b/3$). O módulo de elasticidade (módulo de Young) e o coeficiente de Poisson do material de todas as modelagens são, respectivamente, $E = 210.000$ N/mm² e $\nu = 0,30$.

Os resultados gerados no ANSYS® para todas as simulações representam uma carga distribuída ao longo da borda da placa. Para encontrar a tensão crítica de flambagem, faz-se necessário dividir esse valor pela espessura t_p da placa.

Na Fig. 5 é representado o modo de flambagem elástica do painel base.

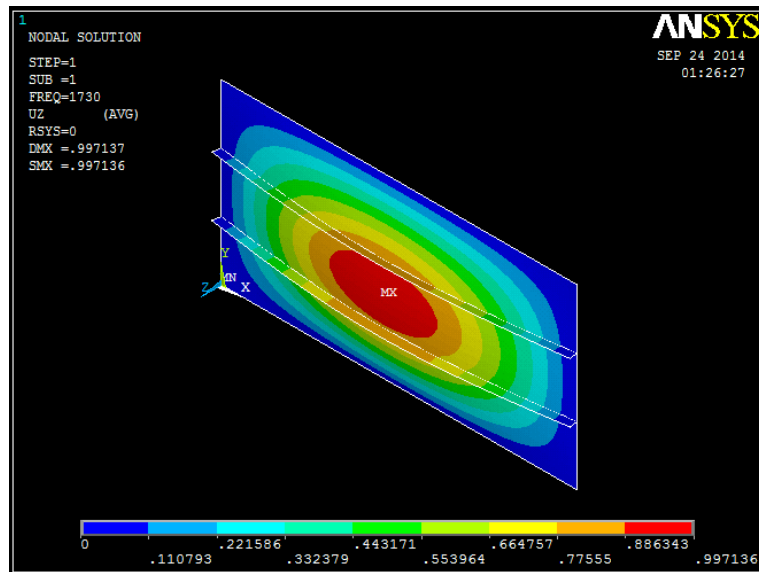


Figura 5. Modo de flambagem elástica do painel base.

3.1 Placa Sem Enrijecedor

Afim de verificar a eficiência do uso de enrijecedores, foi analisada uma placa plana de comprimento $a = 3000$ mm, largura $b = 1500$ mm, espessura $t_p = 13$ mm sem nenhum reforço.

A tensão crítica encontrada é igual a $56,35$ N/mm², valor expressivamente menor que o obtido para a mesma placa com a presença um enrijecedor.

3.2 Variação da Espessura da Placa

Variando a espessura da placa t_p , foram encontrados os resultados expostos na “Tab. 3”.

Tabela 3. Variação da espessura da placa.

t_p (mm)	σ_{cr} (N/mm ²)
5	100,97
9	106,99
13	133,05
17	183,90
21	255,12

Observa-se um significativo aumento no valor da tensão crítica com o aumento da espessura da placa.

3.3 Variação da Espessura do Enrijecedor

Variando a espessura do enrijecedor t_w , foram encontrados os resultados apresentados na “Tab. 4”.

Tabela 4. Variação da espessura do enrijecedor.

t_w (mm)	σ_{cr} (N/mm ²)
5	106,48
9	119,98
13	133,05
17	145,81
21	158,34

Pode-se observar que o aumento da espessura do reforço leva a um aumento menos significativo da tensão crítica.

3.4 Variação da Altura do Enrijecedor

Variando a altura h_w do reforço, foram encontrados os seguintes resultados da “Tab. 5”.

Tabela 5. Variação da altura do enrijecedor.

h_w (mm)	σ_{cr} (N/mm ²)
50	104,12
60	116,27
70	133,05
80	155,07
90	182,88

4. CONCLUSÃO

O painel padrão com dois enrijecedores apresentou uma tensão crítica de flambagem 2,5 vezes maior que a da placa sem enrijecedores, confirmando a importância do uso de reforços em placas planas e sua eficiência para aumentar a resistência dos painéis.

O incremento na espessura da placa leva a um expressivo aumento na tensão crítica, já a elevação da espessura do enrijecedor leva a um aumento menos significativo na tensão crítica. A tensão crítica aumenta quase que proporcionalmente com o aumento da altura do enrijecedor, com uma relação $\sigma_{cr}/h_w \cong 2$.

O parâmetro que mais apresentou influência no valor da tensão crítica de flambagem foi a espessura da placa.

Os resultados do presente trabalho confirmam a importância de estudar o quanto a variação nos parâmetros geométricos pode influenciar na resistência à flambagem dos painéis utilizados na indústria naval e offshore.

4. AGRADECIMENTOS

À CAPES, pela concessão de bolsa de Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, e à FURG, por dar condições para o desenvolvimento desta pesquisa.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chajes, A., 1974. Principles of structural stability theory. Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- Chujutalli, J. A. H., 2010. Flambagem torcional de enrijecedores em painéis de navios tanques submetidos à compressão axial. Dissertação de Mestrado, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.
- Madeci, E. e Guyen, I., 2006. The Finite Element Method and Applications in Engineering Using ANSYS®. Springer.
- Taysi, N., 2010. “Determination of thickness and stiffener locations for optimization of critical buckling load of stiffened plates”. Scientific Research and Essays, Vol. 5(9), pp.: 897-910.
- Bares, R., 1981. Tablas para el cálculo de placas y vigas pared. Editorial Gustavo Gili, S.A.; Barcelona.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO CAMPO DE DUNAS DA PRAIA DO CASSINO (RS), REGIÃO DA QUERÊNCIA, APÓS A PASSAGEM DE TEMPESTADES

Bianca Cadaval¹, Miguel da Guia Albuquerque²

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: bianca.cadaval@hotmail.com

² Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul – Campus Rio Grande
Rua Eng. Alfredo Huch, 475, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: miguel.albuquerque@riogrande.ifrs.edu.br

RESUMO

O presente estudo visou analisar, através de ferramentas e técnicas de geoprocessamento, o comportamento das dunas da praia do Cassino - RS, região da Querência, após a passagem de tempestades. O monitoramento foi realizado com o uso de um GPS geodésico e o auxílio de uma grade pré-estabelecida em laboratório. Em conjunto com as coletas de campo, foram coletados do site da NOAA dados referentes às condições meteorológicas do projeto Reanalysis NCEP/NCAR. Com intuito de verificar o comportamento das dunas durante o período do inverno, foram realizados sete modelos digitais de elevação do terreno (DEM), com o qual foi possível perceber que a localidade apresenta dois cordões de dunas frontais, além da quantificação do volume sedimentar das quatro saídas realizadas, também foi possível analisar, através de gráficos, qual a direção e intensidade dos ventos atuantes nas tempestades monitoradas. Obteve-se como resultados no monitoramento de 11 de julho a 31 de julho de 2013 um acréscimo de 2142,82 m³, com ventos de intensidade equivalente a 15 m/s e direção predominante do quadrante NW. No monitoramento de 31 de julho a 13 de setembro de 2013, houve um decréscimo sedimentar equivalente a 2087,89 m³, tendo como vento predominante o NE de intensidade de 13 m/s. Por fim no último monitoramento equivalente ao intervalo de 13 de setembro a 14 de novembro de 2013 houve novamente um decréscimo de sedimento correspondente a 720,39 m³, tendo como vento predominante NE. Enfim, os dados indicam que, para o período de julho a novembro de 2013, os ventos com intensidade próxima a 15m/s e provenientes da direção NW foram responsáveis pela retirada das dunas embrionárias e parte dos sedimentos das dunas frontais. Apesar de ventos do quadrante NE serem os responsáveis pela reposição do estoque de sedimentos, a ocorrência de sucessivas frentes, com intensidades próximas a 13m/s, não possibilitou que os sedimentos se fixassem na localidade.

Palavras-chave: *Geotecnologias, modelo digital de elevação, campo dunar.*

1. INTRODUÇÃO

Por serem considerados ambientes vulneráveis, as dunas são passíveis de sofrer grandes migrações, deslocamentos e alteração de sua morfologia em virtude da ação dos ventos, intervenção humana, dentre outros fatores ambientais (Oliveira et. al, 2004). As técnicas de Geoprocessamento permitem uma caracterização da morfologia e do fluxo de deslocamento, bem como um monitoramento desses ambientes, com isso o trabalho teve por objetivo analisar, através do uso de ferramentas e aplicação de técnicas de geoprocessamento, o comportamento das dunas da praia do Cassino, região da Querência, após a passagem de tempestades. Esse conjunto de fatores, possivelmente monitorados, serve de subsídio para os gestores costeiros, principalmente no que diz respeito às questões relacionadas ao planejamento urbano e manejo das dunas.

2. METODOLOGIA

2.1 Dados Meteorológicos

Com intuito de obter dados de descrição do comportamento do campo de dunas de acordo com a condição meteorológica, considerando o vento o principal agente modelador da paisagem das dunas, foram empregados dados provenientes do Reanalysis NCEP/NCAR da NOAA, para a praia do Cassino, os quais abrangem informações de diversas fontes primárias. As informações coletadas no NCEP/NCAR abrangem o período de 1 de julho a 30 de novembro de 2013, com intervalo de dados compreendido entre 19°S a 21°S e 33°W a 31°W. Foram adquiridos dados de velocidade e direção do vento na componente horizontal (u) e vertical (v).

Além dos dados provenientes do site na NOAA, coletamos dados do site do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) referente às condições climáticas. Com os dados do INMET foi realizado o gráfico da rosa dos ventos, que mostrou a variação da direção dos ventos atuantes durante o período monitorado, num raio de hora em hora monitorada, também foi utilizado esses dados para gerar o histograma da direção dos ventos atuantes cinco dias antes do levantamento de campo, esse histograma mostra no eixo X a direção do vento e no eixo Y o número de horas coletadas. Já com os dados do NOAA foi realizado o gráfico que representa a intensidade dos ventos, num intervalo mensal. Com isso, foi possível a verificação da intensidade e direção do vento que foi registrado na tempestade monitorada. Foram escolhidos os dados do INMET para representar a direção dos ventos, pois este demonstra melhor a variação dos ventos, por apresentar as medidas de variação da direção do vento de hora em hora.

2.2 Aquisição de Dados Topográficos

Para aquisição dos dados planialtimétricos foi utilizado um GPS geodésico da marca Leica, GS15. O equipamento é caracterizado por receber as frequências C/A e portadoras L1, L2 e L2C. O princípio de funcionamento do GPS geodésico consiste no uso de um par de antenas receptoras, as quais se comunicam por um link de rádio. A antena base foi fixada no marco situado na CORSAN que possui coordenadas 390914,09 metros de latitude norte, 6438107,01 metros de longitude leste, e altitude de 12,54m em relação ao elipsoide. A antena móvel, também conhecida como Rover, transmite as informações coletadas até a base de modo que estas são ajustadas ao ponto conhecido para que passem a ter uma melhor precisão. Os pontos foram coletados no modo stop and go, onde o móvel se conecta com a base via Bluetooth, assim garantindo um melhor posicionamento. Neste estudo o equipamento foi configurado com o sistema de coordenadas UTM e o sistema de referências WGS 84, Zona 22 Sul.

2.3 Processamento dos Dados

2.3.1 Shapefile de pontos

Os dados provenientes do GPS geodésico foram exportados no formato “texto” (.txt) estes são compostos pelas informações de latitude (coordenada x), longitude (coordenada y) e altitude elipsoidal (coordenada z). Os dados foram inseridos e tratados no software ArcGis 10.1, onde, primeiramente, foi gerado arquivos shapefile dos pontos coletados nas saídas de campo. Isto foi criado com intuito de gerar o modelo digital de elevação (DEM) do terreno, correspondente aos diferentes dados obtidos nas saídas de campo que foram realizadas.

2.3.2 Modelo digital de Elevação do Terreno por IDW

O modelo digital de elevação do terreno (DEM) é um dos recursos mais aplicados em SIG (Sistema de Informações Geográficas), sendo que este é oriundo da aplicação de métodos de interpolação. O DEM equivale a uma representação digital da oscilação contínua de certo relevo no espaço (Silva, 2003). Para esse estudo, o modelo digital de elevação do terreno foi criado a partir da ferramenta de interpolação IDW (inverso do quadrado da distância), disponível no software ArcGis 10.1. Os DEMs foram gerados numa escala de 1:1400 e com escala de cores padrão, onde os tons quentes são altitudes baixas e os tons frios são altitudes altas, isto se desencadeou para todos os sete modelos gerados tanto para os três referentes a diferença dos períodos monitorados, quanto para os quatro referentes a morfologia do campo de dunas da saída realizada.

2.4 Referencial Teórico

Um estudo similar realizado por Guimarães (2010), na Praia do Cassino, setor em frente a Estação Marinha de Aquicultura (EMA), se propôs a compreender alguns processos dinâmicos naturais que atuam sobre a

morfodinâmica de dunas na região do pós-praia e dunas frontais. Este foi realizado em duas etapas: a primeira foi identificar o comportamento de dunas incipientes no pós-praia e o segundo foi estudar a variabilidade do perfil subaéreo do pós-praia e dunas frontais do Cassino durante os anos de 2005 a 2007, identificando seus principais agentes modeladores a média escala.

No estudo de Guimarães (2010) foram utilizadas as técnicas de vídeo monitoramento por imagens Argus em conjunto com perfis topográficos e dados meteorológicos. Guimarães (op cit.) associou a frequência da ocorrência de dunas com os dados meteorológicos e concluiu que o vento predominante para formação de dunas no pós-praia seria o NE, com maiores ocorrências na primavera. Em outro estudo realizado por Silva (2011), para a mesma região, foram utilizadas imagens Argus em modo 3D, para que fosse possível se ter uma melhor identificação das feições no campo de dunas, bem com ter um melhor acompanhamento da morfologia local (Fig. 1).

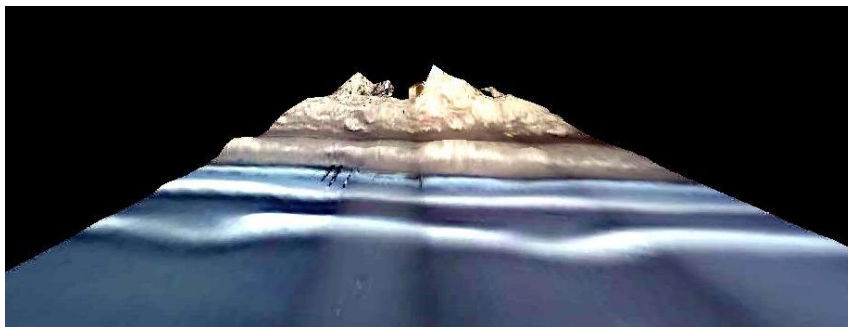


Figura 1: Imagens Argus 3D utilizada no monitoramento do campo de dunas da praia do Cassino.

Fonte: Extraído de Silva (2011).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A aplicação do método estatístico IDW, para interpolação dos dados altimétricos, propiciou uma visualização real das características da superfície do campo de dunas, sem que houvesse grandes distorções. Apesar do método de interpolação por krigagem ser mais indicado para caracterizações morfológicas (Valeriano, 2008), o IDW acentuou os valores mantendo-os próximos dos valores originais de elevação.

Com base no modelo digital de elevação do terreno (Fig. 2), observou-se que o campo de dunas da praia do Cassino, região da Querência, é caracterizado por dois cordões de dunas frontais: um próximo às dunas embrionárias e outro mais recuado, cerca de 400m da linha de costa. A localidade em questão está submetida a constantes modificações, em virtude da mesma ser muito suscetível a ação das tempestades (Cordazzo et al, 2006; Tabajara, 2004 apud Carvalho et al, 2008).

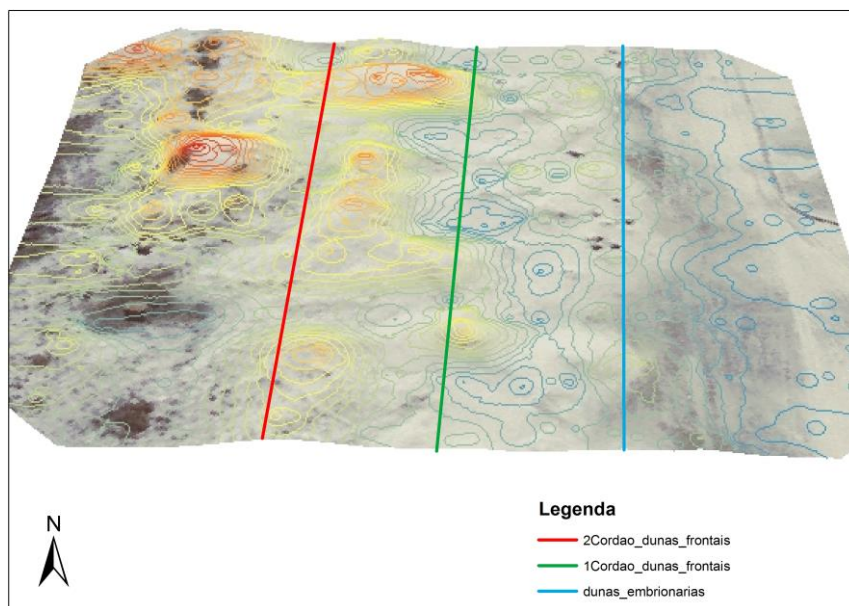


Figura 2: Imagem em 3D do campo de dunas, setor Querência, do dia 11/07/2013.

A partir dos dados sinóticos, obtidos do projeto Reanalysis do NCEP/NCAR, foi possível observar que as tempestades mais intensas tiveram ventos com intensidade entre 13m/s e 15m/s (Fig. 3). Com base ainda na série de dados de 01/07/2013 a 30/11/2013, período com o qual foram realizados os levantamentos de campo, a direção predominante dos ventos era do quadrante NE, seguido de ventos do quadrante SW (Fig. 4).

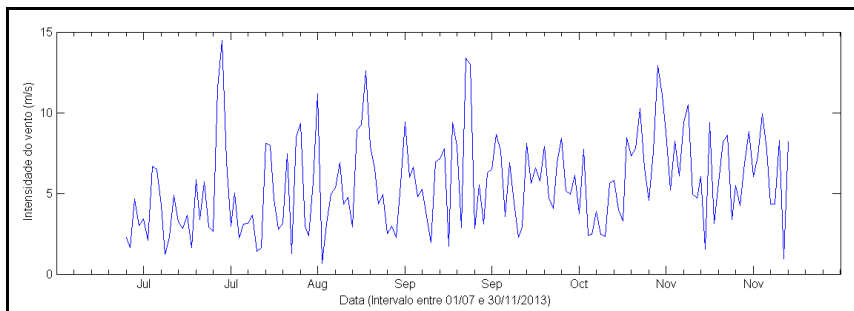


Figura 3: Intensidade dos ventos para o período de 01/07/2013 a 30/11/2013.

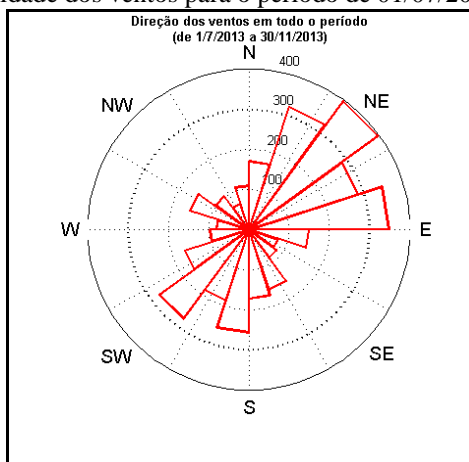


Figura 4: Direção predominante dos ventos para o período de 01/07/2013 a 30/11/2013, representando um raio de horas monitoradas.

Silva (2011) e Guimarães (2010) destacam que os ventos NE são responsáveis pela deposição de sedimentos no campo de dunas, porém com a passagem de eventos de alta energia, segundo Parise et al. (2007), o campo de dunas passa a apresentar um caráter erosivo e após esta passagem as dunas apresentam um caráter acrescido.

3.1 Monitoramento entre 11 e 31 de Julho de 2013

Como pode ser observado no primeiro monitoramento houve um acréscimo sedimentar de 2.142,82 m³, que comparando os modelos digitais de elevação do terreno do dia 11 de julho e 31 de julho (Fig. 5), esse aumento foi registrado na faixa de dunas frontais. Outro fato que pode ser observado é a inferioridade do modelo do dia 31 de julho de 2013 em relação ao do dia 11 de julho (Fig. 6), isso ocorreu devido a um problema de percurso no campo.

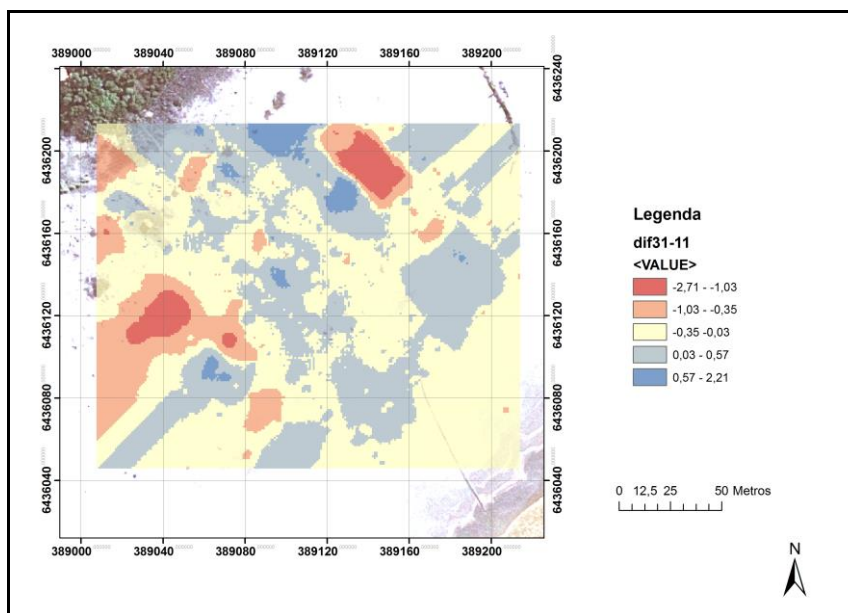


Figura 5: Diferença entre os modelos digitais de elevação do terreno, setor Querência, dia 11/07/2013 e 31/01/2013.

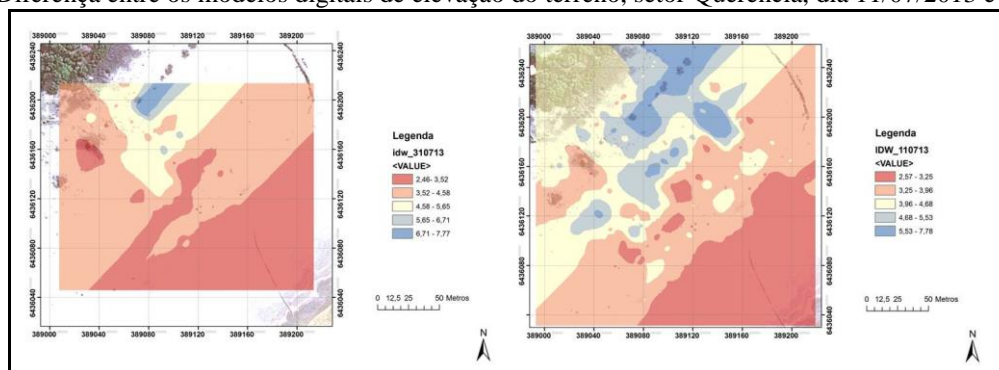


Figura 6: DEM do dia 31 e 11 de julho. A – 31/07/ 2013 B – 11/07/2013.

Em termos de resposta morfológica, para esse período foi registrada a presença de duas frentes de alta pressão, e com a predominância de ventos do quadrante SW (Fig. 7), porém as grandes ocorrências de ventos NE podem ter contribuído para a degradação das dunas embrionárias com posterior deposição de sedimentos na duna frontal. Guimarães (2010) discute que o deslocamento de centros de baixa pressão para longitudes menores, como foi diagnosticado para o período em questão, ocasiona a predominância de ventos oeste de grande intensidade, os quais são responsáveis pela erosão do campo de dunas. Pode ser visto também os ventos atuantes referentes aos cinco dias antes das coletas de dados em campo (Fig. 8), com isso percebe-se que os ventos N e NE foram os mais representativos durante este tempo.

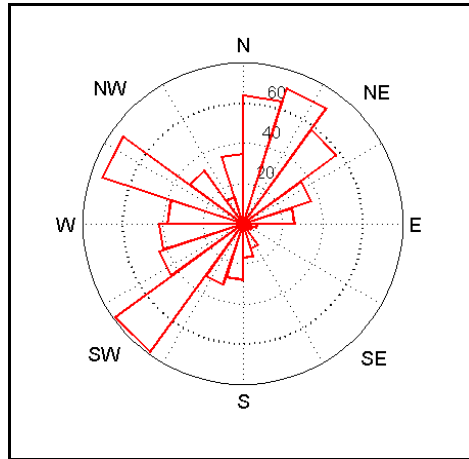


Figura 7: Distribuição dos ventos no mês de julho de 2013.

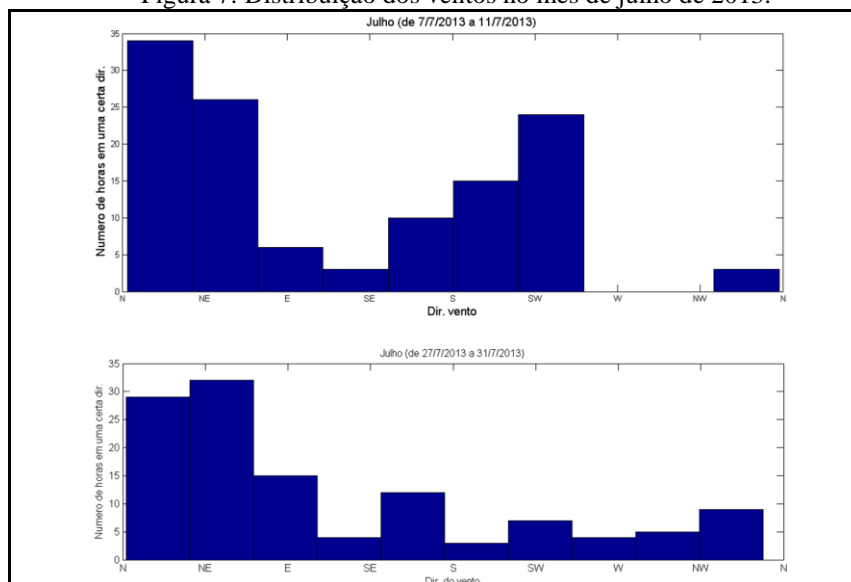


Figura 8: Direção dos Ventos atuantes cinco dias antes das coletas do período monitorado.

3.2 Monitoramento entre os dias 31 de julho e 13 de setembro de 2013

No período compreendido entre 31 de julho e 13 de setembro, a localidade apresentou perdas sedimentares de 2.087,89 m³. Nesse intervalo temporal foi registrada a passagem de três frentes com intensidades próximas a 13m/s. Um comparativo entre os modelos digitais de elevação destaca que houve uma retirada das dunas embrionárias e um decréscimo na altitude do segundo cordão de dunas frontais (Fig. 9), pode ser visualizado melhor na Fig. 10, onde são mostrados os dois DEM referente a essas coletas de dados do período em questão. Esse monitoramento teve como direção predominante dos ventos o quadrante NE (Fig. 11), porém no histograma (Fig. 12) referente à direção dos ventos que mais apareceram, cinco dias antes das coletas, mostram que realmente a direção predominante foi a do quadrante N e NE, priorizando mais o NE.

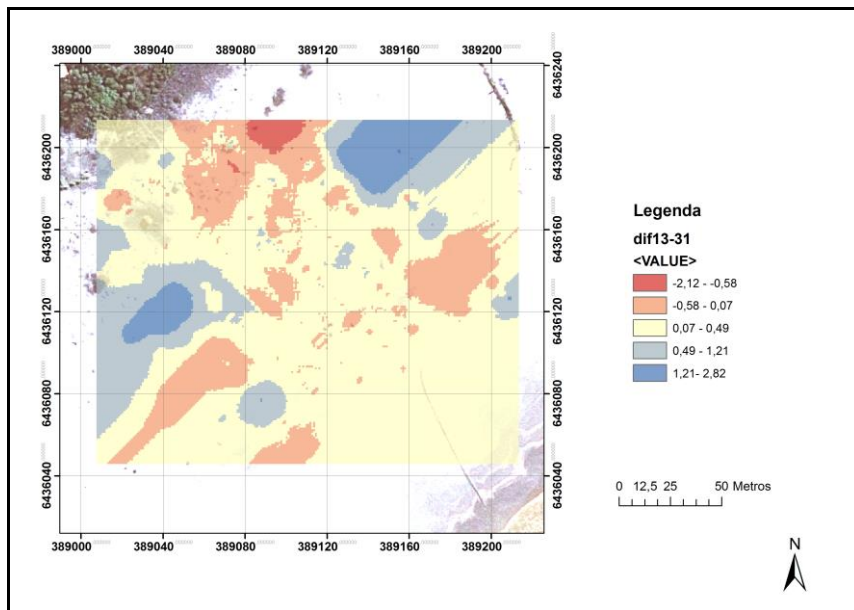


Figura 9: Diferença entre os modelos digitais de elevação do terreno, setor Querência, dia 31/07/2013 e 13/09/2013.

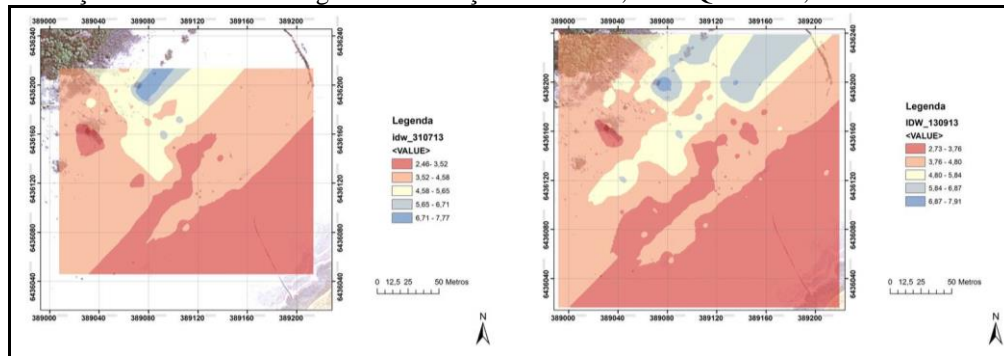


Figura 10: Modelos Digitais realizados no período monitorado. A - 31/07/2013 B - 13/09/2013.

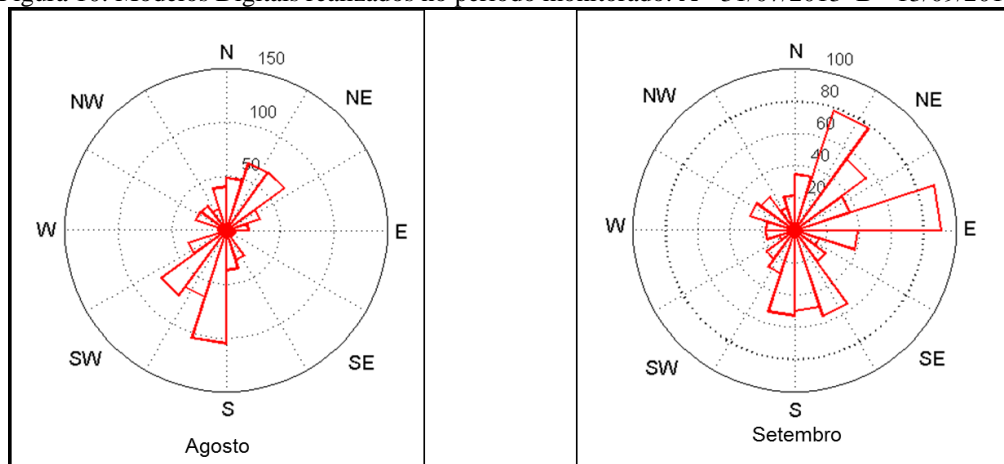


Figura 11: Distribuição da direção dos ventos nos meses do monitoramento.

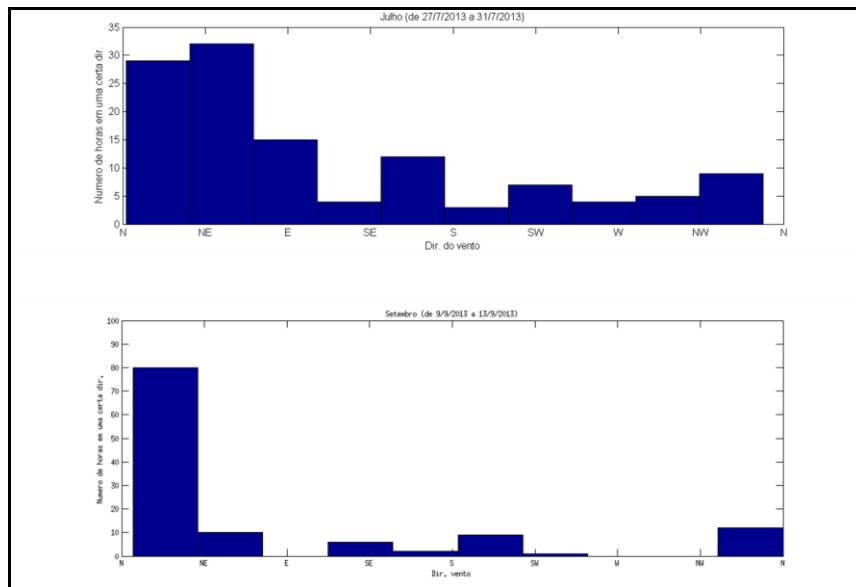


Figura 12: Direção dos Ventos atuantes cinco dias antes das coletas do período monitorado.

Silva (2011) destaca que os ventos do quadrante NE, em geral, são os principais responsáveis por uma grande deposição de sedimentos na porção subaérea da praia. Apesar dos ventos provenientes de NE serem predominantes para o período em questão, as sucessivas tempestades que atingiram a costa gaúcha em um curto espaço de tempo, associada à incidência de ventos do quadrante NW, os quais também predominam no período em questão, são a provável causa para as perdas sedimentares registradas entre 31/07/2013 e 13/09/2013.

3.3 Monitoramento entre os dias 13 de setembro e 14 de novembro de 2013

Enfim, para o intervalo de 13 de setembro a 14 de novembro, o campo de dunas apresentou novamente uma diminuição no seu volume de sedimentos de 720,39 m³. As perdas sedimentares foram identificadas na porção do primeiro cordão de dunas frontais (Fig. 13), a qual já havia sido identificada uma diminuição no volume de sedimentos nos levantamentos anteriores. As perdas aqui registradas são bastante inferiores se comparadas aos demais intervalos temporais estudados, pode-se visualizar na Fig. 14 o modelo do campo referente ao monitoramento, assim realizando uma melhor comparação visual de onde ocorreram as perdas sedimentares.

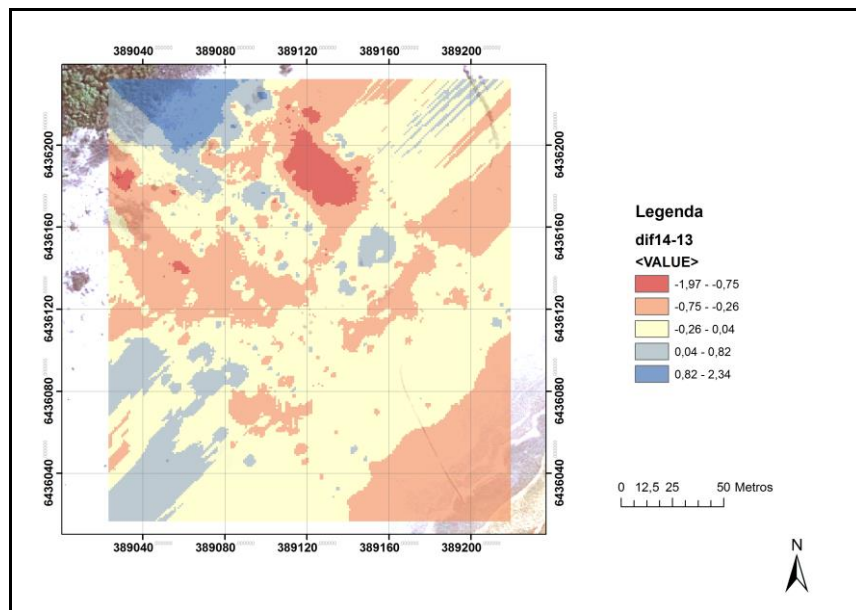


Figura 13: Diferença entre os modelos digitais de elevação do terreno, setor Querência, dia 13/09/2013 e 14/11/2013.

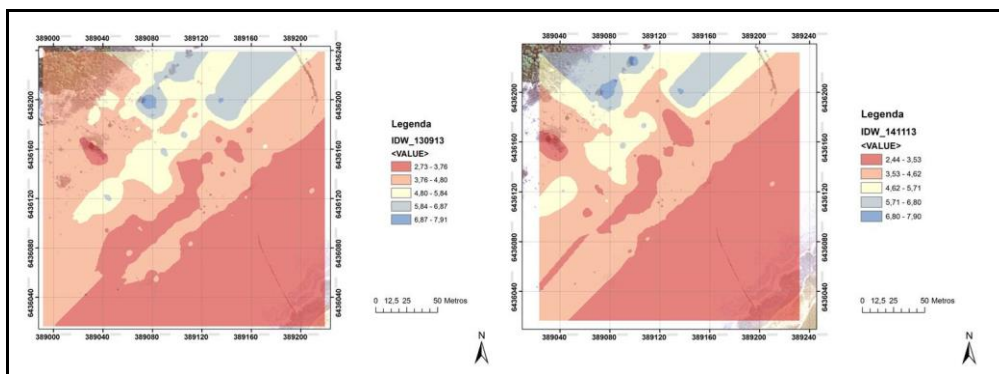


Figura 14: Modelos Digitais realizados no período monitorado. A - 13/09/2013 B - 14/11/2013.

Para o período em questão, os ventos predominantes são do quadrante NE (Fig. 15) de modo que estes são responsáveis pela deposição de sedimentos na costa. A Fig. 16 nos mostra a direção dos ventos que predominaram nas datas de coleta de dados, como pode ser visto os mais influentes são os ventos N e NE.

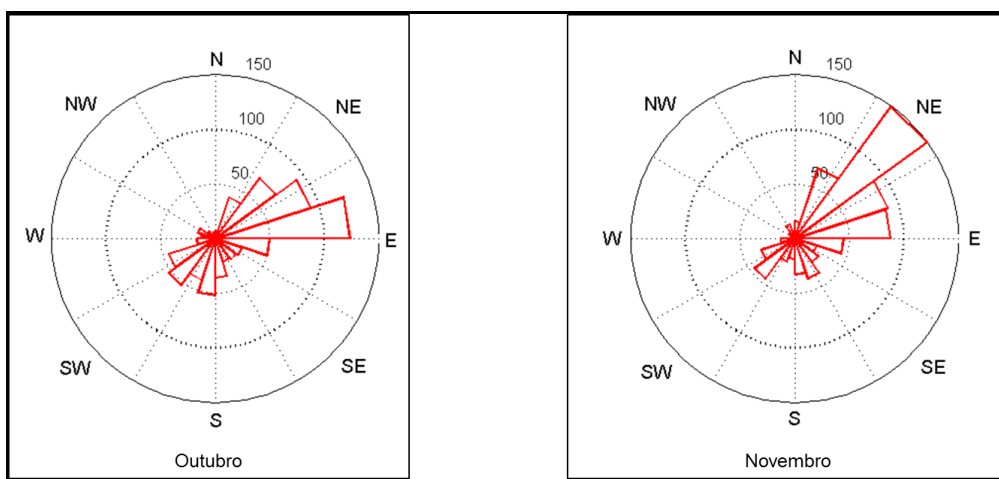


Figura 15: Distribuição da direção dos ventos nos meses do monitoramento.

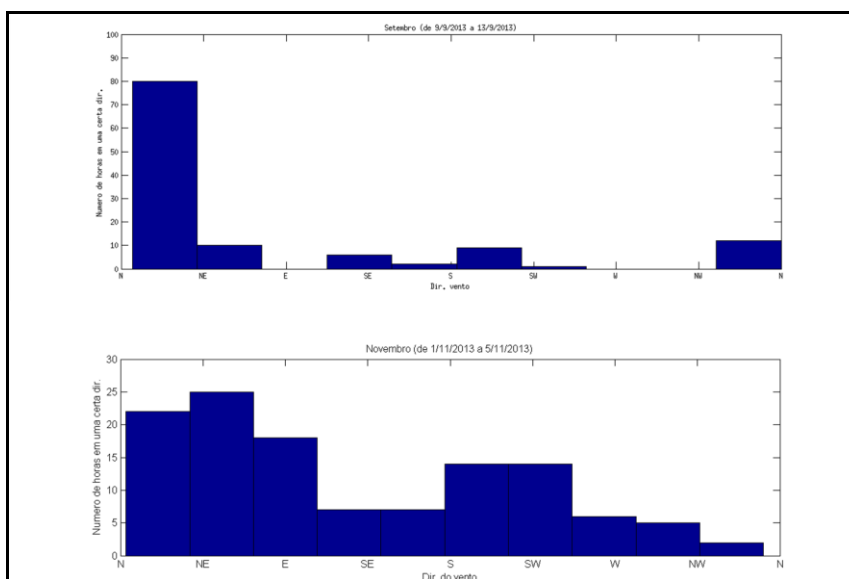


Figura 16: Direção dos Ventos atuantes cinco dias antes das coletas do período monitorado.

A pesar da direção predominante do vento favorecer ao aumento sedimentar, houve esta pequena perda de areia devido às quatro ocorrências de tempestades terem sido com ventos não tão fortes, onde três delas tinham seu núcleo de alta pressão em cima da localidade de estudo o que faz com que os ventos comecem a pegar velocidade a partir dali.

A incidência dos ventos do quadrante NE propiciou a reposição de sedimentos nas dunas frontais, contudo o mesmo não foi observado para as dunas embrionárias ao longo de 5 meses de monitoramento. Guimarães (2010) discute que os ventos SW são os que mais contribuem para a formação das dunas embrionárias sendo que, os mesmos não são muito intensos na costa sul gaúcha. Para o período de estudo aqui em questão, foram identificadas poucas incidências de ventos de SW, para o período de 01/07/2013 a 30/11/2013 assim dificultando a fixação dos sedimentos.

A partir das interpretações realizadas nos modelos de elevação do terreno e na serie de direção e intensidade dos ventos, foi possível perceber que os ventos com intensidade próxima a 15m/s e provenientes de NW foram responsáveis pela retirada das dunas embrionárias e parte dos sedimentos das dunas frontais. Apesar dos ventos do quadrante NE serem os responsáveis pela reposição do estoque de sedimentos, a ocorrência de sucessivas frentes, com intensidades próximas a 13m/s, não possibilitou que os sedimentos se fixassem na localidade.

Com a passagem das tempestades, as dunas embrionárias são fortemente degradadas de modo que, a pouquíssima incidência de ventos do quadrante SW, no período monitorado, impossibilitou a recomposição das mesmas na área estudada. Por fim, um monitoramento contínuo do campo de dunas e a aplicação de novas técnicas no monitoramento (ex: LIDAR e VANT) contribuirão para um melhor entendimento do comportamento do campo de dunas em diferentes períodos do ano.

Enfim, trabalhos como este podem servir de auxílio tanto para gestores ambientais como para fins de planejamento e gerenciamento de um local, pois com estas informações eles terão como verificar as condições em que o ambiente se encontra e assim planejar um bairro, por exemplo, sem que haja riscos de inundação ou invasão sedimentar das dunas.

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brasil. Resolução 01/MM, de 21 de novembro de 1990. Aprova o Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro (PNGC). Disponível em: <http://www.geipot.gov.br/download/1990/90-3-res01.doc>. Acesso em: 01/07/2013.
- Carvalho, R.V., Silva, K.G. and Crivellaro, C.V.L. Gestão Ambiental das Dunas Costeiras – Manejo e Conservação, Rio Grande: Núcleo de Educação e Monitoramento Ambiental NEMA, 2008
- Cordazzo, C.V. and Seeliger, U. Guia Ilustrado da Vegetação Costeira do Extremo Sul do Brasil, Rio Grande: FURG, 1988, 275p.
- Guimarães, V.P. Morfodinâmica do pós-praia e duna frontal com auxílio de vídeo-monitoramento: Cassino, RS, Rio Grande, 2010.
- Oliveira, A.C.A.; Barreto, E.A.T.; Melo R. and Souza, R. Análise da vulnerabilidade biofísica em ambientes dunares costeiros de Sergipe. In: Congresso Brasileiro de Geógrafos, 6., 2004, Goiânia. Anais... Goiânia AGB Nacional. Disponível em http://www.cibergeo.org/agbnacional/vicbg-2004/eixo2/e2_093.htm> Acesso em: 09/05/2013.
- Parise, C.K.; Calliari, L.J. and Costi, J. 2007. Influência de Marés Meteorológicas na Variação do Pacote Subaéreo do Sedimento da Praia do Cassino, litoral do RS. In: Congresso Latino-Americano de Ciências do Mar, Florianópolis.
- Silva, A. B. Sistema de Informação Geo-referenciada: Conceitos e fundamentos. São Paulo: Unicamp, 2003.
- Silva, M.J.B. Caracterização do Comportamento do Campo de Dunas do Setor Querência (Praia do Cassino, RS), a partir de sensores Remotos e Geotecnologias. Instituto Federal de educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio Grande, Rio Grande do Sul, 2011, 58p.
- Valeriano, M. de M. Topodata: guia de utilização de dados geomorfométricos locais. São José dos Campos: INPE, 2008, p. 44.

5. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

O PAPEL DOS MODELOS FÍSICOS DE PORTOS MARÍTIMOS NA ATUALIDADE

José Carlos de Melo Bernardino¹, Rafael Esferra², Jonathan Henrique de Amaral³

¹ Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – Área de Hidráulica Marítima
Av. Prof. Lúcio Martins Rodrigues, 120. Cidade Universitária. Butantã. São Paulo, SP, Brasil
e-mail: bernardino@fcth.br

² Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – Área de Hidráulica Marítima
Av. Prof. Lúcio Martins Rodrigues, 120. Cidade Universitária. Butantã. São Paulo, SP, Brasil
e-mail: rafael.esferra@fcth.br

³ Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – Área de Hidráulica Marítima
Av. Prof. Lúcio Martins Rodrigues, 120. Cidade Universitária. Butantã. São Paulo, SP, Brasil
e-mail: jonathan.amaral@fcth.br

RESUMO

Estudos em modelos físicos reduzidos de áreas costeiras e estuarinas são de grande importância para compreender processos naturais que podem influenciar na segurança e viabilidade das operações portuárias e de navegação. Neste artigo são abordados alguns exemplos de trabalhos que têm sido desenvolvidos desde a década de 50 no Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, aplicados aos projetos de construção, ampliação e melhorias em diversas áreas portuárias marítimas da costa brasileira. Assim, são apresentados estudos em modelos físicos, que permitem a simulação de ambientes em escala reduzida com condições hidrodinâmicas controladas e calibradas a partir de dados de campo, cujos resultados tiveram como principais objetivos: a verificação da eficiência de obras de abrigo para bacias portuárias, a análise de áreas de despejo de materiais dragados, a investigação de planos de amarração para navios atracados e as simulações de manobras de atracação e desatracação de navios. Os resultados destes estudos são demonstrações da importância da aplicação da ferramenta de modelagem física na otimização de projetos de grande envergadura, como é o caso dos portos marítimos, tanto no aspecto da redução de custos, que são do interesse dos investidores públicos e privados, mas também sob a ótica do próprio país e da sociedade, pois permitem a minimização dos impactos destas obras sobre o meio ambiente, bem como reduzem os riscos de acidentes durante a construção e operação destes empreendimentos.

1. INTRODUÇÃO

Na atualidade, a escassez de áreas naturalmente abrigadas de ondas e correntes, e com profundidades propícias para a instalação de terminais portuários, demanda estudos de eficientes arranjos de obras de abrigo e de amarração, assim como o desenvolvimento de novos materiais e equipamentos. Neste contexto, o planejamento portuário defronta-se com embarcações de crescentes dimensões, que transportam cargas a um custo unitário mais baixo. Estas embarcações necessitam de grandes profundidades, que ocorrem normalmente em áreas sujeitas à incidência de fortes correntes ou ondas.

Alfredini & Arasaki (2014) indicam que os efeitos das ondas e correntes são de capital importância para o projeto de obras marítimas e lacustres, como portos, vias navegáveis ou demais áreas marginais. O conhecimento adequado dos processos físicos fundamentais envolvidos é muito importante para o planejamento e projeto destas obras. No caso de portos marítimos, a segurança das manobras de atracação e desatracação e dos planos de amarração de embarcações atracadas pode ser comprometida, de modo que a realização de análises técnicas torna-se fundamental.

Como as obras portuárias marítimas estão inseridas em um sistema complexo, regido por agentes de alta energia, como ondas, ventos e correntes, uma falha no projeto pode ocasionar a perda de investimentos, altos custos de manutenção, perda de rendimento operacional, dentre outras deficiências. Neste panorama, uma das mais importantes ferramentas para análise, desenvolvimento e otimização de projetos de obras portuárias são os modelos físicos hidráulicos, que são ferramentas que permitem a simulação de ambientes complexos em escala reduzida, com a reprodução das condições hidrodinâmicas provocadas pela ação de correntes marítimas e ondas.

De fato, embora o progresso dos modelos computacionais nas últimas décadas tenha sido vertiginoso, os modelos físicos na atualidade e, no futuro próximo, ainda se constituirão como ferramentas indispensáveis para diversos estudos náuticos. Através destes modelos é possível estudar os melhores arranjos e locações para novos píeres/berços, manobras de navegação e atracação mais seguras em diferentes condições hidrodinâmicas, esforços de amarração nos cabos dos navios atracados no porto, taxa de sedimentação, processos de dragagem e estabilidade de obras marítimas de proteção. Neste artigo serão apresentados, a título de exemplo, alguns resultados relevantes de estudos realizados em modelos físicos de Portos Marítimos.

2. ESTUDOS REALIZADOS

Neste item são descritos casos de projetos de portos brasileiros de grande envergadura estudados em modelo físico, que ilustram, sob diferentes pontos de vista, os subsídios obtidos para as tomadas de decisão gerenciais. Todos estes estudos foram realizados pela Área de Hidráulica Marítima do Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

2.1 Porto de Praia Mole (ES)

A Siderurgia Brasileira S/A – SIDERBRÁS – Projeto Tubarão, atual Companhia Siderúrgica de Tubarão, em convênio com o Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis – DNPVN contratou estudos em modelo físico para o projeto do Porto de Praia Mole, na Baía do Espírito Santo (ES), a fim de otimizar e garantir a segurança dos espaços náuticos projetados.

O projeto do Porto de Praia Mole tinha sua implantação idealizada no litoral do Espírito Santo, ao Norte do Porto de Tubarão, entre os terrenos da VALE e a cidade de Carapebus. Este trecho do litoral é constituído por uma praia de inclinação suave, aproximadamente retilínea e não proporciona abrigo natural. O estudo previu que a área portuária fosse totalmente protegida através de molhes convenientemente dispostos, a fim de tranquilizar as áreas náuticas para as várias etapas de implantação do porto.

Neste estudo, os ensaios foram divididos em dois modelos físicos hidráulicos. Um tridimensional, mostrado na Fig. 1, com escala vertical e horizontal geométrica de 1:150 e com escalas de tempo e velocidade de 1:12,25. A geração de ondas no modelo foi realizada com sistema constituído de 16 placas fixadas segundo dois eixos principais de 8 placas cada. A onda era gerada pelo movimento de rotação da placa fixada ao fundo (“flap”) através de um disco que permitia a placa obter várias posições em planta. A medida de altura da onda foi realizada com limnigráfos capacitivos ligados a registradores. O equipamento possuía uma sensibilidade que permitia registrar ondas no modelo a partir de 1 mm de altura e sua precisão da ordem de 1,5% do fundo de escala (amplitude de escala de 200 mm).



Figura 1. Modelo físico tridimensional de Praia Mole e arranjo geral do estudo.

A finalidade do modelo tridimensional foi avaliar o comportamento de difração, refração e reflexão da agitação para as diversas alternativas de layout implantadas.

O modelo bidimensional (Fig.2) teve como objetivo estudar a estabilidade do perfil dos taludes dos molhes implantados e pesquisar as cotas de coroamento para garantir que não houvesse galgamento pelo efeito de

arrebentação das ondas. A escala adotada para o estudo foi de 1:40, com escala de período de 1:6,32 e de peso de 1:64.000. Os ensaios foram realizados em um canal de ondas de 40 m de comprimento com seção transversal de 0,90 m de largura, 1,60 m de altura no trecho de geração de ondas e 0,60 m de largura, 1,30 m de altura no trecho restante, havendo entre estes dois trechos uma concordância suave. O gerador de ondas possuía placa com movimentos de translação, sistemas de realimentação e amortecimento de ondas.



Figura 2. Modelo físico bidimensional de Praia Mole.

2.2 Porto de Santos (SP)

O modelo físico da Baía e Estuário de Santos e São Vicente (Fig. 3) foi construído, calibrado e validado para os estudos do projeto PROBIO (MMA/Banco Mundial/GEF/CNPq), com o intuito de produzir diagnóstico sobre os efeitos da elevação do nível do mar, decorrente do aquecimento global da atmosfera sobre a região do Porto de Santos, o maior da América Latina (Alfredini et al, 2008). O modelo tinha escalas horizontal e vertical de 1:1.200 e 1:200, área útil de 750 m² e representava aproximadamente 1.000 km² da região estudada. Adotou-se modelo froudiano, de fundo fixo, com escala de tempo de maré de 1:84,85.

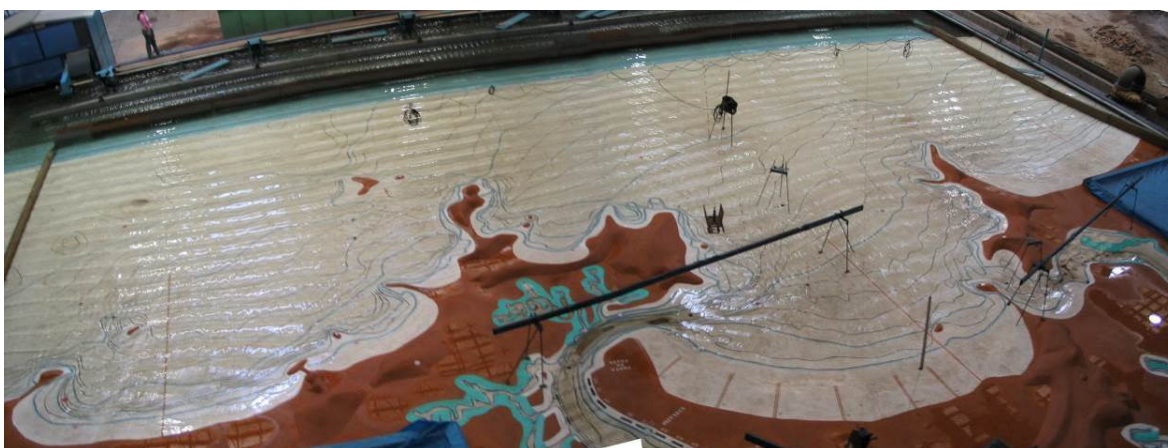


Figura 3. Modelo físico do Porto de Santos.

A bacia onde estava instalado o modelo físico contava com geradores de ondas e de marés. O registro da agitação de ondas foi feito através de pontas capacitivas e das correntes com micromolinetes de fibra ótica (Fig. 4). Tanto as pontas capacitivas como os micromolinetes foram situados em pontos estratégicos no modelo. Para a reprodução das correntes de maré criou-se um software no próprio Laboratório de Hidráulica.

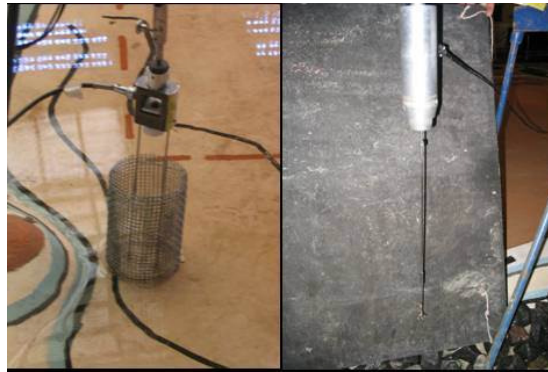


Figura 4. Ponta capacitiva (esquerda) e micromolinete (direita).

2.3 Área Portuária do Maranhão (MA)

Desde 1979 existe no Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, o modelo físico que representa a Área Portuária do Maranhão, que se constitui no maior complexo portuário do Brasil e um dos maiores do mundo em movimentação de cargas. Situado em São Luís, na Baía de São Marcos, esta área portuária abrange o Terminal Marítimo de Ponta da Madeira, com os terminais da VALE, Porto de Itaqui, da Empresa Maranhense de Administração Portuária e o Porto da ALUMAR.

Nesta região a maré pode atingir amplitudes de até 6,5 m, com correntes associadas de mais de 6 nós e milhões de m³ de sedimentos transportados anualmente. Assim, foi de grande importância dispor de estudos que caracterizassem a circulação das correntes de maré e o transporte de sedimentos associados na Baía de São Marcos (MA), tanto para a utilização destes espaços para navegação, quanto para o gerenciamento ambiental.

O modelo hidráulico físico reduzido da Área Portuária do Maranhão, ilustrado na Fig. 5, foi construído geometricamente de forma não distorcida, segundo a lei de semelhança de Froude e suas escalas principais são:

Geométrica linear: 1:170

Velocidade do escoamento: 1:13,04

Tempos hidráulicos: 1:13,04

Vazões líquidas: 1: 376.810

Forças: 1:4.913.000



Figura 5. Vista geral do modelo físico tridimensional geral do Área Portuária do Maranhão, que ocupa no Laboratório de Hidráulica uma área superior a 1.000 m².

O objetivo principal do modelo é o de avaliar os efeitos das condições extremas das correntes marítimas sobre o sistema de amarração dos navios (Fig. 6), considerando condições e instantes críticos durante as simulações (Alfredini, 1991). A representação batimétrica e topográfica não se altera, pelo fato do modelo analisar fundamentalmente as características hidrodinâmicas incidentes.

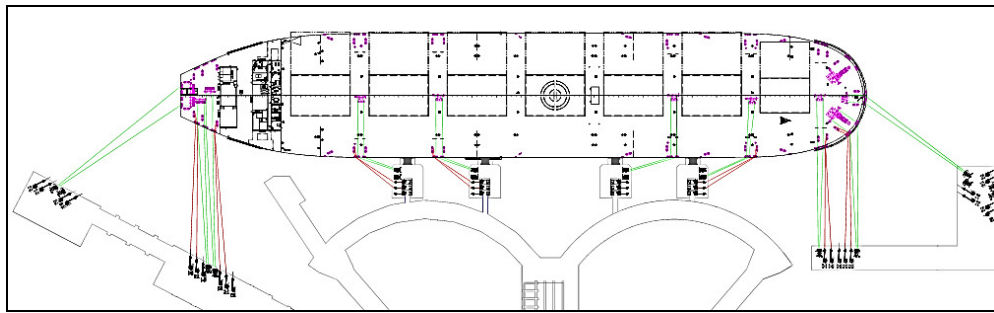


Figura 6. Plano de amarração ensaiado.

Para a medição dos esforços utilizam-se conjuntos compostos por molas helicoidais, ligadas a sensores de deslocamento (Fig. 7). Estas molas, a partir de calibrações, representam os conjuntos de amarração com similar característica mecânica e comportamento elástico. Sistemas elásticos de princípio similar também são usados para a reprodução do comportamento das defensas.



Figura 7. Equipamento utilizado nas medições dos esforços.

O modelo físico da área Portuária do Maranhão é utilizado também para simulação de manobras de atracação e desatracação de navios. Quando realiza este tipo de ensaio, é incorporada no modelo físico a tecnologia denominada de SIAMA (Simulador Analógico de Manobras), que diz respeito a toda infraestrutura e instrumentação necessária para execução das manobras em ambientes que procuram reproduzir com a maior precisão possível a realidade.

No SIAMA, os modelos reduzidos do navio são controlados por Práticos, que podem realizar as manobras no ambiente do próprio modelo físico, com visão privilegiada de toda a região, ou ainda, podem fazê-lo de dentro de uma sala fechada, onde recebem as imagens de micro câmeras móveis instaladas no passadiço das embarcações. Estas micro câmeras procuram simular a visão do Prático durante manobras reais. Durante este tipo de ensaio, as instruções do Prático são passadas via rádio para uma equipe de técnicos do Laboratório, que, por sua vez, envia os comandos através de um software que controla os sistemas eletrônico e mecânico embarcados (Fig. 8).

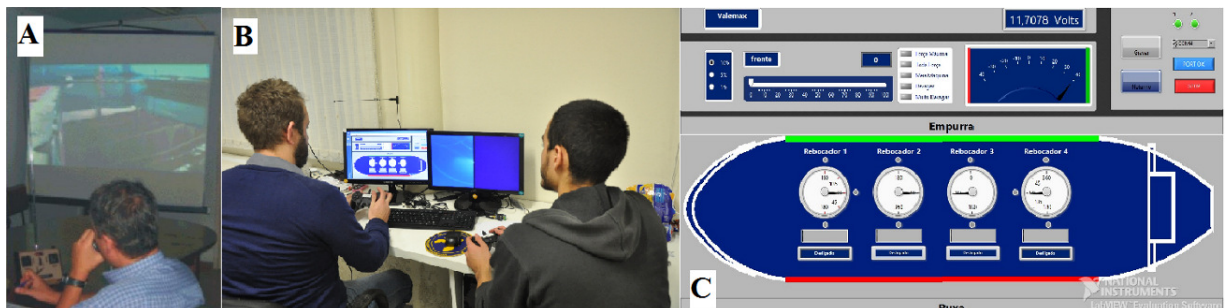


Figura 8. Manobra sendo realizada por Prático através de imagens captadas por micro câmeras instaladas no modelo reduzido do navio, simulando visão do passadiço da embarcação (A). Equipe do Laboratório recebendo os comandos do Prático via rádio (B) e controlando o navio via software (C).

O modelo reduzido do navio reproduz além da geometria da embarcação, o motor, o leme e rebocadores. Os rebocadores são simulados por um conjunto de pequenos ventiladores instalados no convés do modelo do navio, que possuem capacidade de rotacionar em torno de seu eixo, simulando as diversas formas de atuação dos rebocadores sobre a embarcação principal. A Figura 9 mostra detalhes dos instrumentos instalados no modelo do navio que permitem sua manobra.

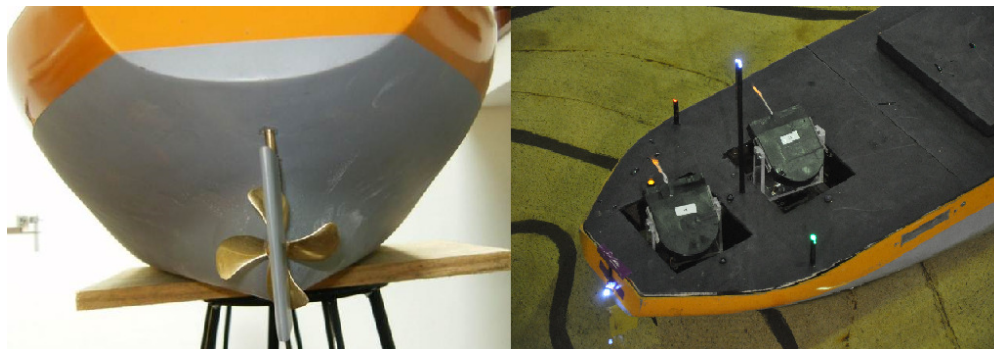


Figura 9. Motor, leme e rebocadores representados no modelo reduzido do navio para manobras no SIAMA.

3. RESULTADOS OBTIDOS

3.1 Porto de Praia Mole (ES)

Em ambos os modelos, ensaiaram-se diversas alternativas, a fim de se determinar o melhor posicionamento, estabilidade e funcionalidade das obras de abrigo, assim como disposição dos espaços náuticos. Os estudos apontaram layouts otimizados, dimensionamento para estabilidade dos taludes dos molhes e definiram os coeficientes de difração máximos admissíveis nos pontos de interesse da baía portuária estudada para as diversas ondas incidentes.

3.2 Porto de Santos (SP)

Foram realizados ensaios para a avaliação da dispersão da pluma de dragados nas diversas áreas de descarte da Baía de Santos utilizadas pelo Porto de Santos desde 1932. Este procedimento é realizado no modelo reduzido com uso de traçadores, que são corantes que permitem a visualização das linhas de fluxo do escoamento. Na Figura 10 observa-se o comportamento das cinco plumas, correspondentes às cinco áreas cronologicamente utilizadas nos últimos 82 anos, após o tempo correspondente a três dias de descarte. Nota-se na pluma mais ao alto da figura a condição de retorno de grande parte dos dragados para a Baía de Santos, condição que vigorou desde 1932 até 1975, ano em que a área foi alterada, o que garantiu maior eficácia do rendimento da dragagem. Da mesma forma, fica evidenciado o mecanismo pelo qual as ondas carregam a areia para o Canal de Acesso do Porto de Santos.

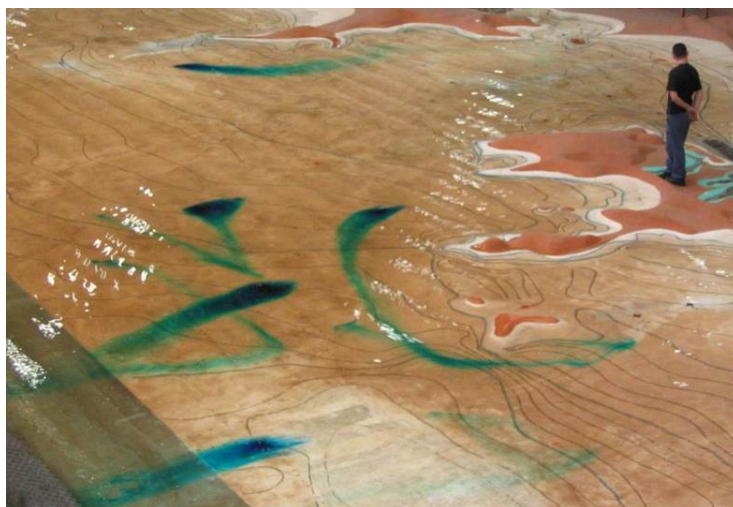


Figura 10. Dispersão de dragados pelas correntes e ondas nas áreas de descarte utilizadas na Baía de Santos.

Os ensaios realizados na área estuarina visaram avaliações da dispersão dos sedimentos finos em suspensão, simulados por meio de derivadores, trazidos pelos rios para a área portuária (Fig. 11).



Figura 11. Derivadores simulando a dispersão dos sedimentos finos em suspensão no Porto de Santos.

Também foram realizados ensaios com derivadores simulando derrames de efluente leve (derivado de petróleo ou produto químico) nos terminais de inflamáveis do Porto de Santos, com o intuito de subsidiar planos de contingência no estuário (Fig. 12).



Figura 12. Derivadores simulando a dispersão de efluentes leves nos terminais de inflamáveis do Porto de Santos.

3.3 Área Portuária do Maranhão (MA)

Os ensaios de avaliação de planos de amarração de navios atracados, por meio de aquisição dos esforços nos cabos, são continuamente realizados no modelo físico da área Portuária do Maranhão, fornecendo subsídio para criação das regras operacionais dos Terminais, visando a eficiência e a segurança na operação. Atualmente, os ensaios têm sido concentrados nos píeres recém-construídos na região e também naqueles que estão em fase de construção.

Além disso, através do Simulador Analógico de Manobras – SIAMA (Fig. 13), é possível aos Práticos da Zona de Praticagem do Maranhão realizar simulações de manobras no modelo físico, visando subsidiar as NORIP – Normas Internas da Praticagem, a serem homologadas pela Capitania dos Portos do Maranhão (Alfredini, 2011).



Figura 13. Simulação de manobras de navios na Área Portuária do Maranhão com o SIAMA.

Como benefícios deste projeto pode-se citar melhorias nas janelas de atracação de navios, aumento na capacidade do porto, redução dos riscos de acidentes, verificação de planos de amarração e análise de viabilidade de novos procedimentos e equipamentos, dentro outros. Através destes estudos foi simulada a implantação dos quatro píeres do e seis berços do Terminal Marítimo de Ponta da Madeira.

4. CONCLUSÃO

Ao longo dos anos, os modelos físicos de Portos Marítimos têm ajudado nas tomadas de decisões operacionais e de Engenharia, o que propicia melhorias na eficiência e gestão portuária, garantindo segurança e confiabilidade aos terminais, além de servir como ferramenta para a conceituação e dimensionamento de novos píeres e obras de melhoria.

Estes modelos correspondem a uma ferramenta que atende a altos níveis de precisão na simulação das condições estudadas, pois representam a física do problema e os consequentes efeitos em escala. Este tipo de estudo é indispensável em regiões de alta complexidade, pois permite a caracterização dos fenômenos hidráulicos mais relevantes, fornecendo subsídios para a escolha das melhores alternativas de intervenções, ou obras de melhorias, no ambiente portuário.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfredini, P., 1991. A modelação Física no Comportamento de Navios Atracados na Otimização do Arranjo Geral de Áreas Portuárias. Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de livre-docente, São Paulo, SP, Brasil.
- Alfredini, P. e Arasaki, E., 2014. Engenharia Portuária. Editora Edgard Blucher, São Paulo.
- Alfredini, P., Arasaki, E. and AMARAL, R. F., 2008. Mean sea-level rise impacts on Santos Bay, Southeastern Brazil – Physical modelling study. *Environmental Monitoring and Assessment* 144, pp. 377-387.
- Alfredini, P., Gerent, J.P. e Arasaki, E., 2011. Analogical Manoeuvring Simulator with Remote Pilot Control for Port Design and Operation Improvement. *TransNav, the International Journal on Marine Navigation and Safety of Sea Transportation*, Vol. 5, No. 3, pp. 315-322.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS REGULARES NUM CANAL TRIDIMENSIONAL UTILIZANDO O CÓDIGO OPENFOAM

José M. P. Conde^{1,2}, Paulo T. S. Roberto¹, Conceição J. E. M. Fortes²

¹ Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT - UNL)
Unidade de Investigação e Desenvolvimento em Engenharia Mecânica e Industrial (UNIDEMI)
Campus de Caparica, 2829-516 Monte de Caparica, Portugal

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA)
Av. do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, Portugal
e-mails: jpc@fct.unl.pt; p.roberto@campus.fct.unl.pt; jfortes@lnec.pt

RESUMO

No presente artigo apresentam-se as simulações numéricas feitas utilizando o código OpenFOAM[®], recorrendo ao solver waves2Foam, para simular a propagação de ondas regulares sem rebentação num canal tridimensional. O código numérico resolve as equações de Navier-Stokes em regime transitório e utiliza um esquema do tipo VoF (Volume of Fluid) para identificar a superfície livre. Foi considerada uma onda regular incidente com 1,5 s de período e 10 cm de altura. Esta é uma das condições de entre o vasto conjunto de ensaios em canal de ondas realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) cujo objetivo foi a análise da hidrodinâmica da propagação de onda sobre um fundo de batimetria variável, para várias condições de agitação incidente. São feitas comparações entre os resultados numéricos e os experimentais. Estas comparações incluem: evoluções temporais de sondas de nível em várias localizações ao longo do canal e correspondentes espetros de amplitude; evolução da altura significativa e do período médio das ondas ao longo do canal; evolução temporal das componentes da velocidade em localizações selecionadas no canal e distribuição bidimensional dessas componentes. Constata-se que os resultados numéricos obtidos apresentam valores próximos dos experimentais. As diferenças verificadas são atribuíveis a imprecisões numéricas bem como a diferenças entre a forma de geração de onda entre o numérico e o experimental.

1. INTRODUÇÃO

A modelação física da propagação de ondas em fundos complexos e de profundidade variável é fundamental para um melhor conhecimento e caracterização da forma como a onda se propaga e de como se processa a sua rebentação. É com este objetivo que tem sido realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) um extenso conjunto de ensaios em canal de ondas, para a análise da transformação e rebentação de ondas sobre fundos de batimetria complexa, em várias condições de agitação incidente. As análises temporais, espectrais e estatísticas realizadas contribuem para um melhor conhecimento da hidrodinâmica da propagação e rebentação das ondas e fornecem resultados importantes para a validação de modelos numéricos.

Neste âmbito, Okamoto et al. (2010), Endres et al. (2011), Neves et al. (2011, 2012) e Conde et al. (2012) efetuaram ensaios em canal para condições de agitação regular incidente que originam ondas com e sem rebentação, para diferentes batimetrias de fundo. Na sequência destes trabalhos, Conde et al. (2013a, 2013b) testaram condições de agitação incidente bicromáticas e que conduzem a situações com e sem rebentação e Conde et al. (2013c) consideraram condições de agitação incidente irregulares (espectro JONSWAP) com rebentação, para a mesma batimetria de fundo.

No âmbito da engenharia costeira os códigos de resolução numérica são tradicionalmente baseados em equações do tipo Boussinesq. Recentemente, graças ao aumento da capacidade computacional, os códigos que resolvem as

equações de Navier-Stokes em valor médio, RANS (*Reynolds averaged Navier-Stokes*), tornaram-se de uso mais generalizado. As equações RANS têm a vantagem de permitir determinar, por exemplo, as características da turbulência que ocorre na zona de rebentação e os esforços resultantes dos impactos das ondas nas estruturas costeiras.

O OpenFOAM® (*Open Field Operation and Manipulation*) é um pacote de software (bibliotecas) gratuito e de código fonte aberto (*Open Source*) que pode ser utilizado para resolução de problemas de mecânica dos fluidos computacional, CFD (*Computational Fluid Dynamics*), entre outros. É desenvolvido pela OpenCFD Ltd (ESI Group) e distribuído pela OpenFOAM® Foundation. Por estar sob a Licença Pública Geral da GNU (GNU GPL), o utilizador tem a total liberdade de executar, adaptar, redistribuir e aperfeiçoar o OpenFOAM®.

Recentemente foram desenvolvidos dois códigos, baseados no OpenFOAM®, para resolver problemas de engenharia costeira, a biblioteca waves2Foam (Jacobsen et al., 2012) e o código IHFoam (Higuera et al., 2013), que apresentam potencial para resolver a grande maioria dos problemas associados a estruturas costeiras.

Neste artigo são apresentadas simulações numéricas de propagação de ondas regulares sem rebentação num canal tridimensional. Estas simulações numéricas correspondem aos ensaios experimentais efetuados por Conde et al. (2012).

2. CÓDIGO OPENFOAM®

O código OpenFOAM® é tradicionalmente compilado em sistema operacional Linux. Nas simulações efetuadas neste trabalho, foi utilizada a versão OpenFOAM® 2.2.1 (OpenFOAM, 2013), instalada em sistema operacional Ubuntu 12.04 LTS.

Nas simulações apresentadas neste artigo foi utilizado o solver waves2Foam, que é baseado no interFoam que permite resolver escoamentos bifásicos com superfície livre. Este solver resolve as equações RANS, Eq. (1), e da continuidade, Eq. (2), para dois fluidos incompressíveis, imiscíveis e isotérmicos, juntamente com a equação de transporte da fração de volume, α , que toma o valor 0 no ar e 1 na água, Eq. (3). O algoritmo é baseado no método VoF (*Volume of Fluid*). Este solver utiliza o método limitador multidimensional universal para solução explícita, MULES (*Multidimensional Universal Limiter for Explicit Solution*), para manter os limites da fração de volume independentes do esquema numérico subjacente, da estrutura da malha. O algoritmo utilizado pelo solver waves2Foam é o algoritmo PIMPLE, trata-se de uma combinação dos algoritmos PISO e SIMPLE (OpenFOAM, 2013).

$$\frac{\partial \rho \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot [\rho \mathbf{u} \mathbf{u}^T] = -\nabla \cdot p^* - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho + \nabla \cdot [\mu \nabla \mathbf{u} + \rho \boldsymbol{\tau}] + \sigma_T \kappa_\alpha \nabla \alpha \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot [\mathbf{u} \alpha] + \nabla \cdot [\mathbf{u}_r \alpha (1 - \alpha)] = 0 \quad (3)$$

Nestas equações, $\mathbf{u} = (u \ v \ w)$ é o campo de velocidades em coordenadas cartesianas $\mathbf{x} = (x \ y \ z)$, p^* é a pressão subtraindo a componente hidrostática, \mathbf{g} a aceleração gravitacional, ρ a massa específica e μ a viscosidade dinâmica molecular. O último termo da Eq. (1) contabiliza o efeito da tensão superficial, onde σ_T é a tensão superficial e κ_α a curvatura da superfície. O tensor das tensões de Reynolds é definido pela Eq. (4) onde μ_t é a viscosidade turbulenta e k a energia cinética turbulenta. Na equação de transporte da fração de volume, Eq. (3), o último termo do membro esquerdo é um termo compressivo estabilizador da superfície livre, sendo \mathbf{u}_r é a velocidade relativa (Jacobsen et al., 2012).

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{2}{\rho} \mu_t \left[\frac{1}{2} (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T) \right] - \frac{2}{3} k \mathbf{I} \quad (4)$$

3. DESCRIÇÃO DOS PROBLEMAS, RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios em modelo físico

Os testes experimentais foram realizados num canal com 32,57 m de comprimento útil (Figs. 1 e 2). Este canal, construído nos anos 50 do século XX, foi projetado com uma redução da área da secção transversal de modo a melhorar o seu comportamento hidráulico, minimizando o aparecimento de ondas transversais indesejadas. Adicionalmente, esta redução de secção permite obter ondas com maior altura (devido ao seu empolamento na rampa com inclinação 1:11) do que as originadas pelas capacidades limitadas do gerador de ondas regulares original. Atualmente o canal está equipado com um gerador de ondas regulares/irregulares do tipo pistão controlado por uma placa de conversão A/D ligada a um computador pessoal. O gerador dispõe de um sistema de absorção dinâmica de ondas refletidas (Capitão e Conde, 2012), no entanto, nos ensaios realizados no âmbito deste artigo, este sistema não foi ativado, podendo-se deste modo garantir que, em todos os ensaios, as ondas são sempre geradas do mesmo modo, evitando as correções do movimento do gerador de ondas que poderiam diferir de ensaio para ensaio.



Figura 1. Vista lateral do canal (esquerda), gerador de ondas (centro) e vista de cima do canal (direita).

Após a rampa de declive 1:11 foi construída uma rampa em cimento impermeável com 10 m de extensão e declive 1:22, seguida de uma zona horizontal com 10 m de extensão e outra rampa de declive 1:20 e, por fim, uma zona de enrocamento com declive 1:2. Foram colocados tapetes porosos no declive 1:20 para reduzir a energia das ondas refletidas. O canal em planta tem uma zona inicial com largura constante de 1 m, seguida de um troço convergente, e finalmente, uma zona também com largura constante de 0,6 m (Fig. 2).

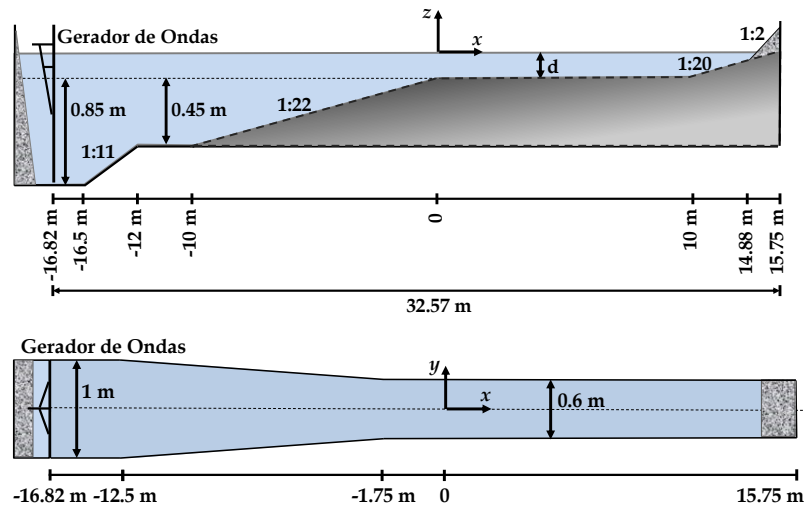


Figura 2. Canal de ondas: perfil longitudinal (cima) e planta (baixo).

Os ensaios experimentais foram realizados em três fases principais, correspondendo a diferentes condições de agitação incidente:

- Ondas regulares, com um de quatro períodos de onda ($T=1,1$ s; 1,5 s; 2,0 s; e 2,5 s) e uma de seis alturas de onda ($H=0,08$ m; 0,10 m; 0,12 m; 0,14 m; 0,16 m e 0,18 m);
- Ondas bicromáticas resultantes da combinação de dois dos períodos das ondas regulares anteriores considerando uma determinada altura de onda, i.e., $T=1,1$ s e 1,5 s e $H=0,05$ m ou 0,08 m;
- Ondas irregulares (espectro JONSWAP) com período de pico $T_p=1,5$ s e quatro diferentes alturas significativas de onda ($H_s=0,12$ m; 0,14 m; 0,16 m e 0,18 m); $T_p=2,0$ s e $H_s=0,14$ m; e $T_p=2,5$ s e $H_s=0,14$ m.

Foram considerados dois níveis de água a sotamar da rampa de declive 1:22 (na origem do referencial $Oxyz$, Fig. 2), $d=0,1$ m e 0,3 m, de modo a obter condições com e sem rebentação, respetivamente.

Nos ensaios experimentais foi efetuada a medição: a) da elevação da superfície livre ao longo do canal; das componentes da velocidade das partículas no centro da coluna de água; e de perfis verticais das componentes de velocidade das partículas em posições selecionadas ao longo do canal.

Os valores de elevação da superfície livre ao longo da direção longitudinal do canal, eixo dos xx , foram medidos com o recurso a oito sondas resistivas alinhadas e espaçadas de 20 cm entre si e solidarizadas a uma estrutura móvel (Fig. 3 - esquerda). Esta estrutura foi colocada em diferentes localizações ao longo do canal de forma a obter medições entre as posições $x=-10$ m e $x=10$ m. Para todos os ensaios experimentais foi colocada uma sonda de nível a 6 m do bater, após a rampa de declive 1:11, na posição $x=-10,8$ m (Fig. 3 - centro). Esta sonda foi mantida nesta posição para controlar a geração de ondas.

As medições da velocidade foram efetuadas usando um velocímetro acústico Doppler (ADV - *Acoustic Doppler Velocimeter*), o qual fornece as três componentes ortogonais da velocidade instantânea das partículas em suspensão na coluna de água, numa posição de análise (volume de medição). Junto ao ADV foi colocada uma sonda resistiva (Fig. 3 - direita), para que, conjuntamente com a velocidade das partículas, seja também medida a elevação da superfície livre, na mesma secção transversal do canal.



Figura 3. Conjunto de 8 sondas de nível (esquerda), sonda de nível junto ao bater (centro) e sondas ADV e de nível (direita).

3.2 Caracterização das simulações numéricas

Neste artigo são apresentadas simulações numéricas de propagação de ondas regulares sem rebentação. Estas simulações numéricas correspondem aos ensaios experimentais efetuado por Conde et al. (2012) para $d=0,3$ m, $T=1,5$ s e $H=0,1$ m.

Foram criadas malhas de discretização específicas para cada caso, de forma respeitar o mínimo de 10 elementos por altura de onda e 50 por comprimento de onda. A Fig. 4 apresenta a malha utilizada.

O solver *waves2Foam* utiliza zonas de relaxamento, uma para geração de ondas e outra para a sua dissipação. Este solver dispõe de um conjunto de ferramentas de pré-processamento para a definição: das condições fronteiras e iniciais; das zonas de relaxamento; e parâmetros da onda a ser gerada conforme a teoria de onda selecionada. Possui ainda ferramentas de pós-processamento para análise de resultados obtidos, incluindo a possibilidade de criar ficheiros com sondas de superfície livre e distribui-las ao longo do domínio para registar a evolução da superfície livre em função do tempo.

A Fig. 5 apresenta o domínio computacional utilizado, indicando as zonas de relaxação: a de geração à esquerda; e a de dissipação à direita. As rampas de declive 1:20 e 1:2 do modelo físico não foram consideradas no canal numérico, tendo sido substituídas pela zona de relaxação de dissipação. A malha é constituída por 322040 volumes de controlo, distribuídos de forma homogénea. A zona de ar acima da superfície livre tem 0.5 m de altura.

Como condições de fronteira foram impostas: condição de velocidade nula para o fundo do canal e para as paredes laterais; para o termo da pressão é considerado gradiente nulo; e para o topo considerou-se a condição de permeabilidade e de admissão de ar. A cota da superfície livre encontra-se em $z=0$, no instante $t=0$.

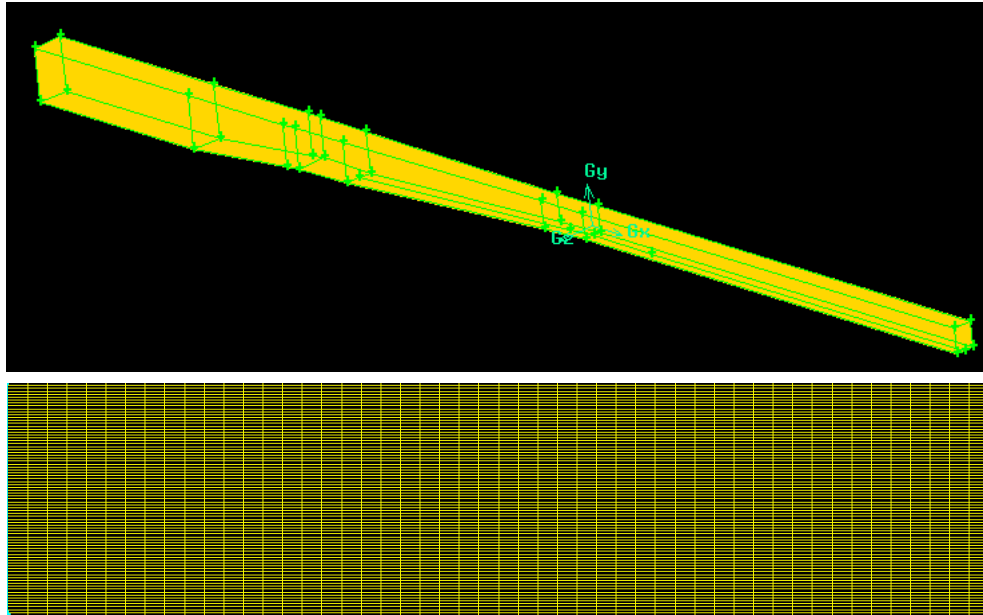


Figura 4. Malha de discretização utilizada na simulação de ondas regulares sem rebentação: totalidade do domínio (cima); e pormenor da malha numa extensão correspondente a um comprimento de onda incidente (baixo).

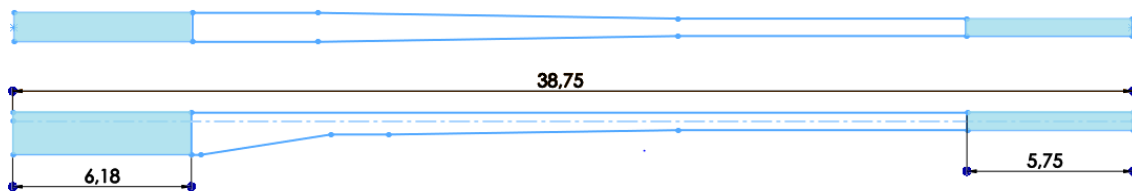


Figura 5. Dimensões (em m) do canal numérico utilizado na simulação de ondas regulares sem rebentação, com a representação das zonas de relaxamento, destacadas a azul.

Para esta simulação foram utilizados os esquemas numéricos e algoritmos de resolução indicados na Tab. 1.

Tabela 1. Esquemas numéricos e algoritmos de resolução utilizados na simulação de ondas regulares sem rebentação.

Esquemas Numéricos	
Esquema de Euler	Discretização da derivada temporal
Método de Gauss	Discretização dos termos divergentes Discretização dos termos gradientes
Gauss Linear Corrected	Discretização dos termos Laplacianos
Esquemas de Interpolação	
LimitedLinearV1	Campo de velocidade
Esquema de MUSCL	Fracção de Volume
InterfaceCompression	Compressão da fracção de volume
Algoritmos de Resolução	
GAMG Linear-Solver	Equação da pressão
PBiCG	Equação da Velocidade Equação da Fracção de Volume

3.3 Resultados

Na Fig. 6 estão representadas as elevações da superfície nas secções $x=-10$, -5 , -2 , 1 e 5 m para a simulação de ondas regulares sem rebentação, juntamente com os resultados experimentais. Na Fig. 7 apresentam-se os espetros de amplitude para os sinais apresentados na Fig. 6. Os espetros foram obtidos pela aplicação da transformada discreta de Fourier (DFT), sendo a amplitude de referência, a_{ref} : para os valores experimentais igual a metade do valor da altura significativa obtida na sonda posicionada em $x=-10$ m, ou seja, $H_{sref}=0.119$ m; e para a simulação numérica igual a 0.05 m, que correspondente a metade da altura de onda para a mesma secção. Na Tab. 2 estão os valores numéricos das amplitudes correspondentes às frequências principais e harmónicas apresentadas na Fig. 7. Na Fig. 8 está representada a evolução da altura significativa, H_s , e do período médio, T_{av} , ao longo do canal, tanto para o caso experimental como para o caso numérico.

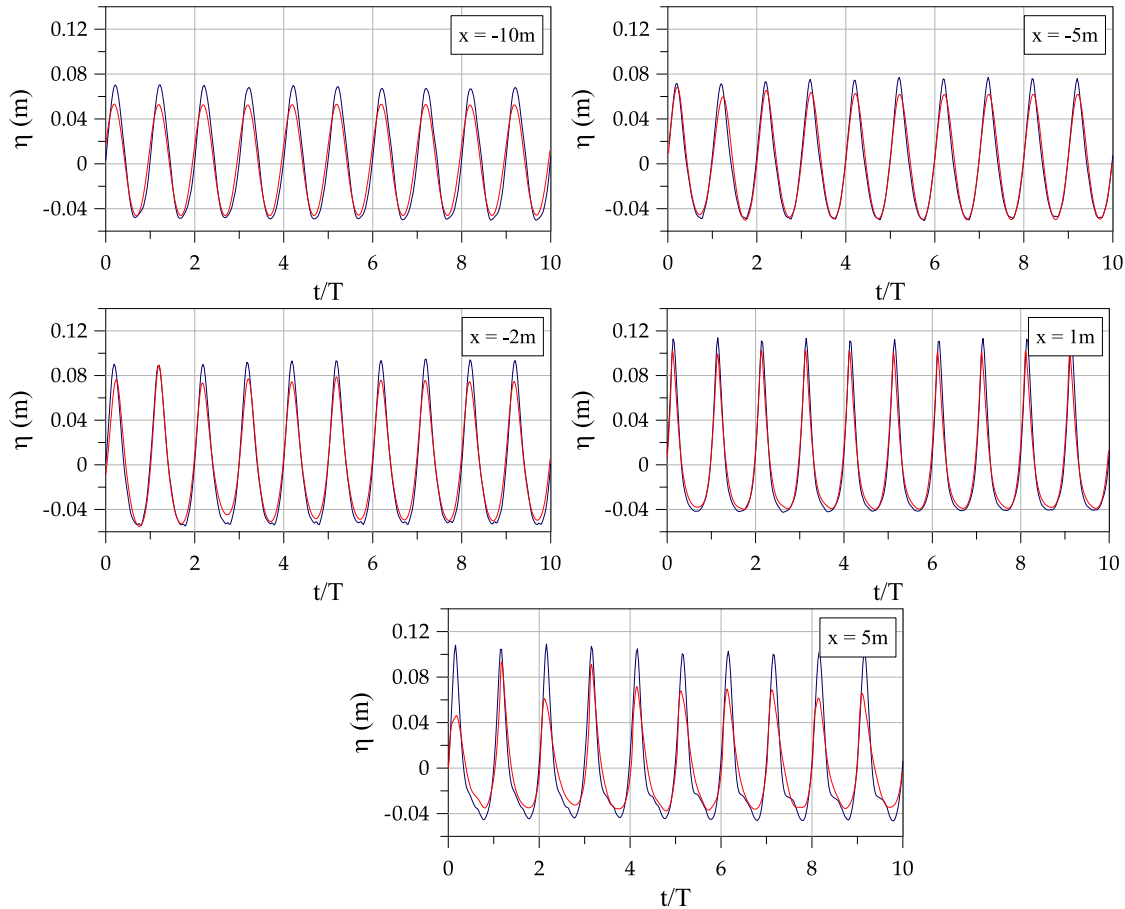


Figura 6. Elevação da superfície livre, η , para ondas regulares sem rebentação ($d=0,3$ m, $T=1,5$ s e $H=0,1$ m) para diferentes posições ao longo no canal. (vermelho - numérico e azul - experimental).

Pela observação das Figs. 6-8, constata-se que em ambos os casos, numérico e experimental, se verifica que à medida que a profundidade do canal diminui e estreita, aumenta a amplitude das harmónicas, que para $x=-10$ m eram praticamente inexistentes. As sondas de superfície livre mostram um comportamento semelhante para ambos os casos, no entanto o caso numérico apresenta sempre uma menor amplitude. Na secção $x=5$ m as sondas apresentam um maior distanciamento entre si, a solução numérica apresenta uma maior perda de amplitude.

Verifica-se que em ambos os casos, numérico e experimental, ocorre um aumento da altura significativa ao longo do canal devido ao efeito da redução de área da secção transversal e da diminuição da profundidade. No caso numérico, a partir de $x=5$ m verifica-se que a altura significativa começa a diminuir, ao contrário do caso experimental, sendo que esta perda de altura pode ocorrer devido à dissipação de energia ao longo da malha, o que significa que esta deveria ser mais refinada. Verifica-se ainda que a simulação numérica não apresenta as oscilações ao longo do canal verificadas no caso experimental, este facto mostra que a zona de dissipação está a dissipar as ondas no fim do canal com eficácia. Nos dados experimentais verificou-se que o coeficiente de reflexão, avaliado pelo método de Mansard e Funke (1980) é aproximadamente igual a $0,15$.

Para o período médio, verifica-se que ao contrário do caso experimental onde o período permanece constante, no caso numérico ocorre um ligeiro aumento ao longo do canal, bem como algumas oscilações. Este resultado pode ser explicado pelo facto de no caso numérico ter sido utilizado uma frequência de aquisição de dados de 5Hz, inferior aos 25Hz utilizados no caso experimental, o que provoca uma maior imprecisão no tratamento dos dados numéricos.

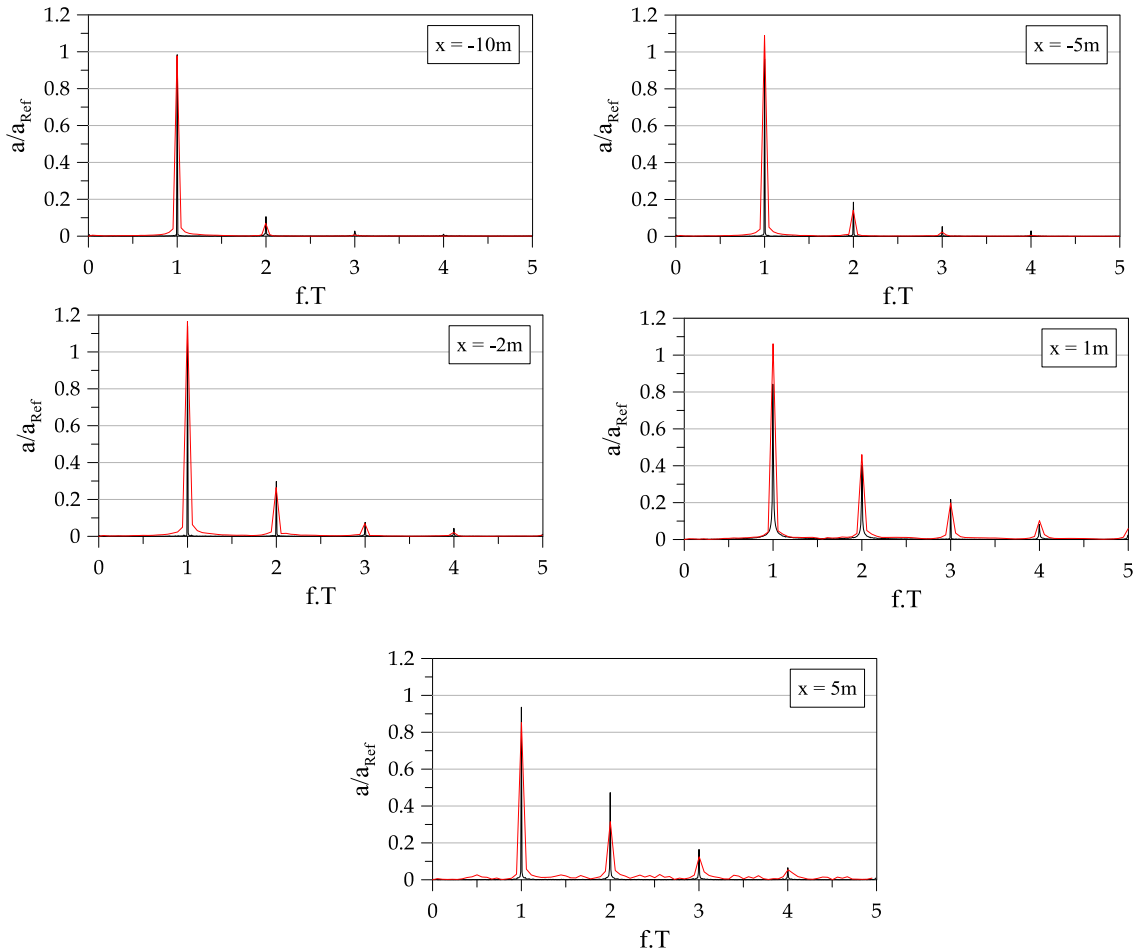


Figura 7. Espectros de amplitude para ondas regulares sem rebentação ($d=0,3m$, $T=1,5s$ e $H=0,1m$) para diferentes posições ao longo no canal. (vermelho - numérico e preto - experimental).

Tabela 2. Valores obtidos nos espectros de amplitude.

f.T	Caso Numérico				Caso Experimental				x(m)
	1	2	3	4	1	2	3	4	
a/a _{ref}	0.978	0.0697	0.0071	0.0004	0.984	0.106	0.0279	0.0107	-10
	1.09	0.141	0.0229	0.0045	0.962	0.185	0.053	0.0298	-5
	1.16	0.264	0.0299	0.0208	1.14	0.297	0.0757	0.0436	-2
	1.06	0.460	0.1986	0.1024	0.84	0.405	0.217	0.0818	1
	0.852	0.315	0.125	0.0546	0.936	0.472	0.165	0.0653	5

Na Fig. 9a) está representada a comparação da evolução das três componentes da velocidade em função do tempo, durante 10 períodos. Observar-se que: para a componente V_x os resultados obtidos nesta simulação são bastante próximos dos experimentais; para a componente V_y , a velocidade é praticamente nula no caso numérico, como seria de esperar face à forma como a onda foi gerada; para a componente V_z , verifica-se que no caso numérico a amplitude é ligeiramente superior à obtida experimentalmente, tomando valores próximos dos obtidos para V_x , o que mostra que a onda simulada tem características lineares que diferem da onda experimental.

Na Fig. 9b) faz-se uma representação num diagrama hodógrafo da distribuição das componentes da velocidade nos planos xy , xz e yz para a secção $x=-10m$. É então visível que, para o plano xz , no caso experimental, as componentes da velocidade geram uma orbita elíptica, enquanto para a simulação numérica, a orbita é praticamente circular, pois as componentes V_x e V_z tomam valores aproximados ao longo do tempo. Para os planos xy e yz

observa-se uma trajetória linear em ambos os casos, pois para o caso experimental a componente V_y toma valores próximos do 0 e no caso numérico a componente V_y é praticamente nula.

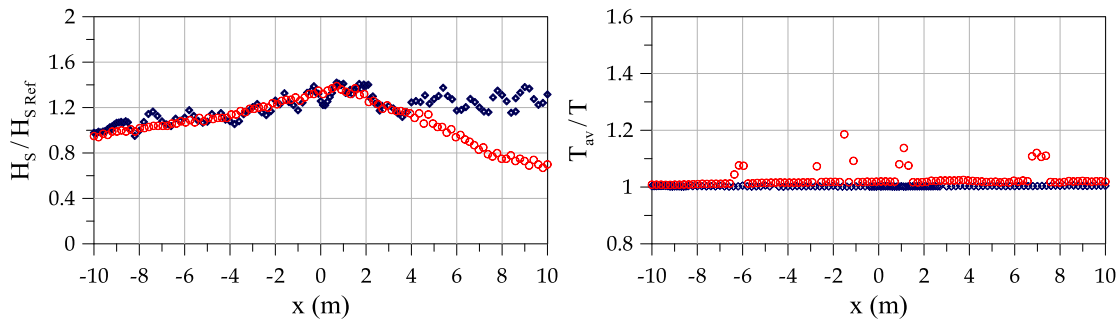


Figura 8. Altura significativa, H_s , e período médio, T_{av} , para ondas regulares sem rebentação ($d=0,3m$, $T=1,5s$ e $H=0,1m$) ao longo no canal. (vermelho - numérico e azul – experimental).

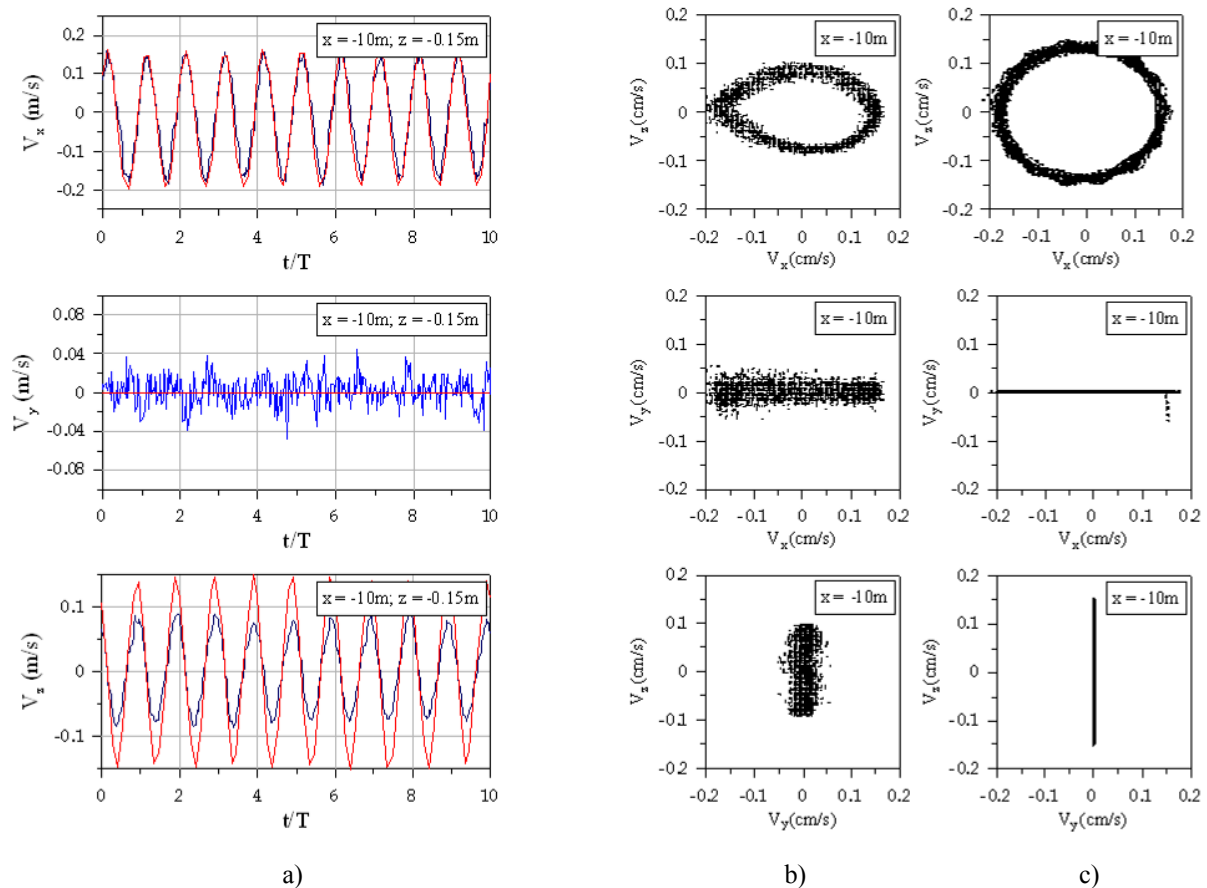


Figura 9. a) Evolução das componentes da velocidade em função do tempo, durante 10 períodos, para a posição $x=-10$, $y=0$ e $z=-0,15m$ (vermelho - numérico e azul - experimental); Distribuição bidimensional das componentes da velocidade nos planos xy , xz e yz para a mesma posição: b) experimental; e c) numérico.

Na Fig. 10, encontra-se representada a distribuição bidimensional das componentes da velocidade no plano xz para diferentes posições ao longo do canal de ondas. Verifica-se que no estudo experimental as orbitas elípticas das partículas vão aumentando de dimensão ao longo do canal, consequência directa da diminuição da profundidade e do estreitamento, verificando-se mesmo o achatamento para $x=-2m$. No caso da simulação numérica, verifica-se que para a posição de $x=-10m$ as partículas possuem orbitas praticamente circulares e que estas orbitas se vão tornando elípticas e mais alongadas ao longo do domínio, tal como no caso experimental. No entanto, uma análise mais atenta permite verificar que, embora achatadas, as distribuições são diferentes, particularmente para V_x negativo e $V_z \sim 0$.

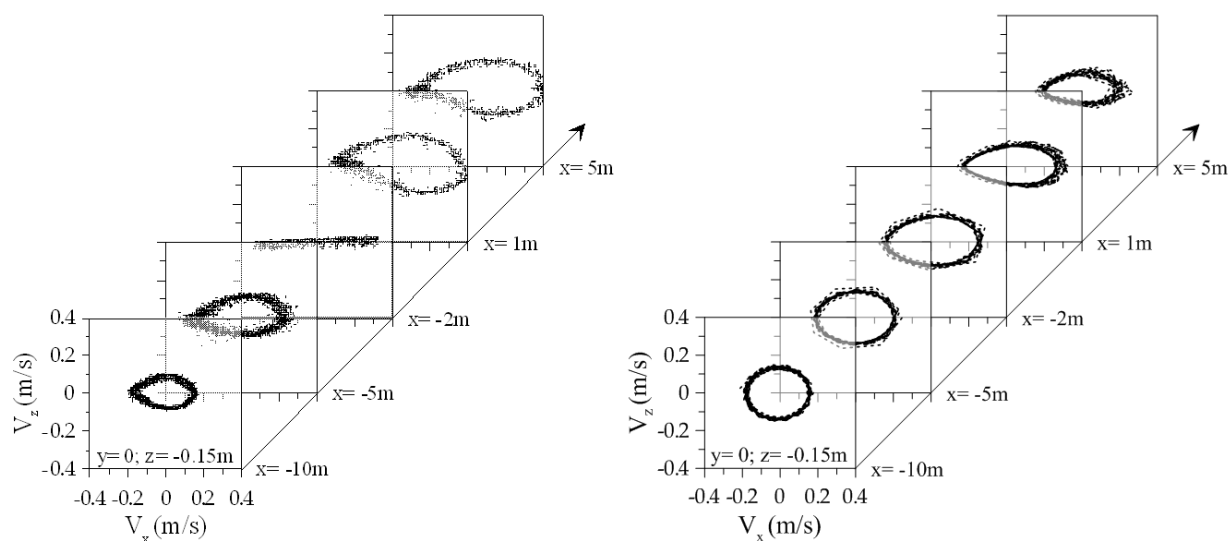


Figura 10. Distribuição bidimensional das componentes da velocidade para o plano xz do canal para o caso experimental (à esquerda) e caso numérico (à direita), para as posições $x=-10,-5,-2,1$ e $5, y=0$ e $z=-0,15\text{m}$.

4. CONCLUSÕES

Neste artigo apresentaram-se as simulações numéricas feitas utilizando o código OpenFOAM®, recorrendo ao solver waves2Foam, para simular a propagação de ondas regulares sem rebentação num canal tridimensional.

Foi considerada uma onda regular incidente com 1,5 s de período e 10 cm de altura. Esta é uma das condições de entre o vasto conjunto de ensaios em canal de ondas realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) cujo objetivo foi a análise da hidrodinâmica da propagação de onda sobre um fundo de batimetria variável, para várias condições de agitação incidente. Foram feitas comparações entre os resultados numéricos e os experimentais.

Constatou-se que, em ambos os casos, numérico e experimental, se verifica que à medida que a profundidade do canal diminui e estreita, aumenta a amplitude das harmónicas. As sondas de superfície livre mostram um comportamento semelhante para ambos os casos, no entanto, o caso numérico apresenta sempre uma menor amplitude. Verifica-se que, em ambos os casos, numérico e experimental, ocorre um aumento da altura significativa ao longo do canal devido ao efeito da redução de área da secção transversal e da diminuição da profundidade. No caso numérico, verifica-se uma diminuição da altura significativa que não ocorre experimentalmente, este efeito pode ser devido a malha de discretização insuficientemente refinada. Verifica-se ainda que, a simulação numérica não apresenta as oscilações ao longo do canal verificadas no caso experimental e este facto mostra que a zona de dissipação está a dissipar as ondas no fim do canal com eficácia.

Na comparação da evolução das três componentes da velocidade em função do tempo pode observar-se que: para a componente V_x os resultados obtidos nesta simulação são bastante próximos dos experimentais; para a componente V_y a velocidade é praticamente nula no caso numérico, como seria de esperar, face à forma como a onda foi gerada; para a componente V_z , verifica-se que no caso numérico a amplitude é ligeiramente superior à obtida experimentalmente, tomando valores próximos dos obtidos para V_x , o que mostra que a onda simulada tem características lineares que diferem da onda experimental.

Pela representação num diagrama hodógrafo da distribuição das componentes da velocidade nos planos xy , xz e yz , constata-se que as componentes da velocidade geram uma órbita elíptica para os dados experimentais, enquanto para a simulação numérica, a órbita é praticamente circular.

Pela distribuição bidimensional das componentes da velocidade no plano xz para diferentes posições ao longo do canal de ondas, verifica-se que no estudo experimental as órbitas elípticas das partículas vão aumentando de dimensão ao longo do canal, consequência direta da diminuição da profundidade e do estreitamento, verificando-se mesmo o achatamento para $x=-2\text{m}$. No caso da simulação numérica, verifica-se que para a posição de $x=-10\text{m}$ as partículas possuem órbitas praticamente circulares e que estas órbitas se vão tornando elípticas e mais alongadas ao longo do domínio, tal como no caso experimental. No entanto, uma análise mais atenta permite verificar que, embora achatadas, as distribuições são diferentes, particularmente para V_x negativo e $V_z \sim 0$.

Conclui-se que os resultados numéricos obtidos apresentam valores próximos dos experimentais. As diferenças verificadas são atribuíveis a imprecisões numéricas bem como a diferenças entre a forma de geração de onda entre o numérico e o experimental.

5. AGRADECIMENTOS

Os resultados experimentais apresentados foram obtidos no âmbito da licença sabática de José M. P. Conde no LNEC. Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento concedido através do projeto DITOWEC - PTDC/ECM-HID/1719/2012 e do projeto HIDRALERTA - PTDC/AAC-AMB/120702/2010.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Capitão, R. and Conde, J.M.P., 2012. “Implementing the awasys wave absorption system in a peculiar wave flume.” Proc 4th International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection – Coastlab12, Ghent, Belgium.
- Conde, J.M.P., Reis, R., Fortes, C.J.E.M. and Neves, D.R.C.B., 2012. “Wave propagation on a flume: Physical modeling”. Engenharia Térmica (Thermal Engineering), Vol. 11, pp. 22-29.
- Conde, J.M.P., Fortes, C.J.E.M., Didier, E., Lemos, R. and Reis, R., 2013a. “Physical modelling of bichromatic wave propagation and wave breaking in a wave flume”. In Proc. 6th SCACR – International Short Course/Conference on Applied Coastal Research, Lisbon, Portugal.
- Conde, J.M.P., Fortes, C.J.E.M., Didier, E., Lemos, R. and Reis, R., 2013b. “Ensaios experimentais de ondas bicromáticas com e sem rebentação”. In Proc. Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería, Bilbao, España.
- Conde, J.M.P., Fortes, C.J.E.M., Lemos, R. e Reis, R., 2013c. “Ensaios experimentais de ondas irregulares com rebentação”. In Proc. 8as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Lisboa, Portugal.
- Endres, L., Neves, D.R.C.B., Didier, E., Fortes, C.J.E.M. e Okamoto, T., 2011. “Avaliação do desempenho de modelos numéricos na simulação de ondas ao longo de um canal de ondas”. In Proc. Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia CMNE2011, Coimbra, Portugal.
- Higuera, P., Lara, J.L. and Losada, I.J., 2013. “Realistic wave generation and active wave adsorption for Navier-Stokes models: Application to OpenFOAM®”. Coastal Engineering, Vol. 71, pp.102-118.
- Jacobsen, N.G., Fuhrman, D.R. and Fredsøe, J., 2012. “A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFoam®”, International Journal of Numerical Methods in Fluids, Vol. 70, pp. 1073-1088.
- Mansard, E.P.D. and Funke, E.R., 1980. ‘The measurements of incident and reflected spectra using a least squares method’. Proc. 17th International Conference of Coastal Engineering, Sidney, Australia, pp.154–172.
- Neves, D.R.C.B., Endres, L., Fortes, C.J.E.M. and Okamoto, T., 2011. “Physical modelling of wave propagation and wave breaking in a wave channel”. In Proc. 5th SCACR International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, Germany.
- Neves, D.R.C.B., Endres, L., Fortes, C.J.E.M. and Okamoto, T., 2012. “Directional spreading model in a wave channel: Wave propagation and wave breaking”. Ocean Engineering, Vol. 55, pp. 148-160.
- OpenFOAM, 2013. OpenFOAM – The Open Source CFD Toolbox User Guide. Version 2.2.1.
- Okamoto, T., Fortes, C.J.E.M. and Basco, D.R., 2010. “Bore Propagation Speed at the Termination of Wave Breaking”. In Proc. 32nd International Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014.

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PLACAS PLANAS COM PERFURAÇÕES CIRCULARES E QUADRADAS SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL EM ESTRUTURAS NAVAIS E OFFSHORE

Bruna Suanez Sentano¹, Mauro de Vasconcellos Real², Liércio André Isoldi³, Lillian Gonçalves Baptista⁴

¹Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
bruna.sentano@gmail.com

²Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
mauroreal@furg.br

³Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
liercioisoldi@furg.br

⁴Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, Rio Grande, RS, Brasil
lilligb@gmail.com

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: semengo@furg.br

RESUMO

Placas são elementos estruturais de superfície plana que possuem espessura muito menor quando comparada com as outras dimensões. Tem imensa aplicabilidade na engenharia devido ao seu desempenho estrutural quando solicitada à flexão, elevada relação resistência-peso e facilidade de descrição do seu comportamento mecânico devido aos eficientes métodos analíticos de cálculo. Estes tipos de estruturas podem ser delimitados por enrijecedores e constituem parte integrante de estruturas de navios, plataformas de petróleo offshore, comportas e docas flutuantes, por exemplo. Em estruturas navais, perfurações são comuns para a abertura de acessos, manutenção ou mesmo redução do seu peso total. Estas perfurações influenciam na máxima resistência desses elementos, pois ocorre uma alteração no comportamento mecânico da estrutura, devido à redistribuição das tensões ao longo da placa. Para o estudo do comportamento de placas com perfurações circulares e quadradas, foram realizadas análises do tipo elastoplástica para a flambagem empregando-se o Método dos Elementos Finitos, nesses casos não existem soluções analíticas. As simulações consideraram imperfeições geométricas iniciais e as não-linearidades do material. A amostra conta com 210 placas em que a largura é mantida constante e o comprimento e espessura da placa e o lado do furo centralizado foram variados. A modelagem computacional foi realizada através do software ANSYS e foi possível determinar a carga de ruptura última para cada caso, permitindo analisar a influência do tamanho do furo, da esbeltez e do comprimento variável na capacidade de carga das placas.

Palavras-chave: flambagem de placas, método dos elementos finitos, simulação numérica, análise não-linear.

1. INTRODUÇÃO

Placa fina é o elemento estrutural que possui a espessura muito menor que as suas outras dimensões. Tem imensa aplicabilidade na engenharia devido ao seu desempenho estrutural quando solicitada à flexão, além da elevada relação resistência-peso e capacidade de descrever o seu comportamento mecânico devido aos eficientes métodos

analíticos de cálculo existentes. De acordo com Kumar (2007), placas finas limitadas por enrijecedores são parte integrante das estruturas de navios, plataformas de petróleo offshore, comportas e docas flutuantes (Fig. 1). As aberturas que são realizadas nas placas servem para o acesso, a manutenção ou simplesmente para a redução do peso total da estrutura e influenciam na máxima resistência desses elementos, pois ocorre uma alteração no comportamento mecânico estrutural devido à redistribuição das tensões ao longo da placa.

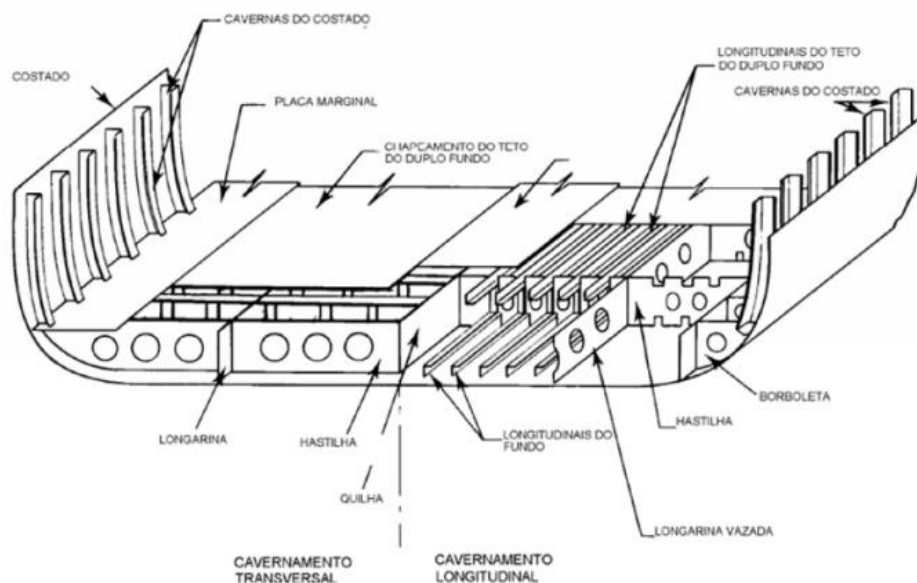


Figura 1. Estrutura terciária do duplo-fundo de um navio (Pinto, 2011).

De um modo geral, placas empregadas em estruturas navais e offshore estão submetidas a carregamentos aplicados no próprio plano. A Fig. 2 apresenta uma placa carregada no próprio plano médio.

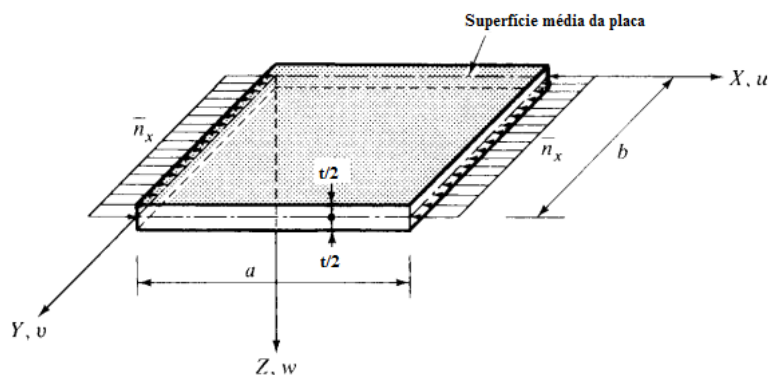


Figura 2. Placa retangular sob carregamento de compressão uniaxial aplicado no plano médio (Szilard, 2004).

Forças de pequena intensidade aplicadas na superfície média da placa, de um modo geral, causam deformação também no plano médio de tal forma que não há deslocamento lateral. No entanto, se a magnitude delas aumenta, o modo de deformação da placa se modifica. Isso significa que a partir de um dado valor, as cargas causam deslocamentos transversais ao plano médio da placa. Assim, o equilíbrio que era estável para pequenos carregamentos torna-se instável quando a intensidade da carga se eleva. Esse fenômeno é denominado de flambagem e o valor da força que o gera é chamado de carga crítica. Quando a carga crítica é atingida, para qualquer incremento de força é produzido um acréscimo nos deslocamentos transversais, o que pode levar ao colapso da placa. A flambagem ocorre de maneira abrupta e dentro do regime elástico do material, ou seja, para tensões menores que a de escoamento, a estrutura atinge a ruptura.

Somente após 1930, com o desenvolvimento da indústria aeronáutica, é que as pesquisas apontaram que as placas planas possuem elevada resistência pós-flambagem. Até esse período, estimava-se que a ruína de placas planas e de barras compridas eram análogas, pelo menos quanto à flambagem, ou seja, quando ocorre a flambagem a estrutura falha. Entretanto, hoje se sabe que estruturas esbeltas, como as placas planas, apresentam a carga de ruptura maior que sua carga de flambagem. O carregamento extra que pode ser imposto às placas é de grande valia para a indústria

naval e aeroespacial, pois ao se conceber o comportamento de pós-flambagem é possível encontrar elevada economia de peso estrutural.

O estudo de flambagem de placas teve início na observação e verificação do comportamento de placas planas de embarcações. A primeira proposta de solução para placas foi de Saint-Venant (1883). Em 1891, Bryan (1891) sugeriu a primeira solução de equação diferencial de placas, com a análise da tensão crítica elástica para uma placa retangular apoiada nos quatro bordos e sujeita a uma tensão uniforme de compressão longitudinal. Em 1910, Timoshenko (1910) deu continuidade à análise elástica de placas, porém com um número maior de condições de contorno. A análise inelástica começou com Bleich (1924) e desde então, a estabilidade de placas tem sido pesquisada e estudada por vários autores. Entre os pesquisadores, Narayanan e Chow (1984) desenvolveram gráficos que apresentam a capacidade de resistência à compressão uniaxial de placas perfuradas com furos quadrados e circulares. Já os autores Roberts e Azizian (1984), criaram curvas que mostram a relação entre a força final de placas quadradas com orifícios centrais quadrados e circulares submetidos à compressão uniaxial e biaxial e o cisalhamento puro. Na pesquisa de Yettram e Brown (1985) foi analisado o comportamento de estabilidade de placas planas quadradas com furos centrais quadrados. O pesquisador Shanmugam (1997) estudou os efeitos de furos em elementos de placa com enrijecedores sob compressão uniaxial, biaxial e cisalhamento puro. Em 1999, Shanmugan et al. (1999) empregou o Método dos Elementos Finitos na análise de flambagem inelástica de placas quadradas com aberturas centradas de geometria quadrada e circular. Já Paik et al. (2001) apresentou formulações para a resistência última de placas de navios submetidas à uma combinação de tensões de compressão uniaxial, cisalhamento no bordo e cargas de compressão lateral. Na pesquisa de El-Sawy et al. (2004) foi aplicado o Método dos Elementos Finitos para estabelecer a tensão de flambagem elastoplástica de placas quadradas e retangulares simplesmente apoiadas com furo circular e sob carregamento uniaxial. Já Real e Isoldi (2011) empregaram o Método dos Elementos Finitos e estudaram o efeito da dimensão do furo e a localização da flambagem no modo elástico de placas retangulares submetidas a carregamento de compressão uniaxial uniforme. E por fim, Baptista (2014) estudou o comportamento inelástico de pós-flambagem de placas planas quadradas e retangulares, com furos circulares centrados de aço sob compressão uniaxial em estruturas navais e offshore. As respostas encontradas através dos estudos teóricos de placas finas foram corroboradas através de pesquisas que empregam a solução numérica e a aplicação de métodos de análise computacional de placas. Contudo, apesar de inúmeros estudos do comportamento elástico de placas finas perfuradas, pesquisas sobre a flambagem inelástica são muito pouco exploradas.

Enfim, com base no Método dos Elementos Finitos e empregando a modelagem computacional através do software ANSYS, o objetivo deste artigo é realizar uma análise não-linear da flambagem de placas planas, compostas de material isotrópico e homogêneo, submetida à um carregamento mecânico uniaxial de compressão no próprio plano. O estudo estende-se à influência dos furos, espessura e comprimento da placa na capacidade de resistência última de uma amostra de 210 placas planas que possuem ou não perfurações circulares e quadradas centrais.

2. METODOLOGIA

A simulação numérica foi realizada com o auxílio do software ANSYS, que é um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos e empregado em inúmeros problemas de engenharia. A modelagem da placa inicia-se com a definição da geometria da região de interesse. Para isso, foi gerado um retângulo de dimensões $a \times b$, em metros. A modelagem do furo depende da geometria adotada.

Conforme a Fig. 3, o furo circular é gerado através de um círculo de diâmetro d em metro, cujas coordenadas x e y do centro correspondem com as da placa. Já o furo quadrado é criado a partir de um quadrado de dimensão $d \times d$ m com a origem determinada pelos parâmetros a e b da placa e d do furo. Assim, as coordenadas da origem do furo são definidas por $o = \left(\frac{a}{2} - \frac{d}{2}, \frac{b}{2} - \frac{d}{2} \right)$.

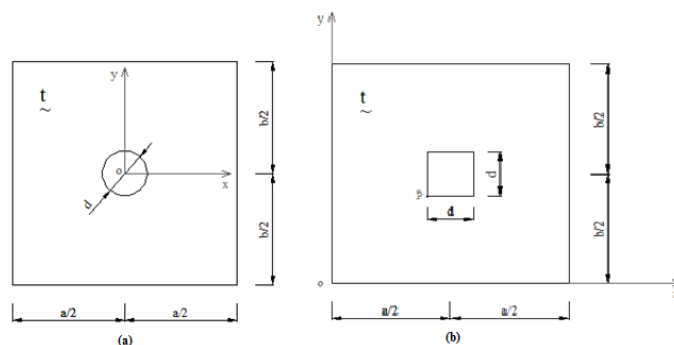


Figura 3. Placa plana de aço retangular com furo centrado: (a) circular; (b) quadrado.

A divisão do domínio é compatível com o tamanho dos elementos. É determinado no comando “*Size Controls*”, disponível no menu “*Meshing*” em “*Mesh Tool*”. Na região do furo, que é de interesse para análise, é realizado o refinamento da malha, uma vez que ocorre uma concentração de tensões na região (Fig. 4). De acordo com Helbig et al. (2013) a análise de flambagem não-linear de placa é mais complexa que a elástica, pois a relação tensão-deformação ultrapassa os limite de proporcionalidade.

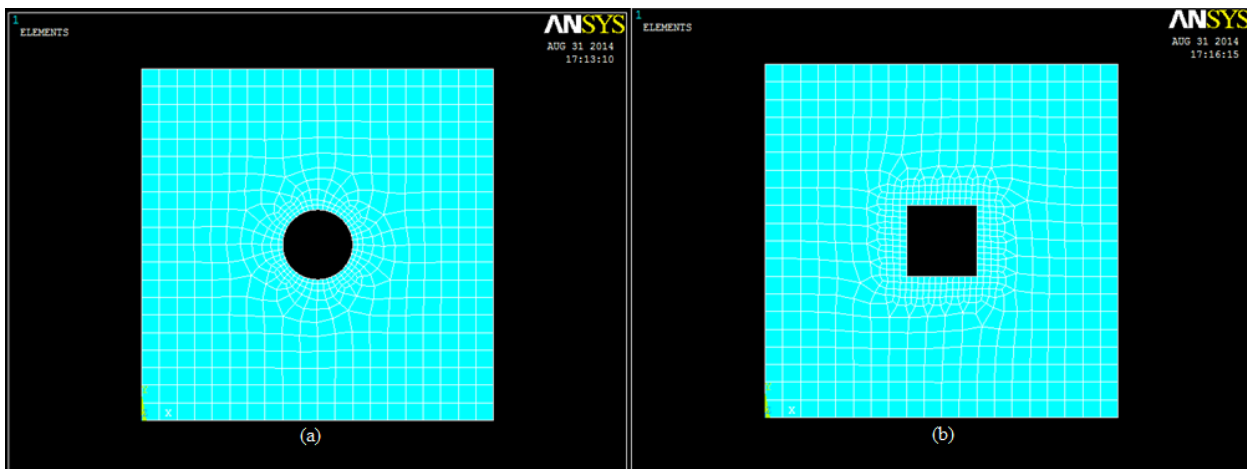


Figura 4. Malha de elementos de uma placa plana de aço retangular com furo centrado.

As placas são constituídas de material considerado linear elástico perfeitamente plástico e geometria inicial imperfeita, em que o modo de flambagem de uma pré-análise de autovalor elástico é admitida. Segundo El-Sawy et al. (2004), o valor máximo da imperfeição é $w_0 = \frac{b}{2000}$, onde b é a largura da placa em metros.

Conforme Kumar (2007), as quatro bordas das placas são consideradas como simplesmente apoiadas e todos os nós ao longo de todas as bordas restringidas à deflexão e rotação ao longo da espessura ($U_z, R_z = 0$). As bordas descarregadas podem deformar no plano, porém continuam em linha reta. Isto ocorre devido ao acoplamento de todos os nós ao longo das bordas descarregadas no plano do deslocamento (U_y), fazendo com que os deslocamentos sejam uniformes ao longo do comprimento da placa. Empregando esta condição, é possível simular a situação em que a placa se encontra com reforços longitudinais. Como pode ser observado na Fig. 5, com a borda da placa restringida, surge uma força causada pelo carregamento da borda. O bordo reativo é restringido para a deformação axial ($U_x = 0$).

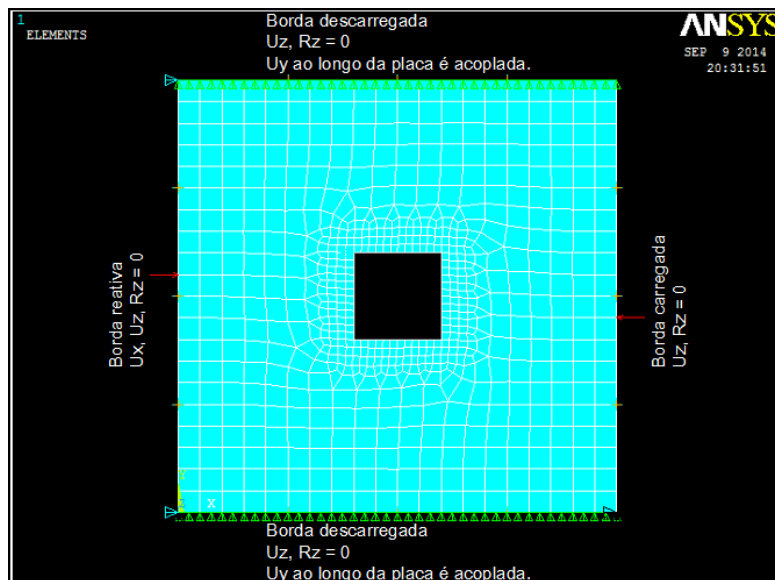


Figura 5. Condições de contorno para a modelagem de placas.

A análise de placas por elementos finitos possibilita modelar o comportamento não-linear do o material e a geometria da placa através de grandes deslocamentos e pequenas deformações. Os incrementos de deslocamento U_x

= $0,010a$, quando $x = 0$, são aplicados ao longo da direção do carregamento. A solução para o sistema de equações de equilíbrio é realizada através do equacionamento que emprega o processo de iteração Newton-Raphson. Logo, o somatório dos esforços axiais aplicados ao longo do bordo carregado, para cada incremento de deslocamento, oferece a carga última da amostra.

A seguir, serão avaliados de elementos e tamanhos de malhas que atendam as condições necessárias do processamento dos problemas aplicado no presente artigo. O grau de precisão da solução proposta pelo programa depende do número de elementos que constituem a malha. No entanto, para malhas mais refinadas o esforço computacional é maior.

Pesquisando o tipo de elemento que apresente o resultado com mais acurácia e rapidez, foram designados dois tipos de elementos do software ANSYS, o SHELL181 e o SHELL93. O elemento do tipo SHELL foi escolhido, pois possui aplicabilidade na modelagem de estruturas finas. O elemento SHELL181 apresenta quatro nós, onde cada nó possui seis graus de liberdade, três de rotação e três de translação. Já o elemento SHELL93 tem oito nós, onde cada nó possui seis graus de liberdade, três de rotação e três de translação. Os testes de convergência para os dois tipos de elementos foram aplicados em uma placa quadrada com furo quadrado centrado que apresenta características que estão apontadas na Tab. 1.

Tabela 1. Teste de convergência do elemento: Características da placa modelo.

a = b (10^{-3} m)	t (10^{-3} m)	d (10^{-3} m)	d/b	b/t	w ₀ (10^{-6} m)	E (GPa)	σ_y (MPa)
125	1,615	25	0,2	77,4	9,7	210	323,3

Os resultados obtidos da simulação, em que o tamanho do elemento varia, encontram-se em Tab. 2.

Tabela 2. Teste de convergência dos elementos SHELL93 e SHELL181.

Teste	Tamanho do elemento (10^{-3} m)	Malha	SHELL93		SHELL181	
			P, ANSYS (kN)	Diferença Relativa (%)	P, ANSYS (kN)	Diferença Relativa (%)
1	25	5	34,2541	0,705	35,4634	3,642
2	12,5	10	34,0584	0,129	34,7688	1,612
3	6,25	20	34,0101	0,013	34,3805	0,477
4	3,125	40	34,0144	0,000	34,2173	0,000

Observa-se que o elemento SHELL93 apresenta resultados melhores e por isso será o tipo de elemento adotado. Isso se deve ao fato de que o elemento SHELL 93 possuir oito nós, enquanto o SHELL181, quatro. Quanto ao tamanho da malha foram realizados testes para dois tipos de placas. Os dados que caracterizam as placas estão contidos na Tab. 3.

Tabela 3. Características geométricas das placas modelo para o teste de convergência de malha.

Placa	a=b (10^{-3} m)	t (10^{-3} m)	d (10^{-3} m)	d/b	w ₀ (10^{-3} m)	E (GPa)	σ_y (Mpa)
A	125	1,615	0	77,4	0,229	210	323,3
B	125	1,615	25	77,4	0,097	210	323,3
C	125	1,615	25	77,4	0,097	210	323,3

Os resultados obtidos estão apresentados em Tab. 4. Percebe-se que as análises apontam o Teste 4 como o mais preciso na solução do problema, visto que a malha é mais refinada e conta com elementos do tamanho correspondente a largura b da placa dividida por 40. Entretanto, o Teste 3 apresentou resultados com precisão satisfatória e tempo de processamento menor que o Teste 4. Logo, o tamanho da malha adotado para o presente artigo foi a que possui elementos com tamanho $b/20$.

Tabela 4. Teste de convergência de malha para as placas A, B e C.

Teste	a=b (10 ⁻³ m)	Esiz e	Tamanho do elemento (10 ⁻³ m)	Malha	Placa A		Placa B		Placa C	
					P, ult Ansys (kN)	Diferença Relativa (%)	P, ult Ansys (kN)	Diferença Relativa (%)	P, ult Ansys (kN)	Diferença Relativa (%)
1	125	b/5	25	5 5	40,2502	2,292	38,0393	0,799	34,2541	0,705
2	125	b/10	12,5	10 10	39,8734	1,334	37,7492	0,030	34,0584	0,129
3	125	b/20	6,25	20 20	39,4986	0,382	37,7053	-0,086	34,0101	-0,013
4	125	b/40	3,125	40 40	39,3483	0,000	37,7377	0,000	34,0144	0,000

Foram considerados os resultados experimentais obtidos em Narayanan e Chow (1984) para a validação do modelo. O estudo de Narayanan e Chow (1984) prevê a capacidade de carga máxima e o comportamento pós-flambagem de placas perfuradas. Na Tab. 5 são apresentados os resultados dos testes experimentais elaborados por Narayanan e Chow (1984).

Tabela 5. Valores experimentais obtidos por Narayanan e Chow (1984).

PLACA	a=b (10 ⁻³ m)	t(10 ⁻³ m)	d(10 ⁻³ m)	d/b	b/t	w0 (10 ⁻³ m)	E (GPa)	σ _y (MPa)	P,ult (kN)
PL1A	125	1,615	0	0	77,40	0,229	210	323,3	39,32
CIR2a	125	1,615	25	0,2	77,40	0,229	210	323,3	37,46
CIR2b	125	1,615	25	0,2	77,40	0,097	210	323,3	38,7
CIR3a	125	1,615	37,5	0,3	77,40	0,136	210	323,3	33,94
CIR4a	125	1,615	50	0,4	77,40	0,304	210	323,3	29,57
CIR4b	125	1,615	50	0,4	77,40	0,127	210	323,3	28,39
CIR5a	125	1,615	62,5	0,5	77,40	0,279	210	323,3	27,35
CIR6	86	2,032	25	0,29	42,32	0,254	210	334,7	42,17
CIR7	86	1,615	25	0,29	53,25	0,229	210	323,3	26,18
CIR8	86	0,972	25	0,29	88,48	0,102	210	317,6	12,35
CIR9	86	0,693	25	0,29	124,10	0,051	210	322,8	7,33
CIR10	86	2,032	40	0,47	42,32	0,102	210	334,7	33,64
CIR11	86	1,615	40	0,47	53,25	0,279	210	323,3	22,14
CIR12	86	0,972	40	0,47	88,48	0,152	210	317,6	10,89
SQ2	125	1,615	25	0,2	77,40	0,097	210	323,3	33,48
SQ3	125	1,615	37,5	0,3	77,40	0,141	210	323,3	28,85
SQ4	125	1,615	50	0,4	77,40	0,113	210	323,3	25,52
SQ5	125	1,615	62,5	0,5	77,40	0,209	210	323,3	21,86

Nos ensaios elaborados por Narayanan e Chow (1984), os nós nos lados não carregados não foram restringidos e, por isso o acoplamento não é considerado na validação do modelo. A validação do modelo empregado no artigo será através da comparação das cargas máximas obtidas pelo modelo numérico e simulado pelo software ANSYS, que utilizada o Método dos Elementos Finitos, com a solução experimental, como é apresentado na Tab. 6.

Tabela 6. Comparação dos resultados.

PLACA	Pult, exp(kN)	Pult, ANSYS(kN)	Pult,ANSYS/ Pult,exp	Diferença Relativa (%)
PL1a	39,32	35,11	0,89	10,71
CIR2a	37,46	34,28	0,92	8,49
CIR2b	38,7	34,64	0,90	10,49
CIR3a	33,94	33,18	0,98	2,24
CIR4a	29,57	30,81	1,04	-4,19
CIR4b	28,39	31,18	1,10	-9,83
CIR5a	27,35	28,07	1,03	-2,63
CIR6	42,17	39,9	0,95	5,38
CIR7	26,18	28,14	1,07	-7,49
CIR8	12,35	12,55	1,02	-1,62
CIR9	7,33	7,19	0,98	1,91
CIR10	33,64	31,5	0,94	6,36
CIR11	22,14	23,07	1,04	-4,20
CIR12	10,89	11,21	1,03	-2,94
SQ2	33,48	34,01	1,02	-1,58
SQ3	28,85	31,88	1,11	-10,50
SQ4	25,52	29,36	1,15	-15,05
SQ5	21,86	26,44	1,21	-20,95

A subestimação ou superestimação pelo modelo numérico está dentro de um nível aceitável, onde o valor médio da razão $Pult_{ANSYS}/Pult_{exp}$ é de 0,0197 e coeficiente de variação de 0,0445. Conclui-se que o modelo numérico que emprega o Método dos Elementos Finitos modela o comportamento mecânico adequadamente e prevê a capacidade de carga de placas perfuradas com precisão satisfatória sob o ponto de vista da engenharia.

O estudo elaborado para o artigo contempla placas planas quadradas e retangulares, com ou sem perfuração circular ou quadrada centrada, submetidas à compressão uniaxial, em que onde a é o comprimento da placa, b a largura da placa, ambas medidas em metros. Segundo Paik (2007), o índice de esbeltez β é determinado por:

$$\beta = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (1)$$

onde t a espessura da placa, d o lado do furo, E o módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa e ν o coeficiente de Poisson igual a 0,3. As placas são compostas pelo aço AH36 que possui tensão de escoamento $\sigma_y = 355$ MPa.

As simulações foram distribuídas em seis agrupamentos, em que cada um apresenta variações paramétricas nas dimensões e espessura da placa e no tamanho do furo. Os parâmetros encontram-se em Tabs. 7 e 8.

Tabela 7. Variações paramétricas em relação ao comprimento da placa.

GRUPO	a (10 ⁻³ m)	b (10 ⁻³ m)	a/b
1	900	900	1
2	1800	900	2
3	2700	900	3
4	3600	900	4
5	4500	900	5
6	5400	900	6

Tabela 8. Variações paramétricas em relação à espessura da placa e ao tamanho do furo.

t (10^{-3} m)	β	b/t	d (10^{-3} m)	d/b
10	2,19	90	0	0
12,5	1,75	72	180	0,2
15	1,46	60	350	0,4
19	1,15	47,37	540	0,6
22	0,99	40,91	720	0,8

3. RESULTADOS

De acordo com as Figs. 6 e 7, são apresentadas as tensões normais médias obtidas através da divisão da força última determinada pelo software ANSYS pela área da seção transversal da placa $b \times t$ e as deformações normais médias na direção x (ϵ_x), decorrente dos incrementos de deslocamento U_x ao longo da borda carregada em $x = 0$, para a placa cuja relação $a/b = 1$ e $t = 10 \times 10^{-3}$ m, com um único furo central, no qual o tamanho do furo é variado. De acordo com Paik et al. (2001), o índice de esbeltez de placas de navios e estruturas offshore varia de 1,50 a 3,50.

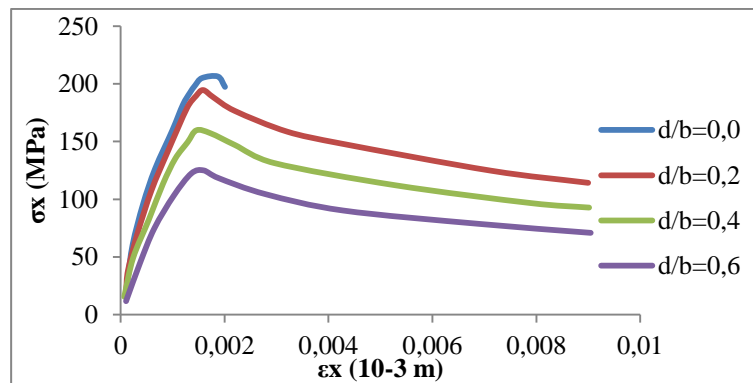


Figura 6. Influência do furo circular para placa com relação $a/b = 1$ e $t = 10 \times 10^{-3}$ m.

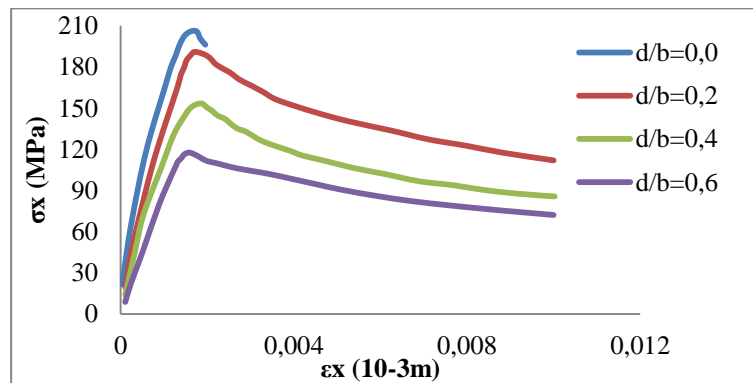


Figura 7. Influência do furo quadrado para placa com relação $a/b = 1$ e $t = 10 \times 10^{-3}$ m.

Percebe-se que, independentemente da geometria do furo, a carga última diminui à medida que o tamanho do furo aumenta. Observa-se também que, quando a relação $d/b = 0,6$ (para ambas as perfurações), a força última é reduzida em torno de 43% quando comparada com a placa sem furo. Já a relação aos dois tipos de furos, nota-se que a perda de resistência é insignificante.

Quanto à espessura da placa, a carga de ruptura sofre grande influência de sua esbeltez. Observa-se que, independentemente da geometria, quanto menor a relação b/t e mais espessa for a placa, maior será a sua resistência. Conforme as Figs. 8 e 9, verifica-se também que, independentemente da espessura da placa, ao passo que o furo aumenta, as tensões normais médias convergem. Isso se deve ao fato, de que a carga última limitar-se à tensão normal de escoamento do material σ_y .

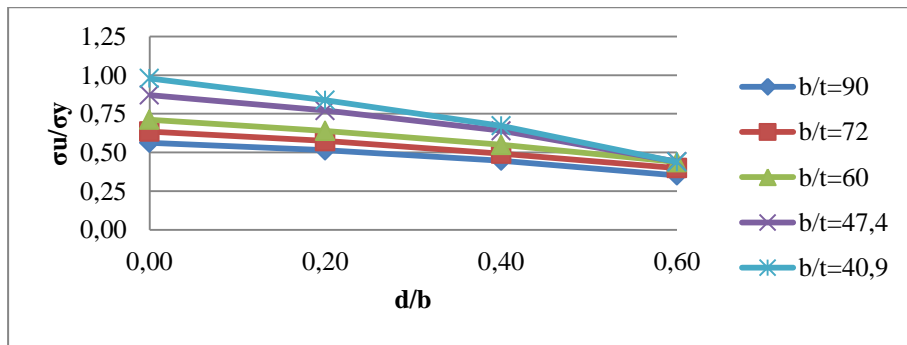


Figura 8. Efeito da esbeltez para a placa com furo circular quando a relação $a/b = 3$.

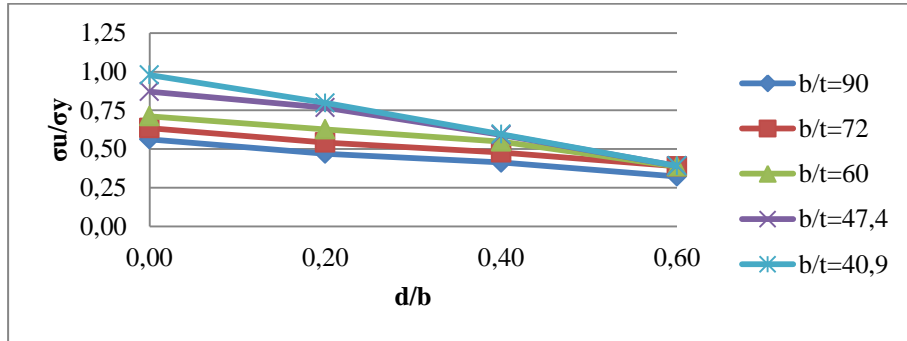


Figura 9. Efeito da esbeltez para a placa com furo quadrado quando a relação $a/b = 3$.

Nas Figs. 10 e 11 são apresentados os resultados obtidos dos testes em que ocorre a variação do comprimento da placa.

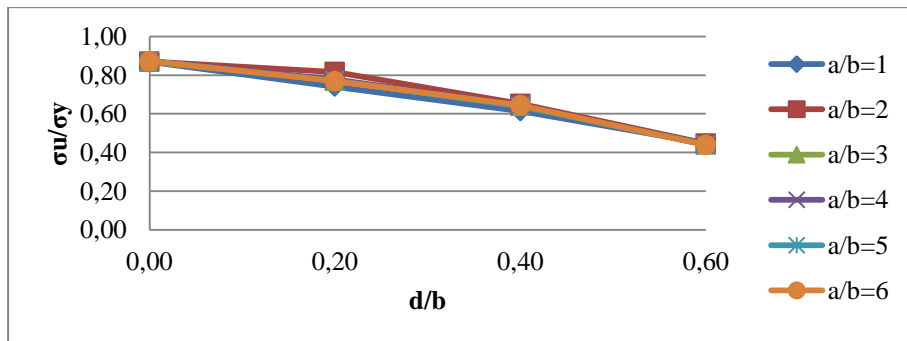


Figura 10. Variação no parâmetro de proporção para placa com furo circular quando $t = 19 \times 10^{-3}$ m.

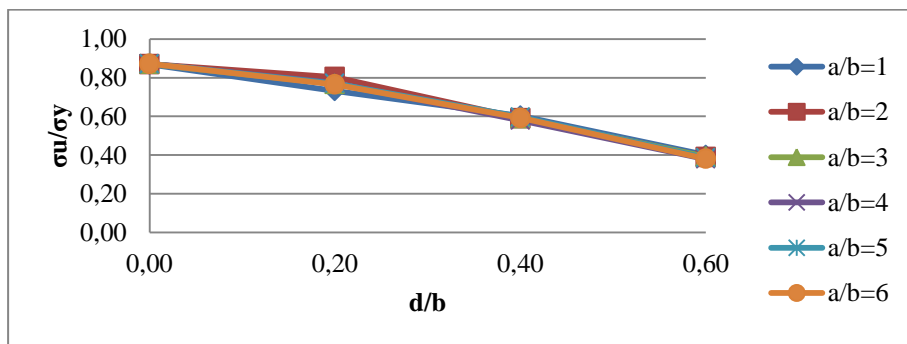


Figura 11. Variação no parâmetro de proporção para placa com furo quadrado quando $t = 19 \times 10^{-3}$ m.

Observa-se que a resistência última da placa não sofre influência significativa pela variação da relação a/b . Logo, conclui-se que quanto maior a espessura da placa, menor serão as variações na resistência última.

4. CONCLUSÕES

Em placas planas que não possuem perfurações, a resistência última apresentou-se superior às placas perfuradas. Já em relação ao furo, a capacidade de carga da placa diminui à medida que a perfuração aumenta. Bem como, mesmo com o aumento do furo, ocorre a convergência da tensão última, independentemente do índice de esbeltez da placa e da geometria do furo. Verifica-se ainda que quanto mais espessa for a placa, maior será a sua resistência. Já a análise na proporção entre os lados a e b da placa, mostrou que a resistência última não sofre alteração significativa. Por fim, a variação da geometria do furo não influencia significativamente na capacidade de carga da placa.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baptista, L. G. Simulação numérica não-linear do comportamento pós-flambagem de placas finas de aço sob compressão uniaxial em estruturas navais e offshore. 2014. 98f. Tese (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Programa de Pós – Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande. Rio Grande, RS. 2014
- Bleich, F. Theorie und berechnung der eisernen brücken.[S.l.]: Julius Springer, 1924.
- Bryan, G. H. On the stability of a plane under thrusts in its own plane with applications to the buckling of the sides of a ship. [S.l.]: Proceedings of the London Mathematical Society, v. 22, 1891.
- Helbig, D.; Real, M.; Isoldi, L. Santos, E. Análise numérica do comportamento mecânico sob flexão de placas finas de material compósito laminado reforçado por fibras. Resvista Vetor FURG, v. 23, 2013.
- Hibbeler, R. C. Resistência dos Materiais.7ª. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.
- Kumar, M. S. Ultimate Strength of Square Plate With Rectangular Opening Under Axial Compression. Journal of Naval Architecture and Marine Engineering, Junho 2007.
- Narayanan, R.; Chow, F. Y. Ultimate Capacity of Uniaxially Compressed Perforated.[S.l.]. 1984.
- Paik, J. K. Ultimate strength of steel plates with a single circular hole under axial compressive loading along short edges. Ships and Offshore Structures, p. 355-360, 2007.
- Paik, J. K.; Thayamballi, A. K.; Kim, B. J. Advanced Ultimate Strength Formulations for Ship Plating under Combined Biaxial Compression/Tension, Edge Shear, and Lateral Pressure Loads. Marine Technology, v. 38, p. 9-25, 2001.
- Pinto, S. Elementos Estruturais de Navios, Rio de Janeiro, 2011.
- Real, M., Isoldi, L. Effect of Circular Holes Dimension and Location on the Elastic Buckling Load of Rectangular Plates, 21st Brazilian Congress of Mechanical Engineering, p. 24-28, 2011
- Roberts, T. M.; Azizian, Z. G. Strength of Perforated Plates Subjected to In-Plane Loading. Thin-Walled Structures, v. II, p. 153-164, 1984.
- Roorda, J. Buckling of elastic structures. Canadá: Solid Mechanics Division, University of Waterloo Press, 1980.
- Saint-Venant, A. J. C. B. D. Théorie de l'élasticité des corps solides. Paris: Clebsch, 1883.
- Schuman, L.; Back, G. Strength of rectangular plates under edge compression. EUA: NASA Technical Report, TR, R-40, 1959.
- Shanmugam, N. E. Openings in Thin-Walled Steel Structures. Thin-Walled Structures, v. 28, p. 355-372, 1997.
- Shanmugam, N. E.; Thevendran, V.; Tan, Y. H. Design Formula for Axially Compressed Perforated Plates. Thin-Walled Structures, v. 34, p. 1-20, 1999.
- Szilard, R. Theories and Applications of Plate Analysis: Classical Numerical and Engineering Methods.[S.l.]: John Wiley & Sons, 2004
- Timoshenko, S. P. Einige stabilitätsprobleme der elastizitätstheorie.[S.l.]: Zeitschrift für Mathematik und Physik, v. 58, 1910.
- Timoshenko, S.; Woinowsky-Krieger, S. Theory of Plates and Shells. 2ª edição. ed. [S.l.]: McGraw-Hill, v. 10, 1959.
- Trahair, N. S.; Bradford, M. A. The behavior and design of steel structures. 2ª Edição. ed. [S.l.]: Chapman & Hall, 1988.
- Yettram, A. L.; Brown, C. J. The Elastic Stability of Square Perforated Plates. Computers and Structures, v. 21, p. 1267-1272, 1985.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

Emerson Alaniz Soares¹; Jorge Luiz Oleinik Nunes²; André Tavares da Cunha Guimarães³

¹Engenheiro Civil Empresarial – emersonn-@hotmail.com

²Departamento de Materiais e Construção – FURG, Rio Grande, RS – jorgenunes@cesce.net

³Departamento de Materiais e Construção – FURG, Rio Grande, RS – atcg@mikrus.com.br

INFLUÊNCIA DA REVIBRAÇÃO DO CONCRETO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E PENETRAÇÃO DE CLORETOS.

Resumo

O processo de revibração acresce mais uma etapa no procedimento de concretagem, o que gera custos, porém deve se levar em consideração as vantagens deste método. A corrosão por cloretos é uma das mais rigorosas manifestações patológicas que atacam as armaduras, uma vez que há a redução da seção da barra e a perda de sua aderência no concreto, além de fissuração e desprendimento do seu revestimento. Este trabalho tem o objetivo de verificar a influência da revibração do concreto com relação à resistência à compressão simples e a penetração de cloretos. Para verificar os parâmetros relacionados com a resistência do concreto, foram moldados corpos de prova de 20 centímetros de altura por 10 centímetros de diâmetro em seu adensamento normal (referência) e revibrado, a fim de realizar o ensaio de compressão simples, com o objetivo de comparar resultados. Já para conferir os parâmetros químicos desta pesquisa, foram moldados corpos de prova de 10 centímetros de altura por 5 centímetros de diâmetro em seu adensamento normal (referência) e revibrado, com o objetivo de analisar a presença de cloretos livres através do ensaio de aspersão de nitrato de prata. Observa-se que a resistência à compressão simples apresentou uma tendência de melhora após a revibração do concreto, bem como a redução da penetração de cloretos, quando comparados com o concreto referência.

Palavra-chave: revibração, concreto revibrado, cloretos livres, aspersão de nitrato de prata e corrosão.

1. INTRODUÇÃO

Este estudo tem como objetivo principal comparar a resistência à compressão simples, pelo ensaio de compressão e a penetração de cloretos, pelo método de aspersão de nitrato de prata entre corpos de prova moldados normalmente e corpos de prova que passaram pelo processo de revibração.

Cabe observar que o processo de revibração do concreto acrescenta uma etapa no processo de concretagem, porém traz grandes benefícios ao concreto. É importante mencionar também a sustentabilidade, uma vez que com uma mesma quantidade de material obtém-se uma maior resistência à compressão simples e uma menor penetração de cloretos.

2. MÉTODOS

Para esta pesquisa foram moldados corpos de prova de 10 centímetros de diâmetro por 20 centímetros de altura, que foram ensaiados à compressão, e corpos de prova de 5 centímetros de diâmetro por 10 centímetros de altura, que foram submetidos ao ensaio do método colorimétrico, em 4 traços de concreto, onde o item variável era a revibração sofrida por metade dos corpos de prova.

2.1. Definição do traço

Foram definidos 4 traços para a pesquisa avaliadora sobre a influência da revibração sobre a resistência do concreto ao longo do tempo e com relação a presença de cloretos pelo método colorimétrico. Um fato que merece destaque é a adição de um aditivo retardador de pega ao Traço 4. Conforme é apresentado na Tab. 1.

Tabela 1 – Traços empregados na pesquisa.

Concreto	Traço	Abatimento (cm)
Traço 1 (1:5:0,54)	1:2,12:2,88:0,54	10 ± 1
Traço 2 (1:4:0,45)	1:1,60:2,40:0,45	10 ± 1
Traço 3 (1:6:0,63)	1:2,64:3,36:0,63	10 ± 1
Traço 4 (1:4:0,45)	1:2,64:3,36:0,63	10 ± 1

2.2. Execução do concreto

A execução do concreto realizou-se em misturador mecânico de eixo inclinado, betoneira, e a ordem em que os materiais foram inseridos no misturador são a seguinte: 100% da brita; 50% da água; 100% da areia; 100% do cimento e 50% da água.

Após este procedimento, foram realizados ensaios de abatimento de tronco de cone conforme NBR NM 67 (1998), onde foram encontrados os abatimentos demonstrados na Tab. 2.

Tabela 2 – Abatimentos

Concreto	Abatimento (cm)
Traço 1	6,00
Traço 2	7,00
Traço 3	9,00
Traço 4	10,00

Os corpos de prova foram moldados em duas camadas, conforme NBR 7215 (1997) e vibrados, segundo orientações da NBR 5738 (2008). Os corpos de prova que foram utilizados no estudo apresentam as seguintes características:

- Corpos de prova de 10 cm x 20 cm, cilíndricos. Depois de desmoldados, foram colocados na câmara úmida até a data do ensaio de resistência a compressão.
- Corpos de prova de 5 cm x 10 cm, cilíndricos. Depois de desmoldados, foram colocados na câmara úmida até a data, sendo requisitado nos períodos estabelecidos para avaliação.

O número de corpos de prova utilizados em cada ensaio, tal como o número total de corpos de prova desta pesquisa, é apresentado na Tab. 3.

Tabela 3 – Quantidade de corpos de prova da pesquisa.

		Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4	Total
Resistência à compressão	CP 10 cm x 20 cm adensado	12	6	6	6	30
	CP 10 cm x 20 cm revibrado	12	18	18	18	66
Aspersão de nitrato de prata	CP 5 cm x 10 cm adensado	9	9	9	7	34
	CP 5 cm x 10 cm revibrado	9	9	9	7	34

2.3. Revibração

Após serem moldados e adensados, alguns corpos de prova foram revibrados, a fim de estudar suas características nos concretos com relação à resistência à compressão e penetração de cloretos. Para revibrar utilizou-se uma mesa vibratória, a qual revibrava os corpos de prova em ciclos de 2 minutos.

É importante salientar, que o Traço 4, por ser composto pelo aditivo retardador de pega foi revibrado 5 horas após a inserção de água no misturador, enquanto os outros traços foram revibrados com 2 horas e 3 horas após a inserção de água junto ao misturador.

2.4. Resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados conforme a NBR 5739 (2009). Para esta análise foram moldados 24 corpos de prova para cada traço, de acordo com a descrição da norma, variando a revibração entre eles. Após um período de cura ao ar de 3 dias eram desmoldados e acomodados na câmara úmida até completarem a idade de ruptura.

2.5. Contaminação por cloretos

Para contaminar os corpos de prova de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, primeiramente foi necessário serrá-los ao meio, a fim de direcionar a penetração por apenas uma de suas superfícies.

Assim que seccionados, os corpos de prova passaram por um processo de fervura em água destilada, por 5 horas. Esse processo tem o objetivo de extrair o ar incorporado nos corpos de prova. Após esta etapa os corpos de prova devem repousar em água destilada.

Com o objetivo de direcionar a contaminação, restringe-se a área de concreto exposta ao ataque de cloretos, assim, neste estudo, utilizou-se massa plástica. Assim, isola-se a área lateral do cilindro e a base com massa plástica conduzindo o ataque apenas para face superior do corpo de prova. Para a contaminação dos corpos de prova, utilizaram-se os seguintes materiais: NaCl; recipientes com 12 e 12,50 litros com tampa; água destilada; balança com precisão de 0,01g; espátula; béquer com volume de 4 litros e fita adesiva.

Como recomenda a NT BUILD 443 (1997), a relação entre a área de superfície a ser atacada pelo volume de líquido contido no recipiente deve permanecer entre 20 e 80. Logo, para ter 20 corpos de prova em cada recipiente com 12,50 litros, obteve-se uma relação igual a 37,25. Já para os recipientes com 12,00 litros, obteve-se uma relação igual a 39,00, ou seja, esta contida no intervalo estabelecido pela NT BUILD 443 (1997).

A partir destes dados, contaminaram-se os corpos de prova. Segundo a NT BUILD 443 (1997), acrescenta-se 165 g de NaCl por litro de água destilada, assim, para 11,90 litros de água destilada, acrescenta-se 1,96 kg de NaCl para os recipientes que possuem 12 litros e com um volume de 12,40 litros adiciona-se 2,04 kg de NaCl para os frascos que possuem 12,50 litros.

2.5.1. Ensaio de aspersão de solução de nitrato de prata

Para fazer a solução de nitrato de prata, utilizaram-se os seguintes itens: água desionizada; solução de nitrato de prata; balança de precisão 0,01 g e frasco;

Com estes materiais prepara-se 0,1 M de nitrato de prata em água desionizada, segundo Figueiredo (1994). Cabe enfatizar que a solução foi preparada no Laboratório de Química dos Materiais da Universidade Federal do Rio Grande.

Para realizar este ensaio, os corpos de prova são quebrados no instante em que for realizado o ensaio, com auxílio de um martelo e uma talhadeira, de modo que a superfície interna fique exposta para facilitar a aplicação e a leitura da profundidade de penetração de cloretos.

Logo, percebe-se que em alguns minutos da aspersão de nitrato de prata nos corpos de prova, ocorre uma relação fotoquímica, no qual a luz é um catalisador desta reação, percebe-se uma variação da coloração na superfície dos corpos de prova identificando a presença ou não de cloretos livres nesta peça. A Tabela 4 apresenta o critério para a avaliação.

Tabela 4 – Coloração dos corpos de prova em relação à avaliação da presença de cloretos.

Cor da superfície do corpo de prova	Designação
Branca	Presença de cloretos livres
Marrom	Ausência de cloretos livres

3. RESULTADOS

3.1. Resultado dos ensaios de resistência à compressão

É importante observar que os ensaios de resistência à compressão foram realizados em conformidade com a NBR 5739 (2007).

3.1.1. Traço 1

Na Tab. 5, é demonstrado os resultados para os corpos de prova normais do Traço 1, já na Tab. 6 os resultados são obtidos para os corpos de prova revibrados do Traço 1. A Fig. 1 apresenta a relação entre a RCS para os corpos de prova normais e revibrados.

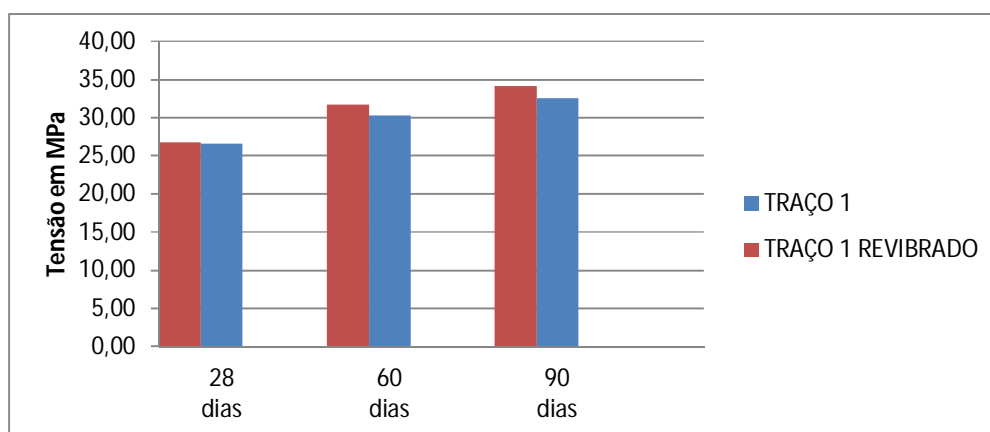


Figura 1 – Resistência à compressão simples (RCS) médias referentes ao Traço 1 normal e revibrado.

Traço 1			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	20500	26,10	26,61
	21150	26,93	
	21300	27,12	
	20650	26,29	
60 dias	24010	30,57	30,34
	22370	28,48	
	24960	31,78	
	23970	30,52	
90 dias	25030	31,87	32,54
	24870	31,67	
	26220	33,39	
	26110	33,25	

Tabela 5 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 1

Traço 1 Revibrado			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	20390	25,96	26,81
	22510	28,66	
	20070	25,55	
	21240	27,04	
60 dias	24720	31,48	31,74
	24920	31,73	
	24800	31,58	
	25270	32,18	
90 dias	26390	33,60	34,16
	26120	33,26	
	27910	35,54	
	26880	34,23	

Tabela 6 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 1 revibrado

3.1.2. Traço 2

A Tab. 7 refere-se aos dados obtidos pelo Traço 2 normal aos 28 dias, a Tab. 8 representa os dados obtidos pelo Traço 2 revibrado após duas horas da inserção de água no misturador aos 28 dias, já Tab. 9 demonstra os dados obtidos pelo Traço 2 revibrado após 3 horas da inserção de água no misturador aos 28 dias.

A Fig. 2 apresenta a média obtida aos 28 dias para os corpos de prova do Traço 2 normal, revibrado 2 horas após a inserção de água no misturador e revibrado 3 horas após a inserção de água no misturador

Traço 2			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	26860	34,20	32,80
	22470	28,61	
	25960	33,05	
	25040	31,88	
	28010	35,66	
	26210	33,37	

Tabela 7 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 2 aos 28 dias.

Traço 2 - Revibrado 2 horas			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	27880	35,50	33,37
	25030	31,87	
	26140	33,28	
	27930	35,56	
	25630	32,63	
	24620	31,35	

Tabela 8 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 2, revibrado 2 horas após a inserção de água no misturador aos 28 dias.

Traço 2 - Revibrado 3 horas			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	24400	31,07	31,83
	24980	31,81	
	22910	29,17	
	24850	31,64	
	26840	34,17	
	26010	33,12	

Tabela 9 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 2 revibrado, 3 horas após a inserção de água no misturador aos 28 dias.

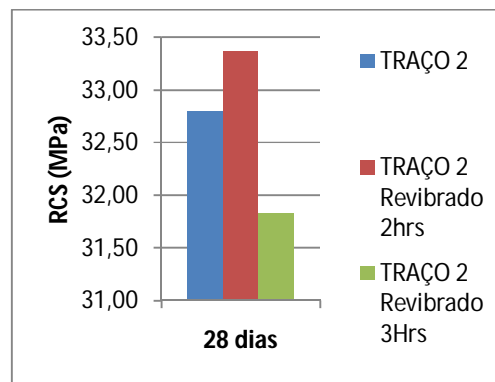


Figura 2 – RCS média referentes ao traço 2 normal e revibrado 2 horas após a inserção de água ao misturador e revibrado 3 horas após a inserção de água ao misturador aos 28 dias.

3.1.3. Traço 3

A Tab. 10 refere-se aos dados obtidos pelo Traço 3 normal aos 28 dias, a Tab. 11 representa os dados obtidos pelo Traço 3 revibrado após duas horas da inserção de água no misturador aos 28 dias, já Tab. 12 demonstra os dados obtidos pelo Traço 3 revibrado após 3 horas da inserção de água no misturador aos 28 dias.

A Fig. 3 apresenta a média obtida aos 28 dias para os corpos de prova do Traço 3 normal, revibrado 2 horas após a inserção de água no misturador e revibrado 3 horas após a inserção de água no misturador.

Traço 3			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	18820	23,96	22,89
	17010	21,66	
	17160	21,85	
	17570	22,37	
	18970	24,15	
	18330	23,34	

Tabela 10 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 3 aos 28 dias.

Traço 3 - Revibrado 2 horas			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	17580	22,38	22,19
	15600	19,86	
	18390	23,42	
	16120	20,53	
	18260	23,25	
	18600	23,68	

Tabela 11 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 3, revibrado 2 horas após a inserção de água no misturador aos 28 dias.

Traço 3 - Revibrado 3 horas			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	18940	24,12	23,43
	19010	24,20	
	16430	20,92	
	18200	23,17	
	18780	23,91	
	19060	24,27	

Tabela 12 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 3 revibrado, 3 horas após a inserção de água no misturador aos 28 dias.

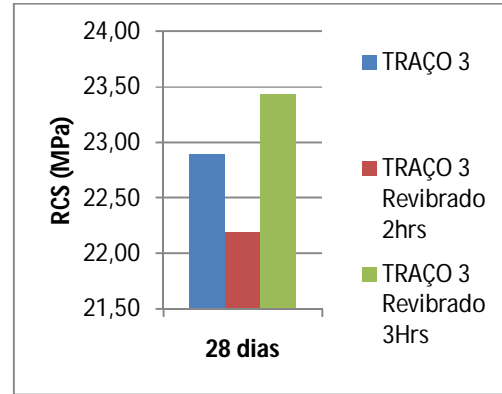


Figura 3 – RCS médias referentes ao traço 3 normal e revibrado 2 horas após a inserção de água ao misturador e revibrado 3 horas após a inserção de água ao misturador aos 28 dias.

3.1.4. Traço 4

A Tab. 12 é referente aos dados do Traço 4 normal, já a Tab. 13 foi obtida com os dados do Traço 4 revibrado. A Fig. 4 apresenta a relação entre as tensões médias para os corpos de prova normais e revibrados.

Traço 4			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	28190	35,89	35,51
	27210	34,65	
	27430	34,93	
	27120	34,53	
	29490	37,55	
60 dias	31820	40,52	39,21
	31250	39,79	
	30240	38,50	
	31100	39,60	
	29400	37,43	
	30950	39,41	

Tabela 12 - Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 4.

Traço 4 - Revibrado			
Data	Carga de ruptura (Kgf)	Tensão de ruptura (MPa)	Média (MPa)
28 dias	20150	25,66	27,45
	23040	29,34	
	20620	26,25	
	18860	24,01	
	25130	32,00	
	25400	32,34	
60 dias	24300	30,94	32,73
	26450	33,68	
	25110	31,97	
	28050	35,72	
	24940	31,76	

Tabela 13 – Resistência à compressão simples (RCS) do Traço 4 revibrado

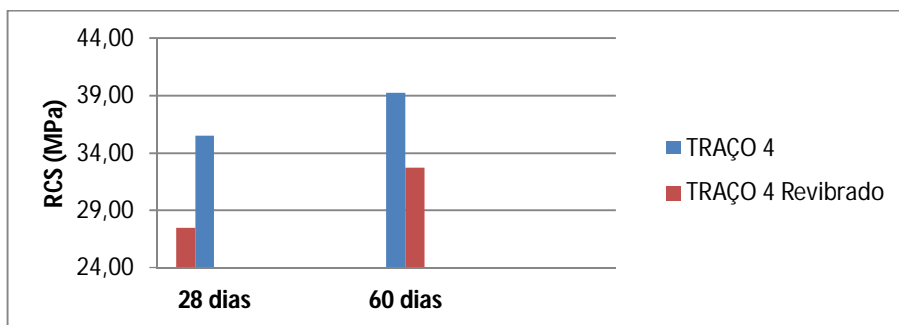


Figura 4 – Resistência à compressão simples médio (RCS) do Traço 4 revibrado.

3.2. Ensaio de aspersão de solução de nitrato de prata

3.2.1. Traço 2

Referentes ao Traço 2, foram obtidos os seguintes resultados demonstrados nas Tab. 14 (a) para a condição normal e (b) para o a condição revibrada. Já a Fig. 5 apresenta o resultado das médias de profundidade de contaminação para a condição normal e revibrado do Traço 2.

Traço 2				Traço 2 revibrado			
CP	Medições (cm)			CP	Medições (cm)		
	1	2	3		1	2	3
1	0,3	0,4	0,3	1	0,3	0,3	0,3
2	0,4	0,3	0,3	2	0,1	0,2	0,4
3	0,5	0,4	0,6	3	0,3	0,3	0,4
Média	0,40	0,37	0,40	Média	0,23	0,27	0,37
(a)				(b)			

Tabela 14 – Dados referentes ao resultado do ensaio de aspersão de nitrato de prata; (a) Traço 2 normal e; (b) Traço 2 revibrado.

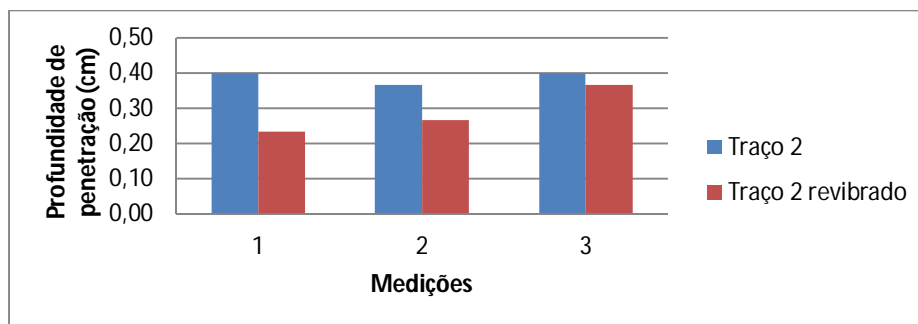


Figura 5 - Médias de profundidade referentes ao Traço 2 normal e revibrado.

3.2.2. Traço 3

Para o Traço 3, foram obtidos os seguintes dados expostos na Tab. 15 (a) e (b). Já a Fig. 6 apresenta as médias de profundidade obtidas na condição normal e revibrado.

Traço 3				Traço 3 revibrado			
CP	Medições (cm)			CP	Medições (cm)		
	1	2	3		1	2	3
1	0,5	0,3	0,4	1	0,2	0,3	0,3
2	0,3	0,3	0,3	2	0,1	0,15	0
3	0,3	0,1	0	3	0,3	0,2	0,4
Média	0,37	0,23	0,23	Média	0,20	0,22	0,23
(a)				(b)			

Tabela 15 – Dados referentes ao resultado do ensaio de aspersão de nitrato de prata; (a) Traço 3 normal e; (b) Traço 3 revibrado.

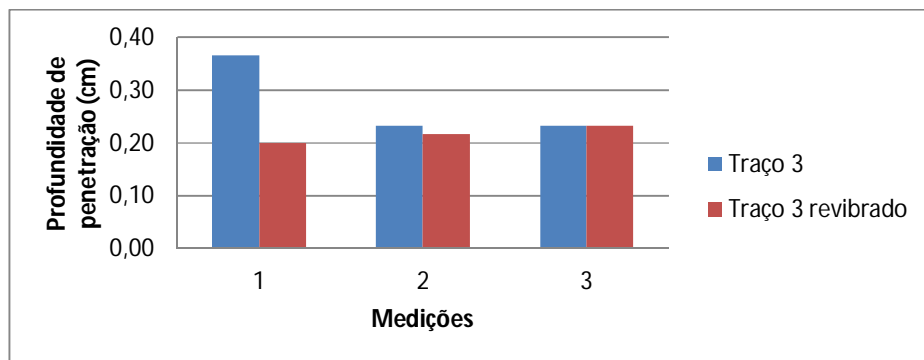


Figura 6 - Médias de profundidade referentes ao Traço 3 normal e revibrado.

3.2.3. Traço 4

Para os dados do Traço 4 elaborou-se nas Tab. 16 (a) e (b). Já a Fig. 7 apresenta as médias de profundidade obtidas na condição normal e revibrado.

Traço 4				Traço 4 revibrado			
CP	Medições (cm)			CP	Medições (cm)		
	1	2	3		1	2	3
1	0,4	0,3	0,4	1	0,3	0,2	0,3
2	0,5	0,4	0,2	2	0,3	0,4	0,3
3	0,4	0,3	0,4	3	0,2	0,4	0,3
Média	0,43	0,33	0,33	Média	0,27	0,33	0,30
(a)				(b)			

Tabela 16 – Dados referentes ao resultado do ensaio de aspersão de nitrato de prata; (a) Traço 4 normal e; (b) Traço 4 revibrado.

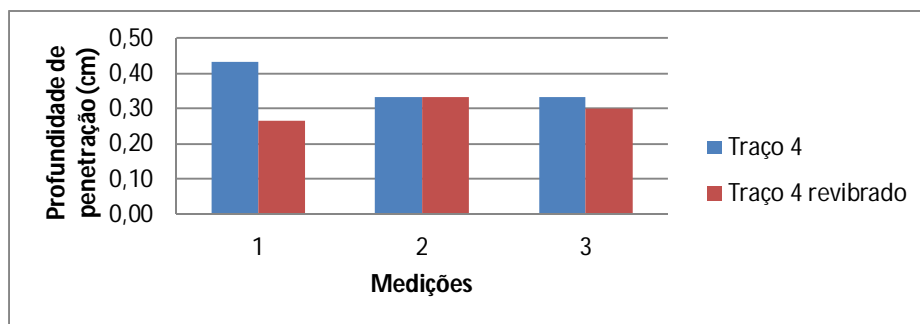


Figura 7 – Médias de profundidade referentes ao Traço 4 normal e revibrado.

4. Conclusões

4.1. Análise dos resultados dos ensaios de compressão

Considerando que os corpos de prova foram moldados utilizando-se o mesmo traço, divergindo somente a revibração, para 4 traços diferentes, verificou-se uma tendência de ganho de resistência após o processo de revibração. Observa-se um ganho de resistência nos Traços 1, 2 e 3 na condição revibrado, assim, verificou-se ganhos de resistência de 5% em média, em relação ao concreto normal, conforme diz Neville (1997) “Foi observado um aumento de resistência de 14%, mas os valores reais devem depender da trabalhabilidade da mistura e de detalhes do procedimento.”.

Assim, percebe-se que a revibração influencia na resistência à compressão do concreto, porém, deve ser mais bem estudada, uma vez que não foram realizados ensaios de caracterização dos materiais utilizados neste experimento, ou seja, não foram verificados os tempos de início e fim de pega do concreto e a granulometria dos agregados graúdo e miúdo.

4.2. Análise dos resultados dos ensaios de aspersão de solução de nitrato de prata.

Para este experimento, considerou-se que os corpos de prova foram confeccionados utilizando-se o mesmo traço, diferindo somente a revibração, para 3 traços diferentes. Ao final do experimento verificou-se uma tendência de redução da penetração de cloretos com a revibração do concreto.

Verificou-se em todas as amostras analisadas uma redução da penetração de cloretos com a revibração do concreto, neste momento é importante salientar que para as amostras do Traço 1 não foram obtidos resultados. Logo, pode-se afirmar haver uma tendência de redução na profundidade de penetração de cloretos em estruturas de concreto revibradas.

4.3. Considerações finais

O efeito da revibração do concreto na resistência à compressão e penetração de cloretos apresenta significativa importância para os concretos utilizados em obras correntes. A grande importância desta pesquisa foi ter estudado traços básicos utilizados em obras.

Como é natural, nenhuma pesquisa esgota o tema que se propõe a estudar como é também o caso deste estudo. Considera-se que existe uma necessidade de realizar mais estudos para avaliar e ampliar os resultados obtidos nesta pesquisa.

5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial: Especificação. Rio de Janeiro, 1991.

_____.NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova: Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

_____.NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

_____.NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência peso abatimento do tronco de cone: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

_____.NBR 7215: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão: Especificação. Rio de Janeiro, 1997.

Neville, A. M. Propriedades do concreto. São Paulo. Pini, 1997.

NORDTEST NT BUILD 443: Accelerated chloride penetration, Finland, 1997.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, November 12th to 14th 2014

CALCULATION OF CURRENT LOADS ON TANKERS IN SINGLE AND SIDE-BY-SIDE CONFIGURATIONS

Guilherme Feitosa Rosetti^{1,3}, Mariana Lopes Pinto^{1,4}, Eduardo Aoun Tannuri⁵

¹Argonáutica Engenharia e Pesquisas

Av. Prof. Lineu Prestes, 2242, São Paulo, Brazil

³Department of Naval Architecture and Ocean Engineering - EPUSP –University of São Paulo

⁴Department of Civil Engineering - EPUSP –University of São Paulo

⁵Department of Mechatronic Systems - EPUSP –University of São Paulo

Av. Prof. Mello Moraes, 2231, São Paulo, Brazil

e-mail: rosetti@argonautica.com.br

SUMMARY

Current loads on ships must be obtained for a number of engineering activities, such as mooring design, offloading operations and Dynamic Positioning (DP) systems. In this paper, we investigate the flow pattern and current loads on a single Suezmax tanker and two side by side Suezmax tankers for incidences from 0 to 360 degrees by means of Computational Fluid Dynamics calculations and comparison with benchmark results. The single ship calculations confirm the trends observed in the benchmark model tests results, whereas the side by side ships results show very distinct behavior when compared to the single ship configuration. It follows that it is crucial to model both ships with the correct gap and under keel clearance for proper evaluation.

1. INTRODUCTION

Evaluation of current loads on ships is important for mooring design, evaluation of offloading operations, Dynamic Positioning (DP) systems, among others. The current loads are usually evaluated in all relevant incidences by means of model scale experiments or Computational Fluid Dynamics (CFD) calculations.

OCIMF (2008) provides current coefficients for a model scale single tanker in a range of different under keel clearances, a parameter that can strongly interfere in the flow pattern and loads on the ship. This data base is important and useful for engineering design and operation, but one has to keep in mind that the results concern ships with particular geometries that might differ somewhat from that under consideration. Good enough as it is for most single-ship evaluations, side by side ships have not been included in that data base and we argue that using those results from single ships to evaluate side by side vessels is not correct from the conceptual standpoint and might produce potentially unsafe conclusions.

Unlike the case for single ships, there have been fewer publications showing results for tankers in side by side configuration and, in particular, current and wind loads results. A few papers discuss offloading operations of platforms, such as Yuck et al. Choi (2007) and Yuck et al. (2005), in which CFD calculations and model tests are done to evaluate the operation between an FPSO and shuttle tanker. Arslan, et al. (2014) have conducted an interesting investigation of the hydrodynamics of side by side ship section with CFD calculations and experiments for showing that this is a difficult issue to tackle, especially when the gap between the ships is relatively small.

Motivated by those issues, the present paper tackles the current loads problems by employing CFD calculations and comparison with benchmark for single and side by side Suezmax tankers in 360 degrees incidence.

The paper is organized as follows: Section 2 presents an overview of the objectives and methodology adopted herein; Section 3 presents some relevant information about the problem and setup, after which, Section 4 presents information regarding boundary and initial conditions of the calculations, whereas Section 5 shows numerical settings of the calculations; finally, Sections 6 and 7 present, respectively, the analysis of the flow fields and the loads for the different configurations; Section 8 presents some conclusions and recommendations.

2. OBJECTIVES AND METHODOLOGY

In this paper, we investigate the hydrodynamic behavior of tankers in single and side-by-side configuration. In particular, we are interested in the current loads, velocity and pressure distribution on single and side-by-side Suezmax ships.

For that purpose, CFD calculations for the single Suezmax in model scale are done with current incidences from 0 to 180 degrees (the ship is symmetrical about the center plane) and steps of 30 degrees. These results are compared to the model test results from OCIMF (2008).

Moreover, calculations with two Suezmax in side-by-side configuration in model scale are done in order to obtain the current loads on the ships and highlight the differences when compared to the single-ship case.

3. DEFINITIONS AND SETUP CONFIGURATION

Reynolds number is defined as:

$$Re = \frac{\rho U_{ref} L_{ref}}{\mu} \quad (1)$$

in which ρ and μ are, respectively, the water density and dynamic viscosity; L_{ref} and U_{ref} , reference length and velocity here taken as the ship length and inflow velocity. On the other hand, the Froude number is defined as:

$$F_n = \frac{U_{ref}}{\sqrt{gL_{ref}}} \quad (2)$$

in which g is the gravitational constant.

Furthermore, let the dimensions L_{BP} , B and T refer, respectively, to the ship length, beam and draft. We then define the longitudinal and transversal forces and moment coefficients according to the conventions from OCIMF (2008) as:

$$C_x = \frac{F_x}{\frac{1}{2}\rho L_{BP} T U_{ref}^2} \quad (3)$$

$$C_y = \frac{F_y}{\frac{1}{2}\rho L_{BP} T U_{ref}^2} \quad (4)$$

$$C_{mz} = \frac{M_z}{\frac{1}{2}\rho T U_{ref}^2 L_{ref}^2} \quad (5)$$

The pressure and velocity coefficients are defined as:

$$C_p = \frac{p_{dynamic} - p_{ref}}{\frac{1}{2}\rho U_{ref}^2} \quad (6)$$

$$C_v = \frac{U_x}{U_{ref}} \quad (7)$$

Figure 1 shows the Suezmax ship geometries for both alone and side by side configurations. As showed in Tab. 1, the calculations were done with the model scale geometries and conditions, in order to compare with the model scale data from OCIMF (2008) and to avoid numerical issues related to full scale calculations. Evidently, in a further step, these issues would have to be tackled.

Figure 1 also shows the local axes convention, according to which the local x , y and z directions are directed, respectively, from stern to bow, from starboard to port and from keel upwards. The flow incidence convention is presented in Fig. 2. The ship geometries are rotated counterclockwise as of 0 degrees incidence with steps of 30 degrees up to 180 degrees, also in accordance with the OCIMF (2008) convention. Moreover, for the side by side configuration, we have considered a ship in ballast always located starboard of the ship in full draft configuration, according to Fig. 2. Finally, it is very important to note that the bottom is at a position such that the distance from the keel of the loaded ship is 4.4 times the draft of that ship, i.e. $WD/T = 4.4$.

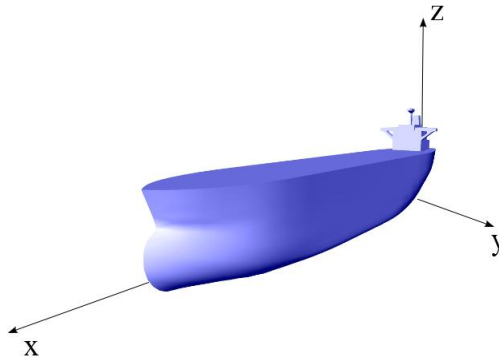


Figure 1 – Geometry of the Suezmax ships used in the calculations

Table 1 – Main characteristics of the ships

	Full Scale	Model Scale
Length between perp.	264 m	2.64 m
Beam	45 m	0.45 m
Draft Loaded	15.3 m	0.153 m
Draft Ballast	9.5 m	0.950 m
Displacement loaded	131074 m ³	0.131 m ³
Displacement ballast	73074 m ³	0.073 m ³
Distance between sides	3.6 m	0.036 m
Re_L	3.0×10^8	3.0×10^5
F_n	0.02	

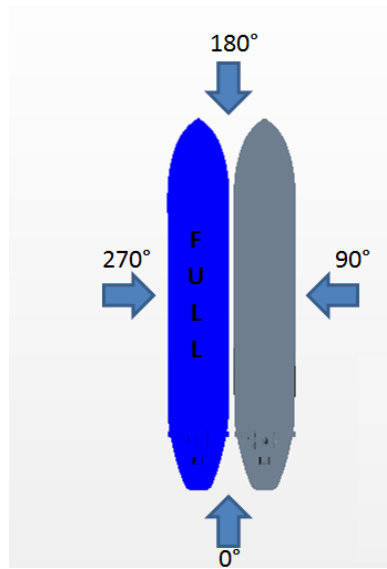


Figure 2 – Incidence convention for the calculations

4. BOUNDARY/INITIAL CONDITIONS AND GRIDS

For the calculations showed in this paper, we have used the domains outlined in Fig. 3, both for alone and side by side configurations. As noted by Faltinsen (1990), in current calculations, especially in bluff bodies such as these ships, one should consider the free surface effects, as these might be relevant and alter the force calculations. As we saw above, the Froude number is relatively low, thus we can anticipate that the wave added resistance might play a smaller role in the overall resistance.

Symmetry and pressure boundary conditions are also commonly applied, but one should keep in mind that this might introduce some physical imprecision. The calculation domains are rectangular in shape, with inflow and outflow boundaries. On the sides and top boundaries, symmetry condition has been applied, whereas on the bottom boundary and ship surface a no-slip condition has been enforced.

The grids are unstructured and hexahedral, designed with refinement blocks in the regions of greatest details. Prismatic layers are applied on the walls to allow proper calculation of boundary layers. Furthermore, the first layers were close enough to the walls to yield the wall Reynolds number $y^+ < 50$, allowing the proper performance of the wall functions. A grid convergence analysis was done in order to ensure enough grid resolution and over 10 million cells grid showed to be sufficient for a proper calculation.

The refinement blocks were applied on the region of the free surface with at least 10 vertical layers of a few millimeters each and around the ship, as showed in Fig. 6. This figure presents the grid layout for the 30 degrees incidence calculation, as an example. A sensitivity study has been performed both in space and time to achieve forces and moments which showed differences up to 5%.

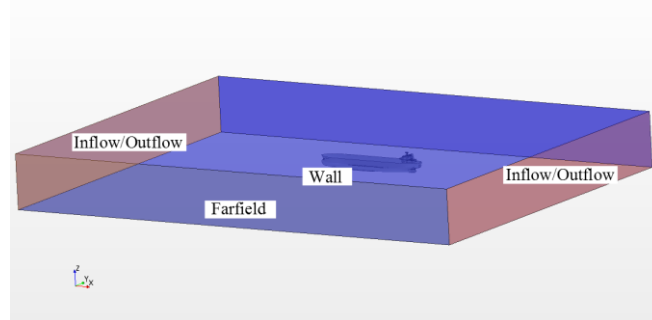


Figure 3 – Domain outline and boundary conditions for the single configuration and side by side configurations

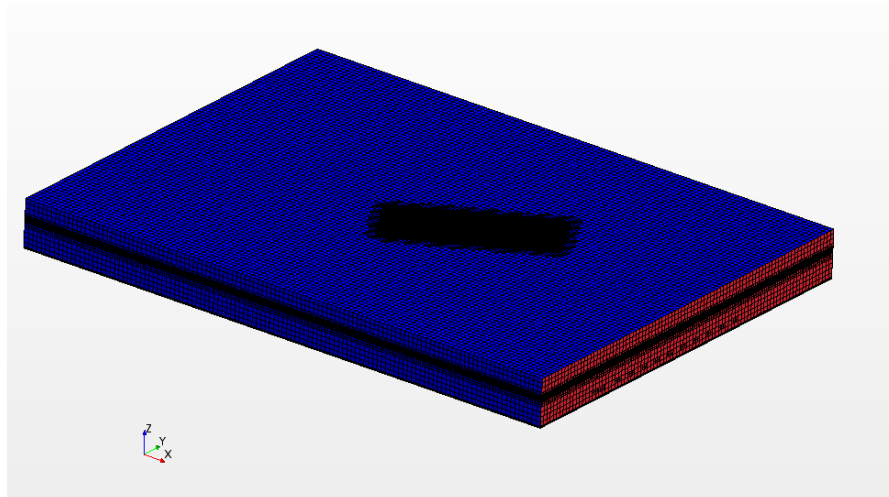


Figure 4 – Grid layout for the calculations

Figure 5 shows some details of the grids used in the calculations of the alone and side by side ships. Both types of refinement blocks, namely the free surface refinement and the refinement around the ships are seen. The ship surface discretization is quite fine, with a resolution of the order of centimeters. Far from the ships, body forces damp the free surface perturbations avoiding reflections.

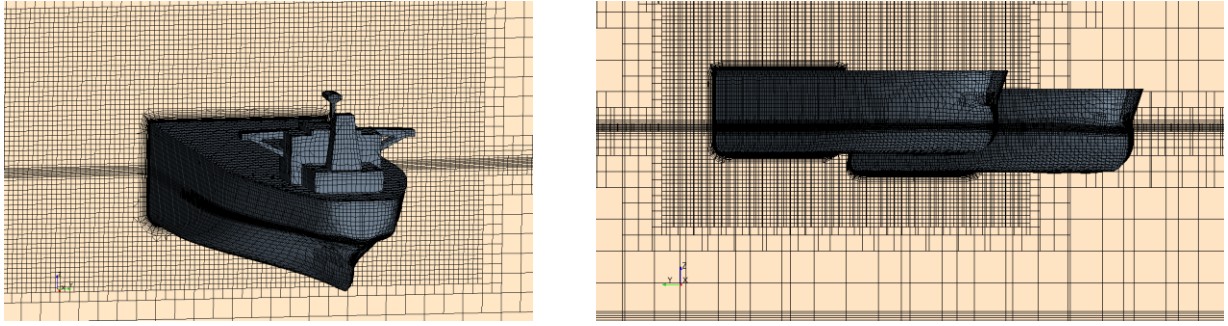


Figure 5 – Some details of the grids used for the single ship calculations, on the left and side by side, on the right

5. NUMERICAL SETTINGS

The StarCCM+ package (StarCCM+ (2014)) was used in these calculations, which includes the grid generation, solver and post-processing features. It is a Finite Volume based code, which handles incompressible, unsteady, multiphase flows with a VOF-based strategy with second order schemes in space and time discretization. In our calculations, momentum and pressure equations are solved in a segregated manner, with the additional free-surface and the $k - \omega$ turbulence model equations Wilcox (1999). The momentum, continuity and free surface equations for the volume fraction are:

$$\frac{\partial(\rho V_i)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho V_i V_j + \rho v'_i v'_j) = -\frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\mu \left(\frac{\partial V_i}{\partial x_j} + \frac{\partial V_j}{\partial x_i} \right) \right] + \rho B_i \quad (8)$$

$$\frac{\partial V_i}{\partial x_i} = 0 \quad (9)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\alpha U_i) = 0$$

In the present calculations the iterative convergence criteria was set for L_2 to drop at least 2 orders of magnitude, which, as high as it is, can be quite difficult to achieve with this software. Despite such loose criteria, our studies on iterative convergence levels showed that this provides an acceptable balance between accuracy (for engineering purposes) and computer time and power consumption. Figure 6 shows an example of the iterative convergence for one of the calculations. As an overall characteristic, the free-surface equation is the main reason for difficult overall convergence, chiefly because of the gradient calculation.

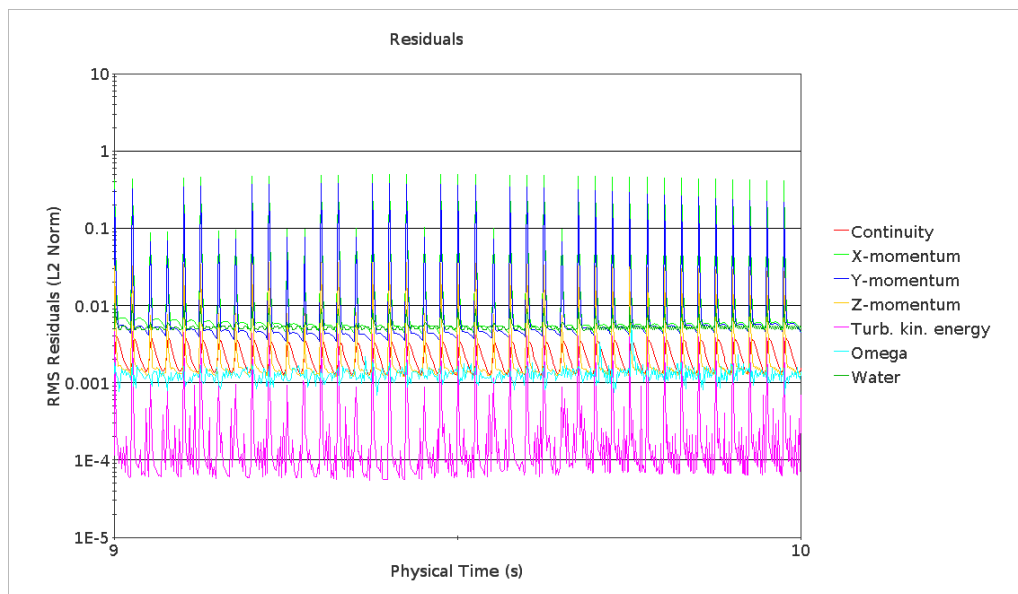


Figure 6 – An example of the residuals for the calculations done herein

6. FLOW VISUALIZATION

In this section, we present some field plots for the single and side by side configurations, which allows a comparison between them.

6.1. Ship in single configuration

Figure 7 show the velocity coefficient for the single Suezmax at the longitudinal symmetry plane in 0 degree incidence, that is, from stern to bow. The stagnation regions at the stern and bow coherently display low velocities, besides a relatively thin wake downstream.

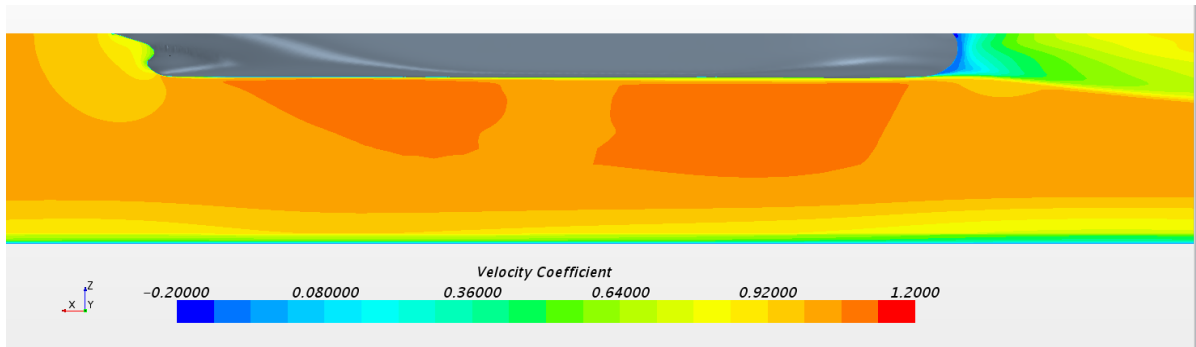


Figure 7 – Velocity coefficient for the single ship in 0 degree incidence at the vertical longitudinal symmetry plane

Figure 8 and Fig. 9, on the other hand, show the midsection plane for the 90 degrees incidence case, with velocity and pressure coefficients, respectively. One notices a much wider wake downstream of the ship, which will certainly have a large effect on another ship downstream, as we shall see below.

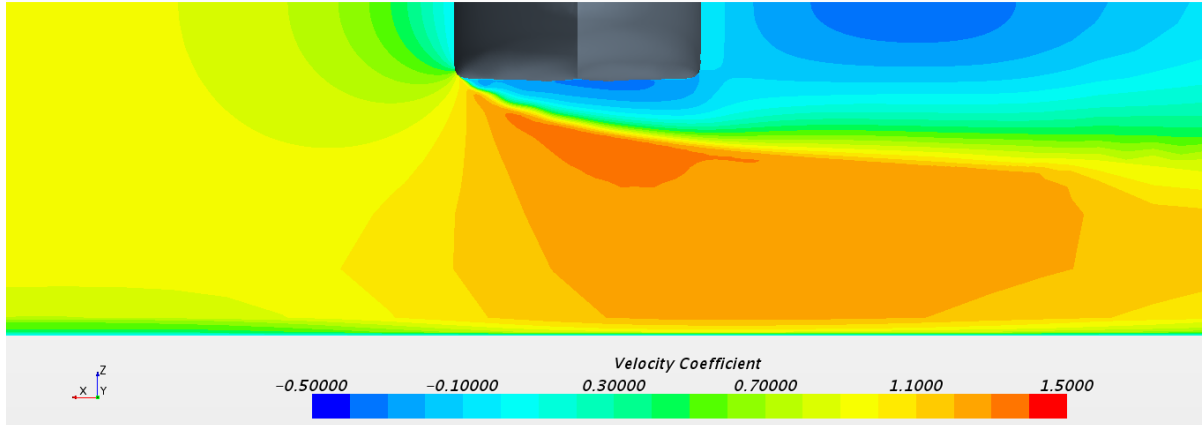


Figure 8 - Velocity coefficient for the single ship in 90 degree incidence at the vertical transversal midsectional plane

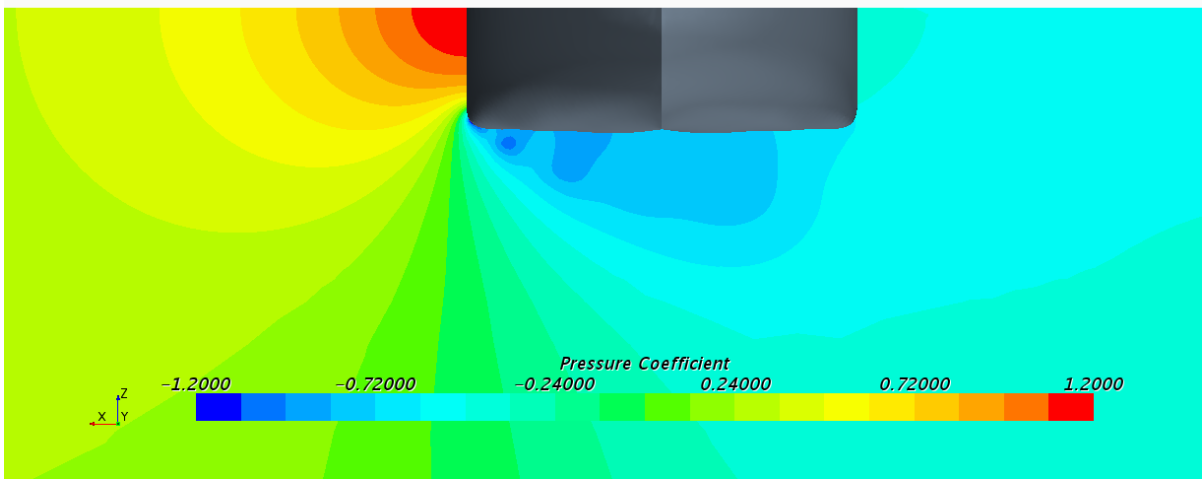


Figure 9 - Pressure coefficient for the single ship in 90 degree incidence at the vertical transversal midsection plane

6.2. Ship in side by side configuration

Figure 10 and Fig. 11 show, respectively velocity coefficient for 0 degrees at a plane right below the free surface and 90 degrees at the midsection plane. As anticipated, there is a reasonable difference of in the flow fields comparing the single and side by side cases, especially for the 90 degrees incidence.

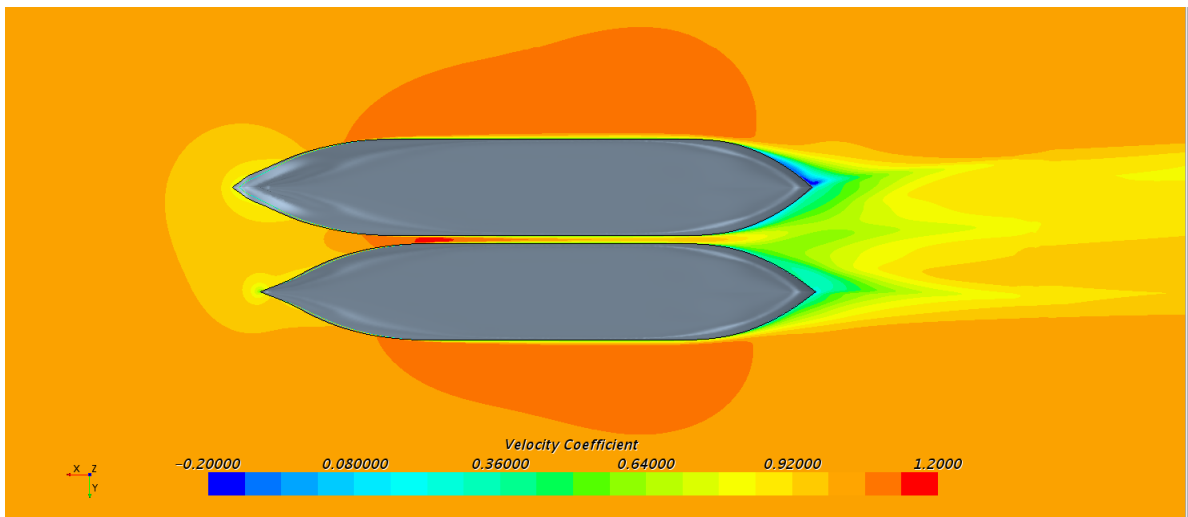


Figure 10 - Velocity coefficient for the side by side ships in 0 degree incidence at the vertical longitudinal symmetry plane

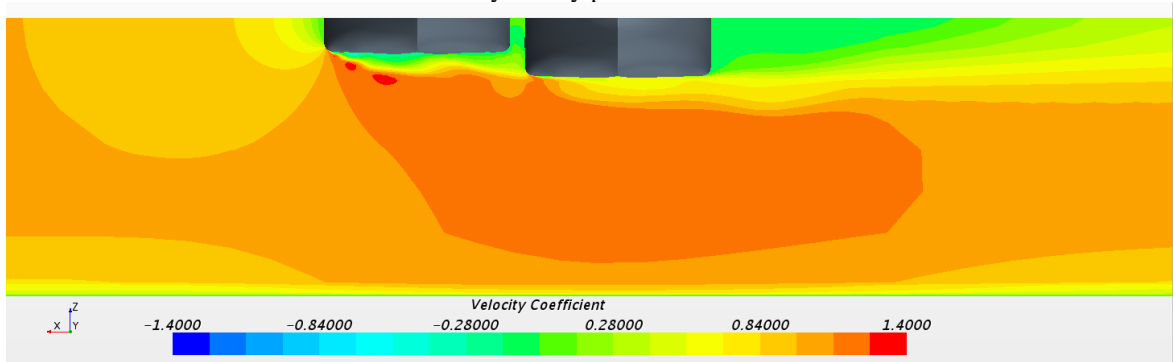


Figure 11 – Velocity coefficient for side by side ships in 90 degree incidence at the vertical transversal midsection plane

7. FORCE RESULTS AND DISCUSSION

Figure 12 shows the forces and moment coefficients calculated for the single ship in comparison with the experimental results from OCIMF (2008). There is a fair agreement of the trend lines, even though the ship geometries are not the same. The differences, noted mostly for incidences near 90 degrees can be attributed to any slight geometrical differences between our hull and the one reported by OCIMF (2008). In both cases, we note the largest C_x for incidences near 0 and 180 degrees, whereas those conditions imply the smallest C_y and C_z . On the other hand, the incidences close to 90 (or, equivalently, 270) degrees provide the smallest C_x and C_z , but the largest C_y . The largest moment coefficients are evidently for quartering seas.

Finally, Fig. 13 shows the forces and moment coefficients for the two ships in side by side configuration. It is firstly interesting to compare these lines to the ones presented in Fig. 12 for the ship in single configuration. Both ships in fully loaded and ballast conditions show some significant differences compared to the single ship configuration. For the C_y , the differences between the single ship and the loaded side by side ship are not so big, for this case, however, the ship in ballast condition shows quite different behavior when compared to the single one. Moreover, there is even a possibility of the two ships attracting each other (directions close to 270 degrees). The overall trend is that the ballast ship tends to be protected by the loaded one, even when the former is upstream of the latter. It is also important to note that as depth is decreased, there are significant changes in the behavior of the ships, both in single and in side by side configurations

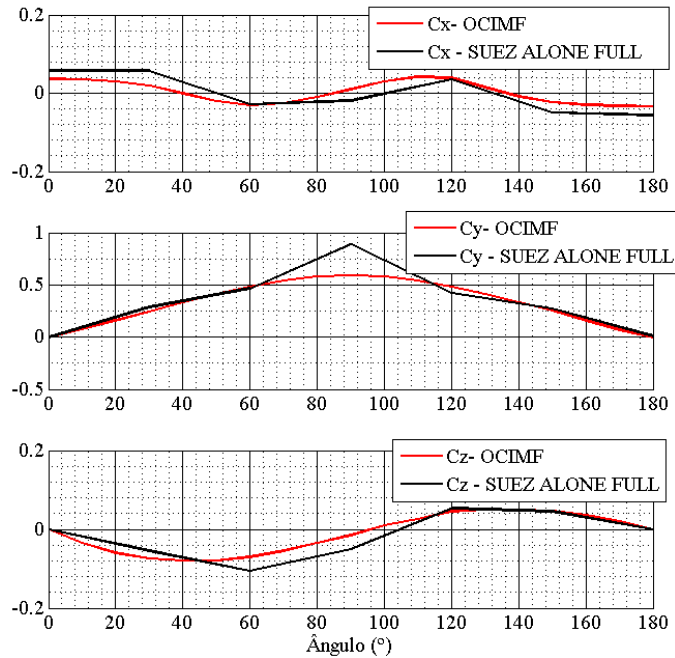


Figure 12 – Comparison between calculated and OCIMF C_x (top frame), C_y (middle frame) and C_z (bottom frame) for single tanker

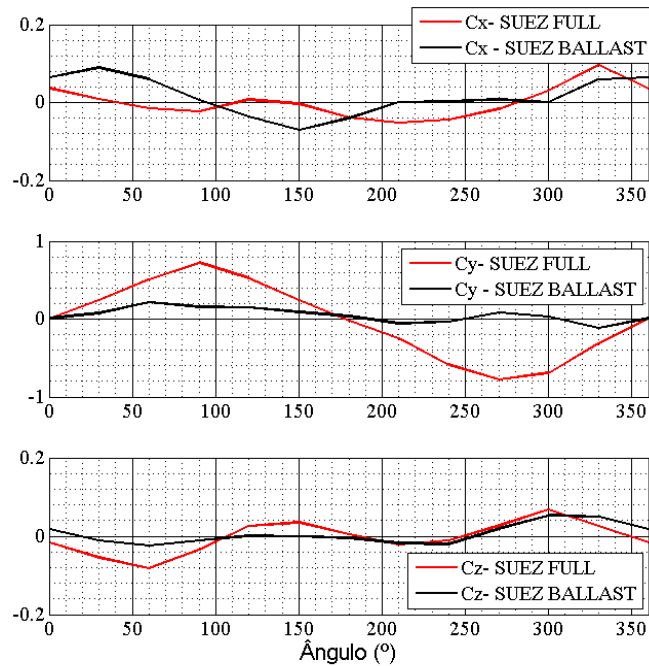


Figure 13 - Comparison between calculated full and ballast C_x (top frame), C_y (middle frame) and C_z (bottom frame) for side by side ships

8. CONCLUSIONS

This paper presented CFD calculations in model scale for a single and two side by side Suezmax tankers in 360 degrees incidences with steps of 30 degrees.

For the single ship calculations, comparison with OCIMF, 2008 was carried out with a fair agreement. Disparities are due to differences in the geometry of the ship of our calculations and the one used by OCIMF. The largest C_x occurs for incidences near 0 and 180 degrees, whereas those conditions imply the smallest C_y and C_z . The incidences close to 90 or 270 degrees provide the smallest C_x and C_z , and the largest C_y . The largest moment coefficients are for quartering seas.

For the side by side calculations, both ships in fully loaded and ballast conditions show some significant differences compared to the single ship. The overall trend is that the ballast ship tends to be protected by the loaded one, even when the former is upstream of the latter. It is also important to note that as depth is decreased, there are significant changes in the behavior of the ships, both in single and in side by side configurations

9. BIBLIOGRAPHY

Arslan, T., Visscher, J., Pettersen, B., Muthanna, C., & Andersson, H. (2014). Numerical and Experimental Study of the Flow around Two Ship Sections Side-By-Side. *ASME 2014 33rd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering* .

Faltinsen, O. (1990). *Sea Loads on Ships and Offshore Structures*. Cambridge University Press.

OCIMF. (2008). *Mooring Equipment Guidelines*. 3ª edição.

Wilcox, D. (1999). *Turbulence Modeling for CFD*. DCW Industries.

Star CCM + v9.02 manual (2014).

Yuck, R. H., K., P. M., & Choi, H. S. (2007). Estimation of Current Loads on Side-by-Side Moored Two Vessels. *Proceedings of the Sixteenth (2007) International Offshore and Polar Engineering Conference* .

Yuck, R., Hong, S., & Choi, H. (2005). Estimation of Current Loads on Offshore Vessels. *Proceedings of the Fifteenth International Offshore and Polar Engineering Conference* .

10. LIABILITY WARNING

The authors are the sole responsible for the material included herein.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

APLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO SWAN EM LOCAIS COM VEGETAÇÃO NA HIDROVIA TIETÊ-PARANÁ – LAGO DA BARRAGEM DE ILHA SOLTEIRA, BRASIL

A.S. Vieira¹, I.C. Gregório², C.J.E.M. Fortes³, T. Suzuki⁴, G.F. Maciel⁵

¹UNESP- Universidade Estadual Paulista, Alameda Bahia, 550, Ilha Solteira – S.P/Brazil
adriana.ilha@gmail.com

²FCUL - Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal
igorcgreg@gmail.com

³LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal
jfortes@lneec.pt

⁴Flanders Hydraulics Research, Antwerp, Belgium
tomohiro.suzuki@mow.vlaanderen.be

⁵UNESP- Universidade Estadual Paulista, Alameda Bahia, 550, Ilha Solteira – S.P/Brazil
maciel@dec.feis.unesp.br

RESUMO

Este artigo descreve a aplicação do modelo SWAN-VEG para o lago da barragem de Ilha Solteira - São Paulo, Brasil, que faz parte da Hidrovia Tietê-Paraná, a fim de analisar a influência da vegetação sobre a redução da energia das ondas perto das margens do lago. Primeiramente, o modelo é aplicado, considerando uma profundidade constante em todo o reservatório da barragem e uma pequena área de vegetação localizada junto ao paredão da barragem. São testados vários valores de velocidade e direção do vento, bem como diferentes tipos de vegetação. Em seguida, a batimetria real do lago é considerada, bem como vegetação em determinadas zonas nas margens do lago. Várias condições de vento são testadas e comparadas para as situações com e sem vegetação.

1. INTRODUÇÃO

A Hidrovia Tietê-Paraná é uma rota de navegação localizada nas regiões sul, sudeste e centro-oeste do Brasil. Permite a navegação do transporte de cargas e passageiros ao longo dos rios Paraná e Tietê. É considerado importante para o escoamento da produção agrícola para os estados de Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e para uma parcela de Rondônia, Tocantins e Minas Gerais. Detém doze terminais, espalhados por 76 milhões de hectares. O início deste sistema promoveu a implementação de 23 pólos industriais, 17 pólos turísticos e 12 centros de distribuição, criando assim diretamente cerca de 4.000 postos de trabalho. A Figura 1 mostra o segmento da Hidrovia Tietê-Paraná, que é parte da barragem do lago de Ilha Solteira.

Em certas áreas do lago, as ondas geradas pelos ventos e pela passagem dos navios que atravessam frequentemente a hidrovia, são responsáveis pela erosão das margens e por grandes deslizamentos de terra. Para aliviar estes problemas, o uso da vegetação, que leva à redução consequente das ondas geradas, é uma opção atraente, pois dissipa a energia das ondas, sem cargas ambientais e económicas. Portanto, é fundamental analisar a influência da vegetação sobre a redução da energia das ondas perto da margem do lago.

Num trabalho anterior de Vieira *et al.* (2013), o modelo SWAN (Booij *et al.*, 1996) foi aplicado para caracterizar as ondas geradas pelo vento sobre o lago da barragem (sem vegetação). É importante salientar que para o lago Ilha Solteira há um extenso plano de monitorização para medições realizado no âmbito do projeto de investigação FINESP - ONDISA5, UNESP (1997, 2008). No entanto, essas medições são feitas apenas em quatro locais distribuídos no lago, o que impossibilita uma visão geral de todo o lago como o modelo numérico faz.



Figura 1: Barragem do reservatório de Ilha Solteira, São Paulo, Brasil. Representação do segmento / rota da Hidrovia Tietê-Paraná. Vistas gerais.

Para analisar a influência da vegetação na redução da altura das ondas junto às margens, a intenção deste trabalho foi aplicar a versão mais recente do modelo numérico SWAN (versão 41.01, SWAN team, 2014), que inclui a dissipação de energia devido à vegetação, SWAN-VEG (Suzuki *et al.*, 2011), na área do lago da barragem de Ilha Solteira.

O modelo foi aplicado para os dados de vento obtidos a partir de um anemômetro sônico 2D instalado numa árvore no lago, localizada a cerca de 250 metros de distância da margem. Foi analisado o efeito da vegetação existente quanto à atenuação da altura das ondas, tendo sido primeiramente considerada uma profundidade constante em todo o reservatório da barragem e vários valores de velocidade e de direção do vento, bem como diferentes tipos de vegetação. Posteriormente, considerando a batimetria real do lago, realizaram-se testes sem vegetação e com vegetação situada em vários lugares ao redor do lago. Para ambas as situações, foram consideradas diversas condições de onda e características de vegetação.

Este artigo começa com uma breve descrição da área de estudo (secção 2) e da coleta de dados. Em seguida, a descrição do modelo numérico utilizado (secção 3) e a sua aplicação para a área de estudo (secção 4) são apresentadas, considerando-se abatimetria constante e real. A discussão dos resultados obtidos para as diferentes condições é apresentada na secção 5 e, por fim, as conclusões são discutidas na secção 6.

2. ÁREA DE ESTUDO

2.1 Visão Geral

A área de estudo é o reservatório da barragem de Ilha Solteira, a terceira maior barragem no Brasil. Situa-se perto da cidade de Ilha Solteira, um dos municípios do Brasil na região noroeste do estado de São Paulo, Brasil (Figura 1), a cerca de 699 km de distância da capital de São Paulo. O lago artificial tem uma extensão de 100 km e sua barragem está localizada na latitude 20°25'58 "S, longitude 51°20'33" W, e uma altitude de próxima de 335 m. A barragem é uma das mais importantes na hidrovia Tietê-Paraná e está localizada onde os rios Tietê e Paraná se encontram, perto da fronteira do Mato Grosso do Sul.

A vegetação no lago é dispersa no lago e encontra-se distribuída na maioria das áreas de baixa profundidade, perto da margem do lago. A vegetação tem um diâmetro que varia entre 5 e 7 mm, uma densidade de cerca de 1 000 plantas/m² e uma altura de cerca de 0.7 m, localizado em áreas de águas rasas (0.1 m).

2.2 Coleta de Dados

Um extenso plano de monitoramento na região está sendo realizado, Morais *et al.* 2009, assim como também a definição de um sistema de alerta, no âmbito do projeto de investigação FINESP - ONDISA5. O objetivo é desenvolver modelos preditivos para geração de ondas de vento a fim de ser incluído num sistema de alerta para navegação. Várias campanhas de medição de vento e ondas já foram realizados.

O sistema de aquisição de dados para a velocidade do vento e a sua direção compreende anemômetros 2D distribuídos ao redor do lago e posicionado a 30 m de altura, em faróis. Os dados são coletados e enviados por telemetria para serem processados e armazenados no Laboratório de Hidrologia e Hidrometria da UNESP de Ilha Solteira. Para a análise e processamento de dados de vento, o software OndisaCsat3 é usado (Maciel *et al.*, 2009).

Além disso, existe também uma estrutura vertical, de 6 m de altura implementada dentro do lago, próximo da barragem, ligada a uma árvore, onde foram ligados anemômetros tipo concha posicionados a 0.3, 0.6, 1.2 m, tal como demonstrado na Figura 2. O objetivo é de perfilar os dados de vento (usado no presente trabalho) neste local, o que é feito por o anemômetro 2D, situado no topo da torre, Figura 2. Os dados de vento são registrados num CR1000 data-

logger de Campbell Scientific. Os anemômetros tipo concha apenas permitem a medição da velocidade do vento, enquanto o anemômetro 2Dsonic mede a velocidade e direção do vento.

Para as medições da onda, um sistema de boias onda piloto e ADCP onda, colocados no fundo do lago, foram utilizados. Os dados são transmitidos online para a central de recepção de dados. Um exemplo de processamento de onda é ilustrado na Figura 3.

Em detalhe, o equipamento implementado dentro do lago e perto da árvore consiste em (Figura 2): (1) um ADCP-ondas, a 8 m de profundidade, 20 metros de distância da base da árvore e conectados via cabo ao rádio localizado na caixa de instrumentação; (2) um transdutor de pressão (Druck), a 1 m de profundidade e ligado ao conjunto datalogger / rádio localizado na caixa de instrumentação; (3 e 4) anemômetros tipo concha convencionais, a 0.3, 0.6, 1.2 m de altura na estrutura amarrada à árvore; (5) um anemômetro Ultrasonic 2D, localizado na parte superior da estrutura; (6) instrumentação Box, que contém rádio, coletores de dados, baterias, etc.; (7) antenas de transmissão de dados; (8) um sistema de energia solar painel, 80W; (9) uma câmara de vídeo de alta resolução e baixo consumo de energia, para a visualização de onda em tempo real.

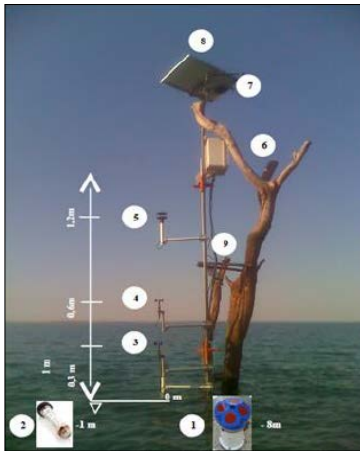


Figura 2: Instrumentação e telemetria.

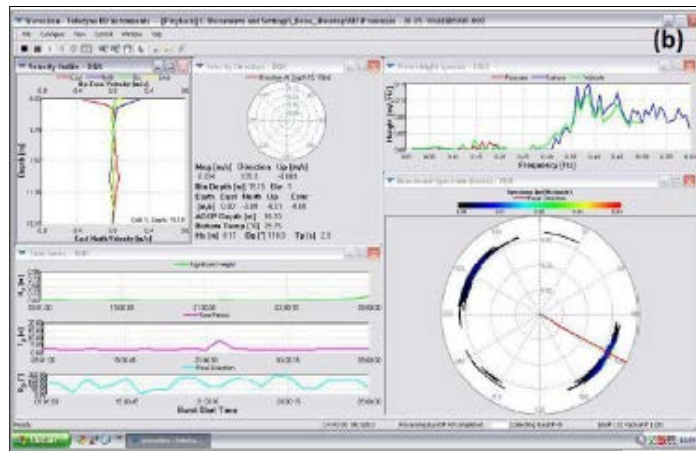


Figura 3: Tela de software de processamento de WAVESMON.

3. MODELO NUMÉRICO SWAN

3.1 Conceitos Básicos

O modelo numérico SWAN (*Simulating WAves Nearshore*) modela a geração, propagação e dissipação de ondas do mar com base na equação de balanço da ação das ondas, Booij *et al.* (1999). Este modelo, disponível na internet, é continuamente atualizado pela Delft University of Technology (Holanda).

O modelo SWAN é capaz simular a propagação de ondas do mar a partir de alto mar até à costa e considera os principais processos físicos de refração, difração e empolamento, devido à variação da profundidade do fundo e à presença de correntes, de ondas. Inclui também o crescimento de onda induzida pelo vento, quebras de onda devido à variação do fundo e à declividade, dissipação de energia por atrito no fundo, bloqueio de onda e reflexão, bem como a transmissão de ondas.

O campo de onda na região de estudo é caracterizado por um espectro de ação das ondas 2D, que permite que o modelo represente o crescimento das ondas causadas por vento ou pela presença de ondulação.

Os dados necessários para executar o modelo SWAN são a batimetria da região de estudo, as condições de contorno na entrada de domínio e um conjunto de parâmetros de cálculo. Entre os diversos resultados produzidos por SWAN são importantes mencionar a altura significativa e média das ondas e os períodos de pico, a propagação de direção, o parâmetro de largura de banda e o nível médio de água em qualquer ponto do domínio computacional definido.

3.2 SWAN VEG

Neste trabalho, o modelo SWAN-VEG (Suzuki *et al.*, 2011) é usado. Este é o modelo SWAN original com a adição do módulo de vegetação, que contém um termo de dissipação de energia devido à vegetação, que é subtraído à energia das ondas de entrada. Isso resulta numa altura de onda inferior uma vez que a energia da onda é inferior na área com vegetação e na área atrás da mesma.

Assim, para ondas com propagação numa certa direção x , o fluxo de energia de onda permanece constante se nenhuma energia for perdida ou adquirida. Isto é indicado como:

$$\frac{\partial F}{\partial x} = 0 \rightarrow \frac{\partial}{\partial x} [E \cdot c_g] = 0 \quad (1)$$

Contudo, a vegetação provoca uma perda de energia que resulta numa diminuição do fluxo de energia das ondas e em novas condições de onda. Aqui o módulo de vegetação determina uma dissipação de energia de longo prazo, ε_v [kg.s⁻³], que é subtraída ao fluxo de energia das ondas. O próprio modelo SWAN original não muda, apenas um termo de dissipação extra é adicionado ao modelo, denotado na equação 2:

$$\frac{\partial F}{\partial x} = -\varepsilon_v \rightarrow \frac{\partial}{\partial x} [E \cdot c_g] = -\varepsilon_v \quad (2)$$

Esta força é traduzida numa quantidade de energia que dá a seguinte dissipação de energia de longo prazo, ε_v , com base em Dalrymple *et al.* (1984), e Kobayashi *et al.* (1993) e de acordo com Mendez e Losada (2004).

O termo de dissipação é sempre negativo, uma vez que provoca uma perda de energia. A equação 3 mostra que a expressão de dissipação é uma função das seguintes condições de onda e de vegetação.

$$\varepsilon_v = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \rho C_D b_v N \left(\frac{kg}{2\sigma}\right)^3 \frac{\sinh^3(kah) + 3\sinh(kah)}{3kcosh^3(kh)} H_{rms}^3 \quad (3)$$

A vegetação é modelada como obstáculos cilíndricos causando força de arrasto. A vegetação é definida por quatro características (altura - ah [m]; diâmetro - b_v [m]; densidade - N [planta/m²] e coeficiente de arrasto - C_D [-]). Há também um parâmetro usado para quantificar a vegetação, denominado fator de vegetação (V_f [planta/m]) e que é dado por:

$$V_f = b_v \times N \times C_D \quad (4)$$

4. APLICAÇÕES DO MODELO SWAN

A aplicação do modelo SWAN para a área de trabalho do reservatório da barragem de Ilha Solteira, a fim de caracterizar o campo de ondas, na presença de vegetação, é aqui descrito.

Em primeiro lugar, devido à falta de informação detalhada sobre a vegetação existente na zona em estudo, foram realizados vários testes de sensibilidade, um com batimetria de profundidade constante e outro com a batimetria real, variando a velocidade e direção de vento, bem como as características da vegetação (altura, densidade, etc.). Desta forma, foi possível avaliar o efeito da vegetação e das suas características no campo de ondas gerado.

Nas seções seguintes, apresentamos as condições de entrada do modelo para as batimetrias constante e real. Os resultados numéricos são apresentados e discutidos.

4.1 Condições de Entrada

O cálculo do domínio do modelo SWAN foi discretizado com 3 grelhas (Figura 4 para batimetria constante, Figura 8 para batimetria real). A maior grelha é de 58 km por 33 km, o espaçamento em x e em y é de 1000 m para batimetria constante e 500 m para os testes de batimetria real, e abrange todo o território do reservatório da barragem de Ilha Solteira. A grelha seguinte é, para batimetria constante, 26.6 km por 28.4 km e com uma distância entre nós de 500 m e para a batimetria real de 5 km por 13.5 km e 250 m de distância entre nós.

Finalmente, para a batimetria constante, foi utilizada uma terceira grelha com 14.8 km por 14.3 km e 250 m entre nós, e para a batimetria real, 11.3 km por 5.2 km e 50 m entre os nós. Foram definidos vários pontos (P1 a P9, embora apenas P1, P6 e P9 para batimetria constante e P7 e P9 para a batimetria real, foram utilizados neste trabalho) a fim de se obter os resultados SWAN.

O espectro direcional nos cálculos SWAN foi definido com uma discretização de frequência de 30 intervalos de 0.05-3.0 Hz com uma distribuição logarítmica e uma discretização direcional de 2.5° cobrindo os 360° (que resulta em 44 intervalos de direção). Todos os testes foram realizados com a versão SWAN 41.01, SWAN team (2014), em modo estacionário, sem a presença de correntes. Os fenômenos físicos considerados foram: refração, difração, empolamento e interação não linear entre três e quatro ondas. Todos os parâmetros relevantes foram introduzidos no pacote SOPRO-SWAN (Fortes *et al.*, 2006).

4.2 Batimetria Constante

Nestes cálculos com o modelo SWAN nesta região, considerou-se um valor de 5 m de profundidade de água constante em todo o lago da barragem. Junto à estrutura da barragem, foi implantada uma zona de vegetação, como indicado a verde na Figura 4.

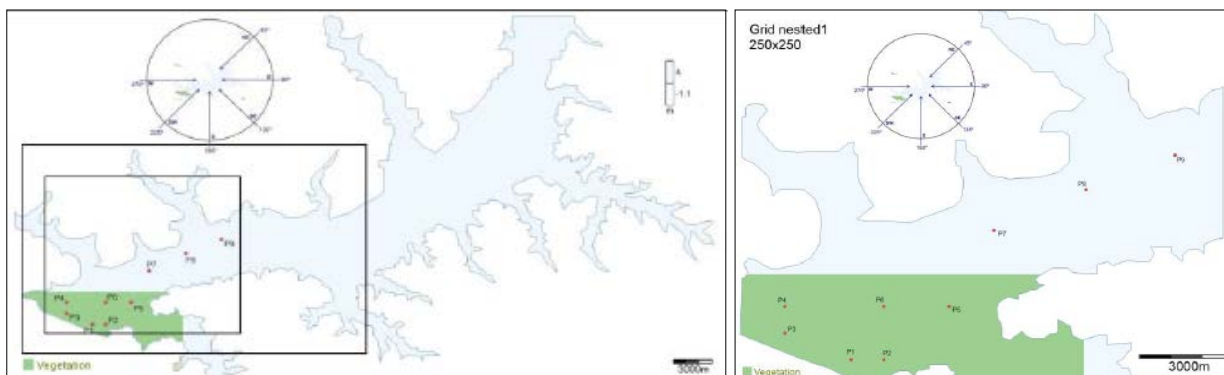


Figura 4: Batimetria constante: grades com localização vegetação. Vertical e escalas horizontais em UTM.

Foram efetuados cálculos para onze diferentes condições, correspondentes à variação de parâmetros da vegetação e condições de vento, como indicado na Tabela 1. Foram consideradas as direções de vento de 45°, 90°, 135°, 180°, 270° e 225° e para cada direção dois valores de velocidade (7.055 e 14.11 m/s). As características da vegetação corresponderam a: 2 valores para a altura da vegetação (αh), 4.3 e 5.5 metros; quatro valores para a largura de caule (b_v), 0.015, 0.2, 0.7 e 0.01 metros; três valores para a densidade (N), 60, 258 e 10 plantas/m² e dois valores para o coeficiente de arrasto (C_D) 0.8 e 1. Estes valores correspondem a cinco valores diferentes de parâmetros de vegetação (V): 0.72, 3.096, 9.60, 18.06, 0.10 plantas/m. Os resultados, em termos de altura significativa, foram obtidos em cada uma das malhas de cálculo e em 9 pontos representados na Figura 4.

Tabela 1: Casos testados para batimetria constante.

Caso	Velocidade do vento [m/s]	αh [m] (altura)	b_v [m] (largura do caule)	N [plantas/m ²] (densidade)	C_D [-] (coeficiente de arrasto)	V [plantas/m] (vegetation parameter)	Detalhes da vegetação	Outras notas
1	7.055	-	-	-	-	-	Nenhuma	-
2	7.055	4.3	0.015	60	0.8	0.72	Submersa (0.7m abaixo)	-
3	7.055	4.3	0.015	258	0.8	3.096	Submersa (0.7m abaixo)	-
4	7.055	4.3	0.2	60	0.8	9.6	Submersa (0.7m abaixo)	-
5	7.055	4.3	0.07	258	1	18.06	Submersa (0.7m abaixo)	-
6	7.055	5.5	0.015	60	0.8	0.72	Emersa (0.5m acima)	-
7	7.055	5.5	0.015	258	0.8	3.096	Emersa (0.5m acima)	-
8	7.055	5.5	0.2	60	0.8	9.6	Emersa (0.5m acima)	-
9	7.055	5.5	0.07	258	1	18.06	Emersa (0.5m acima)	-
10	14.11	-	-	-	-	-	Nenhuma	Caso 1, dobro da velocidade
11	14.11	5.5	0.07	258	1	18.06	Emersa (0.5m acima)	Caso 9, dobro da velocidade
12	14.11	5.5	0.01	10	1	0.1	Emersa (0.5m acima)	90% wgpr
13	7.055	5.5	0.01	10	1	0.1	Emersa (0.5m acima)	90% wgpr
14	7.055	5.5	0.01	10	1	0.1	Emersa (0.5m acima); svdv	90% wgpr; só para 45°
15	14.11	5.5	0.01	10	1	0.1	Emersa (0.5m acima); svdv	90% wgpr; só para 45°

*wgpr - wet grid points requirement

*svdv - sem vento dentro da vegetação

Para os pontos P1, P6 e P9, obtiveram-se as alturas de onda (H_s) para a malha 3, cujos valores se encontram representados para cada direção de vento na Figura 5, Figura 6 e Figura 7. Estes pontos foram escolhidos por estarem alinhados pela dimensão maior do lago e estão incluídos em todas as três grelhas. Todos os testes são comparados com os sem vegetação.

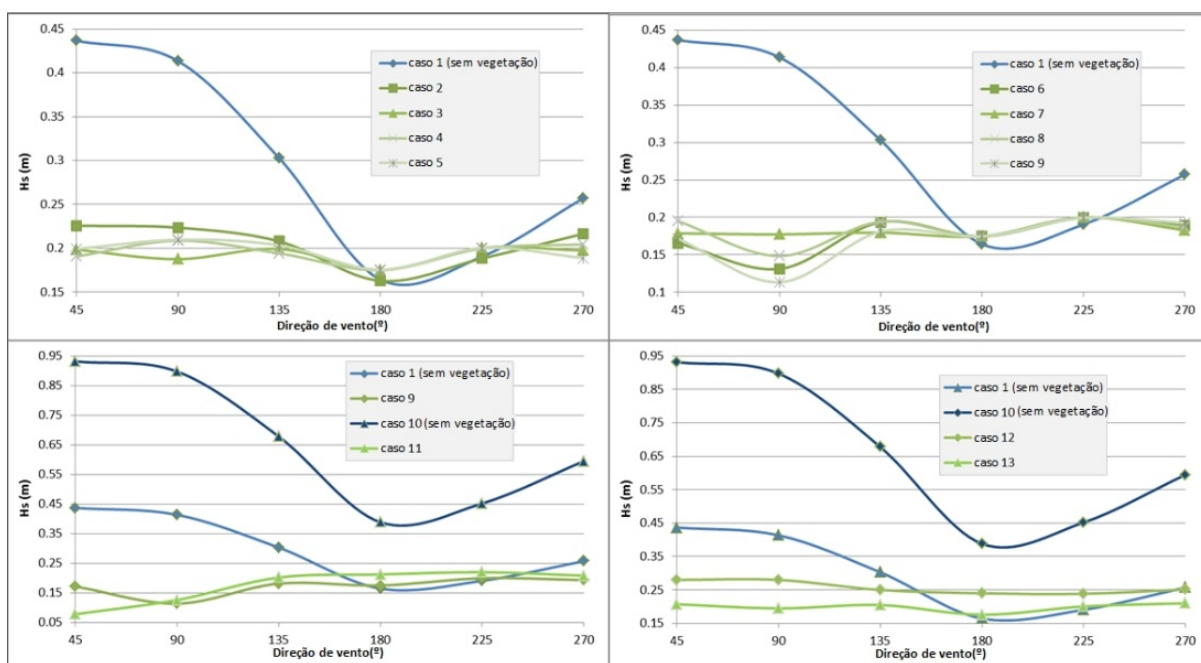


Figura 5: Batimetria Constante – Comparação dos casos para o ponto P1.

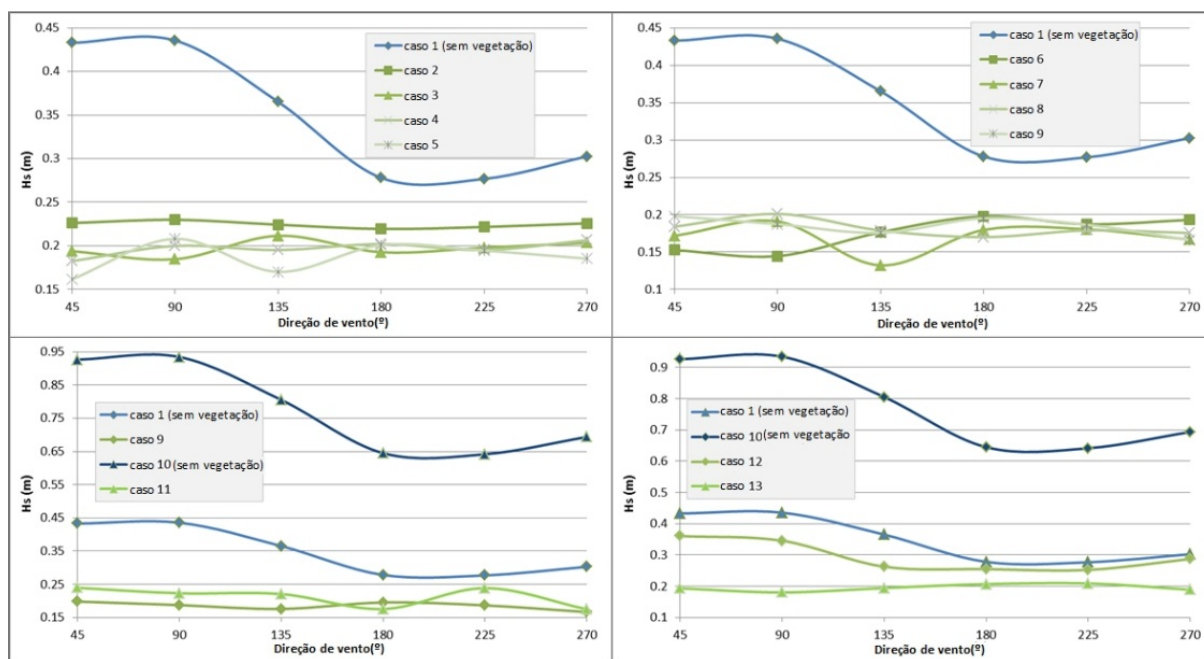


Figura 6: Batimetria Constante – Comparação dos casos para o ponto P6.

Para os pontos P1 e P6 dentro da área de vegetação, observa-se, como esperado, que as alturas de onda obtidas com vegetação sejam mais baixas do que aquelas sem vegetação. Esta diferença é ainda mais evidente nos casos em que a velocidade do vento é maior. Nos casos em que a vegetação se encontra emergida, as alturas de onda são mais elevadas do que quando está submersa, também como esperado.

A variação de altura de onda com a direção de onda não é notória nos pontos P1 e P6 para os casos com vegetação, como acontece para os casos sem vegetação. Com efeito, no caso sem vegetação, H_s é maior para as direções de onda entre 45° e 135° e é significativamente menor para as outras direções, devido a um muito menor fetch. Tal não é possível verificar nos casos com vegetação.

De notar também que a variação de H_s não é significativa com o parâmetro de vegetação (V_f), embora seja perceptível uma redução mínima quando maior que a densidade de plantas. Os valores H_s do ponto P6 são maiores do que P1, uma vez que está mais perto da fronteira da zona de rebentação.

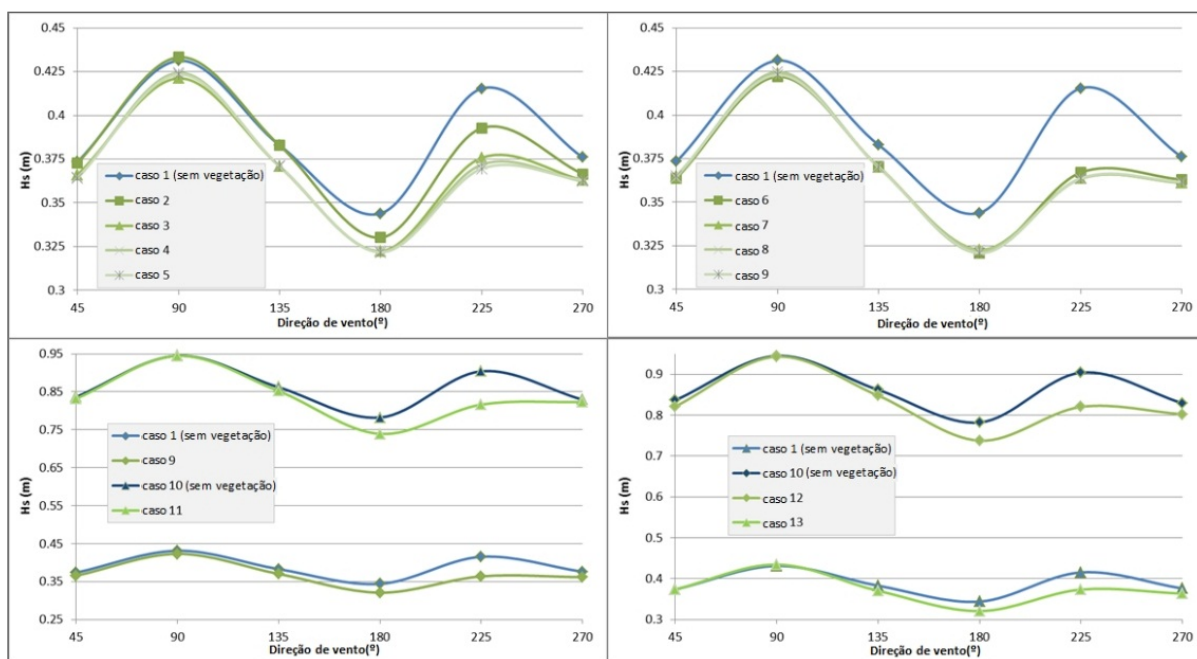


Figura 7: Batimetria Constante – Comparação dos casos para o ponto P9.

Para P9, Figura 7, os valores H_s não são significativamente afetados pela presença de vegetação, exceto para as direções 180° a 270° , devido ao menor fetch.

4.3 Batimetria Real

A batimetria real bem como as áreas consideradas para o domínio de cálculo e para as zonas de vegetação são mostradas na Figura 8. Todas as áreas com profundidades iguais ou superiores a 0.7 m foram considerados como tendo vegetação. Os cálculos foram feitos usando as malhas anteriormente descritas para o caso de batimetria constante.

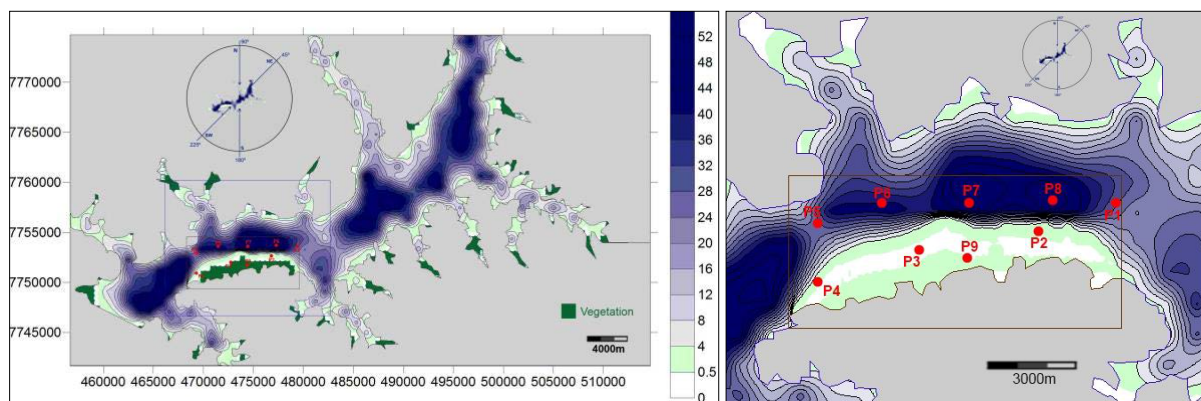


Figura 8: Batimetria Real com vegetação e grelhas. Pontos P1 a P9. Escalas verticais e horizontais em UTM.

Quanto às condições de vento, foram consideradas as direções de vento de 45° , 90° , 180° e 225° e quatro valores para as velocidades de vento (3.53, 7.055, 10.58 e 14.11 m/s).

Devido à falta de informações sobre as características da vegetação da área, foram efetuados os mesmos testes usados para a batimetria constante, com o intuito de analisar a influência da batimetria real nas características da onda. A visita às margens do lago permitiu também analisar in situ a vegetação e assim também se considerou um teste adicional, como uma tentativa de reproduzir estas características observadas.

Assim, as características da vegetação utilizadas nos testes corresponderam a: uma única altura da vegetação (oh) estudada foi 0.7 m, como foi observado in situ, cinco valores de largura da caule (b_v), 0.015, 0.2, 0.7, 0.01 e 0.006 m, quatro valores de densidade (N), 10, 60, 258 e 1000 plantas/ m^2 e três coeficientes de arrasto (C_D) de 0.8, 1 e 0.6. Estes levam a valores de seis diferentes parâmetros de vegetação (V): 0.10, 0.72, 3.096, 9.60, 18.06 e 3.6 plantas/m, Tabela 2. Os resultados dos cálculos foram obtidos para as várias malhas e, mais especificamente, em 9 pontos, Figura 8.

Para os pontos P7 e P9, obtiveram-se as alturas de onda (H_s) para a malha 3, cujos valores se encontram representados para cada direção de vento na Figura 9 e Figura 10. Todos os testes são comparados com o sem vegetação.

Tabela 2: Condições dos casos para batimetria real.

Caso	αh [m] (altura)	b_v [m] (largura do caule)	N [plantas/ m^2] (densidade)	C_D [-] (coeficiente de arrasto)	V [plantas/m] (vegetation parameter)
1	-	-	-	-	-
2	0.7	0.01	10	1	0.1
3	0.7	0.015	60	0.8	0.72
4	0.7	0.015	258	0.8	3.096
5	0.7	0.2	60	0.8	9.6
6	0.7	0.07	258	1	18.06
7	0.7	0.006	1000	0.6	3.6

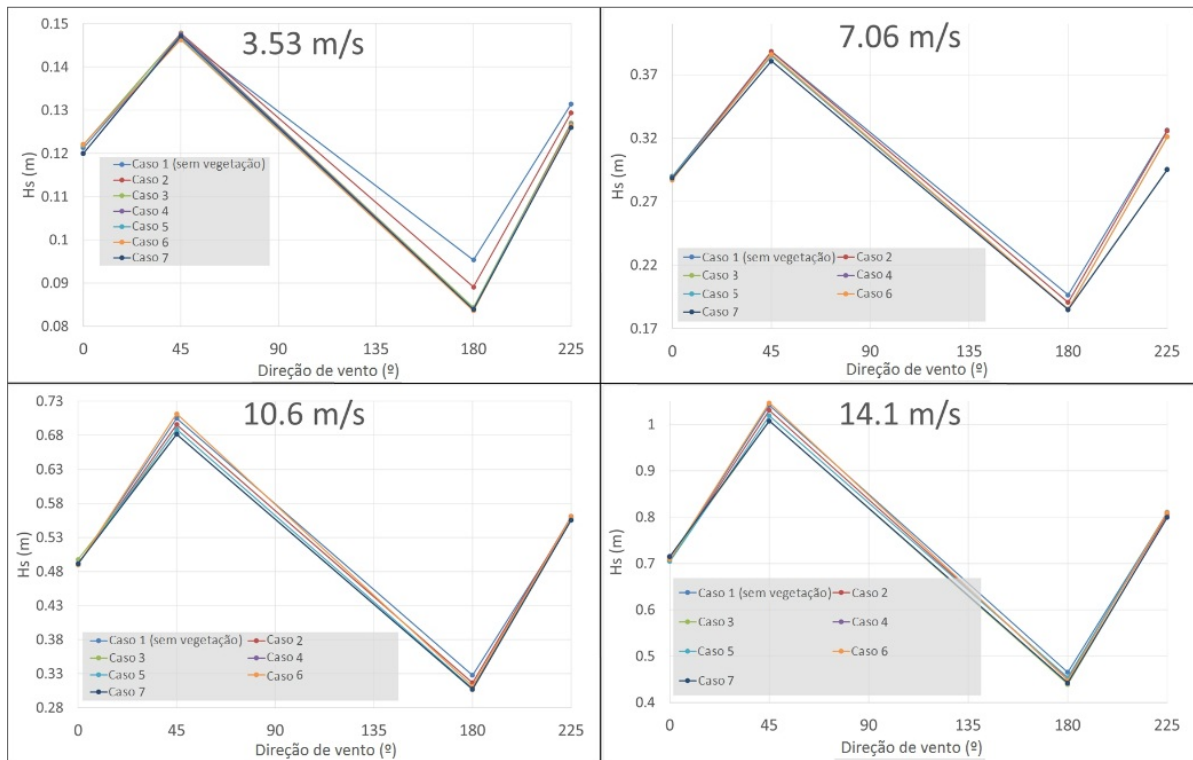


Figura 9: Batimetria Real - Comparação dos casos para o ponto P7.

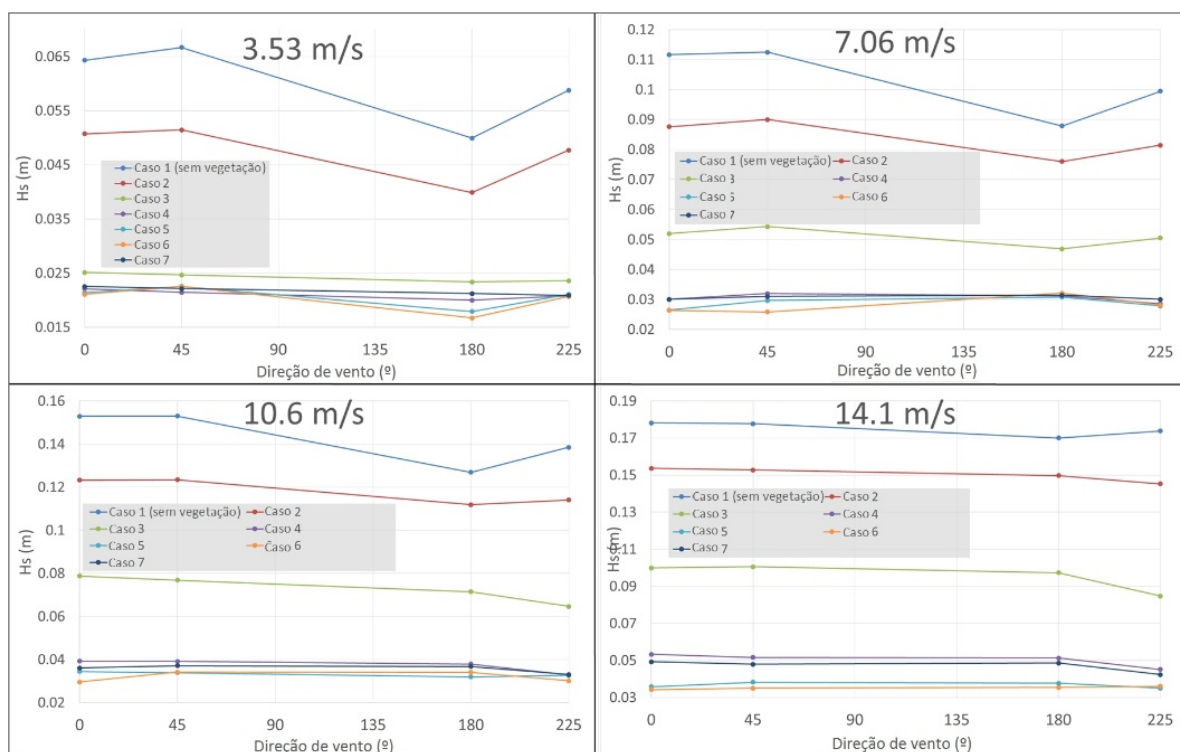


Figura 10: Batimetria Real - Comparação dos casos para o ponto P9.

Os resultados apresentados para a batimetria real mostram que há uma redução significativa de H_s em casos de teste com vegetação e no ponto (P9) dentro da área de vegetação. A variação de direção das ondas não afeta de forma significativa a redução de H_s . Como a velocidade de vento aumenta, os valores de H_s nos pontos de fora da área de vegetação também aumentam e a redução no valor de H_s é menor em pontos localizados dentro da área com vegetação.

5. CONCLUSÕES

Esta comunicação apresenta a aplicação do modelo SWAN-VEG, SWAN team (2014), ao lago da barragem de Ilha Solteira, São Paulo, Brasil. O modelo foi usado para simular as ondas geradas por vento no reservatório, na presença de vegetação.

Alguns testes de sensibilidade foram primeiramente realizados para a zona em estudo considerando uma batimetria de profundidade constante, variando as características do vento e da vegetação. Verificou-se que existe uma redução significativa, quando uma área de vegetação é considerada e para os pontos dentro ou perto dessa área. Isto é mais evidente nos casos em que a velocidade do vento é maior. Além disso, verificou-se que não há uma variação significativa de H_s com a direção das ondas nos casos com vegetação.

Posteriormente, foram realizados testes considerando a batimetria real da zona em estudo e verificou-se que as conclusões foram as mesmas, embora a redução nas alturas de onda seja menos evidente do que a verificada no caso de batimetria constante.

A caracterização da vegetação real no lago de Ilha Solteira e comparações com medições in situ constitui o trabalho futuro.

AGRADECIMENTOS

Este estudo é financiado pela FCT pelos projetos HIDRALERTA - Flood forecast and alert system in coastal and port areas, ref. PTDC/AAC-AMB/120702/2010, e EROS. Os autores agradecem o apoio dos projetos financiados pela CAPES - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico contratos de refs. 0022101 e PPGEM/FEIS-UNESP - Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica- Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira-Brasil, e do projeto financiado pela CAPES/FCT (cooperação Brasil / Portugal) "Construindo uma Base para Pesquisa e Conhecimento em Engenharia Costeira".

REFERENCIAS

- Booij, N., Ris, R.C., Holthuijsen, L.H.. 1999. A Third-generation Wave Model for Coastal Regions, Part I, Model Description and Validation. *Journal Geophysical Research*, 104 (C4), pp. 7649-7666.
- Dalrymple, R.A., Kirby, J.T., Hwang, P.A., 1984. Wave diffraction due to areas of energy dissipation. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* 110, 67–79.
- Fortes, C.J.E.M., Pinheiro, L.V., Santos, J.A., Neves, M.G., Capitão, R., 2006. SOPRO – Pacote integrado de modelos de avaliação dos efeitos das ondas em portos. *Tecnologias da Água, Edição I, March*, pp. 51-61.
- Kobayashi, N., Raichle, A.W., Asano, T., 1993. Wave attenuation by vegetation. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* 119, 30–48.
- Maciel, G.F. et al.. 2009. Alerta de ventos e ondas para a segurança da navegação. *Proc. 6º Seminário de Transporte e Desenvolvimento Hidroviário Interior. Rio de Janeiro, 21 and 22 October.*
- Mendez, F.M., Losada, I.J., 2004. An empirical model to estimate the propagation of random breaking and nonbreaking waves over vegetation fields. *Coastal Engineering* 51, 103–118.
- Morais, V.S., Cunha, E.F., Maciel, G F., 2009. Medição, Previsão e Análise Numérica dos Mecanismos de Geração de Ondas a Partir da Cinética de Ventos e Dissipação de Ondas na Presença de Fundos com Vegetação, em Lagos de Barragens, *Proc. XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Campo Grande - Mato Grosso do Sul - Brasil: Anais do XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.*
- Suzuki, T., Zijlema, M., Burger, B., Meijer, M.C., Narayan, S., 2011. Wave dissipation by vegetation with layer schematization in SWAN. *Coastal Engineering* 59, 64–71.
- SWAN Team, 2014. SWAN scientific and technical documentation. SWAN Cycle III version 41.01. Report. Delft University of Technology.
- UNESP 1997, 2008. ONDISA Project. Project support by FAPESP and FINESP Brazilian agencies.
- Vieira, A.S., Maciel G.F., Fortes, C.J.E.M., Minussi, C.R., Sobrinho, M. Dall’Aglia, 2013. Comparative analysis of the SWAN numerical model predictions and of the pressure sensor measurements at the Ilha solteira Lake. *Proc. 6th SCACR – International Short Course/Conference on Applied Coastal Research, 4-7 June, LNEC, Lisbon.*

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

ESTUDO DAS DIFERENTES GEOMETRIAS DE SÍTIOS DE CONVERSORES DE ENERGIA DE CORRENTES

Bruno de Castro Pezzato¹, Eduardo de Paula Kirinus², Wiliam Correa Marques³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Oceanografia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
bruno_pezzato@hotmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Oceanografia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
ekirinus@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Matemática, Estatística e Física
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
wiliam_marques@yahoo.com

RESUMO

A falta de energia é um dos grandes problemas da humanidade na atualidade, sendo ocasionada pelo aumento da população e consequente aumento do consumo, além disto, a maior parte desta energia é proveniente de combustíveis fósseis. Assim a busca e desenvolvimento de energias renováveis são vitais tanto para auxiliar a déficit existente entre consumo e produção quanto para promover processos que diminuam a emissão de dióxido de carbono (CO₂). Uma fonte de energia renovável e limpa é a proveniente de corrente marítimas, mas que ainda apresenta um alto custo de implantação devido principalmente à falta de pesquisas e do investimento em tecnologias. Esse estudo, utilizando a modelagem numérica através do modelo hidrodinâmico TELEMAC3D, acoplado com um módulo de conversão de energia que vem sendo desenvolvido na FURG, tem por finalidade analisar a influência da turbulência sobre diferentes geometrias de um sítio de geração de energia elétrica a partir de correntes. A análise demonstrou que a turbulência gerada pelas turbinas que incidem sobre as turbinas adjacentes, em uma geometria de aproximadamente 45° em relação à linha de costa, na região escolhida para o estudo com um sítio composto por 10 turbinas, não prejudica de forma significativa o rendimento final do sítio de conversão de energia. Desta forma, os resultados sugerem que esta configuração para o sítio de turbinas sendo aplicada a um estudo de mais longo período tende a fornecer uma maior quantidade de energia convertida ao longo do tempo.

1. NOMENCLATURA

P	Potência (W)
ρ	Densidade do fluido
μ	Coefficiente de eficiência da turbina
A	Área dos conversores
v	Velocidade da corrente

2. INTRODUÇÃO

O grande aumento da população mundial ocasiona um maior consumo de energia que pode acarretar em um dos maiores problemas da humanidade, a falta de energia elétrica. Além da falta de energia, outro problema é o fato de que a maior parte da energia elétrica gerada tem sua fonte em combustíveis fósseis que não são renováveis. Nos Estados Unidos, por exemplo, 80% de toda energia gerada é proveniente de combustíveis fósseis segundo Bollmann (2010). Fato que contribui para a intensificação do efeito estufa por conta da grande liberação de CO₂ (Dióxido de Carbono). Assim a busca por energias renováveis e menos poluentes se torna cada vez mais necessária.

As tecnologias de conversão das fontes renováveis tinham um alto custo de implementação, porém, com o avanço do desenvolvimento tecnológico, tais custos vem sendo reduzidos a ponto de alguns países já utilizarem energias renováveis, como a eólica, em larga escala. Um tipo de energia renovável que ainda é pouco explorada (Brown. et al, 2010) é a proveniente de correntes marinhas, apresentando ainda um alto custo de implementação. Entretanto, como a maior parte da população mundial reside próximo ao litoral, esta fonte de energia elétrica deve ser mais estudada e explorada.

O Brasil apresenta um extenso litoral com quase 8000 km de linha de costa, e segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), cerca de 80% da população brasileira vive a menos de 200 km do litoral. Dentro deste contexto, a exploração da energia das correntes marinhas seria uma alternativa para auxiliar a matriz energética brasileira, já que o Brasil tem que importar cerca de 8,3% da energia elétrica consumida (Capeletto e De Moura, 2010). Apesar disso, o país ainda não tem um estudo consistente sobre o potencial energético utilizável para a conversão em energia elétrica através da utilização de turbinas hidrocinéticas.

Um exemplo que ilustra o aumento do consumo é o do estado do Rio Grande do Sul que teve um consumo de 26,5 TWh em 2009, mas tem a possibilidade de alcançar 34 TWh em 2015, segundo Capeletto e De Moura, 2010. De acordo com o mesmo estudo, a cidade de Rio Grande passa atualmente por um grande aumento populacional devido às alterações socioeconômicas da região, potencializados pelo crescimento do seu polo naval, a cidade se encontra na segunda maior faixa de consumo energético do estado do Rio Grande do Sul, podendo consumir até 1 TWh de energia.

Em um estudo preliminar, Marques et al (2012), demonstraram que a Plataforma Continental Sul Brasileira (PCSB) poderia gerar até 5 GW/ano usando 6 conversores, com baixo impacto ambiental. Em um estudo mais recente e aprofundado, Kirinus et al (2013), demonstrou que existem duas regiões na PCSB, localizada entre 28°S e 35°S (Fig.1) com bom potencial energético, sendo a melhor região localizada no entorno do Farol da Conceição (Fig.1 - zona destacada em tracejado preto), distante 11km da costa e com profundidade de 18m. Nesta região a produção média de energia pode alcançar 40 MWh e ainda valores integrados de 13GWh/ano. Tais valores são obtidos por conta das velocidades que a corrente atinge nestes locais, podendo chegar até 0,4 m/s como observado na Fig 1, que mostra a velocidade da corrente em toda a região estudada.

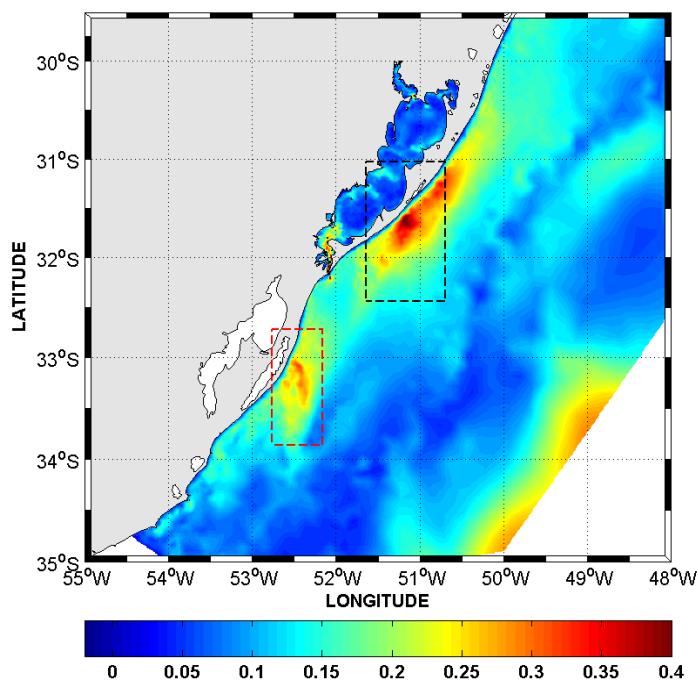


Figura 1: Região de estudo, destacando as áreas de maior potencial energético devido as maiores velocidades. Em tracejado preto representa a região norte, e tracejado vermelho representa a região sul. (Kirinus, et. al 2013)

A região da PCSB apresenta uma alta dinâmica devido ao encontro de várias massas de água, tanto de origem tropical, quanto de origem subantártica, além de um grande aporte continental que geram assim fortes gradientes termohalinos. Tem sua circulação influenciada principalmente pelo Rio da Prata, por ventos bidirecionais de Nordeste - Sudoeste e pela corrente de contorno oeste que fluem pela quebra da plataforma (Piola et al, 2008) além de apresentar uma forte diferença sazonal devido a mudanças do vento.

Dada à importância no avanço das pesquisas na área de conversão de energia de correntes e na otimização da captação e conversão desta energia, o presente estudo tem por objetivo estudar o efeito da turbulência sobre as diferentes geometrias do sítio de conversão de energia elétrica próximo ao Farol de Conceição.

3. MATERIAIS E METÓDOS

3.1. Modelo numérico hidrodinâmico

O modelo numérico para simulações hidrodinâmicas utilizado foi o TELEMAC3D, (www.opentelemac.org). Este modelo utiliza as equações de Navier-Stokes considerando às variáveis locais, como a superfície livre do mar, considerando a densidade constante, a pressão hidrostática e as aproximações de Boussinesq. O modelo é baseado em técnicas de elementos finitos para resolver as equações que resolvem os processos hidrodinâmicos (Hervouet, 2007) e conta com o sistema de coordenadas sigma para discretização vertical.

3.2. Módulo de conversão de energia

O módulo de conversão de energia utiliza a equação padrão de turbinas (Eq. 1) para calcular a energia elétrica gerada, em Watts (W), a partir da velocidade do fluxo da corrente incidente nos conversores (Marques et al. 2012). Utilizando o princípio da conservação de energia, a velocidade da corrente é obtida em cada intervalo de tempo através modelo hidrodinâmico que transfere para o módulo de conversão de energia. Uma parte da velocidade é convertida em energia elétrica e a velocidade é então atualizada para manter o balanço de energia do modelo hidrodinâmico TELEMAC3D.

$$P(W) = \frac{1}{2} \rho \mu A v^3 \quad (1)$$

Os parâmetros das turbinas utilizadas na simulação (Tab. 1) foram determinados para um melhor rendimento de acordo com a região levando em conta além da velocidade da corrente, a batimetria e a dinâmica da região. Tais parâmetros foram utilizados para o cálculo da potência produzida.

Tabela 1: Parâmetros técnicos da turbina.

Parâmetro	Valor
Velocidade de início de movimento	0,2 m/s
Velocidade nominal	1,5 m/s
Coefficiente de eficiência da turbina (μ)	0,35
Potência nominal	170 kW
Altura da turbina	14 m
Raio da turbina	10 m

Para o estudo do potencial de conversão de energia e a influência dos conversores sobre os processos hidrodinâmicos da PCSB, foram realizadas quatro simulações de 25 dias aplicando os mesmos parâmetros físicos. O período simulado compreende entre 01 e 25 de janeiro de 2004, este ano foi escolhido pois os dados provenientes do OCCAM (sessão seguinte) foram desativados no ano de 2004, e testes utilizando outros bancos de dados como o Hycom serão realizados.

O sítio de conversão apresenta 10 turbinas dispostas de diferentes maneiras (Fig. 2), com 500 metros de distância entre cada turbina tanto na direção X quanto Y. De forma a contemplar o objetivo deste estudo 4 malhas numéricas foram desenvolvidas visando estudar a atuação da corrente incidente em relação ao sítio de conversão. Sendo assim: o cenário I (Fig. 2a) foi desenvolvido paralelamente à linha de costa, com o intuito de receber a influência direta da corrente residual; o cenário II (Fig. 2b) foi idealizado com aproximadamente 45° em relação à costa; o cenário III (Fig. 2c) está posicionado aproximadamente 90° em relação à costa; enquanto que o cenário IV (Fig. 2d) está direcionado 135° em relação a linha de costa.

Por conta de limitações computacionais a turbina é caracterizada por 4 pontos com 10 metros de distância entre cada um (Fig. 3a). Nos pontos vermelhos (Fig. 3a) o modelo de conversão recebe a velocidade da corrente A conversão desta velocidade em energia elétrica ocorre nos pontos amarelos (Fig.3a), gerando com isso perda de energia cinética, que depois de calculada é liberada nos pontos amarelos para que ocorra a conservação da quantidade de movimento na região onde existem os conversores. As turbinas são consideradas como colunas no fundo do oceano (Figura 3b) de forma a podermos simular a estrutura das turbinas.

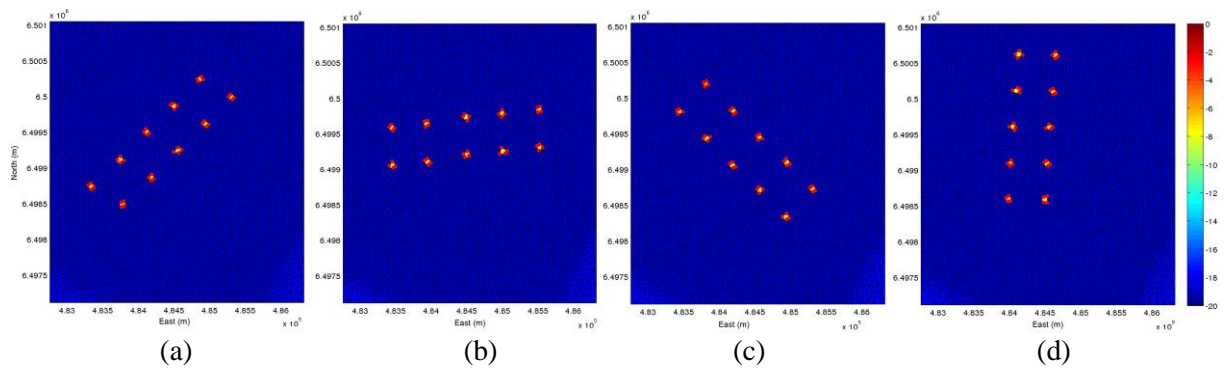


Figura 2: Disposição dos conversores nos diferentes cenários. a) Cenário I: 0° em relação a costa b) Cenário II: 45° em relação à costa c) Cenário III: 90° em relação à costa d) Cenário IV: 135° em relação à costa.

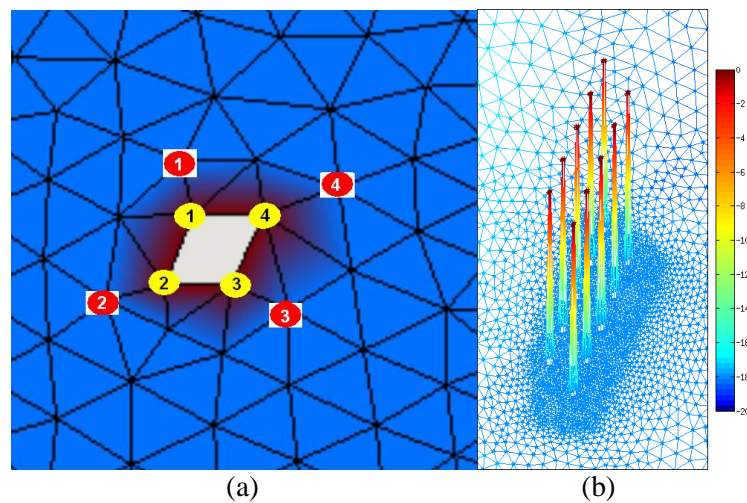


Figura 3. a): Pontos para cálculo de velocidade, vermelhos e liberação de energia cinética, amarelos. b) Forma dos conversores considerados pelo modelo, no caso o cenário IV. A batimetria da área de estudo é de 18 metros.

3.3 Condições Iniciais e de Contorno

No contorno oceânico são prescritas: a maré astronômica, a elevação do nível do mar, a velocidade de corrente, a salinidade e a temperatura. Os valores de salinidade e temperatura utilizados nas condições iniciais foram obtidos do Ocean Circulation and Climate Advanced Modeling Project (OCCAM).

A simulação foi iniciada com uma elevação de 0,5 metros que representa o nível médio da maré (K1, M2, N2, O1 e S2) para a região. A amplitude e fase para do contorno oceânico foram calculados com o Grenoble Model FES95.2 (Finite Element Solution v. 95.6).

Para descargas de rios, foram utilizados dados do Rio Guaíba, Rio Camaquã e o canal de São Gonçalo, com valores de vazão obtidos da Agência Nacional de Águas (ANA). A vazão do canal de São Gonçalo foi assumida como constante de 760 m³/s, devido à falta de dados (Viegas e Franz 2006).

No contorno superficial, as variações espaço temporais do vento foram representadas através de dados da página do National Oceanic & Atmospheric Administration (NOAA), interpolados e aplicados a cada nó do domínio do modelo numérico. De forma complementar, os dados de temperatura do ar junto à superfície do oceano foram obtidos da página da NOAA, e forçados de forma similar aos ventos, possibilitando que os processos de troca de calor com a atmosfera fossem levados em consideração no modelo.

4. RESULTADOS

A região estudada apresenta um potencial de conversão média anual de até 10 kW/dia (Kirinus et al, 2013) por conta da grande convergência de diferentes massas de água, que gera uma velocidade média da corrente de 0,4m/s.

Foi analisada a média, desvio padrão, potência integrada, além da frequência de conversão em cada cenário (Tab. 2). O fato das médias serem maiores que as apresentadas por Kirinus et al (2013) possivelmente são devidas a diferença de tempo simulado, sendo o período estudado neste trabalho de apenas 25 dias, podendo ainda representar um possível evento isolado de alta geração de energia.

A tabela apresenta o desvio padrão para cada cenário o que fornece a ideia de o quanto variou a geração ao longo do tempo, sendo o cenário I o que menos teve variação e se mantendo estável na maior parte do tempo, enquanto os outros cenários tiveram valores próximos.

A frequência indica a porcentagem do tempo em que o cenário se manteve convertendo determinado valor de energia. O cenário I apresentou uma frequência elevada de geração abaixo de 25 kW, fato que somado ao seu desvio padrão implicou na menor geração de energia com relação aos outros cenários.

Observamos que o cenário 2 tem um melhor rendimento na conversão de energia, tendo maior potência integrada, totalizando 19,89 MW. O fator que contribui para isso é uma alta porcentagem de geração acima de 40 kW (aproximadamente 29%), indicando valores extremos de conversão de energia, ressaltados pelo alto desvio padrão em relação a sua média, 33,12 kW. Os cenários III e IV apresentam valores bem próximos em todos os fatores analisados, tendo apenas pequenas variações que resultam em um rendimento levemente superior do cenário III em relação ao IV.

Tabela 2: Valores de energia e frequência de conversão dos diferentes cenários.

<i>Energia</i>	<i>Cenário</i>			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
<i>Média (kW)</i>	23,93	33,12	30,49	30,01
<i>Desvio padrão (kW)</i>	36,56	44,12	44,65	40,75
<i>Integrado (MW)</i>	14,36	19,87	18,29	18,00
<i>Frequência</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
<25 kW (%)	68,66	59,50	65,00	61,17
25-40 kW (%)	13,33	11,16	10,33	13,17
> 40 kW (%)	18,00	29,33	24,66	25,67

Um fator determinante na geração de energia por parte dos conversores é a turbulência gerada por uma turbina que pode incidir sobre a turbina adjacente. A zona de sombra (efeito Wake) é gerada pela presença das estruturas que interferem na corrente gerando vórtices atrás das mesmas. Assim a velocidade de saída é menor que a incidente e depois tende a retornar para manter o balanço energético do sistema (Hardisty, 2009; Kundu e Cohen, 2002). Este efeito pode prejudicar a geração de energia, pois afeta a velocidade da corrente incidente sobre esta turbina ao dissipar energia na forma de vórtices. Esta influência também foi observada por Myers e Bahaj (2012) em experimentos em tanques de correntes. O fluxo se caracteriza como turbulento por apresentar um número de Reynolds de aproximadamente 3832 para a velocidade 0,4 m/s, o que para escoamentos sobre cilíndricos pode ser considerado turbulento (Ássi, 2005).

A turbulência gerada por uma turbina altera a hidrodinâmica local, entretanto essas alterações não são sempre negativas. Kirinus et al (2014, in press) encontrou um cenário favorável, onde a turbulência gerada por turbinas pode intensificar o fluxo ao redor, potencializando as taxas de conversão das turbinas adjacentes.

O padrão do efeito da turbulência será abordado tanto na camada superficial quanto na de fundo. Através do cálculo do rotacional médio - que representa a tendência do fluxo rotacionar de forma ciclônica (representados pela cor vermelha - sentido anti-horário) ou anti-ciclônica (representados pela cor azul - sentido horário), em todos os cenários. A análise deste efeito na superfície (Fig.5) é importante, devido ao fato de se encontrar nesta região as maiores intensidades da velocidade de corrente e consequentemente fornecer a maior transferência de movimento para a coluna de água, fato que melhora a eficiência da turbina.

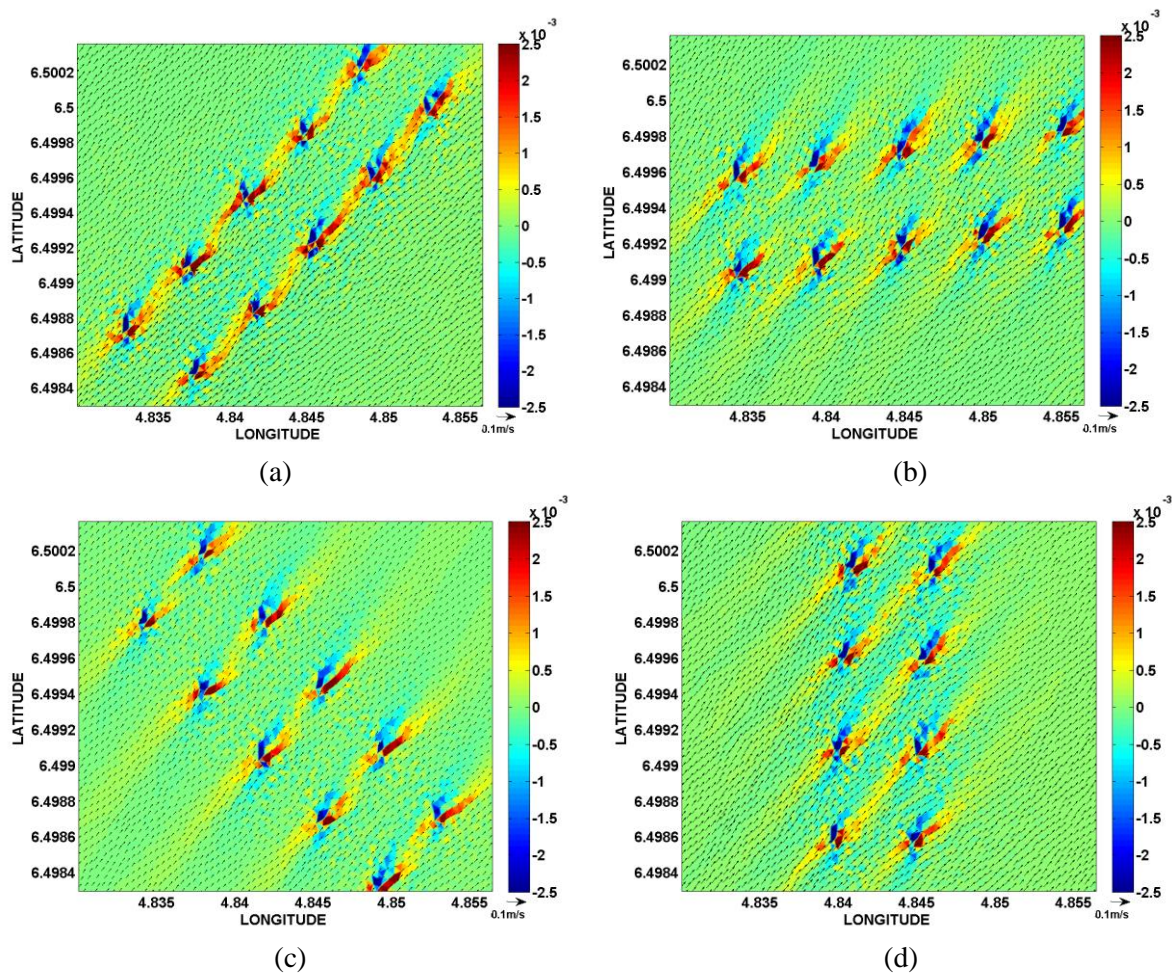


Figura 5: Velocidade residual superficial e Rotacional médio gerado pelos diferentes cenários na camada de superfície. a) Cenário I; b) Cenário II; c) Cenário III; d) Cenário IV. Escala dos vetores é de 0,1 m/s

O padrão de circulação se mantém o mesmo em todos os cenários, por conta da predominância de vento sul durante o período simulado, demonstrando que a direção do sítio não influencia diretamente a velocidade superficial residual. No cenário I (Fig.5a) observa-se uma forte influência da vorticidade dentro do sítio de conversão, provavelmente devido a sua orientação ser a mesma da corrente residual (representado pelos vetores do campo residual da velocidade). Assim o efeito de rotação gerado pela presença das turbinas dissipa energia que acaba afetando negativamente a conversão de energia da turbina adjacente já que a velocidade incidente é menor. Sendo o cenário I, o que mais apresenta essa influência na superfície, esta contribui assim para a menor conversão de energia conforme a Tab. 2.

O cenário II (Fig.5b) apresentou um melhor rendimento, um fator que contribuiu para isso foi a turbulência de superfície gerada por uma turbina não afetar de maneira significativa as turbinas adjacentes, devido ao posicionamento do sítio com relação à direção da corrente incidente. Outro fator foi a menor zona de sombra gerada, fazendo com que a turbulência ficasse restrita ao redor da turbina, devido ao fato da energia ser dissipada de forma proporcional em fluxos ciclônicos e anti-ciclônicos. Este comportamento restaura o balanço energético mais rapidamente, diferentemente do cenário I, que teve uma predominância de apenas um tipo de fluxo, dificultando a restauração do balanço.

No cenário III (Fig.5c) ocorreu uma influência mediana da vorticidade das turbinas, mesmo tendo uma posição quase perpendicular à corrente, os efeitos da vorticidade, assim como no cenário II, ficam mais restritos ao entorno da turbina. Neste cenário, a fileira de turbinas a nordeste sofre efeito negativo da turbulência da fileira de turbinas localizada a sudoeste. O cenário IV (Fig. 5d) teve uma geração bem próxima ao cenário III, possivelmente pelos mesmos fatores, a zona de sombra das turbinas a leste, as quais apresentam uma predominância de fluxos ciclônicos (como no cenário I), não dissipam a energia de forma eficiente e influenciam negativamente as turbinas a oeste.

A turbulência de fundo em todos os cenários fica mais acentuada ao redor das turbinas, devido ao fato das velocidades serem menores nesta região. O cenário I (Fig.6a) apresenta uma restauração da energia do sistema mais rápida, pois tem uma proporção melhor entre os tipos de fluxo, diferentemente da superfície. Entretanto, ainda mostra uma influência do seu posicionamento com relação à direção da corrente incidente. O cenário II (Fig.6b), tem comportamento similar comparado com a superfície com relação ao fato da turbulência da fileira de turbinas ao sul não influenciar, de maneira significativa, a fileira ao norte. Neste caso, o balanço energético é

restaurado em um menor espaço. No cenário III (Fig.6c), assim como na superfície, a zona de sombra das turbinas a sudoeste influencia diretamente as turbinas a nordeste. No cenário IV (Fig.6d) apesar desta influência não ser direta, a sua posição com relação a corrente acaba gerando vorticidade no interior do sítio, que resulta em uma pior dissipação de energia e conseqüente redução na velocidade da corrente incidente sobre as turbinas a leste. Esta situação acarreta em menores taxas de conversão de energia.

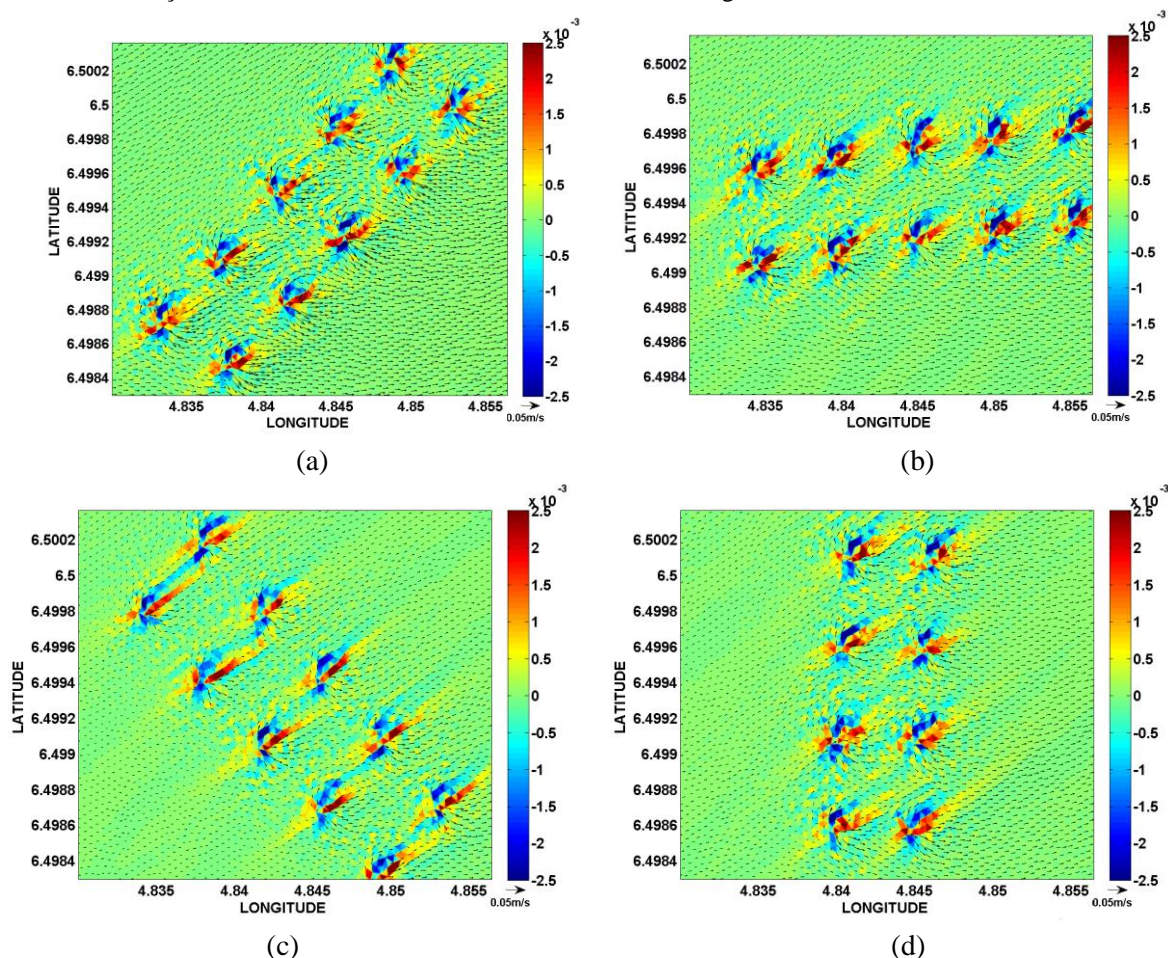


Figura 6: Velocidade residual de fundo e Rotacional médio gerado pelos diferentes cenários na camada de fundo. a) Cenário I; b) Cenário II; c) Cenário III; d) Cenário IV. Escala dos vetores é de 0,05 m/s.

5. CONCLUSÕES

A grande dinâmica da PCSB torna viável a implementação de um sítio de conversão de energia, tendo além da confluência de diferentes massas de água a presença de ventos que contribuem para uma maior velocidade da corrente. O estudo da turbulência, gerada pela presença das turbinas, sobre o rendimento do sítio de conversão é importante por ser um fator determinante que pode prejudicar a conversão de energia ao diminuir a velocidade da corrente quando dissipa a energia na forma de vórtices.

O cenário II teve melhor rendimento na geração de energia elétrica a partir de correntes marítimas, apresentando valor integrado de 19,87 MW, pelo fato de que a turbulência gerada por uma turbina influenciar de maneira pouco significativa a turbina adjacente, a zona de sombra formada vai em direção ao espaço entre duas turbinas da fileira mais ao norte. A turbulência gerada apresenta uma melhor proporção entre os diferentes fluxos (ciclônicos e anti-ciclônicos), assim a energia do sistema retorna ao balanço inicial mais rápido gerando uma menor zona de turbulência e não prejudicando outras turbinas do sítio.

Trabalhos futuros deverão visar simulações anuais, além de avaliar alterações sazonais. Simulações de longo período através de análises climatológicas auxiliarão na determinação de influências de larga escala temporal na região de estudo. Além disso, alterações na geometria dos sítios podem ser implementadas com o intuito de aprimorar as taxas de conversão energética, tais alterações podem ser: aumentar ou diminuir a distância entre as turbinas ou alterar o ângulo de inclinação do sítio em relação a linha de costa visando captar a melhor direção de incidência das correntes.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores do presente trabalho agradecem à Agência Nacional do Petróleo (ANP) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul (FAPERGS) pelo financiamento parcial, através do pagamento de bolsas de estudo. Os autores agradecem também ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) por dar suporte a este trabalho sob os contratos: 456292/2013-6 e 305885/2013-8.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brown, M. A., M. A., Franchunk, C., Koske, B. H., Michaels, G., and Pellegrino, J. 2006. Results of a Technical Review of the U.S. Climate Change Technology Program's R&D Portfolio. Technical report, Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge, Tennessee.
- Bollmann, M., Bosch, T., Colijn, F., Ebinghaus, R., Froese, R., and Güssow, K. 2010. "World Ocean Review". Maribus, Hamburg, 1 edition.
- Capeletto, G. J. and De Moura, G. H. Z. 2010. "Balanço Energético do Rio Grande do Sul 2010: ano base 2009". IBGE (2010). Censo 2010.
- Hervouet, J. M. 2007. "Free surface flows: Modelling with the finite element methods. England".
- Hardisty, J. (2009) – "The Analysis of Tidal Stream Power". The University of Hull, Kingston-upon-Hull, UK. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN: 978-0-470-72451-4. 321 p.
- Kirinus, E. P., Marques, W. C., and Stringari, C. E. 2012. "Viabilidade de conversão da energia de correntes marinhas na Plataforma Continental Sul do Brasil". *Vetor*, 22.
- Kirinus, E. P. 2014. "Insight into the usage of turbine current converters on the Southern Brazilian Shelf". *Materials Science & Technology*. Sobena (in press).
- Kundu, P. K. and Cohen, I. M. (2002) – "Fluid Mechanics". Second Edition. Academic Press. Orlando, USA. ISBN: 0-12-1782514. 766 p.
- Marques, W. C., Fernandes, E. H. L., Malcherek, A., and Rocha, L. A. O. 2012. "Energy converting structures in the Southern Brazilian Shelf: Energy Conversion and its influence on the hydrodynamic and morphodynamic processes". *Journal of Geophysical Research*.
- Myers, L. E. and Bahaj, A. S. (2012) - "An experimental investigation simulating flow effects in first generation marine current energy converter arrays," *Renewable Energy*, vol. 37, 2012, pp. 28-36.
- Piola, A. R., Romero, S. I., and Zajaczkovski, U. 2008. "Space-time variability of the Plata plume inferred from ocean color". *Continental Shelf Research*, 28:1556–1567.
- Viegas, J. S., & Franz, A. F. H. 2006. "Hidrologia do Canal de São Gonçalo". Pelotas.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O autor(es) é (são) os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

ESTUDO PRELIMINAR SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS DE ARRASTO PARA O COMPORTAMENTO DE NAVIOS

Lucas Scipioni Bravo¹, Wiliam Correa Marques², Suzielli Mendonça³, Amanda Armudi⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: lucassbravo@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Matemática, Estatística e Física
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: wiliam_marques@yahoo.com.br

³ Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Matemática, Estatística e Física
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: suzimendonca1995@gmail.com

⁴ Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Oceanografia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: amandaarmudi@gmail.com

RESUMO

Com objetivo de minimizar acidentes com navios petroleiros, o seu comportamento pode ser estudado através da modelagem numérica. Neste trabalho foi realizada a comparação de resultados obtidos a partir da simulação de um navio frente a forçantes externas. O modelo numérico bidimensional é escrito na linguagem FORTRAN 95, considerando três graus de liberdade, e foi testado pela utilização de duas teorias de arrasto hidrodinâmico diferentes. As forças de arrasto foram testadas com duas embarcações as quais têm consideráveis diferenças entre as suas massas e dimensões. Os resultados indicam que no começo da simulação o uso de arrastos distintos não acarreta uma diferença para o padrão de velocidades dos navios devido a maior influência das forças inerciais associadas a desaceleração da embarcação. As variações das velocidade das embarcações mostram maiores diferenças para as formulações de arrastos distintas quando o movimento do navio é mais influenciado pelo empuxo e pelos gradientes de pressão associados ao movimento relativo da embarcação e das ondas geradas pelo vento. Portanto, os resultados obtidos neste trabalho sugerem que o arrasto associado ao efeito do campo de ondas gerados ao redor do casco da embarcação tem menor influência na trajetória da embarcação do que o arrasto devido ao atrito da embarcação com o meio.

1. INTRODUÇÃO

No ambiente marinho, o derramamento de óleo causa um grande impacto ambiental sobre pequenas e grandes bacias. A partir disso, surgem consequências adversas que fazem com que haja preocupação no monitoramento de acidentes deste tipo e na prevenção de derramamento de óleo através da utilização da modelagem numérica. Esta ferramenta faz com que seja possível a simulação do comportamento de navios petroleiros sob condições hidrodinâmicas ao longo de sua trajetória. Por meio de simulações de processos físicos naturais, é possível a redução dos custos relacionados ao desenvolvimento de projetos de engenharia em menor escala e a redução dos riscos de acidentes hidrodinâmicos em determinadas etapas de desenvolvimento dos projetos.

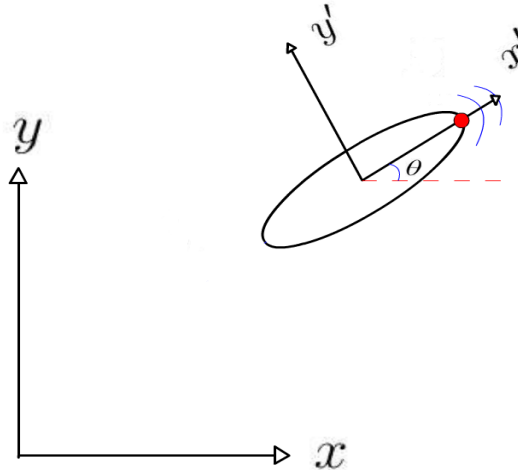
No presente trabalho foi utilizada a modelagem numérica para gerar um conjunto de estudos sobre o modelo da trajetória de dois navios petroleiros distintos, a qual foi desenvolvida através da teoria do cálculo variacional e do formalismo Lagrangeano. Este modelo considera três graus de liberdade para as embarcações mostrando assim o comportamento de cada navio sob a influência de forças externas e da influência de ondas geradas pelo vento e campos de densidade da água durante 20 horas de simulação.

A área de estudo se situa na Plataforma Continental adjacente à desembocadura da Lagoa dos Patos, localizada na região Sul do Brasil, entre 30°-32°S e 50°-52°W.

2. METODOLOGIA

O modelo desenvolvido para descrever a dinâmica de uma embarcação em função do tempo, considera o seu formato como sendo aproximado de uma elipse, podendo se movimentar em duas dimensões, formando três graus de liberdade (x , y e θ). O sistema de coordenadas é mostrado na Fig. 1, como sendo não inercial em que o centro de gravidade se encontra na origem dos eixos coordenados.

Figura 1. Sistema de coordenadas.



Para descrever sua posição é utilizada a Eq. (1).

$$X' = X + R(\theta)[C(t) - X] \quad (1)$$

Onde X corresponde a translação, $R(\theta)$ o movimento de rotação e $C(t)$ o polinômio que interpola o contorno da embarcação.

No modelo numérico é utilizado a teoria do cálculo variacional e da mecânica Lagrangeana. A partir do formalismo Lagrangeano, mostrado na Eq. (2), é possível obter equações para o movimento de um sistema de alta complexidade de forma metódica.

$$L = T - U \quad (2)$$

Onde T corresponde ao somatório das energias cinéticas do sistema e U corresponde a contribuição da energia potencial gravitacional, incluindo assim todos os efeitos das forças conservativas. Como neste trabalho o movimento ocorre em um plano consideramos U nulo.

Para um sistema não conservativo foi utilizado um conjunto de equações conhecido por Euler - Lagrange, de modo que é obtido o somatório das forças externas aplicadas ao centro de massa da embarcação. Estas equações partem de um princípio de ação mínima, com n graus de liberdade e coordenadas generalizadas (q_1, q_2, \dots, q_n), como é apresentado pela Eq. (3).

$$\sum_{i=1}^n F_{ext}^x = \frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial q_i} - \frac{\partial L}{\partial q_i} \quad (3)$$

No primeiro momento a Lagrangeana do sistema foi derivada de acordo com suas coordenadas generalizadas (x , y e θ) e suas variações temporais (\dot{x} , \dot{y} e $\dot{\theta}$). Assim, as componentes $\frac{\partial L}{\partial \dot{x}}$, $\frac{\partial L}{\partial \dot{y}}$ e $\frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}}$ foram derivadas de acordo com o tempo. O sistema de equações diferenciais é apresentado para três graus de liberdade pelas Eq. (4), Eq. (5) e Eq. (6).

$$\sum_{i=1}^n F_{ext}^x = m \dot{x} + 0 \dot{y} - m \dot{\theta} [dx \sin(\theta) + dy \cos(\theta)] - m \dot{\theta}^2 [dx \cos(\theta) - dy \sin(\theta)] \quad (4)$$

$$\sum_{i=1}^n F_{ext}^y = 0 \dot{x} + m \dot{y} + m \dot{\theta} [dx \cos(\theta) + dy \sin(\theta)] - m \dot{\theta}^2 [dx \sin(\theta) - dy \cos(\theta)] \quad (5)$$

$$\sum_{i=1}^n F_{ext}^{\theta} = -m \dot{x} [dx \sin(\theta) + dy \cos(\theta)] + m \dot{y} [dx \cos(\theta) - dy \sin(\theta)] + m \dot{\theta} [dx^2 + dy^2] \quad (6)$$

Na Eq. (7), considerando todas as forças externas aplicadas neste trabalho e o procedimento de transformações algébricas para o rearranjo das equações, é possível a montagem de uma matriz para o sistema de equações diferenciais que representa a hidrodinâmica do navio com três graus de liberdade.

$$(I + M_A) \dot{x} + B x + F_c(\theta, \dot{\theta}) = E_m + F_{ext} \quad (7)$$

Onde: I representa a matriz de inércia, M_A a matriz de massa adicional, B a matriz de amortecimento potencial, F_c o vetor de forças de caráter centrífugo, F_{ext} o vetor de forças externas, E o vetor de empuxo do motor e \dot{x} , x que são a aceleração e velocidade da embarcação, respectivamente.

Utilizamos a Inércia na forma de uma matriz, como mostra a Eq. (8).

$$I = \begin{pmatrix} m & 0 & -m [dx \sin(\theta) + dy \cos(\theta)] \\ 0 & m & m [dx \cos(\theta) - dy \sin(\theta)] \\ -m [dx \sin(\theta) + dy \cos(\theta)] & m [dx \cos(\theta) - dy \sin(\theta)] & m \end{pmatrix} \quad (8)$$

A massa adicional é representada na forma matricial pela Eq. (9).

$$M_A = \begin{pmatrix} M_x & 0 & 0 \\ 0 & M_y & 0 \\ 0 & 0 & M_{\theta} \end{pmatrix} \quad (9)$$

A matriz de amortecimento potencial é apresentada em sua forma simplificada na Eq. (10) e a equação para as forças de caráter centrífugo está representada através do seguinte vetor na Eq. (11).

$$B = \begin{pmatrix} B_x & 0 & 0 \\ 0 & B_y & 0 \\ 0 & 0 & B_{\theta} \end{pmatrix} \quad (10)$$

$$F_c = \begin{pmatrix} -m [dx \cos(\theta) - dy \sin(\theta)] \dot{\theta}^2 \\ -m [dx \sin(\theta) + dy \cos(\theta)] \dot{\theta}^2 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (11)$$

As forças externas geradas pelo efeitos de onda são apresentadas na forma de uma matriz Eq. (12) e o empuxo realizado pelo motor do navio é utilizado como na Eq. (13).

$$F_{ext} = \begin{pmatrix} F_{ext}^x \\ F_{ext}^y \\ 0 \end{pmatrix} \quad (12)$$

$$E_m = \begin{pmatrix} E_{mx} \\ E_{my} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (13)$$

Em estudos sobre corpos dinâmicos submersos em fluidos instáveis deve ser considerado um efeito de massa adicional, a qual é gerada pelo fluido que se desloca devido ao movimento do navio. Estas forças hidrodinâmicas, ao redor do corpo, estão presentes quando este se translada ou rotaciona de acordo com os graus de liberdade do sistema dinâmico.

A massa adicional deve ser calculada, considerando a profundidade em que se localiza a embarcação, o calado e a geometria do casco, para então ser somada à massa do navio, resultando na massa total do sistema. O método utilizado para calcular a massa adicional em navios tanques considera uma seção do navio (Braga, 2013), como é mostrado na Eq. (14) para a teoria de Kumay. É importante ressaltar que os valores das massas adicionais foram consideradas iguais para os três graus de liberdade.

$$M_A = m \left[1 + 0.4 \left(\frac{B}{T} \right) - 0.035 \left(\frac{B}{T} \right)^2 \right] \quad (14)$$

Onde: m é a massa, B é a boca (largura) e T é o calado da embarcação. São consideradas como condições de contorno e forças externas a influência das ondas, o campo de densidade da água, o coeficiente de arrasto, as forças de inércia de caráter centrífugo, o amortecimento potencial e as massas adicionais. Todas estas variáveis são relacionadas através da equação de Morison (Marques, 2010) e aplicadas no centro de massa da embarcação. A simulação considera a contribuição de forças do movimento como: a força de empuxo dos motores, a força de arrasto e forças hidrodinâmicas externas que são associadas a movimentos relativos.

A força de empuxo dos motores que foi calculada considerando o diâmetro e o número de rotações por minuto da hélice. Segundo (Young et al., 1994), qualquer objeto que se movimenta num fluido sofre um arrasto, causado pela força de cisalhamento e da diferença de pressão na superfície. O arrasto é uma forma de perda de energia que atua na direção contrária ao movimento do corpo. Neste caso, uma parte da energia cinética do navio é transformada em energia térmica e em ruído que se dissipa no meio onde se encontra a embarcação.

Foram implementados duas contribuições de arrastos diferentes em três situações distintas. No primeiro caso, o arrasto é devido ao atrito, que é a parte provocada pela tensão de cisalhamento que ocorre na superfície do objeto. É válido ressaltar que este não depende somente da distribuição de tensão, mas também do formato da embarcação, como é ilustrado na Eq. (15).

$$D_A = \frac{1}{2} U^2 A C_A \quad (15)$$

Onde: U é a velocidade do objeto, A é a área perpendicular ao deslocamento e C_A é o coeficiente de arrasto determinado a partir da aerodinâmica do objeto, onde objetos não aerodinâmicos apresentam coeficientes de maior ordem de grandeza. Para determinar este coeficiente a embarcação é considerada como sendo um semicilindro localizado horizontal conforme (Young et al., 1994).

Um objeto que se desloca num fluido normalmente produz ondas que requerem uma fonte de energia para serem geradas. Esta energia provém do navio e se manifesta como um arrasto, sendo este o segundo caso. Assim este tem maior dependência da velocidade. O arrasto de onda causa um efeito menor da dinâmica do objeto do que o devido ao atrito, como é mostrado na Eq. (16).

$$D_o = \frac{1}{2} U^2 L^2 C_o \quad (16)$$

Onde: U é a velocidade, L é o comprimento do objeto e C_o é o coeficiente de arrasto de ondas, o qual é influenciado pelo número de Froude (Young et al., 1994).

As forças externas são relacionadas através da formulação de Morison para a representação de forças hidrodinâmicas em estruturas submersas, que considera componentes de arrasto e inerciais, sendo composta por três contribuições. A primeira contribuição representa a força de arrasto relativa entre o fluido e a estrutura. A segunda parcela é denominada parcela de Froude-Krylov e tem origem no gradiente de pressão que surge na superfície do corpo da embarcação. E por fim, a terceira parcela representa a força inercial relativa, corrigida pela massa adicional.

As equações que controlam o movimento da embarcação foram implementadas considerando as características físicas do navio, as condições iniciais e de contorno, o empuxo do motor, as matrizes de massa adicional e de amortecimento potencial. O método de integração utilizado para resolver este sistema de equações diferenciais é o método Runge-Kutta de quarta ordem.

Foram utilizados dois navios petroleiros para a simulação com características físicas distintas. Os dados utilizados para cada simulação são mostrados na Tab. 1, dos petroleiros Amethyst e Overseas Mulan, de acordo com Astra Paging Ltd.

Tabela 1. Características físicas dos petroleiros.

	Amethyst	Overseas Mulan
Comprimento (m)	74,00	332,00
Largura (m)	14,00	60,00
Calado (m)	5,00	11,50
Peso Bruto (kg)	1.716.000,00	161.233.000,00

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Durante a simulação foram testadas duas embarcações com diferentes características físicas. No primeiro caso foi utilizado um petroleiro de menor porte com tonelage bruta de 1.716 toneladas e um comprimento de 74 metros. No segundo caso foi utilizado um navio de porte grande, com uma massa bruta de 161.233 toneladas e um comprimento de 322 metros.

A dinâmica da embarcação é influenciada por forças de origens diferentes, uma delas é o campo de ondas, como apresentado na Fig. 2, o qual tem grande importância para a análise, pois sofre variação ao longo do tempo. Inicialmente a altura, velocidade e aceleração de onda não mostram grandes variações, porém após as primeiras 2 horas ocorre um aumento na altura significativa de onda que está associado à maiores variações de velocidade e aceleração. É importante ressaltar que os gráficos a seguir estão em escala logarítmica.

O efeito do empuxo é apresentado na Fig. 3, onde desde o início até 1 hora de simulação tem um valor de aproximadamente 10^5 N. Após 2 horas, o empuxo começa a sofrer um aumento significativo atingindo um valor de 1.2×10^7 N no final da simulação.

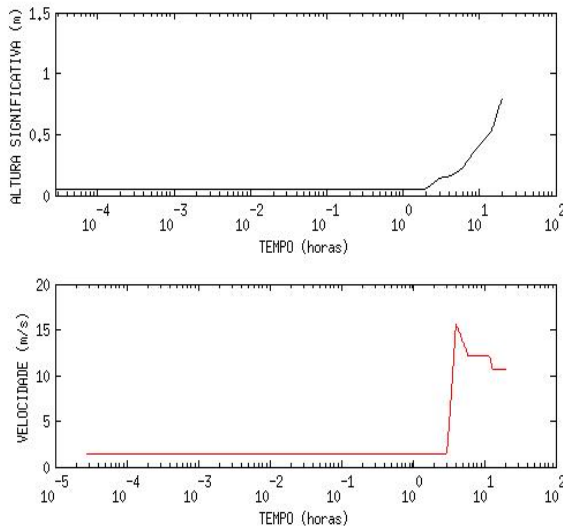


Figura 2. Velocidade e altura significativa da onda.

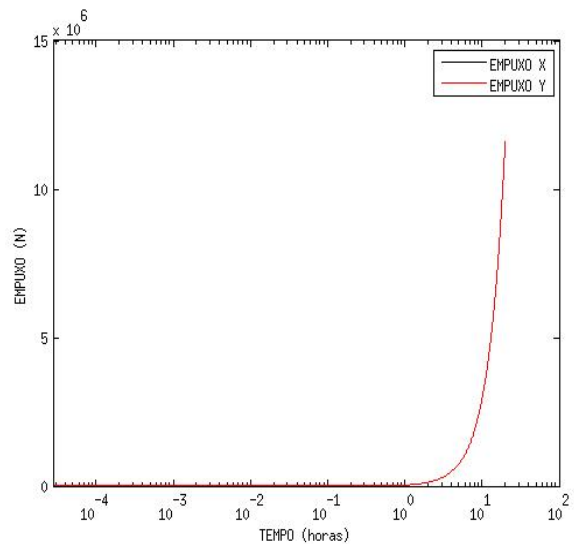


Figura 3. Empuxo dos motores.

As condições iniciais são as mesmas para ambos os navios, tendo suas velocidades iguais a 7 m/s, um campo de ondas de baixa amplitude e um empuxo crescente, o qual, no início da simulação tem valor consideravelmente pequeno. Sendo assim, nos primeiros instantes as forças de inércia do sistema são responsáveis pela trajetória da embarcação.

Nas duas figuras a seguir (Fig. 4 e Fig. 5) são apresentadas as forças externas em função do tempo em escala logarítmica, sendo que em linha contínua é representado o eixo X e em linha tracejada o eixo Y . Em cada uma das figuras são mostradas as situações causadas pelas forças de arrasto distintas. A curva em vermelho representa a força de arrasto associada ao efeito das ondas. A curva em verde representa a força de arrasto gerada devido ao atrito enquanto a curva em azul representa a soma das outras duas forças, de forma que representa a composição de atritos que a embarcação enfrenta na realidade.

Analisando os gráficos gerados pelas forças externas podemos notar uma diferença com relação à grandeza das forças. O navio de maior massa Overseas Mulan como é mostrado na Fig. 5 apresenta as maiores intensidades para as forças externas atingindo seu máximo no valor de 4×10^8 N com 4 horas de simulação. Por outro lado, a Fig. 4 apresenta o resultado para o navio de menor massa tendo um valor aproximado de 4×10^7 N com 4 horas de simulação. Os maiores valores foram observados na Fig. 5 por conta que o arrasto está diretamente ligado as dimensões do objeto. Desta forma, embarcações com maiores dimensões estão associados as maiores forças de arrasto.

Observamos em ambas as figuras (Fig. 4 e Fig. 5) que as forças externas possuem valores baixos e pouco variáveis durante as primeiras 2 horas de simulação, portanto até este momento, não são observadas diferenças significativas para as formulações de arrastos diferentes. Este fato acontece devido à altura, velocidade e aceleração das ondas apresentarem valores baixos e estarem combinadas com um período de desaceleração da embarcação. Desta forma, a componente de inercia do movimento é mais importante neste período do que as componentes associadas ao arrasto. Depois de 2 horas de simulação (Fig. 4 e Fig. 5), a embarcação começa a sofrer aumentos na velocidade devido ao efeito do empuxo e a influência do campo de ondas começa a se tornar mais importante devido ao aumento da altura significativa. Neste caso, a embarcação passa a sofrer maiores influências do arrasto e do gradiente de pressão associado ao movimento relativo da embarcação, e portanto, as diferenças entre as diferentes composições da força de arrasto se torna evidente.

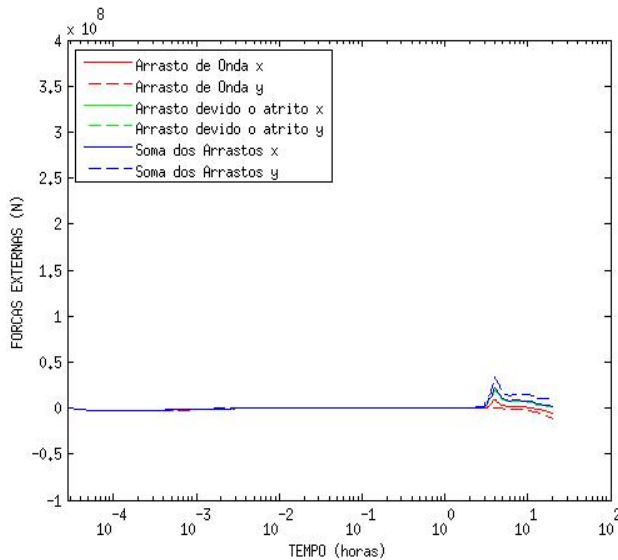


Figura 4. Forçantes externas para o petroleiro Amethyst.

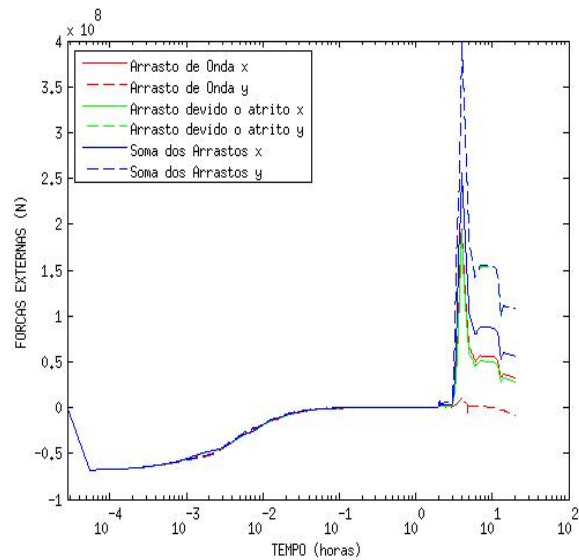


Figura 5. Forçantes externas para o petroleiro Overseas Mulan.

Os resultados da Fig. 6 e Fig. 7 mostram a velocidade da embarcação em função do tempo. Os navios passam por situações distintas de forma que é importante ressaltar a diferença de dimensões das duas embarcações. Considerando o período inicial de simulação observamos que o empuxo de baixa intensidade não é suficiente para manter a velocidade inicial das embarcações de forma que elas passam por um período de desaceleração até 1 hora de simulação. Após uma hora de simulação, os navios voltam a ganhar velocidade pois o empuxo gerado pelos motores tem intensidade suficiente para acelerar a embarcação e durante este período há um aumento na altura significativa das ondas. A combinação destas maiores velocidades e maiores alturas significativas de ondas contribuem para a maior influência de forças de gradientes de pressão na embarcação. Os valores máximos alcançados pela embarcação são observados em aproximadamente 3 horas de simulação.

Na Fig. 6, vemos as curvas de velocidades do navio Amethyst (menor tonelagem). Podemos perceber que este navio leva menos tempo para reduzir sua velocidades nos instantes iniciais quando comparado com o navio da maior tonelagem (Fig. 7). Desta forma, o navio Overseas Mulan, que tem maior massa, mantém por mais tempo sua velocidade inicial. Este fato está associado ao petroleiro Overseas Mulan ter uma maior quantidade de movimento inicial. Desta forma, os efeitos de inércia são mais importantes, à redução da velocidade ocorre de forma menos acentuada e as diferentes formulações de arrasto mostram menores diferenças. Por outro lado, no navio mais leve (Fig. 6), os efeitos de inércia são menos importantes, a redução da velocidade ocorre de forma mais acentuada e, por consequência, as diferentes formulações de arrasto mostram maiores diferenças durante a primeira hora de simulação.

A velocidade da embarcação do navio Amethyst (Fig. 6) apresentou maiores variações para as diferentes formulações de arrasto do que a do navio Overseas Mulan (Fig. 7). Estas variações entre as velocidades x e y e as diferentes forças de arrasto são mais acentuadas no petroleiro Amethyst, pelo fato da influência do arrasto depender das dimensões do navio e da quantidade de movimento inicial.

Taylan (1998) realizou uma comparação semelhante a apresentada neste trabalho com 4 navios e a influência de diferentes arrastos sob as embarcações. Os resultados do autor corroboram as análises realizadas neste trabalho, de forma que as maiores diferenças nas diferentes influências dos arrastos ocorrem nas situações de maiores variações das condições hidrodinâmicas da embarcação.

Os resultados obtidos neste trabalho sugerem que o arrasto associado ao efeito do campo de ondas gerados ao redor do casco da embarcação tem menor influência na trajetória da embarcação do que o arrasto devido ao atrito da embarcação com o meio. Este padrão de influência para o arrasto em embarcações é semelhante aos resultados apresentado por Young et al. (1994).

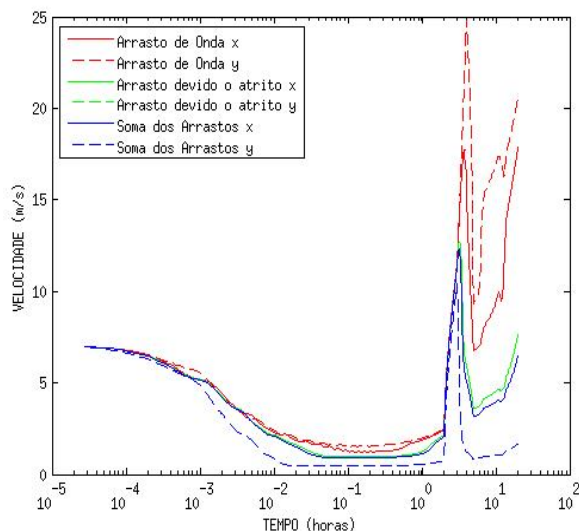


Figura 6. Velocidade com relação ao tempo do petroleiro Amethyst.

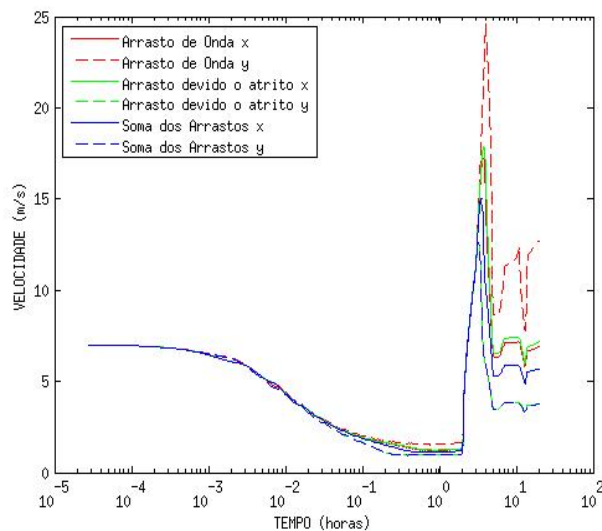


Figura 7. Velocidade com relação ao tempo do petroleiro Overseas Mulan.

4. CONCLUSÃO

Durante as 20 horas de simulação foram analisadas as forças externas e as velocidades com relação ao tempo para dois navios petroleiros com características físicas diferentes sob a influência da composição de contribuições de arrastos diferentes. A primeira composição é associada ao efeito do atrito da embarcação com o meio e a segunda composição é associada ao fato do movimento da embarcação gerar um campo de ondas ao redor do casco. No começo da simulação o uso de arrastos distintos não acarreta em uma diferença para o padrão de velocidades dos navios, pois neste intervalo de tempo, as forças inerciais associadas a desaceleração da embarcação são o principal fator de manutenção do movimento.

As variações das velocidade das embarcações mostram maiores diferenças para as formulações de arrastos distintas quando o movimento do navio é mais influenciado pelo empuxo e pelos gradientes de pressão associados ao movimento relativo da embarcação e das ondas geradas pelo vento. Esta situação é mais evidente após 2 horas de simulação. Desta forma, os resultados obtidos neste trabalho sugerem que o arrasto associado ao efeito do campo de ondas gerados ao redor do casco da embarcação tem menor influência na trajetória da embarcação do que o arrasto devido ao atrito da embarcação com o meio.

A sequência de desenvolvimento deste trabalho é considerar um modelo tridimensional para a simulação da dinâmica do navio, utilizando seis graus de liberdade com a utilização de massas adicionais que apresentem uma formulação dependente do grau de liberdade considerado.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores do presente trabalho agradecem à Agência Nacional do Petróleo (ANP) e ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) pelo financiamento parcial, através do pagamento de bolsas de estudo. Os autores agradecem também ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) por dar suporte a este trabalho sob os contratos: 456292/2013-6 e 305885/2013-8.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Astra Paging Ltd, 2012. Amethyst. Disponível em: <http://www.vesselfinder.com/vessels/AMETYSTH-IMO-8820286-MMSI-210320000>. Acesso em set/2014.
- Astra Paging Ltd, 2012. Overseas Mulan. Disponível em: <http://www.vesselfinder.com/vessels/OVERSEAS-MULAN-IMO-9230880-MMSI-538001656>. Acesso em set/2014.
- Braga, F.R., 2013. Cálculo de massa adicional por meio de fórmulas simplificadas baseadas em medições de vibrações em petroleiros. PhD thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Marques, R., 2010. Análise acoplada dos movimentos de um FPSO e da dinâmica dos sistemas de ancoragem e risers. PhD thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Munson, B.R. and Young D.F., 1994. Fundamentos da mecânica dos fluidos.

Taylan, M., 1998. The effect of nonlinear damping and restoring in ship rolling. Technical University of Istanbul.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

MODELO HIERÁRQUICO PARA OS INDICADORES DE SERVIÇOS AOS NAVIOS À SER UTILIZADO NO PORTO NOVO DO RIO GRANDE

Ticiane Schivittez Elacoste¹, Ana Maria Volkmer de Azambuja², Catia Maria dos Santos Machado³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: ticiane_rg@hotmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia, EE
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: anaazambuja@furg.br

³ Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Matemática, Estatística e Física, IMEF
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: catiamachado@furg.br

RESUMO

Esse trabalho tem por objetivo apresentar um modelo de estrutura hierárquica de desempenho portuário em relação aos serviços aos navios no Porto Novo da cidade do Rio Grande. O modelo foi desenvolvido a partir de uma revisão bibliográfica sobre indicadores de desempenho portuário que melhor caracterizam o Porto do Rio Grande e sobre o método Analytic Hierarchy Process (AHP) que possibilita hierarquizar e agregar valores a esses indicadores proporcionando medir a eficácia, eficiência e qualidade no setor portuário de forma a torná-lo mais competente.

Palavras-chave: indicadores de desempenho, método AHP, porto

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, devido à tendência em atingir os padrões internacionais de transporte e logística, o Brasil busca reduzir a dependência com o modal rodoviário aumentando a participação de modais com baixo custo (entre eles o hidroviário). Conforme Ribeiro e Ferreira (2002), o transporte rodoviário é o segundo mais dispendioso, ficando atrás apenas do transporte aéreo. Como o transporte hidroviário está fortemente condicionado à estrutura portuária, é no setor portuário brasileiro que se deve buscar a eficiência, como forma dos portos se tornarem competitivos, tanto nacionalmente como internacionalmente. Essa eficiência pode ser alcançada pela otimização de recursos, aumento da produção e/ou menores custos, na movimentação de cargas.

Em consequência a esta tendência, o setor portuário busca o suporte em métodos capazes de auxiliar no planejamento, gestão, supervisão e no controle das atividades. Dentre os métodos atuais e de acordo com a Agência Nacional de Transporte Aquaviário (ANTAQ), estão os indicadores de desempenho, os quais possibilitam ao porto acompanhar a qualidade dos serviços oferecidos e a satisfação dos clientes-usuários.

O Porto do Rio Grande (RS) encontra-se entre os principais portos do Brasil, o qual segundo Labtrans (2012) é o único porto marítimo do Estado do Rio Grande do Sul e que possui, como um dos diferenciais a realização de

operações de multimodalidade, que ocasiona uma redução de custos e aumento na eficiência. Ainda, conforme Valente (2013), o porto apresentou um crescimento de 2,9% no primeiro trimestre de 2013 em relação ao igual período de 2012 na movimentação de mercadoria.

Devido a grande importância do Porto do Rio Grande para o Estado do Rio Grande do Sul, ocasiona aos seus administradores um grande esforço na tomada de decisão, pois o ato de decidir implica diretamente na transformação de dados em informação. Como um auxílio no ato de decidir, pode-se aplicar o *Analytic Hierarchy Process* (AHP), que trabalha com multicritérios e tem, como principal objetivo, a redução do estudo de sistemas a uma sequência de comparações aos pares.

Este trabalho tem por objetivo caracterizar o Porto do Rio Grande através de uma pesquisa bibliográfica e expor a modelagem dos indicadores de desempenho que podem ser utilizados pelo mesmo ao método AHP. Acredita-se que a obtenção da hierarquização desses indicadores poderá minimizar as ineficiências e melhorar o uso das infraestruturas, tornando o porto mais eficiente e competitivo.

O presente trabalho é composto por cinco seções e está estruturado da seguinte maneira: na primeira seção é feita a introdução, dando ênfase à tendência de crescimento do setor portuário brasileiro, mais precisamente ao Porto do Rio Grande; a segunda seção descreve o estado da arte do porto em estudo; a terceira seção define os indicadores de desempenho; a quarta seção descreve o método AHP e a modelagem do mesmo para o Porto Novo de Rio Grande; por fim, na quinta seção, são apresentadas as conclusões acerca do trabalho.

2. PORTO DO RIO GRANDE

O Porto do Rio Grande está situado a 32°07'20" de latitude sul e a 52°05'36" de longitude oeste de Greenwich, localizado na cidade de Rio Grande, no litoral do Rio Grande do Sul, na margem oeste do canal do Norte.

Com o passar do tempo, o Porto do Rio Grande foi evoluindo e tornando-se o complexo portuário do Rio Grande, o qual é composto por três portos, conforme SUPRG (2013), sendo eles:

- Porto Velho – apresenta cinco armazéns e 640 metros de comprimento de cais. Além disso, encontra-se dividido em sete áreas, entre elas: carga geral/navegação interior, ensino e pesquisa, terminal de passageiros entre outras, que podem ser visualizadas na fig. 1.



Fig. 1. Zona Portuária: Porto Velho

Fonte: SUPRG

- Porto Novo – divide-se em sete áreas, sendo estas utilizadas para diversas atividades, entre elas, podemos citar: área de turismo, área para atendimento de navios *roll on roll off* entre outras.



Fig. 2. Zona Portuária: Porto Novo

Fonte: SUPRG

- Superporto – possui cerca de 1552 metros de comprimento de cais, onde encontram-se os terminais especializados, como: TECON, Bunge Alimentos, Braskem entre outros. Além disso, abriga o Dique Seco, sendo este o local reservado à construção de plataformas de prospecção de petróleo.

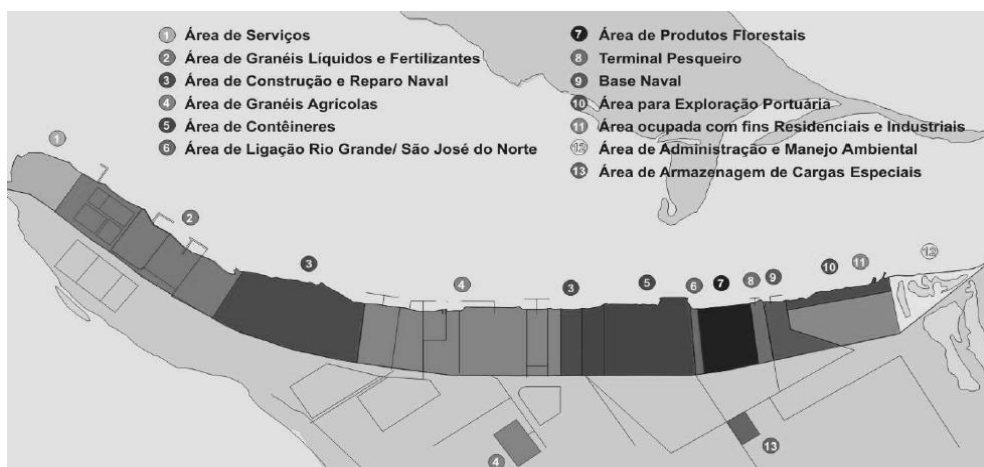


Fig. 3. Zona Portuária: Superporto

Fonte: SUPRG

Após um breve panorama do complexo portuário do Rio Grande, cabe salientar que o presente estudo se concentra no porto público do Rio Grande, ou seja, o Porto Novo, o qual possui um crescimento próspero na movimentação de cargas (soja em grão, trigo, farelo de soja, cavaco de madeira, matéria prima para fertilizantes, celulose, óleo de soja, óleo combustível, arroz, milho e entre outras), implicando diretamente na necessidade de um estudo em relação aos indicadores de desempenho.

3. INDICADORES DE DESEMPENHO

Conforme Alfredini e Arasaki (2009), porto é um elo de importância na cadeia logística como terminal multimodal, sendo este caracterizado, segundo ANTAQ (2013), por seu ambiente externo (descrição dos fluxos de comércio ou do mercado servido, dos portos concorrentes e das possibilidades de crescimento industrial) e interno (composto pelas instalações existentes para as operações de carregamento e descarga dos mais variados tipos e tamanhos de navios).

Ao procurar superar seus concorrentes, os portos tornam-se cada vez mais complexos, ocasionando o indispensável auxílio de técnicas que verifiquem sua eficiência, apoiem no planejamento portuário e na regulação de serviços. De acordo com a ANTAQ, o setor portuário pode se utilizar de indicadores de desempenho na avaliação de suas *performances*.

Segundo Valois (2009), os indicadores são valores representativos de um fenômeno, quantificam a informação mediante a agregação de diferentes dados.

Os indicadores de desempenho portuário são classificados em três aspectos, conforme Galli, Nascimento e Belderrain (2007), sendo:

- *indicadores de economicidade*: a economicidade é a minimização dos custos de aquisição dos recursos utilizados na execução de uma ação, sem comprometimento da qualidade desejada. Além disso, podem ser medidos pelas despesas de movimentação ou de carregamento e descarga dos navios e as de entrada e saída, assim como aquelas relativas ao recebimento e entrega das mercadorias, de armazenagem, de ovação e desova de contêineres, entre outros;
- *indicadores de eficiência*: a eficiência refere-se à relação entre os resultados obtidos e os recursos empregados, sendo medida por meio da produtividade ou das pranchas de atendimento aos navios, da produtividade nos serviços de entrega e recebimento das mercadorias e nos demais serviços aos importadores e exportadores;
- *indicadores de qualidade*: são divididos em dois aspectos:
 - *atendimento*: o atendimento refere-se à celeridade das operações, bem como o tempo de espera para operação, nível de serviço, tempos de atracação, entre outros;
 - *confiabilidade*: a confiabilidade pode ser definida como a probabilidade de produtos desempenharem as funções para as quais foram projetados, sob condições específicas durante um intervalo de tempo. Ainda pode ser medido através do cumprimento de escalas e de frequência de linhas regulares de navegação e das datas e horários estimados de chegada e saída dos navios, a obediência, por parte dos embarcadores, a incidência de faltas e avarias, ocorrência de roubos e pirataria; segurança das pessoas e defesa e preservação do meio ambiente.

Segundo Superintendência do Porto do Rio Grande - Suprg (2013), com a finalidade de acompanhar o desempenho dos portos, a ANTAQ aplica seus próprios indicadores, os quais são apresentados abaixo:

- serviços aos navios;
- serviços aos donos de mercadorias;
- mercadorias - refere-se a movimentação de cargas, como: peso bruto, tamanho médio de consignaço, frequência de navios, entre outros.
- contêiner - refere-se a movimentação de contêineres, como: índice médio de containerizaço, relação cheio/vazio, quantidade de contêineres, entre outros.

Este artigo tratará apenas dos indicadores de desempenho operacional nos serviços aos navios, pois conforme Júnior e Prata (2008), o transporte de carga tem a finalidade de garantir o deslocamento de bens dentro de algumas condições temporais e de forma íntegra, buscando alcançar os níveis de operação e tarifação satisfatórios para enfrentar a competitividade.

Os indicadores de desempenho operacional referentes ao serviço prestado aos navios, utilizados pela ANTAQ (2013) são:

- *prancha média de atendimento* – indica a quantidade de carga movimentada por navio durante o seu atendimento no berço, dividido pelo tempo que este passou atracado no berço. É mensurada em unidades por hora, por navio, por contêineres ou em toneladas por dia para navios com carga geral, *roll on roll off*, granéis líquidos e granéis sólidos, em cada terminal ou conjunto de berços.
- *preço médio de taxas portuárias aos navios* – indica as taxas portuárias pagas pelos armadores ou donos de mercadorias, pela movimentação de cargas na área do porto. Sendo expresso em reais (R\$) por unidade cheia movimentada, no caso de contêineres, ou por tonelada movimentada para navios com carga geral, *roll on roll off*, granéis líquidos e granéis sólidos.
- *preço médio de utilização de terminal pelos navios* – indica os valores pagos pelo operador portuário ou dono de mercadoria, aos arrendatários, pelo uso do terminal.
- *preço de utilização de equipamentos de movimentação* – indica o valor médio do aluguel de equipamentos utilizados nas operações de carga/descarga, em cada terminal ou conjunto de berços.
- *despesa média de entrada e saída de navios* – indica o custo médio de escala do navio para cada terminal ou conjunto de berços. É medida em reais (R\$) por navio e por unidade movimentada: por TEU (para os navios de contêineres) ou por tonelada movimentada para os navios de carga geral, *roll on roll off*, granéis líquidos e granéis sólidos.
- *custos de movimentação* – indica a diferença entre os preços cobrados pelo operador ou arrendatário e os custos obtidos em operações complementares. São medidos em reais (R\$) por unidade cheia para contêineres e em reais (R\$) por tonelada movimentada para navios de carga geral, *roll on roll off* e granéis sólidos, para cada terminal ou conjunto de berços.
- *tempo médio de espera de navios* – indica a qualidade de atendimento, em termos de tempo gasto em espera de atracação dos navios para cada terminal ou conjunto de berços.
- *índice médio de ocupação de berços* – também chamado de taxa de ocupação, informa a relação entre o tempo em que o terminal ou conjunto de berço esteve ocupado e o tempo total de disponibilidade.
- *nível médio de serviço* – indicador de presteza do atendimento aos navios, correlaciona o tempo de espera com o tempo de atracação ou atendimento.

Além dos indicadores utilizados pela ANTAQ, podem ser incluídos nos indicadores de desempenho nos serviços aos navios os que se relacionam as questões ambientais. Adaptam-se ao estudo e ao Porto Novo, os seguintes:

- uso de equipamentos e produtos com baixo consumo de energia, diminuindo o impacto ambiental (consumo de combustível eficiente, uso racional, ...).
- práticas responsáveis para o consumo de recursos naturais: qualificação, treinamento ambiental, educação e conscientização ambiental.
- Prevenção e controle de impactos ambientais: multas em função de acidentes ambientais.

4. ANALYTIC HIERARCHY PROCESS (AHP)

O método de multicritério AHP auxilia na tomada de decisão, pois conforme Galli, Nascimento e Belderrain (2007), este método caracteriza-se pela divisão do problema em níveis hierárquicos, iniciando pelo objetivo geral, critérios, subcritérios e alternativas, fator este que disponibiliza ao decisor uma compreensão mais simples e clara da decisão. Além desta importante característica, o AHP possui como diferencial em relação aos demais métodos de multicritério, a capacidade de conversão dos dados empíricos em um modelo matemático.

Segundo Oliveira e Belderrain (2008), a metodologia AHP divide-se em sete etapas:

- na primeira etapa, o problema de decisão é estudado em detalhes identificando o objetivo, os critérios/subcritérios baseados na convicção do decisor e as alternativas para a solução do problema;
- a segunda etapa é responsável pela divisão do problema de decisão em níveis hierárquicos (conforme a fig. 4);

- na terceira etapa é desenvolvido o instrumento que será aplicado aos especialistas que auxiliarão na hierarquização dos critérios/subcritérios; ainda nesta fase, ocorre a conversão dos julgamentos em índices quantitativos, a partir da denominada Escala Fundamental proposta por Saaty;
- a quarta etapa é responsável pela estrutura dos dados obtidos na fase anterior em matrizes de decisão, onde estas devem ser quadradas, recíprocas e positivas;
- na quinta etapa obtêm-se as prioridades através do cálculo do autovetor da matriz de decisão;
- na penúltima etapa é verificada a razão de consistência da matriz de decisão, a partir do cálculo do autovalor juntamente com o índice de consistência e, por fim,
- na última etapa ocorre a agregação dos vetores de prioridades, com a finalidade de apresentar o possível desfecho para o problema de decisão.

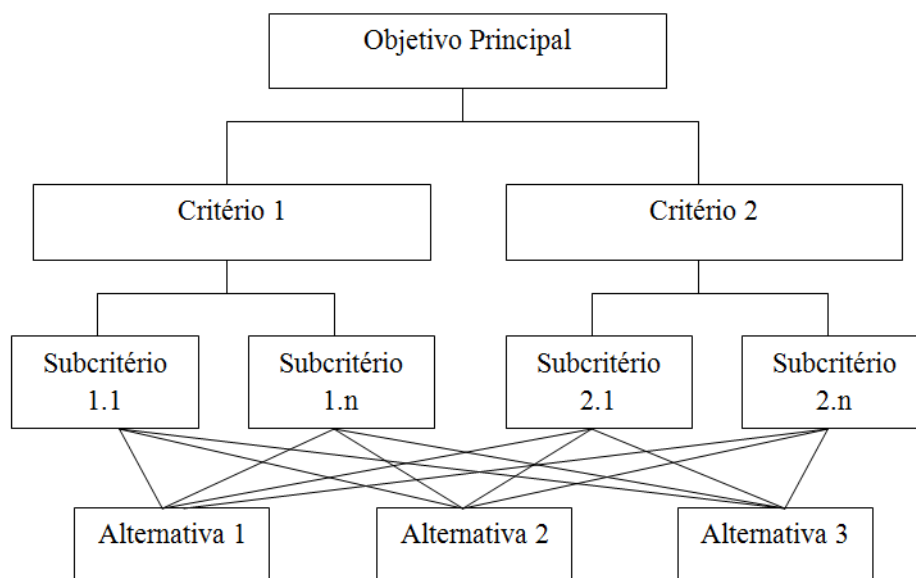


Fig. 4. Estrutura hierárquica do AHP
Fonte: Autora

4.1 Estudo de Caso

Segundo Labtrans (2012) o Porto do Rio Grande por tem uma grande importância na economia do Rio Grande do Sul por apresentar características únicas como, a área do porto organizado ser constituída por instalações portuárias terrestres: cais e píeres de atracação e de acostagem, além de armazéns, edificações em geral e vias internas de circulação rodoviária e ferroviária. A infraestrutura marítima é composta pelos acessos aquaviários, áreas de fundeio, bacia de evolução, e áreas adjacentes, favorecendo a escolha do mesmo para o estudo em questão. Porém, entre o complexo portuário do Rio Grande foi escolhido o Porto Novo por ser público e apresentar um crescente desenvolvimento em suas atividades.

Após definido o porto a ser estudado, foi necessário realizar um estudo para definir entre os indicadores de desempenho portuário considerados pela ANTAQ, quais caracterizam melhor o Porto Novo de Rio Grande, em relação à sua movimentação de carga, que é predominantemente proveniente da navegação de longo curso e ao seu crescimento relativamente proporcional aos principais portos brasileiros. Com essas características se mostrou mais evidente os indicadores relacionados ao serviços aos navios.

Dessa forma, os indicadores de serviços aos navios foram divididos nas categorias economicidade, qualidade – atendimento e confiabilidade, e eficiência, levando em consideração suas definições. Assim, esses indicadores foram agrupados conforme apresentado na tab. 1.

Tab. 1. Indicadores de Serviço aos Navios relativos à Economicidade, Eficiência e Qualidade

INDICADORES DE ECONOMICIDADE	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Preço médio de taxas portuárias aos navios; ✓ Preço médio de utilização de terminal pelos navios; ✓ Preço médio de mão de obra; ✓ Preço médio de utilização de equipamentos de movimentação; ✓ Despesa média de entrada e saída de navios, ✓ Custos de movimentação.
INDICADOR DE EFICIÊNCIA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Prancha média de atendimento
INDICADORES DE QUALIDADE	<p>ATENDIMENTO</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Tempo médio de espera de navios; ✓ Índice médio de ocupação de berços, ✓ Nível médio de serviço,
	<p>CONFIABILIDADE</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Uso de equipamentos e produtos com baixo consumo de energia, diminuindo o impacto ambiental; ✓ Práticas responsáveis para o consumo de recursos naturais, ✓ Prevenção e controle de impactos ambientais.

Representando através de um diagrama de árvore, o modelo proposto para posterior aplicação do método AHP é apresentado na fig. 5.

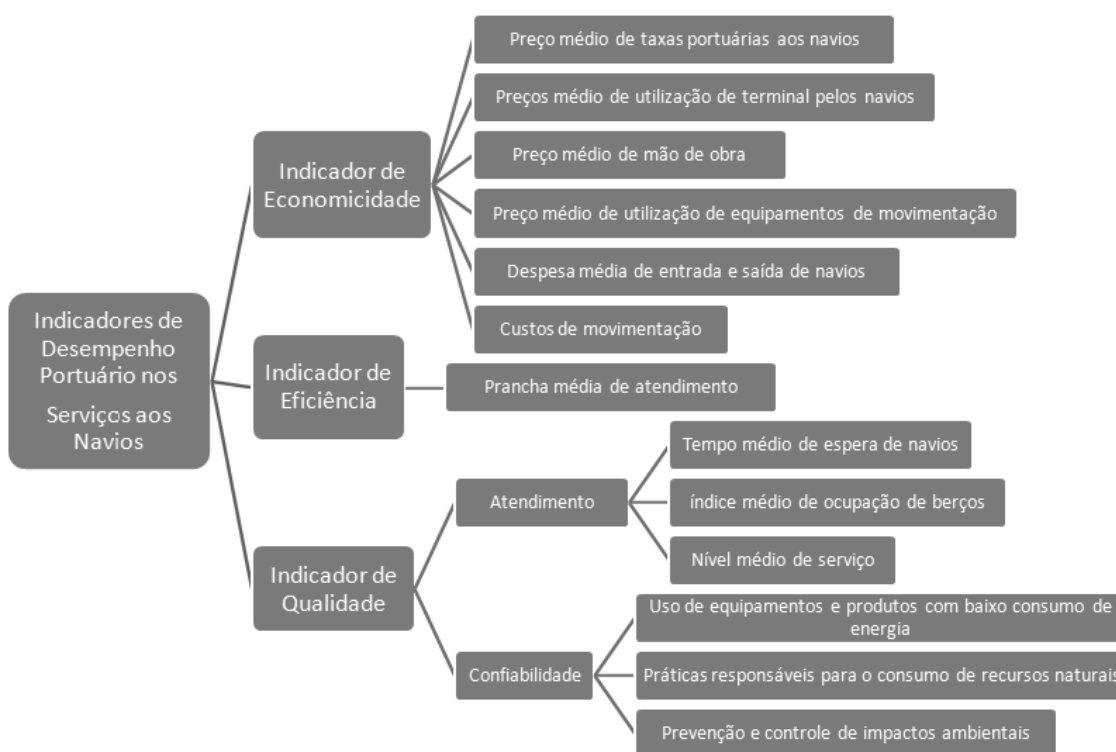


Fig. 5. Estrutura hierárquica

Fonte: Autora

Cabe salientar que o indicador de eficiência não constará na análise dos dados, pois de acordo com a metodologia AHP, são necessários dois ou mais critérios para que seja possível a comparação par a par.

Portanto, a modelagem do problema em estudo esta justa conforme a técnica AHP e suas definições, restando apenas a aplicação do questionário para a obtenção das opiniões dos especialistas.

5. CONCLUSÃO

Juntamente com o país, o setor portuário brasileiro está se adaptando para atingir os padrões internacionais de transporte, o que ocasiona a competitividade dentro deste setor, os quais buscam diariamente a eficiência, ou seja, aumento da produção e/ou redução de seus custos. Com tamanha procura pelos novos padrões modais do Brasil, gera as autoridades portuárias se obrigam a buscar técnicas capazes de auxiliar em suas atividades administrativas. Entre as atividades dos gestores portuários, destaca-se a tomada de decisão, que é uma das tarefas mais difíceis de ser executada, pois como os portos estão cada vez mais complexos, as decisões igualam-se a complexibilidade portuária. Por isso, aplicam-se métodos multicritérios que auxiliam o administrador na tomada de decisão. Entre esses métodos, destaca-se o AHP, que analisa, através do julgamento de especialistas, as priorizações de cada critério relacionado ao objetivo principal.

Esse trabalho traz uma contribuição importante ao construir um modelo hierárquico de desempenho portuário em função das características do porto em estudo, com os indicadores de desempenho portuário relacionados ao serviço prestado aos navios, tornando possível a aplicação do método AHP. Ainda, esse estudo está sendo desenvolvido em um dos principais portos da região Sul do país, o Porto Novo pertencente ao complexo portuário do Rio Grande.

Conclui-se que a união dos indicadores de desempenho portuário com a metodologia AHP torna o ato de decidir mais simples e eficaz para os gestores portuários, principalmente em portos com grande importância para o desenvolvimento do Brasil.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ailfredini, P.; Arasaki E., 2009. Obras e Gestão de Portos e Costas: a técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental. São Paulo: Edgar Blucher. 804 p. ISBN 978-85-2120-486-2.

ANTAQ, 2013. Indicadores de Desempenho Portuário – Cartilha de Orientação. Disponível em: <http://www.antaq.gov.br/Portal/DesempenhoPortuario/Cartilha.pdf> Acesso em: 18 de maio de 2013.

ANTAQ, 2013. Indicadores de Desempenho Portuário. Disponível em: <http://www.antaq.gov.br/portal/DesempenhoPortuario/PortalSDP/> Acesso: 19 de março 2013.

Galli, I.; Nascimento, L.P.A.S.; Belderrain, M.C.N., 2007. Aplicação do Método AHP Clássico na Escolha do Operador Logístico de uma Empresa de Telecomunicações. ENCONTRO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, XXVII, Foz do Iguaçu, p.1-9.

Júnior Cardoso, R. A. F., 2008. Hierarquização dos Indicadores de Desempenho da Qualidade Aplicada aos Terminais Portuários de Movimentação Contêineres. Rio de Janeiro. 127 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes), Instituto Militar de Engenharia.

Júnior, J.N.C.S; Júnior, E.F.N.; Prata, B.A., 2008. Análise da Eficiência dos Portos da Região Nordeste do Brasil Baseado em Análise Envoltória de Dados. Revista Eletrônica Sistemas & Gestão, vol. 3, n.2, p. 74-91.

Oliveira, C.A., Belderrain, M.C.N., 2008. Considerações sobre a Obtenção de Vetores de Prioridades no AHP. In: ERABIO XIX/ ENDIO XIX/ EPIO, Argentina, p.18.

Pappa, M.F., 2012. Aplicação da Metodologia AHP na Hierarquização dos Critérios de Qualidade do Trânsito das Cidades. Paraná. 86 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana), Universidade Estadual de Maringá.

Ribeiro, P.C.C; Ferreira, K.A., 2002. Logística e Transportes: Uma Discussão sobre os Modais de Transporte e o Panorama Brasileiro. ENEGEP XXII Encontro Nacional de Engenharia de Produção, Curitiba, p.8.

Saaty, Thomas L., 1991. Métodos de Análise Hierárquica. São Paulo, McGraw-Hill Makron, 1991.

LABTRANS, 2012. Plano Mestre – Porto do Rio Grande. Florianópolis, p.311.

SUPRG, 2013. Plano de Zoneamento das Áreas do Porto Organizado de Rio Grande. Disponível em: http://www.portoriogrande.com.br/site/estrutura_zoneamento_do_porto.php Acesso em: 11 de outubro de 2013.

Valente, J.A., 2013. Portos “ineficientes” batem recordes de movimentação. Disponível em: <http://www.brasil247.com/pt/247/brasil/101483/Portos-%E2%80%9Cineficientes%E2%80%9D-batem-recordes-de-movimenta%C3%A7%C3%A3o-de-cargas.htm>. Acesso em: 01 de outubro de 2013.

Valois, N.A.L, 2009. Proposição do Uso de indicadores Ambientais na Avaliação de Desempenho de Portos Brasileiros. Recife, 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica), Universidade Federal de Pernambuco.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

CRITÉRIOS PARA A ADEQUADA INSTALAÇÃO DE TERMINAIS PORTUARIOS NA MARGEM URUGUAIA DA LAGOA MIRIM

Cástulo Eizmendi Fossati¹, Milton Luiz Paiva de Lima²

¹Universidade Federal do Rio Grande - FURG
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: castulo@montevideo.com.uy

²Universidade Federal do Rio Grande - FURG
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: miltonlima@furg.br

RESUMO

No presente trabalho foram analisados alguns problemas de localização referentes à instalação de terminais portuários na região uruguaia da Lagoa Mirim. Mediante consulta a grupo de peritos e aplicação dos métodos Delphi e Matriz de Impactos Cruzados, foram determinados cenários e eventos futuros que tenham relação com projetos existentes de instalação dos referidos portos. Considerando fatores que incidem diretamente na localização foi feita discussão e apresentação de alternativas. No caso do porto no Rio Cebollati, o fator da dragagem foi considerado como crítico pelos custos da obra e pela desproporção da mesma em relação a outras obras de dragagem da região, existindo alternativas para a localização deste terminal portuário. No caso do outro projeto existente que é o terminal no Rio Tacuarí, a localização estabelecida pareceu bastante razoável. Por último foram feitas algumas considerações respeito da influência destes portos na construção de um porto de águas profundas na costa oceânica uruguaia. Se este não tinha a definição que tem atualmente na época em que foi feita a pesquisa, podem-se projetar consequências, que levam a pensar na realização de trabalho complementar a este estudo de localização de terminal portuário na Lagoa Mirim mais próximo do porto de águas profundas, operando em complementariedade com o mesmo.

1. INTRODUÇÃO

O estudo do impacto gerado pela construção dos terminais portuários na região uruguaia da Lagoa Mirim é assunto relevante, porque podem chegar a constituir parte importante de um vasto corredor de cargas da região que inclui a Lagoa Mirim, o Porto do Rio Grande, a Lagoa dos Patos e a região de São Paulo, entre outros destinos possíveis em território brasileiro. Vários fatores contribuem para isto: o crescimento da produção uruguaia em alguns setores, o deslocamento da produção para a região nordeste do País e as modificações e ampliações sofridas pelo Porto do Rio Grande nos últimos anos.

Caso os terminais portuários venham a ser construídos, serão instalações de grande importância com que poderão contar a produção de uma região do Uruguai historicamente mais pobre e mais atrasada, comparativamente às demais. Possivelmente também haverá a geração de demanda de serviços, que necessitará paralelamente de esforços nas áreas de organização, educação e infraestrutura, para poder acompanhar e aproveitar essa situação, trazendo benefícios para maior parcela da sociedade que seja possível abarcar.

A localização desses portos depende de vários fatores. Neste trabalho realiza-se uma análise sob a perspectiva dos cenários futuros prospectados mediante aplicação de metodologia apropriada, os eventos que resultam da mesma e também considerando especialmente a questão da dragagem que em um dos casos (projeto do terminal no Rio *Cebollati*) torna-se fator crítico considerando a desproporção desta obra de dragagem em relação a outras obras feitas na região.

2. ABORDAGEM METODOLÓGICA PARA A CONSTRUÇÃO DE CENÁRIOS PROSPECTIVOS

Diversas são as ferramentas que podem ser combinadas para elaborar cenários. As visões sobre o futuro que se obtém da prospectiva são produto de metodologias emanadas de três conceitos simples:

- Os futuros prováveis, que resultam de enumerar todos os futuros possíveis com respeito a certas variáveis e aplicar critérios de exclusão aos que dificilmente poderão suceder;

- A detecção de eventos supressivos ou inesperados e suas consequências, isto é, os eventos emergentes;

- A participação de um grupo amplo de pessoas e de peritos, isto é, a prospectiva é resultado da confluência de diversas opiniões.

Isso é a prospectiva, ver o que se pode ver, supor aquilo que poderá falhar e construir consensos de visão de um grupo de atores envolvidos e outros *experts*, acerca de certos futuros específicos (Ochoa 2004).

Huss e Honton (1987), apud Marcial e Grumbach (2008), identificaram três métodos distintos de análise de cenários.

O primeiro, utilizado pela *SRI International* na década de 1970, tem como foco perspectiva lógica e intuitiva, sem levar em consideração nenhum algoritmo matemático. Apesar de se assemelhar ao método da Global Business Network (GBN), ao contrário deste, não se preocupa em influenciar a mentalidade do tomador de decisão.

O segundo método é o de impacto de tendências utilizado pelo *The Future Group*. Baseia-se em técnicas de previsão clássica e utiliza-se de séries temporais e modelos econométricos. Esse método contraria características da prospectiva, que sugerem a utilização de dados qualitativos na elaboração de cenários e a visão de que o futuro é múltiplo e incerto. Limita-se a projetar o passado no presente, tomando por base variáveis quantitativas, como se o futuro fosse predeterminado por eventos do passado.

O terceiro método é o de análise de impactos cruzados. Foi desenvolvido para suprir as deficiências de diversos métodos de previsão, como o método Delphi, a análise morfológica e o *brainstorming*, que não consideram as inter-relações entre as variáveis em estudo, projetando-as de forma isolada, estes dois métodos são os utilizados em este trabalho.

2.1 Método Delphi

Foi empregado pela primeira vez em 1948, pela Rand Corporation, para estimar os efeitos de um maciço ataque atômico aos Estados Unidos, foi assim denominado em homenagem ao Oráculo de *Delphos*. Sistematizado em 1964 pelo sueco Olaf Helmes, consiste numa série de questionários aplicados a grupo de peritos em tecnologias ou processos sociais. Seu objetivo é a obtenção de um consenso baseado na discussão entre participantes. É processo repetitivo. O funcionamento baseia-se na elaboração de um questionário, que deverá ser respondido com opiniões dos peritos, nas formas de avaliações quantitativas e comentários escritos. Recebida as informações oriundas do primeiro questionário, volta-se a realizar outro com os dados estatísticos obtidos para ser novamente respondido em busca de consenso do grupo. Este procedimento repete-se quantas vezes for necessário até alcançar o consenso desejado. Finalmente, o responsável do estudo elaborará suas conclusões a partir da exploração estatística dos dados obtidos.

2.2 Método de Impactos Cruzados

Leva em conta a interdependência das questões formuladas; assim, o estudo adquire enfoque global, sistêmico e mais ajustado a uma visão prospectiva.

Este método engloba uma família de técnicas que avaliam a influência que a ocorrência de um determinado evento teria sobre a probabilidade de ocorrência dos outros eventos (impacto), podendo determinar assim, a relação que cada evento tem com o sistema. Chama-se motricidade á capacidade de

um evento de influenciar a ocorrência dos outros e dependência á capacidade de ser influenciado na sua ocorrência. Na tabela 1, podem-se ver os 16 eventos iniciais considerados na prospecção.

Tabela 1: 16 eventos considerados inicialmente na prospecção dos cenários

Notação do Evento	Descrição Sucinta do Evento
E1	Embarque de madeira industrializada com destino aos Estados Unidos e Europa e não industrializada com destino ao Vietnã, unitizada em contêineres, pelo Porto do Rio Grande.
E2	O surgimento de rotas de turismo, conjuntamente com as rotas de cargas, como uma consequência da construção dos terminais portuários de <i>Cebollati</i> e <i>Tacuari</i> .
E3	Aumento da demanda energética da região de construção dos terminais portuários.
E4	As atividades econômicas que se desenvolverão por causa da implantação dos portos, incluindo as prestações de serviços diretos e indiretos, competirão em importância com outras atividades mais tradicionais.
E5	Instalação de indústrias que agreguem valor às matérias primas.
E6	Os portos construídos demandarão da região uma série de serviços para os quais a região deve estar preparada, uma vez que constituirão uma oportunidade de desenvolvimento.
E7	Observar-se-á um aumento da densidade demográfica da região e aumento da oferta de empregos.
E8	Produzir-se-á um processo de interação com outras culturas e até de substituição dos valores culturais da região.
E9	Aumentará a integração entre sindicatos, câmaras de comercio e indústrias, centros educativos, centros comunitários e demais atores sociais, a fim de trabalhar com propósitos comuns.
E10	Inicialmente ocorrerá um incremento no volume de transporte das cargas regionais, posteriormente ocorrerá uma atração de cargas menos sensíveis ao valor do frete, e também uma nova produção de produtos industrializados.
E11	Desenvolvimento necessário de infraestruturas de comunicação e transporte.
E12	Construção da ponte entre Charqueada e Cebollatí, devido ao movimento de cargas gerado pela construção do porto no Rio Cebollatí.
E13	Descentralização marítima, uma vez que haverá a atracação de barcos pesqueiros que hoje atracam no Porto de Montevideo.
E14	Descentralização das exportações dos pontos de vista operacional e administrativo, uma vez que haverá uma maior fluidez no processo de fiscalização dos embarques e trâmites de fronteira.
E15	Aumento do trânsito de mercadorias de forma ilegal, sem controles sanitários e de qualidade, que prejudicará o desenvolvimento da região, como historicamente tem ocorrido.
E16	Aumento na intensidade do uso do território, maior pressão sobre os recursos naturais e também maiores possibilidades de incremento de conflitos e deteriorações ambientais em todas as dimensões.

Os eventos foram determinados mediante entrevista a peritos de distintas áreas (portuária, educativa, empresarial, ambiental, política e social) que tem relação com a construção e operativa dos portos. Selecionados e qualificados mediante aplicação de probabilidade condicional com o programa computacional PUMA© de prospecção de cenários e decisão estratégica, os eventos finalmente considerados, fazem uma descrição do sistema modelando os cenários futuros mediante combinação dos mesmos, sendo um cenário distinto do outro pela ocorrência ou não de cada um dos eventos.

Para este trabalho em particular considerou-se apenas o evento “construção da ponte *Charqueada-Cebollatí*” por ser o mesmo qualificado como evento de “explicação”, ou seja, que qualquer ação feita sobre ele vai influenciar o restante do sistema. Um evento de explicação tem alta motricidade e baixa dependência.

3. OS PORTOS E ÁREA DE INFLUÊNCIA

Existem dois projetos de terminais portuários na região uruguaia da Lagoa Mirim: o projeto nas margens do Rio *Tacuarí* e o outro nas margens do Rio *Cebollatí*. Estes dois rios são afluentes da Lagoa Mirim e fazem parte da chamada bacia da Lagoa Mirim (Cuenca de la Laguna Merín).

O Rio *Tacuarí*, situado mais ao norte que o *Cebollatí*, serve como referência divisória entre os departamentos de *Cerro Largo* e *Treinta y Tres*, sendo que o *Cebollatí*, mais ao sul, serve como referência divisória entre os departamentos de *Treinta y Tres*, *Rocha* e *Lavalleja*.

A Lagoa Mirim tem uma área de 3.750 quilômetros quadrados na fronteira entre Uruguai e Brasil. Através do canal do São Gonzalo comunica-se com a Lagoa dos Patos, em território brasileiro, e esta lagoa, por sua vez, comunica-se com o Oceano Atlântico. Na Lagoa dos Patos ou em suas proximidades, encontram-se entre outras, as cidades brasileiras de: Pelotas, Rio Grande e Porto Alegre, que contam atualmente com 325.000, 200.000 e 4.000.000 de habitantes, respectivamente.

A hinterlândia destes portos apresenta o ramal ferroviário *Montevideo-Rio Branco* (Figura 1), em mal estado, distante aproximadamente 40 km do terminal *Cebollatí* e 20 km do *Tacuarí* e malha rodoviária que se pode observar na Fig. 3.



Figura 1: Ramal Ferroviário no Uruguai

O terminal portuário previsto para ser construído no Rio *Tacuarí* tem a previsão de ser localizado a apenas 3 km da Lagoa Mirim. Serão necessários investimentos da ordem de 20 milhões de dólares (Infoagro, 2012), contando suas instalações com bacia de evolução com 300 metros de diâmetro, escavada em área baixa, de banhados, ao lado do referido rio. Com dois molhes de atracação, que terão um terminal de carga com capacidade de 250 t/hora e estrutura, na parte alta do terreno, com capacidade de armazenamento de 40.000 toneladas estáticas. Um dos terminais será exclusivamente para grãos e o outro para outras cargas. Para o curto prazo, estima-se que o trânsito médio mensal de caminhões graneleiros induzido pelo terminal será de 800 caminhões/mês, sendo a estimativa do trânsito máximo diário de 26 caminhões/dia. Estima-se que se movimentará 200.000 t/ano de grãos (soja, trigo, cevada e arroz). A área de influência terrestre será limitada pelos custos de transporte da carga entre o terminal e os estabelecimentos de produção, sendo 200 km a distância limite de rentabilidade (Amarin, Perdomo e Pitzer, 2010).

O terminal portuário previsto para ser construído no Rio *Cebollatí* será instalado numa área de aproximadamente 2 ha, contíguo ao povoado *Gral. Enrique Martinez* conhecido como *Charqueada*, com aproximadamente 1.430 habitantes (INE, 2011). Com esta localização ficará 27 km a montante da barra do rio, na Lagoa Mirim, em elevação de aproximadamente 10 m de altura, o que evitará que as instalações sejam alcançadas nas enchentes do rio. Com inversão total prevista em torno de 35 milhões de dólares (Forestalweb, 2010), foi projetado para realizar-se em duas etapas: primeira para cargas a granel e paletizadas e segunda para o transporte de cavaco de madeira, exigindo instalações que ocuparão 20 ha e com capacidade para carga de 100 toneladas/hora, numa área também próxima a *Gral. Enrique Martinez*. Também existe a previsão da construção de um terceiro terminal para o transporte de cimento e derivados.

A Fig. 2 apresenta a localização prevista para os portos supracitados.

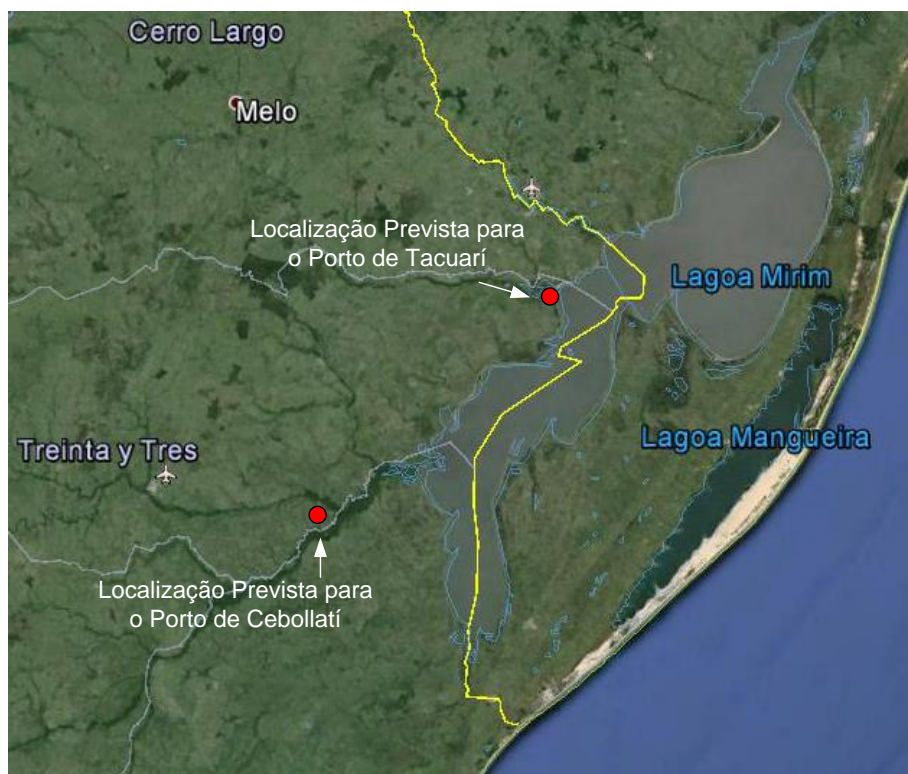


Figura 2: Localização dos Portos a serem construídos

O fator crítico na localização deste porto é a questão da dragagem do trecho superior do rio, que além da pressão que isto provocará sobre o meio ambiente, representará 59% da dragagem total inicial, com mais de 2.000.000 de m^3 e valor estimado de aproximadamente 12.000.000 de dólares (Forstalweb, 2010). A dragagem de manutenção do trecho superior corresponderá a 54% da dragagem de manutenção total (dados calculados para embarcações de 3 m de calado). Se o porto vier a ser localizado na *Charqueada Vieja* (local mais próximo à Lagoa), e não se dragar o trecho superior do Rio *Cebollatí*, serão economizados 121.770.000 dólares por parte do estado uruguaio em 30 anos, que é o tempo de duração da concessão à empresa privada que operará o porto (*La República*, 2007). A dragagem inicial do trecho superior custará U\$S 7.080.000, a dragagem de manutenção custará U\$S 3.823.000 ao ano, levando ao valor de U\$S 121.770.000 em 30 períodos. Esta localização no Rio *Cebollatí*, ainda que não tenha as mesmas facilidades naturais presentes na localidade de *Enrique Martinez* (*Charqueada*), dista somente 9 km da Lagoa Mirim.

A dragagem será realizada por conta da *Dirección Nacional de Hidrografía*, que pertence ao *Ministerio de Transporte y Obras Públicas* do Uruguai.

É conveniente fazer o esclarecimento de que estes cálculos e estimativas foram feitos considerando o calado de 3 metros [calado máximo estudado em MTOP (2002)], mas há que se considerar que estas cifras aumentariam para o calado de 3,5 metros, que é o calado atual das embarcações-tipo utilizadas para o Rio *Cebollatí*.

As embarcações padrões de 3,5 m de calado utilizadas para navegação na Lagoa dos Patos têm as seguintes medidas e capacidades:

- Embarcações com capacidade de cargas de 3.800 t de granéis sólidos, com comprimento total de 108 m e largura de 15,5 m, apresentando calado (a máxima carga) de 3,50 m;
- Embarcações com capacidade de cargas 3.200 t de granéis sólidos ou 140 contêineres, com comprimento total de 97 m e largura de 15,5 m, apresentando calado (a máxima carga) de 3,50 m;
- Embarcações com capacidade de cargas de 2.900 t de granéis sólidos, com comprimento total de 87 m e largura de 15,5 m, apresentando calado (a máxima carga) de 3.50 m;
- Embarcações com capacidade de cargas de 2.400 t de graneis sólidos, com comprimento total de 82 m e largura de 15,5 m, apresentando calado (a máxima carga) de 3.5 m.

Há uma embarcação considerada muito apropriada para a navegação na região com comprimento total de 95,36 m e largura de 15,50 m, apresentando calado máximo de 4,23 m. Este tipo de embarcação possui 4 porões (capacidade do porão 1 = 1541 m³, porão 2 = 1627 m³, porão 3 = 1578 m³ e porão 4 = 1535 m³). Entretanto, devido ao calado maior, tal embarcação não poderia operar com carga completa nos portos de *Cebollatí* e *Tacuarí* (informe final MTOP, 2002).

Os volumes de dragagem, segundo estudo elaborado para o MTOP (2002) por equipe de consultores do chamado *Consortio Oriental*, estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 2: Volumes de dragagem

Trecho	Distância (Km)	Volume de dragagem inicial para permitir calado de 3 metros (m ³)	Volume de dragagem anual de manutenção (m3)
Superior do Rio <i>Cebollatí</i> Km 26 ao km 6	20	1.330.000	720.000
Inferior do Rio <i>Cebollatí</i> Km 6 ao km 0	6	260.000	220.000
Barra (desembocadura) Km 0 ao km 1,5	1,5	190.000	190.000
Lagoa Mirim Km 1,5 ao km 11,5	10	460.000	Leve
Total	37,5	2.240.000	1.130.000

Fonte: MTOP (2002)

Na dragagem do trecho superior, deverá haver ampliação da largura da seção de dragagem, passando de 30 m para 40 m (isto é, será adotada uma sobrelargura de 10m), devido ao pequeno raio das curvas, que viriam a dificultar à passagem das embarcações. Já nas zonas onde ocorrerão cruzamentos de embarcações, a largura da seção transversal terá que ser acrescida em mais 30 m, chegando a 70 m, ressaltando-se o fato de que, nestes trechos, o solo do rio é predominantemente arenoso. No trecho inferior, as zonas de cruzamento se dão quase naturalmente, uma vez que o rio é muito largo e tem pontos com até 14 m de profundidade.

Importante destacar que no terminal do Rio *Tacuarí*, que estaria localizado a distância de apenas 3 km da embocadura com a Lagoa Mirim, seriam suficientes aproximadamente 165.000 m³ de dragagem, enquanto o terminal do Rio *Cebollatí* necessitaria de mais de 2.000.000 de m³. O local denominado *Charqueada Vieja* foi proposto como localização alternativa pela Universidade Federal de Pelotas, em função da grande necessidade de dragagem, em estudo realizado que consta no informe do MTOP (2002).

Considerando o exposto, o fator dragagem é fator crítico, no que diz respeito à localização do porto do Rio *Cebollatí*, sendo ainda passível de discussão outras alternativas de localização. Existe também a possibilidade, sujeita a estudo, de localizar este porto no final da rota 15 (Fig. 3), que tem acesso ao *Cebollatí* através do *Arroyo de la Sal*, muito perto da Lagoa Mirim. Para isso deveria ser construída ponte no Rio *Cebollatí*, ligando as localidades de *Charqueada* e *Cebollatí*.

É importante mencionar que os Portos dos Rios *Tacuarí* e *Cebollatí* serão empreendimentos realizados por empresas privadas e estarão na órbita do Ministério dos Transportes e Obras Públicas do Uruguai (MTOP). Adicionalmente, estuda-se a possibilidade da instalação de outro porto por parte da Administração Nacional de Portos do Uruguai (ANP, 2012), como um empreendimento público, que deverá funcionar em coordenação com os Portos Privados dos Rios *Tacuarí* e *Cebollatí*, complementando as atividades.

No presente estudo, os cenários futuros serão montados considerando os Portos dos Rios *Tacuarí* e *Cebollatí*, localizados nos locais inicialmente previstos. Isto justifica-se pelo fato de tais projetos já estarem em fase adiantada a aprovação pelo Ministério dos Transportes e Obras Públicas do Uruguai (EL

DIARIO, 2012). Existe consenso nacional em favor da construção destes portos e não prejudicariam, em princípio, a operação no Porto de *Nueva Palmira*, que na atualidade está sendo superado em sua capacidade. Estes irão influenciar diretamente as regiões nordeste e leste do Uruguai, regiões estas que tem aumentado e diversificado a sua produtividade nos últimos anos. Como exemplo de produtos emergentes e potenciais podem ser citados: granéis sólidos (soja, milho, sorgo, cevada e girassol), madeira e minerais (cimento e ferro), além do arroz que têm produção significativa nestas regiões.

De acordo com Foderé (INFOAGRO, 2012), 50% dos lucros obtidos com a colheita são gastos em função dos altos custos logísticos. Segundo ele, a implantação do Porto do Rio *Tacuarí* será fundamental para a continuidade do desenvolvimento agrícola destas regiões do Uruguai.



Figura 3: Rodovias no local do Porto *Cebollatí*

No departamento de *Treinta y Tres* existem reservas calcárias de dezenas de milhões de toneladas (Resumen del informe especial SR-1 CLM, 2012). Num raio aproximado de 45 km da cidade de *Treinta y Tres* as jazidas comportam volume de 70.000.000 de toneladas factíveis de exploração.

Em relação ao potencial dos portos nos rios *Tacuarí* e *Cebollatí*, o tipo de madeira que apresenta maiores possibilidades de exportação é a madeira em toras, acondicionada em contêineres, cujas plantações são encontradas no Leste e Nordeste, na divisa dos Departamentos de *Cerro Largo* e *Treinta y Tres*. A madeira industrializada, possivelmente também fará uso dos referidos portos, principalmente pela proximidade, mas numa escala menor.

As espécies florestais (*Eucaliptus Grandis* e Pinho: *pinus taeda* e *pinus elliottii*) plantadas na região dos portos são aptas para industrialização ou exportação *in natura*. Cabe destacar que a madeira e as plantações no Uruguai possuem certificação FSC (*Forest Stewardship Council*), requisito a nível internacional para sua comercialização. Já a madeira em cavacos, necessitaria de infraestrutura logística mais complexa: as embarcações que hoje saem pelo porto de *Montevideo* tem capacidade de aproximadamente 40.000 toneladas de madeira, o que requer grande capacidade de armazenamento nas instalações do próprio porto (Capacidade Estática) para tornar viável a operação deste tipo de carga. Assim sendo, a quantidade de madeira, que potencialmente poderia sair pelos portos da Lagoa Mirim seria em média 170.000 toneladas/ano (Heraldo Yannuzzi, presidente da *Asociación Agraria Productos Forestales del Este (PROFODES)*, comunicação pessoal).

Segundo artigo publicado no Jornal *El Diario* (2012), existe a estimativa do diretor de Hidrografia do Ministério dos Transportes de que as quantidades exportadas por cada um dos portos considerados neste estudo serão da ordem 300.000 toneladas por ano, na primeira etapa de operação.

4.RESULTADOS, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FUTURAS

Como resultado do trabalho de coleta de dados e de pesquisas bibliográficas realizadas foi possível conhecer de forma detalhada os atores envolvidos na relação com os futuros portos uruguaios da Lagoa Mirim, bem como as potenciais cargas com que estes terminais poderão operar. Também se pode determinar o conjunto de eventos que fazem a descrição do ambiente futuro em que o sistema poderá se encontrar e que formam os diferentes cenários esperados.

Os resultados obtidos evidenciaram que existem áreas de domínio comum e convergência nas opiniões (do setor privado e do setor público) a respeito das probabilidades de ocorrência dos eventos no futuro, levando a pensar que poderá haver no futuro situação de interação estratégica entre os diversos setores envolvidos. A aplicação feita separadamente para os atores da área pública e da área privada, utilizando-se o programa computacional PUMA©, confirmaram a existência de grau de convergência alto, tanto na prospecção de cenários quanto na categorização dos eventos. É importante ressaltar que, com base nos resultados obtidos, as duas áreas (pública e privada) consideraram o evento relacionado à pressão sobre o meio ambiente como sendo do tipo autônomo.

Com base nas opiniões dos peritos pode-se concluir que eventos como: o surgimento de rotas de turismo conjuntamente com as de cargas, processo de substituição dos valores culturais regionais, descentralização marítima por atracação de barcos pesqueiros que hoje atracam em Montevideo e aumento do contrabando e atividades informais na região dos portos, são eventos de menor importância. A construção da ponte no Cebollatí é condicionante do sistema. O evento que se refere aos portos como polo de captação de cargas de maior valor que as cargas inicialmente consideradas, determinante da evolução da operação destes, têm alta probabilidade de ocorrência.

Os três estudos indicam que qualquer ação realizada no sistema deverá centrar a atenção em assuntos como: embarque de madeira em contêineres pelo porto do Rio Grande, instalação de indústrias, atividade econômica substitutiva da atual, serviços que possam ser demandados, captação de outras cargas, além das planejadas inicialmente e desenvolvimento de infraestruturas de comunicação e transporte, por terem grande incidência no sistema e alta probabilidade de ocorrer. O evento referido como captação de outras cargas de maior valor, ao ter alta probabilidade de ocorrência, pode determinar um rápido crescimento na atividade destes portos uma vez que sejam instalados. A construção da ponte *Charqueada-Cebollatí*, se ocorrer, vai condicionar o restante do sistema dos pontos de vista público e privado separadamente; já o estudo misto pode considerá-lo também como evento de máxima prioridade, que interligue as ações feitas no sistema com o resultado. Como resultado da implantação dos portos pode haver aumento da densidade demográfica e oferta de empregos. A maior pressão sobre os recursos naturais e uso do território e integração entre atores regionais são independentes de outras ações executadas.

O fato de o evento “pressão sobre os recursos naturais” ser considerado como autônomo é contraditório com o fato de serem exigidos estudos realizados a respeito pela DINAMA (Direção Nacional de Meio Ambiente), obrigatórios por lei e, com o conceito de baixa resiliência no caso da Lagoa Mirim. Isto pode explicar-se por desinformação a respeito ou por uma postura “*Neodesarrollista*” onde a ideia da via ao desenvolvimento passa pela inversão, grandes empreendimentos, trabalho e equidade social, e as demais variáveis (ambiente, relações exteriores, transparência) tem que se adaptar a estes objetivos.

A consideração do evento “integração entre os distintos atores que tem relação com os portos” ser considerado como autônomo, revela pouca atenção à importância da influência do “sujeito coletivo regional”.

O estudo feito sobre os volumes da dragagem revela este fator como sendo crítico na localização do porto no Rio *Cebollatí*, podendo concluir que o mesmo estaria mal localizado em *Charqueada (Gral.Enrique Martínez)*, por ter tamanho e custo injustificados e desmensurados em relação às obras de dragagem da região e que se deveriam analisar outros locais no chamado trecho inferior do rio, localizações sustentáveis do ponto de vista logístico.

Algo importante a ser relatado foi o fato de que o porto de águas profundas projetado para ser construído no local denominado *El Palenque*, nas costas oceânicas do Departamento de Rocha (que a partir de 2013 está aprovado por lei), e que poderia chegar a movimentar uns 15.000 TEU/dia (Revista da *Liga Marítima Uruguaya*, 2011), não tinha a promoção que tem hoje no momento da realização da presente pesquisa, o que levou a que tal fato não fosse considerado pelos peritos como um evento que ajudasse a descrever o ambiente futuro em estudo.

A carne não apareceu neste estudo como sendo uma das cargas de saída dos portos, mesmo sendo que historicamente tem sido das mais importantes e, em algumas épocas, a mais importante nas exportações Uruguaias. A razão para isso é que nenhum dos dois projetos existentes, considerados neste trabalho, inclui a carne como carga potencial, porque para isso seria necessária infraestrutura logística, como a

chamada “logística do frio”, já implantada em outras regiões do Uruguai. Os projetos considerados foram feitos com base em quatro cargas: arroz, madeira, grãos agrícolas e cimento.

A importância do evento “construção da ponte *Charqueada- Cebollatí*” devido a sua categorização como evento explicativo e, a aprovação da construção do Porto de Aguas Profundas sugerem outras alternativas de localização para os portos uruguaios da Lagoa Mirim: um no Pontal *Cebollatí* (trecho inferior do Rio) e outro no Rio *San Luis* no extremo sul da Lagoa.

Finalmente, considera-se que estudo importante e complementar ao realizado neste trabalho, seria o da influência que poderia ter o porto de águas profundas projetado nas costas do Departamento de *Rocha* sobre portos projetados para os Rios *Tacuarí* e *Cebollatí* (estes últimos considerados no presente trabalho), e especialmente em relação á localização de terminal no Rio *San Luis* no extremo sul da Lagoa Mirim.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amorín, C., Perdomo, A., Pitzer, A. (2010). Estudio Ingeniería Ambiental. Informe ambiental estratégico microrregión Lago Merín. Intendencia de Cerro Largo.
- ANP. Disponível site: <<http://www.anp.com.uy>> Acessado em: Agosto de 2013.
- _____. Disponível site: <<http://www.anp.com.uy>> Acessado em: 27 de Setembro de 2012.
- El Diario. Disponível site: <<http://www.anansalvo@eldiario.com.uy>> Acessado em 18 de Outubro de 2012.
- Forestal Web.(12 de Abril de 2010). Disponível site: <<http://www.forestalweb.com.uy>> Acessado em: 27 de Dezembro de 2012.
- INE, (2011). Censos 2011. Disponível site:< <http://www.ine.gub.uy>>. Acessado em: 25 de Setembro de 2012.
- Infoagro. Disponível site: <<http://www.infoagro.com.uy>>. Acessado em: 27 de Dezembro de 2012.
- Informe Final para el Transporte Multimodal en la Región Litoral Este y en Particular el Transporte del Arroz del Ministerio de Transportes y Obras Públicas (MTOPE)
- La República. 19 de Júlio de 2007. Disponível site:<<http://www.diariolarepublica.net>> Acessado em 08/11/2011.
- Marcial, E. C. e Grumbach, R. J. dos S. (2008), 5ª Ed. revisada e ampliada, Cenários prospectivos: Como construir um futuro melhor. Rio de Janeiro: FGV.
- Ochoa, R.G.; (2004). Prospectiva para todos. Construcción de escenarios. Disponível site: <<http://www.es.scribd.com>>. Acesso em: 13 de Outubro de 2013.
- Resumen del Informe Especial SR-1 “Estudio de pre-factibilidad de una fábrica de cemento Portland en la ciudad de Treinta y Tres”. Archivo de C.L.M. en Treinta y Tres (2012).
- Revista de la Liga Marítima Uruguaya- año 19 – N° 23 – Diciembre de 2011.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste *paper*.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

ANÁLISE DO POTENCIAL ENERGÉTICO DAS ONDAS GERADAS PELO VENTO NA COSTA SUL-SUDESTE BRASILEIRA

Phelype Haron Oleinik¹, Wiliam Correa Marques², Eduardo de Paula Kirinus³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: phe.h.o1@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Matemática, Estatística e Física
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: wilian_marques@yahoo.com.br

³ Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Oceanografia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: ekirinus@gmail.com

RESUMO

A demanda atual por energia elétrica está sempre crescendo, o que torna necessário o estudo de novas fontes de energia. As preocupações com o aquecimento global tornam quase mandatório que esta energia seja proveniente de fontes renováveis. O oceano é uma fonte de energia renovável ainda pouco explorada, neste sentido, no presente trabalho, foram realizadas simulações de ondas geradas pelo vento ao longo da costa Sul-Sudeste do Brasil de forma a avaliar a existência de regiões próximas à costa e com potencial adequado para a conversão de energia elétrica. O estudo foi realizado com o modelo numérico TOMAWAC para o período compreendido entre Janeiro e Dezembro de 2006. Os resultados preliminares indicaram dois locais na plataforma continental próximos à zona costeira que podem ser viáveis para a conversão de energia de ondas. A primeira região, localizada próximo à Ilhabela detém um potencial energético maior que o da segunda região, localizada nas proximidades de Florianópolis, entretanto esta região possui uma maior variabilidade do potencial para conversão de energia. A região de Florianópolis possui uma potência média mais baixa (entre 10 e 20 kW/m) que a região de Ilhabela (entre 18 e 25 kW/m), porém é uma região com o potencial mais estável, visto que sua variabilidade é da ordem da metade da observada na região de Ilhabela.

1. NOMENCLATURA

TOMAWAC - TELEMAC-Based Operational Model Addressing Wave Action Computation

N - Espectro direcional da densidade da ação da onda

x - Coordenada horizontal do sistema cartesiano

y - Coordenada vertical do sistema cartesiano

K_x - Componente horizontal do vetor número de onda

K_y - Componente vertical do vetor número de onda

t - Tempo

Q - Termo fonte e sumidouro (Eq. 1)

Ω - Resultado da relação de Doppler (Eq. 4)

ω - Frequência angular absoluta da onda

\vec{U} - Vetor velocidade da corrente

σ - Frequência angular relativa

d - Profundidade da água

WW3 - Modelo de onda WaveWatch 3

NOAA - National Oceanic & Atmospheric Administration

2. INTRODUÇÃO

A utilização de novas fontes de energia têm sido um dos assuntos mais discutidos nos últimos anos. Estas discussões decorrem dos avanços tecnológicos que cada vez mais dependem da energia elétrica. Neste sentido, o tema principal são as fontes de energia limpas e renováveis que podem ser utilizadas de forma sustentável. A maioria das civilizações antigas procuravam se instalar em locais próximos aos corpos de água pois estes serviam como meio de transporte e de irrigação de plantações.

As civilizações mais modernas mantiveram o mesmo costume, embora o foco principal tenha mudado especificamente para as regiões costeiras e oceânicas devido a facilidade de transporte de grandes volumes de carga entre os continentes. Atualmente outro motivo do crescimento populacional junto as regiões litorâneas pode ser atribuído ao turismo. Contudo, o aumento da população exige um aumento do fornecimento de energia elétrica para as regiões litorâneas. Esta demanda de energia próxima à costa levou às recentes pesquisas de métodos de conversão de energia mecânica do oceano em energia elétrica.

Um estudo teórico do potencial energético de ondas ao redor do mundo foi realizado por Mørk et al. (2010). Estes autores mostraram que a costa Sul-Sudeste brasileira apresenta um potencial de geração de energia entre 20 e 30 kW/m, com uma pequena taxa de variabilidade relativa ao longo do ano. Este resultado apresenta uma vantagem em relação a países como a Inglaterra que, apesar de possuir um potencial que pode ultrapassar 60 kW/m, apresenta uma taxa de variação relativa muito alta. Mørk et al. (2010) chegaram também à conclusão de que as ondas de maior potencial são as que possuem períodos entre 7 e 14 s e alturas que variam na faixa de 1,5 a 5,5 m.

Buscando o aproveitamento desta fonte de energia disponível, neste trabalho foram realizadas simulações de ondas geradas pelo vento ao longo da costa Sul-Sudeste do Brasil (Fig. 1a e 1b) de forma a avaliar a existência de regiões próximas à costa com potencial adequado para a conversão de energia elétrica.

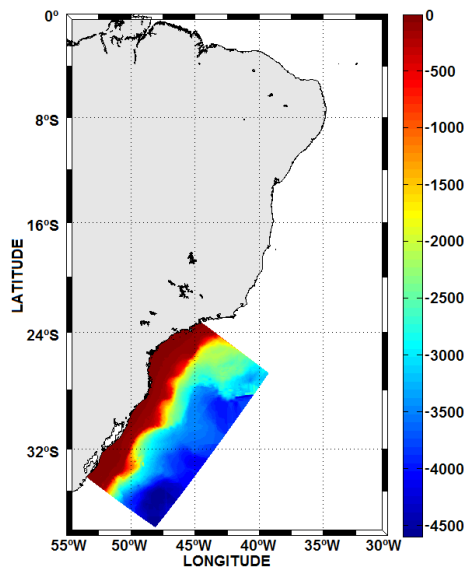


Figura 1a. Localização e batimetria (m) da malha na costa brasileira.

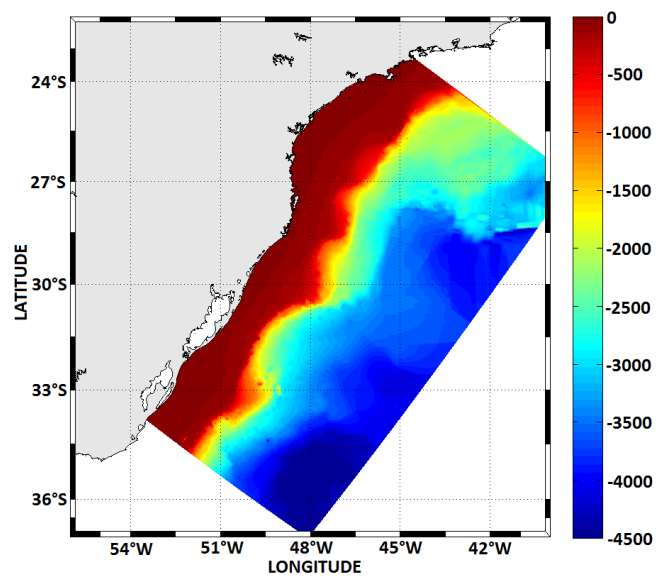


Figura 1b. Batimetria (m) da área de estudo.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O modelo utilizado para as simulações numéricas foi o TOMAWAC (TELEMAC-Based Operational Model Addressing Wave Action Computation), componente do sistema de modelagem TELEMAC (www.opentelemac.org). O TOMAWAC é um modelo de terceira geração baseado na Eq. (1) da conservação de densidade de ação da onda, que calcula ondas geradas pela ação de ventos, empolamento das ondas (*shoaling*), interações não lineares, dissipação de energia por arrebentação parcial (*whitecapping*), fricção de fundo e quebra induzida pela onda (Tolman 1991, Komen et al. 1994).

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(\dot{x}N)}{\partial x} + \frac{\partial(\dot{y}N)}{\partial y} + \frac{\partial(\dot{k}_x N)}{\partial k_x} + \frac{\partial(\dot{k}_y N)}{\partial k_y} = Q(k_x, k_y, x, y, t) \quad (1)$$

onde: N é o espectro direcional de densidade de ação de onda, x e y são as coordenadas no sistema cartesiano, K_x e K_y são as componentes em x e y do vetor número de onda e t é o tempo. A Eq. (1) expressa que em um caso geral de ondas se propagando em um meio não homogêneo e não estacionário, como um meio sob a ação de correntes e/ou variações espaciais do nível do mar, a ação das ondas é preservada dentro dos termos fonte e sumidouro definidos pelo termo Q .

Trabalhando em x , y , K_x e K_y , no entanto faz com que seja possível permanecer no sistema de coordenadas canônicas e escrever para as equações de propagação (Eq. 2 e Eq. 3) também chamadas de equações de Hamilton:

$$\dot{x} = \frac{\partial \Omega}{\partial k_x} \quad \text{e} \quad \dot{y} = \frac{\partial \Omega}{\partial k_y} \quad (2)$$

$$\dot{k}_x = -\frac{\partial \Omega}{\partial x} \quad \text{e} \quad \dot{k}_y = -\frac{\partial \Omega}{\partial y} \quad (3)$$

onde: Ω resulta da ralação de Doppler aplicada à relação de dispersão da onda para o caso geral com corrente dada pela Eq. (4):

$$\Omega(\vec{k}, \vec{x}, t) = \omega + \sigma + \vec{k} \cdot \vec{U} \quad (4)$$

onde: ω é a frequência angular absoluta observada em um sistema de coordenadas fixo, \vec{U} é a velocidade da corrente (integrada na profundidade), σ é a frequência angular relativa intrínseca, que é observada a partir de um sistema de coordenadas que se move com velocidade \vec{U} . σ é dada pela relação de dispersão (Eq. 5) em caso de corrente nula:

$$\sigma^2 = g.k.tanh(k.d) \quad (5)$$

onde d é a profundidade da água.

O modelo TOMAWAC foi utilizado em seu modo não estacionário, onde o espectro direcional das ondas foi decomposto em um número finito de frequências e direções de propagação. A equação da conservação da densidade de ação da onda foi resolvida para cada componente com o modelo de terceira geração WAM (Komen et al., 1994 e WAMDI Group, 1998) visto que ele não impõe nenhuma parametrização sobre a distribuição direcional ou espectral da energia ou da ação da onda. Toda componente do espectro da ação da onda evolui no tempo de acordo com os processos modelados pelo TOMAWAC.

3.1. Condições Iniciais e de Contorno

O modelo numérico foi inicializado do repouso e forçado em seus contornos pela imposição de um espectro de ondas e ação de ventos. O período de estudo contempla todo o ano de 2006 e o contorno oceânico é prescrito pelos valores dos parâmetros de altura significativa, período de pico e direção média de ondas, gerados pelo modelo de previsão de ondas WAVEWATCH III (WW3), obtidos pelo site <http://polar.ncep.noaa.gov/pub/history/waves/>. Foram utilizados dados que representam toda área para o período do estudo. No contorno superficial, as variações espaço temporais do vento foram representadas através de dados do projeto reanalysis, obtidos da página da NOAA (<http://www.esrl.noaa.gov/psd/data/gridded/data.ncep.reanalysis.html>), interpolados e aplicados ao domínio do modelo numérico.

4. RESULTADOS

O estudo foi realizado para o período entre Janeiro e Dezembro de 2006. Como o modelo foi forçado a partir do repouso o mês de Janeiro foi desconsiderado no cálculo das médias porque foi utilizado como período de estabilização do modelo. Os valores médios encontrados para o parâmetro de altura significativa serão utilizados para a definição das regiões de maior potencial energético junto a zona costeira. Os valores médios das variáveis analisadas são calculados para cada ponto da malha ao longo do período analisado no estudo.

Os valores médios de altura significativa das ondas foram calculados para todo período de estudo. A Figura 2 mostra que os valores médios para a altura significativa são maiores na região oceânica, alcançando valores superiores a 1,75 m, enquanto que ao longo da região costeira os valores médios são menores que 1,25 m. Os resultados médios mostram ainda que a região da baía de Santos e a zona costeira de Santa Catarina apresentam

maiores valores de altura significativa sobre a região da plataforma continental interna e média. Os resultados apresentados mostram uma boa correlação com os resultados obtidos por Pianca et al. (2010) que apresentaram uma média de 2,3 m para a região sul do Brasil e 2,0 m para a região sudeste do Brasil.

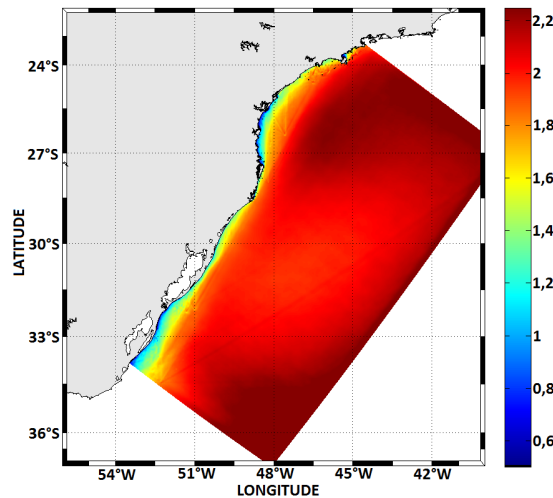


Figura 2. Média de altura significativa (m) das ondas na área de estudo entre Fevereiro e Dezembro de 2006.

Considerando a ocorrência das maiores médias próximas ao litoral ocorrendo na região da plataforma continental Catarinense e Bacia de Santos, estas serão as regiões selecionadas para a análise de viabilidade energética durante o período estudado.

4.1 Região da costa Catarinense

A região da costa Catarinense foi escolhida para o estudo visto que as médias de altura de onda são maiores em regiões próximas ao continente. As médias de altura de onda em pontos próximos à costa (cerca de 10 km) ocorrem de 1,3 a 1,5 m (Fig. 3a) com desvio padrão de 0,5 a 0,8 m (Fig. 3b). Em pontos mais afastados da costa, os valores médios superam os 2 m de altura de onda. Estes resultados para as médias de altura significativa são similares aos observados por Peixoto (2005) em análise de dados do ondógrafo da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), localizado ao sul da ilha de Florianópolis, cobrindo todo o ano de 2003.

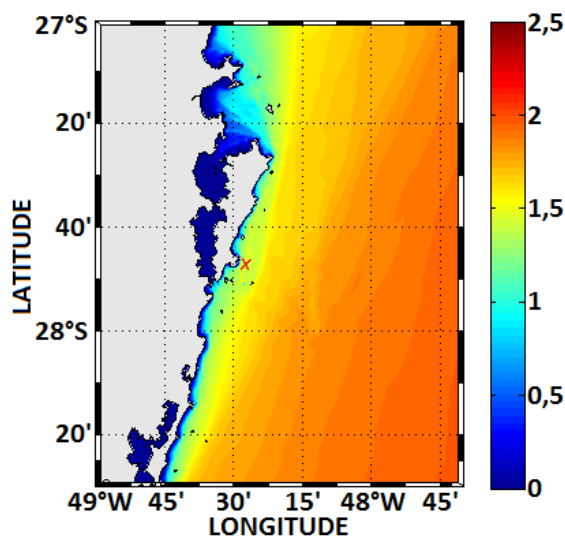


Figura 3a. Média de altura significativa (m) das ondas na costa Catarinense. O x em vermelho indica um ponto para extração de uma série temporal.

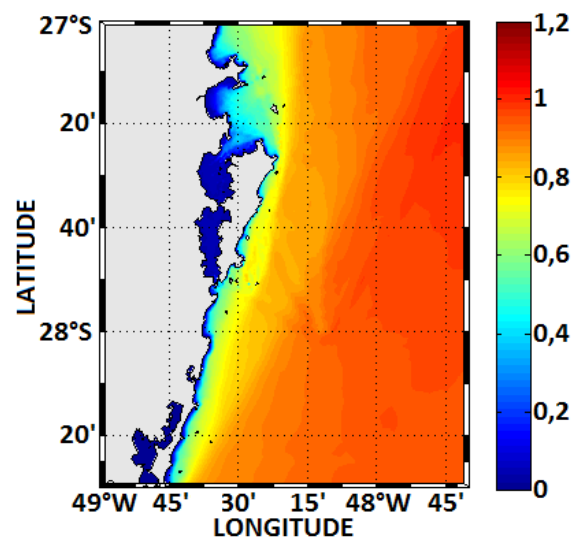


Figura 3b. Desvio Padrão (m) da altura significativa das ondas na costa Catarinense.

A Fig. 4a mostra os valores médios para o potencial energético por unidade de altura de onda (kW/m) na mesma região de Santa Catarina. Em locais próximos à costa são encontrados valores médios que variam de 10 a 20 kW/m. A Fig. 4b apresenta os respectivos valores de desvio padrão, que na mesma região próxima à costa assumem valores da mesma ordem de grandeza. Este resultado sugere uma alta variabilidade na altura das ondas nesta região visto que as mesmas ocorrem de acordo com a variabilidade espaço temporal dos ventos ao longo da plataforma continental. Tolmasquim (2003), analisando dados de ondas obtidos pelo altímetro do satélite TOPEX-POSEIDON correspondentes ao período entre Setembro de 1992 e Março de 1996 e o período entre Fevereiro de 1999 e Setembro de 2000, encontrou médias de potencial energético para a região da zona costeira Catarinense variando na mesma ordem de grandeza dos valores obtidos neste trabalho.

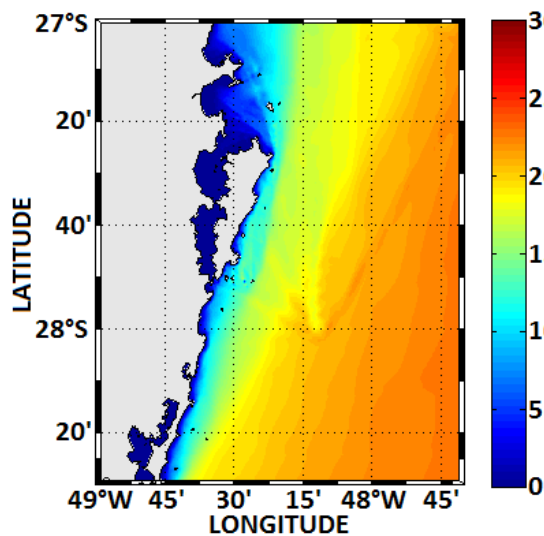


Figura 4a. Média do potencial energético (kW/m) das ondas na costa Catarinense.

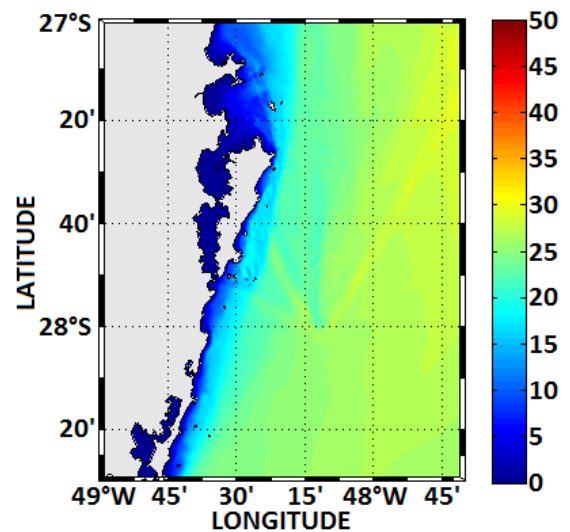


Figura 4b. Desvio Padrão médio do potencial energético (kW/m) das ondas na costa Catarinense.

4.2 Região da costa de São Paulo - Ilhabela

A região de Ilhabela foi escolhida para integrar o estudo por ser bastante saliente à costa, característica que faz com que a ilha esteja mais próxima às regiões de maior potencial que ocorrem sobre a plataforma continental. A Fig. 5a traz as médias de altura de onda nas imediações de Ilhabela, onde os pontos mais próximos à ilha têm média de altura significativa em torno de 1,7 m à sudeste e de 1,5 m à nordeste e sudoeste da ilha. O desvio padrão (Fig. 5b) ao redor da ilha não sofre grandes variações com valores que giram em torno de 0,7 e 1,0 m. Em áreas mais afastadas da ilha a média de altura ocorre entre 1,9 e 2,1 m aumentando em direção ao oceano aberto. O estudo do padrão de ondas de Picanca et al. (2010) para a região da baía de Santos mostrou valores de altura significativa média de ondas de aproximadamente 1,95 m durante a reanálise realizada para o período Janeiro de 1997 a Dezembro de 2007.

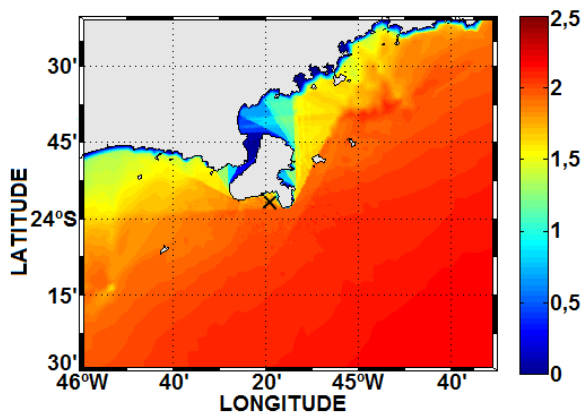


Figura 5a. Média de altura significativa (m) das ondas na região de Ilhabela. O x em preto indica um ponto para extração de uma série temporal.

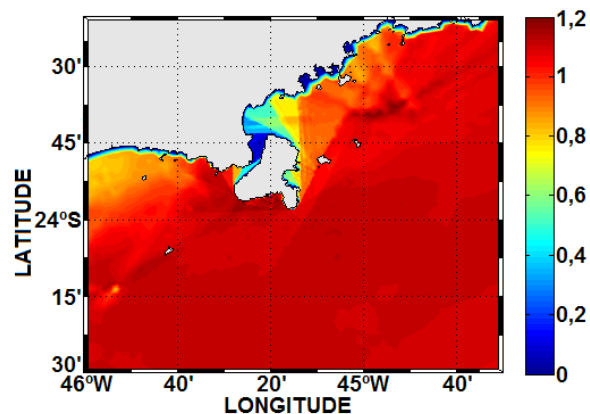


Figura 5b. Desvio Padrão (m) da altura significativa das ondas na região de Ilhabela.

Em relação ao potencial energético, em locais próximos a Ilhabela, a média assume valores que vão de 18 a 25 kW/m (Fig. 6a), com desvio padrão que normalmente são superiores a 20 kW/m (Fig. 6b). Seguindo paralelamente à zona costeira os valores de potencial médio são bastante similares, podendo alcançar valores superiores a 25 kW/m em locais um pouco mais distantes da zona costeira. O resultado obtido para esta região é similar ao observado na região da costa Catarinense e também sugere que a alta variabilidade na altura das ondas ocorrem de acordo com a variabilidade espaço temporal dos ventos ao longo da plataforma continental.

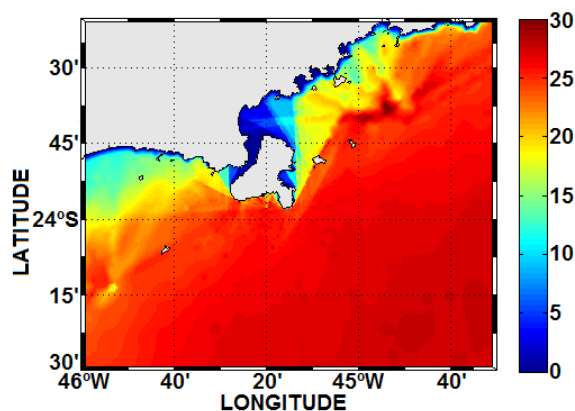


Figura 6a. Média do potencial energético (kW/m) das ondas na região de Ilhabela.

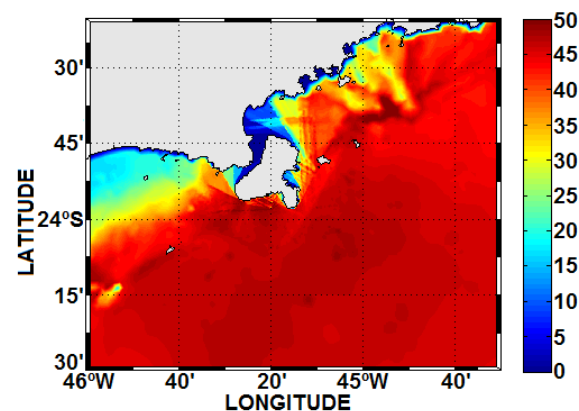


Figura 6b. Desvio Padrão médio do potencial energético (kW/m) das ondas na região de Ilhabela.

4.3 Análise da variabilidade temporal

O estudo da variabilidade temporal do potencial energético foi realizada pela análise direta de séries temporais de potência por unidade de altura de onda e de direção média para um ponto selecionado na região próxima ao litoral Catarinense (Fig. 3a) e para um ponto selecionado nas proximidades de Ilhabela (Fig. 5a).

As séries temporais indicam a alta variabilidade no potencial energético, conforme sugerido pelos altos desvios padrão calculados anteriormente, seguindo variações que ocorrem em escalas de poucos dias conforme a variabilidade da ação dos ventos na região de estudo. Diversos autores verificaram que o padrão de circulação das correntes costeiras é fortemente influenciado pela passagem de sistemas meteorológicos e alterações na intensidade e direção dos ventos na região de estudo (Ciotti et al. 1995; Fernandes et al. 2002; Piola et al. 2005; Costa e Moller, 2011; Marques et al. 2009, 2010a, 2010b, 2011, 2012, entre outros).

Nas séries temporais (Fig. 7 e Fig. 8) pode-se observar que as maiores alturas de onda (maiores potências por unidade de altura) normalmente estão associados a eventos com direções de aproximadamente 330° (ondas de sudeste) na região de Santa Catarina e eventos com direções de aproximadamente 13° (ondas de sudoeste) na região de Ilhabela. A direção da onda é medida utilizando a convenção náutica (0° no norte com giro no sentido horário)

indicando a direção de propagação da onda (Relatório técnico - TOMAWAC, 2011). Nos gráficos os pontos verdes representam a direção de propagação em graus e os pontos azuis a potência de ondas em kW/m.

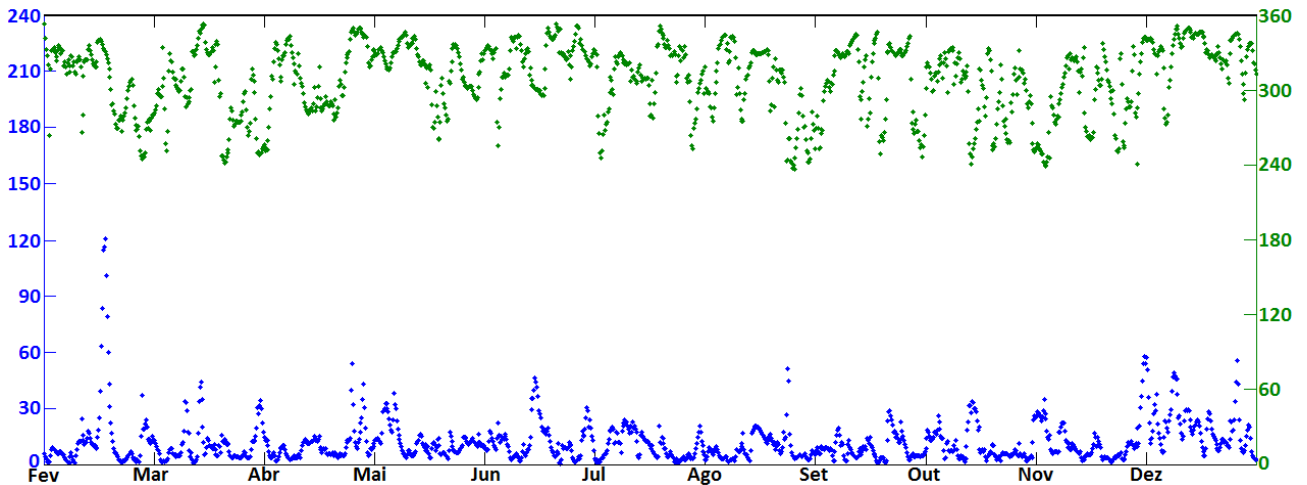


Figura 7. Série temporal de potência (azul) por unidade de altura de onda (kW/m) e série temporal (verde) de direção média ($^{\circ}$) para o ponto escolhido na costa de Santa Catarina.

Com relação a aspectos médios, o ponto de Santa Catarina (Fig. 7) indica que direção média de propagação das ondas é de 308° (ondas de sudeste) e o potencial varia em torno de 12 kW/m, mas com eventos frequentes de até 20 kW/m e algumas ocorrências de mais de 40 kW/m.

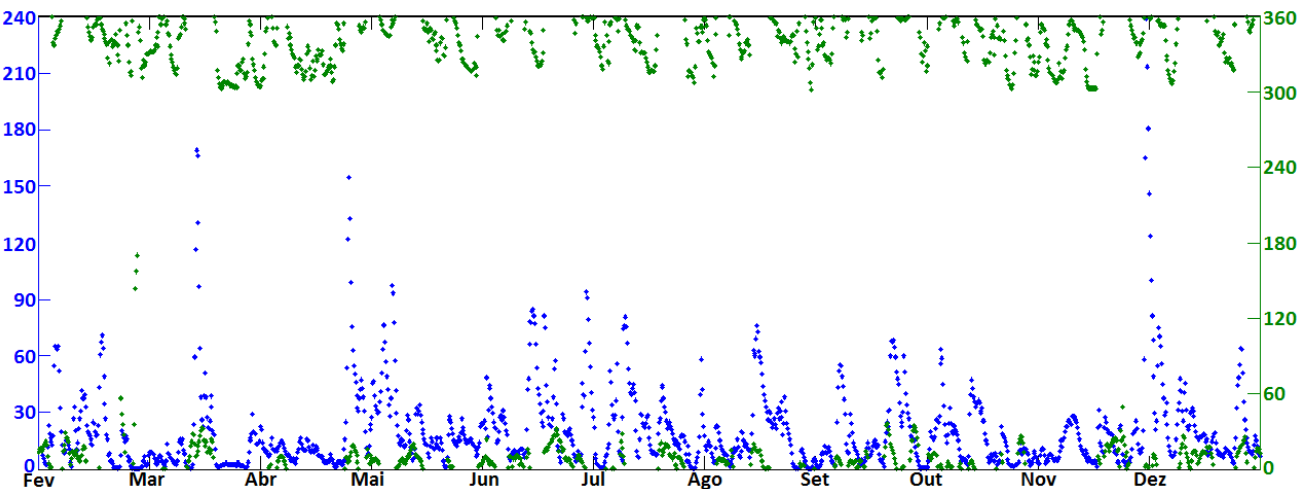


Figura 8. Série temporal de potência (azul) por unidade de altura de onda (kW/m) e série temporal (verde) de direção média ($^{\circ}$) para o ponto escolhido em Ilhabela.

Por fim, com relação a aspectos médios, a região de Ilhabela (Fig. 8) mostra uma direção média de incidência de ondas de 208° (ondas de nordeste) ao longo do ano. Nesta região, o potencial também varia em torno de 20 kW/m, possui vários eventos com valores próximos a 50 kW/m que eventualmente ultrapassam os 70 kW/m.

5. CONCLUSÕES

Comparando os dois locais estudados percebe-se que a princípio a região de Ilhabela detém um potencial energético maior que o de Florianópolis, entretanto esta região possui uma maior variabilidade temporal. A região de Florianópolis possui uma potência média mais baixa que a região de Ilhabela, porém é uma região com o potencial mais estável, visto que sua variabilidade é da ordem da metade da observada na região de Ilhabela.

Em ambas as regiões foi identificado um maior potencial de energia. A região de Ilhabela possui um potencial médio de 20 kW/m, com eventos extremos frequentes chegando a 70 kW/m. Entretanto, é uma região com alto desvio padrão e que pode chegar a 45 kW/m. Nesta região os eventos extremos associados ao maior potencial de energia estão normalmente associados a ondas que chegam na costa vindas de sudoeste. Por outro lado, Florianópolis possui uma média um pouco inferior girando em torno de 15 kW/m, com eventos extremos que chegam até 30 kW/m. A sua variabilidade é reduzida de forma que o desvio padrão alcança 25 kW/m em média. Nesta região, os eventos de maior conversão de energia normalmente estão associados a ondas que chegam na costa vindas de sudeste.

Na continuidade deste estudo será utilizada uma malha numérica mais abrangente, que se estenderá até o Espírito Santo (18° S) e será mais larga em direção ao oceano. Neste sentido, serão realizados testes de calibração e validação do modelo de forma que em estudos de análise de viabilidade energética serão utilizadas simulações mais longas com escalas de tempo superiores a cinco anos.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores do presente trabalho agradecem à Agência Nacional do Petróleo (ANP) e ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) pelo financiamento parcial, através do pagamento de bolsas de estudo. Os autores agradecem também ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) por dar suporte a este trabalho sob os contratos: 456292/2013-6 e 305885/2013-8.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ciotti, A. M., Odebrecht, C., Fillmann, G., and Moller, O. O., 1995. Freshwater outflow and Subtropical Convergence influence on phytoplankton biomass on the southern Brazilian continental shelf. *Continental Shelf Research*, Vol. 15, pp. 1737–1756.
- Costa, R. L., Moller, O. O., 2011. Estudo da estrutura e da variabilidade das correntes na área da plataforma interna ao largo de Rio Grande (RS, Brasil), no sudoeste do Atlântico Sul, durante a primavera-verão de 2006-2007. *Journal of Integrated Coastal Zone Management*, Vol. 11, No 3, pp. 273–281.
- Fernandes, E. H. L., Dyer, K. R., Möller Jr, O. O., and Niencheski, L. F., 2002. The Patos Lagoon hydrodynamics during an El Niño event (1998). *Continental Shelf Research*, Vol. 22, pp. 1699–1713.
- Komen, G. J., Cavaleri, L., Donelan, M., Hasselmann, K., Hasselmann, S., Janssen, P.A.E.M., 1994. *Dynamics and modelling of ocean waves*. Cambridge University Press.
- Marques, W. C., 2009. Estudo da dinâmica da pluma costeira da Lagoa dos Patos. PhD thesis, Universidade Federal de Rio Grande.
- Marques, W. C., Fernandes, E. H., Möller Jr, O. O., Moraes, B. C., and Malcherek, A., 2010a. Dynamics of the Patos Lagoon coastal plume and its contribution to the deposition pattern of the southern Brazilian inner shelf. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 115.
- Marques, W. C., Fernandes, E. H. L., and Moller, O. O., 2010b. Straining and advection contributions to the mixing process of the Patos Lagoon coastal plume, Brazil. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 115, No. C6.
- Marques, W. C., 2012. The temporal variability of the freshwater discharge and water levels at the Patos Lagoon, Brazil. *International Journal of Geosciences*, Vol. 3, pp. 758-766.
- Marques, W. C., Fernandes, E. H. L., Malcherek, A., and Rocha, L. A. O., 2012. Energy converting structures in the Southern Brazilian Shelf: Energy Conversion and its influence on the hydrodynamic and morphodynamic processes. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 1, No 3, pp. 61-85.
- Mørk, G., Barstow, S., Kabuth, A., Pontes, M. T., 2010. Assessing the global wave energy potential. *Proceedings of OMAE2010 29th International Conference on Ocean, Offshore Mechanics and Arctic Engineering*. Shanghai, China. Paper No. 20473.
- Peixoto, J. R. V., 2005. Análise morfossedimentar da Praia do Santinho e sua relação com a estrutura e dinâmica da vegetação “pioneira” da duna frontal, Ilha de Santa Catarina, SC, Brasil. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.
- Piola, A. R., Matano, R. P., Palma, E. D., Moller, O. O., and Campos, E. J., 2005. The influence of the Plata River discharge on the western South Atlantic shelf. *Geophysical Research Letters*, Vol. 32. Paper No. L01603.
- Pianca, C., Mazzini, P. L. F., Siegle, E., 2010. Brazilian offshore wave climate based on NWW3 reanalysis. *Brazilian journal of oceanography* Vol. 58, No. 1.
- Tolman, H.L., 1991. A third-generation model for wind waves on slowly varying unsteady and inhomogeneous depths and currents. *Journal of Physics and Oceanography*, v. 21, pp. 782-797.
- WAMDI Group, 1998. “WAM-Model – A third generation ocean wave prediction model”. *Journal of Physics and Oceanography* Vol. 18, pp. 1775-1810.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

AVALIAÇÃO DE DANOS EM QUEBRA-MARES DE TETRÁPODES

SILVA, RENAN F.¹, SAYÃO, OTAVIO J.²

¹ Hatch Ltd.

Avenida Rio Branco, 131, 6º Andar, Centro, Rio de Janeiro, Brasil

e-mail: renan.silva@hatch.com.br

² Hatch Ltd.

Avenida Rio Branco, 131, 6º Andar, Centro, Rio de Janeiro, Brasil

e-mail: osayao@hatch.ca

RESUMO

O objetivo do presente trabalho é o de avaliar os danos em quebra-mares de tetrápodes a partir de dados obtidos em ensaios em modelo físico. As simulações de laboratório reproduziram uma geometria complexa de um molhe submetido à arrebentação de ondas, incluindo ensaios em canal e em bacia de ondas, para diversos valores de altura e período de onda, nível d'água e tamanho de tetrápode. Os resultados obtidos foram considerados representativos para comparação com valores de danos recomendados na literatura. Nos ensaios, foi avaliada a estabilidade hidráulica da armadura do molhe de tetrápodes, sendo obtido os danos referentes a cada segmento de tempestade utilizando a técnica de 'flickering'. Os resultados obtidos nos ensaios em laboratório em tendência são similares aos publicados na literatura no que concerne os coeficientes de estabilidade, sendo que houve casos em que eles mostraram-se inferiores aos recomendados. O presente estudo reitera a necessidade compulsória do estudo em modelo físico para projetos de estruturas costeiras de enrocamento protegido com blocos de concreto tipo tetrápodes. Foram publicados os valores esperados da relação entre onda incidente e onda para o qual não há danos em relação aos danos acumulados, e os resultados mostraram que a arrebentação e o ângulo de ataque de ondas desempenham um papel importante na progressão dos danos acumulados durante a tempestade.

1. INTRODUÇÃO

Uma das etapas mais importantes do projeto de estruturas costeiras e quebra-mares consiste na seleção do material a ser utilizado na armadura principal. Em geral para ambientes com clima de ondas severo, faz-se necessário um estudo comparativo entre as opções do uso de pedras ou de blocos artificiais de concreto, uma vez que é mais difícil e mais custoso econômica e ambientalmente obter pedras a partir de determinado tamanho.

Um dos blocos de concreto largamente utilizado é o tetrápode (Danel, 1953), criado em 1953 pela Sogreah Ingénierie (atual grupo Artelia), e atualmente com patente de domínio público. Em geral os tetrápodes são utilizados com 2 camadas na armadura principal da estrutura, e sua colocação pode ser sistemática ou aleatória.

Os tetrápodes são o único exemplo de blocos de concreto já utilizados em estruturas costeiras no Brasil, presentes em diversos molhes na região Sul, tais como os do Porto de Rio Grande (RS), os do Porto de Laguna (SC), o do Porto de Imbituba (SC), e o molhe Sul do Porto de Itajaí (SC), além do molhe do Porto de Ilhéus (BA).

O projeto de estruturas costeiras com armadura principal de tetrápodes inclui a determinação do tamanho de bloco a ser utilizado. Para tanto, é comum a aplicação da equação de Hudson (Hudson, 1958; Hudson, 1959; USACE, 1984; USACE, 2002; CIRIA, 2007), que determina a massa do bloco a ser empregado a partir de fatores como onda de projeto e coeficiente de estabilidade (K_D), que por sua vez é uma função do tipo de material adotado.

Os coeficientes de estabilidade disponíveis na literatura correspondem a resultados de estudos em laboratório, e em geral são recomendados somente para cálculos preliminares de projeto.

Os coeficientes de estabilidade comumente utilizados são os recomendados no 'Shore Protection Manual' (USACE, 1984), para os quais porcentagem de danos de 0% a 5% (ou até 5%) são aceitos para projeto.

A progressão dos danos em estruturas costeiras é de especial interesse para o planejamento de obras e para a manutenção de tais estruturas durante sua vida útil. Neste sentido, pouca informação é disponível (por exemplo, Melby e Kobayashi, 1998) para a previsão da progressão de danos de armaduras de quebra-mares, com pedra ou com blocos tipo tetrápodes, sobretudo no que concerne aos efeitos de ondas arrebentando.

O objetivo do presente trabalho é o de avaliar os danos em estruturas costeiras de tetrápodes a partir de dados obtidos em ensaios em modelo físico, tanto em um canal bi-dimensional (2D) como em uma bacia de ondas tri-dimensional (3D). Tal avaliação foi realizada a partir da comparação dos coeficientes de estabilidade obtidos nestes ensaios com os publicados na literatura técnica, incluindo um estudo da progressão dos danos ao longo dos ensaios.

2. CRITÉRIOS DE PROJETO DE QUEBRA-MARES DE TETRÁPODES

Para o dimensionamento do tamanho do tetrápode a ser projetado, foi utilizada a fórmula de Hudson (Hudson, 1958; Hudson, 1959; USACE, 1984), apresentada na Eq. (1).

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D (\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3 \cot \alpha} \quad (1)$$

onde M_{50} é a massa média do bloco, ρ_s é a massa específica do bloco, H é a altura da onda característica (H_s ou $H_{1/10}$), K_D é o coeficiente de estabilidade, ρ_w é a massa específica da água, e α é o ângulo do talude.

Outra forma de escrever a Eq. (1), muito utilizada, está mostrada na Eq. (2), onde um termo que relaciona o coeficiente de estabilidade está evidenciado.

$$\frac{H}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (2)$$

onde D_n é o diâmetro nominal do bloco e $\Delta = (\rho_s/\rho_w) - 1$.

O coeficiente de estabilidade K_D é um parâmetro empírico, definido por estudos em laboratório hidráulico, e que leva em consideração algumas das características do projeto da estrutura costeira, dentre as quais:

- (1) material a ser utilizado, que pode ser pedra ou blocos de concreto tais como o tetrápode;
- (2) ângulo de talude;
- (3) condição de ação das ondas, isto é, arrebentação ou não arrebentação das ondas;
- (4) forma de colocação dos blocos, que pode ser aleatória ou específica;
- (5) zona da estrutura em estudo, comumente dividida entre cabeço e tronco; e
- (6) faixa de valores de danos.

Alguns trabalhos apresentaram pesquisas sobre a influência do período de ondas na estabilidade de quebra-mares de enrocamento (por exemplo, Bruun e Gunbak, 1977), e com armadura principal de blocos de concreto (van der Meer, 1988; van der Meer, 1999), onde a forma da Eq. (2) é utilizada. Nesse caso, o coeficiente de estabilidade K_D é substituído por outros parâmetros empíricos similares, que apresentam explicitamente a influência do período, e consequentemente o segundo termo da Eq. (2) é modificado. Nesse trabalho foi considerado somente as formulações de estabilidade de quebra-mares devido a Hudson (USACE, 1984), conforme a Eq. (1) ou a Eq. (2).

Diversas publicações apresentaram tabelas com o coeficiente de estabilidade K_D em função dos seis parâmetros acima mencionados. Observa-se que é comum a utilização dos valores apresentados nos manuais publicados pelo Corpo de Engenharia do Exército Americano (USACE), que pelo fato de unificar os resultados de estudos de alta relevância e serem constantemente atualizados, gozam de reconhecido prestígio na comunidade técnico-científica e os mesmos (USACE, 1984; USACE, 2002) são considerados no exercício do projeto de estruturas costeiras.

Atualmente os coeficientes de estabilidade comumente utilizados são os recomendados no ‘Shore Protection Manual’ (USACE, 1984). A versão mais atualizada do manual da USACE é o ‘Coastal Engineering Manual’ (USACE, 2002), que recomenda a utilização de $H_{1/10}$ como a altura da onda característica e assume os coeficientes de estabilidade do ‘Shore Protection Manual’ (USACE, 1984). Versões anteriores desse manual (USACE, 1961, 1973, 1977) recomendaram outros valores para os coeficientes de estabilidade, na medida em que incorporavam os resultados de pesquisas publicadas até o momento.

Em relação à progressão dos danos em estruturas costeiras, o ‘Shore Protection Manual’ (USACE, 1984) apresenta uma tabela com a relação entre a onda incidente e a onda para a qual não há danos ($H/H_{D=0}$) para diferentes faixas de porcentagem de danos (%D). Utilizando tal tabela, pode-se estimar os danos para uma onda superior à onda de projeto, o que é útil na programação da manutenção de estruturas costeiras. Todavia, os valores apresentados nessa tabela foram obtidos para situações sem arrebentação de ondas e apenas para o tronco do quebra-mar. Assim, por exemplo, em situações em que a estrutura a ser projetada esteja integralmente—ou apenas seu cabeço—situada na zona de arrebentação, não é apropriada a utilização dessa tabela.

O presente trabalho compara os valores do coeficiente de estabilidade K_D e de progressão de danos encontrados em ensaios de laboratório com os publicados na literatura técnica listada nos parágrafos anteriores.

As simulações em laboratório de hidráulica reproduziram uma geometria complexa de um molhe submetido à arrebentação de ondas, incluindo tanto ensaios de uma seção transversal em canal de ondas 2D, como da estrutura inteira, inclusive cabeço e tronco, em bacia de ondas 3D, para diversos valores de altura e período de onda, nível d’água, direção de ondas incidentes e tamanhos de tetrápode. Os resultados obtidos nos ensaios em laboratório foram considerados representativos para comparação com valores de danos recomendados na literatura técnica, possibilitando recomendações para futuros projetos de quebra-mares com armadura principal de tetrápodes.

3. ESTUDOS EM MODELO FÍSICO

3.1 Instalações

Como parte integrante de um projeto de um novo molhe com o objetivo de fixação da barra de uma embocadura, um estudo em modelo físico foi realizado para verificar o desempenho da solução proposta submetida a condições extremas de ondas. Para tanto, foram realizadas simulações em um canal (2D) e em uma bacia de ondas (3D).

Para cada teste realizado, foi avaliada a estabilidade hidráulica do molhe e da armadura principal com tetrápodes, sendo obtidos os danos referentes a cada segmento testado. Os testes em 3D incluíram três diferentes tamanhos de tetrápodes, sendo que a geometria do molhe foi equivalente para todos os ensaios.

Considerando os ensaios em 2D e 3D, os testes realizados representam um total de mais de 60.000 ondas em ação na estrutura, totalizando mais de 170 h em protótipo.

3.1.1 Canal

O canal utilizado possui 68,5 m de comprimento, 2 m de largura e 2 m de profundidade, sendo equipado com um gerador de ondas do tipo pistão de 60 kW com capacidade de absorção ativa de ondas. O fundo do canal é plano e horizontal, e a seção de teste começou a 33,7 m do bater. O canal é equipado com uma ponte móvel, que dispõe de um guincho de 500 kg e pode ser acessado por uma porta de correr de aço inoxidável impermeável. O canal também possui uma praia absorvedora parabólica porosa com profundidades variáveis e uma porta divisora para rápidos enchimentos e esvaziamentos.

Uma seção de molhe convencional com escala de 1:42,2 foi testada, a qual possui uma camada de núcleo, uma de filtro e outra de armadura principal. A armadura da seção testada no canal apresentou 2 tipos de material, a saber: 2 camadas de tetrápodes de 16 t e 3 camadas de pedras com massa entre 6 e 12 t. Em cada extremidade da seção testada foi instalado um tipo de material, sendo que no centro foi contruída uma transição entre pedras e tetrápodes com ângulo de aproximadamente 45°. O talude da seção do molhe é de 1:2 (v:h). A Figura 1 apresenta uma vista genérica do canal 2D e da seção do molhe testada.



Figura 1 – Vista longitudinal do canal (esquerda) e seção testada do molhe (direita).

O perfil de batimetria foi construído no topo do fundo do canal existente e consistiu de um talude de 1:45 de modo a reproduzir uma condição representativa da seção de transição entre pedras e tetrápodes. O pé do talude localizou-se na batimétrica de -9,2 m DHN, sendo que com os níveis de maré testados de +0,1 m, +0,7 m e +1,2 m, uma coluna de água de 9,3 m, 9,9 m e 10,4 m foram observados, respectivamente. O perfil batimétrico utilizado permitiu que as ondas incidentes se tornassem integralmente ajustadas à condição de águas rasas antes de alcançar a seção a ser testada.

3.1.1 Bacia

A bacia de ondas possui 28 m de comprimento, 8,6 m de largura e 1,2 m de profundidade, sendo equipada com um gerador de ondas do tipo pistão eletricamente conduzido. A máquina do bater de ondas é feita com 10 palhetas independentes e equipados com um sistema de controle para geração de ondas direcionais de cristas longas e curtas,

com absorção ativa de ondas 3D. O fundo e as paredes da bacia são feitos de concreto, e um reservatório com volume idêntico ao da bacia é localizado abaixo da mesma, equipado com duas bombas para rápidos encheimentos e esvaziamentos. O fundo da bacia é plano e horizontal, e o molhe testado possui aproximadamente 8,6 m de largura e 14 m de comprimento. A bacia de ondas dispõe de uma ponte rolante de 5.000 kg, e de um absorvedor passivo de ondas de 6 m de comprimento, feito de chapas de aço.

O molhe foi integralmente construído na bacia, e três diferentes escalas foram utilizadas ao longo dos ensaios, a saber: 1:42,2, 1:46 e 1:50. Em toda sua extensão, uma seção convencional com uma camada de núcleo, uma de filtro e outra de armadura foi utilizada. A armadura do molhe testado na bacia apresentou 2 tipos de material, tetrápodes e pedras. A armadura com tetrápodes contou com 2 camadas com tamanhos das peças de 16 t (escala de 1:42,2), 21 t (escala de 1:46), e 26 t (escala de 1:50), a depender do ensaio realizado. A armadura com pedras contou com 2 a 3 camadas com massas entre 6 e 12 t. As variações das configurações do molhe incluíram 3 diferentes extensões totais dos molhes, com uma alteração total de 30 m entre os comprimentos extremos. O talude de todo o molhe é de 1:2. A Figura 2 apresenta uma vista genérica da bacia de ondas e o molhe construído para uma das configurações testadas.



Figura 2 – Vista da bacia sem estrutura (esquerda) e do molhe construído (direita).

A batimetria foi construída no topo do fundo da bacia existente e reproduziu as condições existentes no sítio estudado, conforme informações provenientes de levantamentos batimétricos. O pé do talude do cabeço da estrutura construída com maior extensão situou-se na cota batimétrica de -9,5 m DHN, portanto para uma coluna d'água com 9,6 m, 10,2 m e 10,7 m—para níveis de maré testados de +0,1 m, +0,7 m e +1,2 m, respectivamente.

3.2 Seções do Quebra-Mar Testadas e Construção

Uma seção representativa da transição entre a parte do molhe com armadura de pedras e a com tetrápodes está apresentada na Fig. 3, enquanto a Fig. 4 mostra uma seção típica do cabeço, onde a armadura é constituída de tetrápodes.

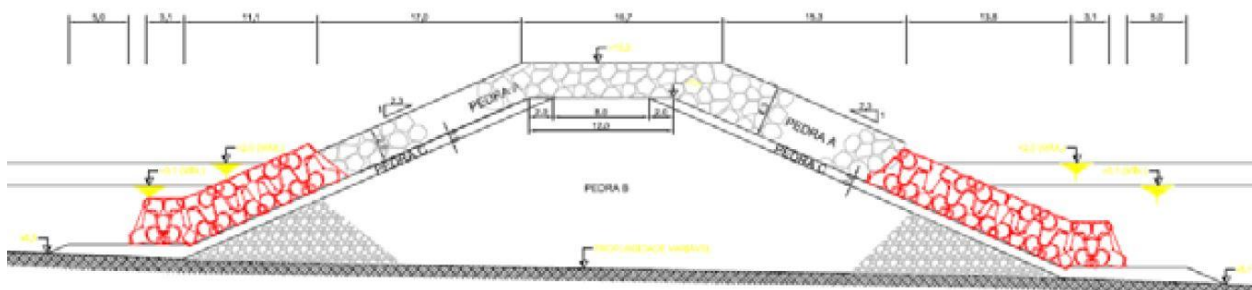


Figura 3. Seção representativa da transição entre a parte do molhe com armadura com pedras e com tetrápodes.

A construção do molhe começou com a colocação das pedras do núcleo, seguidas das pedras do filtro e as da armadura. A colocação dos tetrápodes seguiu um método segundo o qual as primeiras fileiras de baixo para cima foram as primeiras a serem instaladas, onde uma distância fixa entre os tetrápodes foi determinada. Posteriormente, a segunda camada de tetrápodes foi colocada, sendo que as patas dos tetrápodes da segunda camada se apoiaram entre dois tetrápodes adjacentes da primeira camada. Na transição entre pedras e tetrápodes, primeiramente a camada de

tetrápodes foi colocada, e em seguida as pedras. A forma de colocação dos tetrápodes foi aleatória, ou seja, houve tetrápodes apoiados com três patas e outros com apenas uma pata.

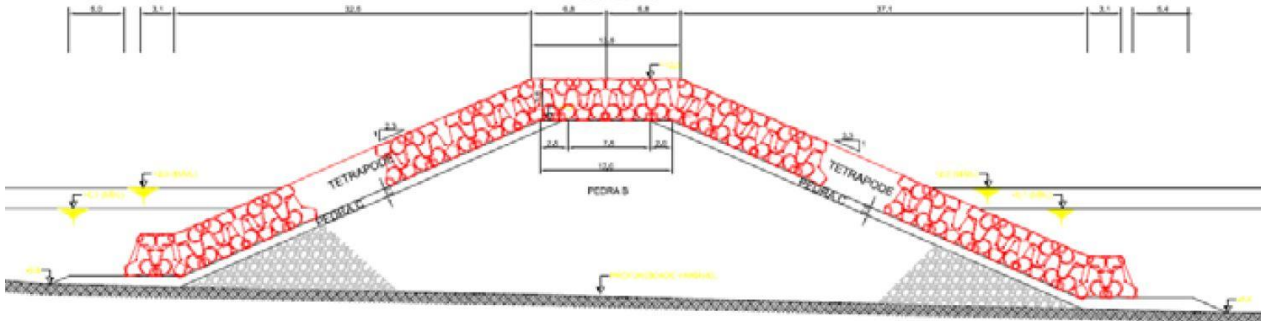


Figura 4. Seção representativa do cabeço do molhe.

3.3 Instrumentação

As condições de ondas para os ensaios em modelo físico foram sintetizadas utilizando o espectro de JONSWAP ou TMA, dependendo do número de Ursell. As ondas foram medidas utilizando sensores do tipo resistivo, que operam medindo a corrente que escoa entre duas hastas submersas de aço inoxidável, de modo que essa corrente é convertida para uma voltagem que é proporcional à profundidade emersa, e o erro é de ± 40 mm em protótipo. Nove sensores foram instalados no modelo 2D e dez no modelo 3D. Quatro desses sensores (no 2D e no 3D) foram colocados na cota batimétrica de -15 m DHN para análise da energia da onda incidente. A calibração das ondas foi realizada para esses sensores, ou seja, foi imposto que o estado de mar desejado fosse obtido na profundidade dos mesmos, ou 15 m DHN. O processo de calibração consistiu no ajuste dos sinais de comando para gerar as ondas até que o erro relativo entre a onda incidente na batimétrica de -15 m DHN e a altura da onda desejada estivesse dentro da incerteza de $\pm 5\%$, e considerou uma situação sem o molhe. Os demais sensores foram utilizados para o estudo da propagação da onda.

3.4 Quantificação dos danos

Um conjunto de câmeras foi instalado com o objetivo de capturar o deslocamento ou desprendimento dos tetrápodes ao longo das tempestades. A técnica de ‘flickering’ foi utilizada para o estudo dos deslocamentos, e, portanto, para a avaliação de danos. Para os ensaios em 2D, duas câmeras foram instaladas, uma do lado do mar e outra do lado abrigado. Para os ensaios em 3D, três câmeras foram utilizadas ao longo do contorno do cabeço.

A quantificação dos danos foi baseada na proporção entre o número de tetrápodes deslocados sobre o número total de tetrápodes numa área específica da estrutura. O critério para verificação do deslocamento do tetrápode levou em consideração a distância (d) que ele se moveu em relação à sua posição inicial. A dimensão característica do tetrápode utilizada foi sua altura H . Assim, três limites de deslocamentos foram definidos:

- 1 – Deslocamento medido maior do que a altura do tetrápode ($d > H$);
- 2 – Deslocamento entre uma vez e metade da altura do tetrápode ($H/2 > d > H$); e
- 3 – Deslocamento entre metade e um quarto da altura do tetrápode ($H/4 > d > H/2$).

As fórmulas utilizadas para o cálculo da porcentagem de danos (%D) estão mostradas na Eq. (3) e na Eq. (4).

$$\%D = \frac{N_D}{N_T} \quad (3)$$

$$N_D = N_{d>H} + 0,4 \left(N_{\frac{H}{2}>d>H} + N_{\frac{H}{4}>d>\frac{H}{2}} \right) \quad (4)$$

onde N_D é número total de tetrápodes deslocados, N_T é o número total de tetrápodes, $N_{d>H}$ é número total de tetrápodes que se deslocaram uma distância $d > H$; $N_{H/2>d>H}$ é número total de tetrápodes que se deslocaram uma distância $H/2 > d > H$ e $N_{H/4>d>H/2}$ é número total de tetrápodes que se deslocaram uma distância $H/4 > d > H/2$, sendo todos relacionados a uma área específica.

Tais frações de deslocamentos foram assumidas porque elas possuem o potencial de produzir uma falha (quebra) do tetrápode devido à fratura ou movimento excessivo.

O presente trabalho considerou a computação dos danos para toda a região ocupada por tetrápodes, sendo obtido um número percentual total que não foi separado em regiões tais como cabeço ou tronco. No final de cada segmento de tempestade, foi realizada uma avaliação utilizando ‘flickering’, medindo o deslocamento da posição inicial (antes do começo do segmento de tempestade) de cada tetrápode para obtenção da porcentagem de danos total. Os

tetrápodes que se deslocaram uma distância maior do que sua altura foram contados apenas uma vez, ou seja, no segmento seguinte os danos relativos a ele não foram novamente calculados.

3.5 Programa de Testes

O programa de ensaios foi desenvolvido durante a realização do projeto de um molhe com objetivo de fixação da barra de uma embocadura. As relações de escala nos ensaios utilizaram a similitude do número de Froude, que considera a magnitude relativa das forças gravitacionais e inerciais. Como a mecânica das ondas e as interações onda estruturas são governadas por um balanço entre forças gravitacionais e inerciais agindo em partículas de água, a utilização da similitude do número de Froude em conjunto com a similitude geométrica é conveniente para reproduzir uma simulação realística destes processos.

Os valores característicos de escala do modelo e do protótipo estão apresentados na Tab. 1, onde por simplicidade apenas a escala de 1:42,2 está apresentada. A seleção das pedras assumiu as diferenças de massas específicas entre a água doce utilizada e a massa específica das pedras disponíveis para uso no laboratório.

Tabela 1. Relações entre escalas do modelo e do protótipo.

Quantidade	Fator de Escala	Valor típico escala protótipo	Valor correspondente no modelo
Número de Froude	$\lambda_{Fr} = \frac{\lambda_v}{\sqrt{\lambda_s \lambda_t}} = 1.0$	1.0	1.0
Comprimento (distância, profundidade)	$\lambda_l = 42.2$	190 m	4.502 m
Tempo (tempo, período)	$\lambda_t = \sqrt{\lambda_l} = 6.496$	12 s	1.84 s
Velocidade (comprimento/tempo)	$\lambda_v = \frac{\lambda_l}{\lambda_t} = \sqrt{\lambda_l} = 6.496$	1.0 m/s	0.154 m/s
Aceleração (comprimento/[tempo] ²)	$\lambda_a = \frac{\lambda_l}{\lambda_t^2} = 1.0$	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²
Massa específica da água	$\lambda_{pw} = 1.025$	1025 kg/m ³	1000 kg/m ³
Massa	$\lambda_M = \lambda_l^3 \lambda_p = 75151.4 \lambda_p$	16000 kg	156.1 g

O objetivo principal do estudo foi verificar o desempenho do molhe projetado submetido a uma série de níveis e de ondas de projeto. Os ensaios de estabilidade hidráulica consistiram na realização de uma série de condições de ondas, reproduzindo eventos de tempestades específicos do sítio em questão. Cada tempestade corresponde a uma série de segmentos, sendo que para cada segmento um estado de mar com uma altura significativa e um período de pico de ondas, e uma altura do nível d'água são determinados. Para cada segmento, a estabilidade da armadura foi medida, sendo obtido um valor de danos após cada condição de onda e de nível d'água. A Figura 5 apresenta uma série temporal de uma tempestade genérica, onde cada segmento correspondeu a um intervalo de 3 h. Ressalta-se que a variação do período de pico não está mostrada na Fig. 5, mas foi considerada para cada segmento de tempestade.

Vários eventos de tempestades foram simulados nos testes, sendo que as alturas significativas de ondas variaram entre 2,8 m e 6,3 m, os períodos de picos entre 9 s e 17 s, e os níveis d'água entre +0,1 m e +1,2 m. As durações das tempestades variaram entre 1 e 2 dias. Previamente à construção do molhe, ensaios de calibração foram realizados de modo a assegurar que as condições de mar desejadas fossem alcançadas, utilizando técnicas padrão no domínio do tempo, da frequência e análises estatísticas dos dados medidos nos sensores de ondas.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente trabalho optou por apresentar os danos acumulados ao longo de cada tempestade como medida representativa da porcentagem de danos para comparação com os dados encontrados na literatura.

Os ensaios em laboratório reproduziram um molhe com talude de 1:2 incluindo efeitos de arrebentação de ondas. Conforme mencionado anteriormente, os manuais publicados pelo Corpo de Engenharia do Exército Americano (USACE) apresentaram diversos valores de coeficientes de estabilidade na medida em que resultados relevantes eram publicados na literatura. A compilação dos valores destes manuais que se relacionam com o presente estudo está apresentada na Tab. 2, onde os coeficientes de estabilidade reproduzem uma situação sem danos. Vale observar que o 'Shore Protection Planning and Design' (USACE, 1961) não apresenta um valor específico para o coeficiente de estabilidade no talude de 1:2, tendo sido considerado, portanto, o único valor disponível em tal manual. É interessante notar que o 'Shore Protection Manual' (USACE, 1984) faz uma ressalva em relação aos coeficientes de

estabilidade para situações de onda arrebatando, afirmando que tais valores são recomendados apenas para projetos preliminares.

Pelo fato de a altura significativa de ondas (H_s) ser mais utilizada no exercício da engenharia costeira, o presente estudo adotou como altura da onda característica H_s , em detrimento da $H_{1/10}$. Vale observar que o 'Coastal Engineering Manual' (USACE, 2002) recomenda a utilização da última no lugar da primeira.

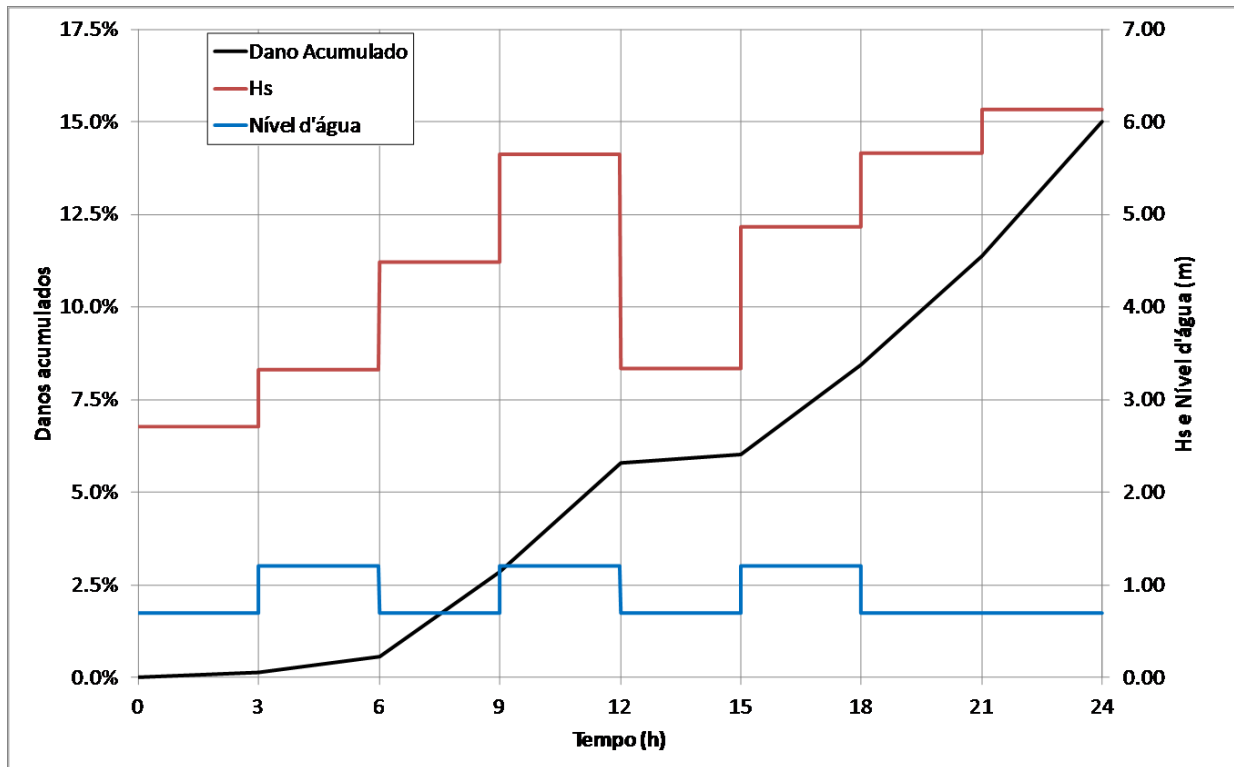


Figura 5. Segmentos de onda e danos acumulados durante uma tempestade genérica.

Tabela 2. Compilação de valores de coeficientes de estabilidade de tetrápodes para situação sem danos (adaptado de USACE, 1961,1973,1977, 1984).

Cabeço	<i>breaking wave</i>	<i>nonbreaking wave</i>
	cot $\alpha = 2$	K_D
Shore Protection Manual, 1984	4.5	5.5
Shore Protection Manual, 1977, 1973	5.5	6.1
Shore Protection Planning Design, 1961	5	6.5
Tronco	<i>breaking wave</i>	<i>nonbreaking wave</i>
	cot $\alpha = 2$	K_D
Shore Protection Manual, 1984	7	8
Shore Protection Manual, 1977, 1973	7.2	8.3
Shore Protection Planning Design, 1961	6.6	8.3

Após a realização dos ensaios e da computação dos danos seguindo a metodologia descrita anteriormente, foram calculados os coeficientes de estabilidade utilizando a Eq. 1, sendo que a onda considerada foi a altura significativa medida por um sensor próximo ao molhe, localizado imediatamente antes de a onda o atingir. Os resultados mostrados a seguir estão separados nos obtidos no canal (2D) e na bacia (3D).

A Figura 6 apresenta a relação entre todos os coeficientes de estabilidade calculados em relação aos danos acumulados de cada evento de tempestade. Observa-se que o ajuste de uma curva de potência para os resultados das simulações na bacia de ondas (3D) apresenta uma correlação razoável, ao passo que o mesmo tipo de ajuste para os resultados do canal (2D) não produz tão boa correlação.

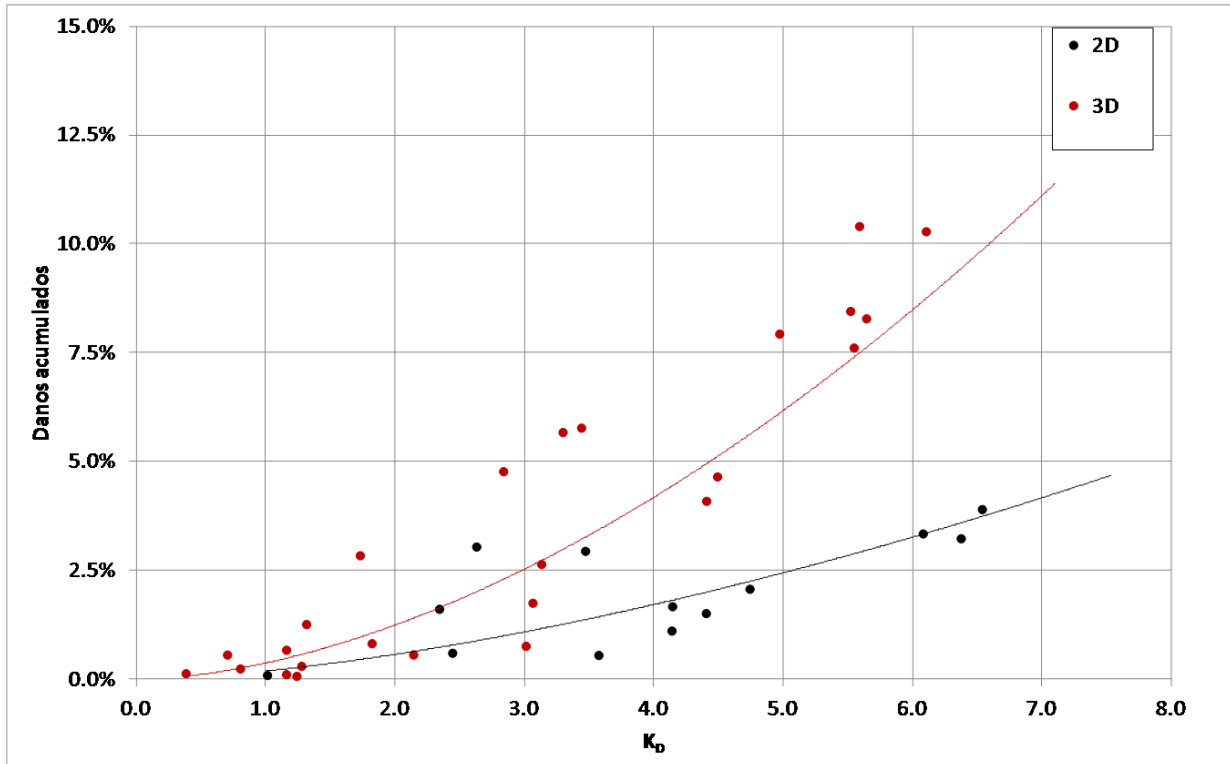


Figura 6. Relação entre os coeficientes de estabilidade e os danos acumulados obtidos em laboratório.

Assumindo que uma porcentagem de danos de até 5% configura uma situação de estabilidade de projeto ('sem danos'), a Fig. 6 mostra que os danos acumulados de 5% correspondem ao coeficiente de estabilidade de 7,9 para a curva potência referentes aos pontos 2D. Tal valor é similar ao recomendado pelo 'Shore Protection Manual' (USACE, 1984) para uma situação sem ondas arrebentando no tronco da estrutura (vide Tab. 2). Os ensaios em 2D representam uma situação de tronco de molhe com arrebentação de ondas. Portanto, o valor de $K_D \approx 8$ encontrado nos ensaios 2D representa um coeficiente que agrega mais estabilidade do que o recomendado no manual.

Adicionalmente, a Fig. 6 mostra que os danos acumulados de 5% correspondem ao coeficiente de estabilidade de 4,5 para a curva potência referente aos pontos 3D. O valor de $K_D \approx 4,5$ é similar ao valor do 'Shore Protection Manual' (USACE, 1984), conforme mostrado na Tab. 2 para ondas no cabeço e em situação de arrebentação. Considerando que os ensaios em modelo físico 3D computaram os danos em conjunto nas regiões do tronco e do cabeço do molhe, e que há arrebentação de ondas, conclui-se que a tendência geral mostrada pelos resultados obtidos em laboratório está de acordo com os valores recomendados no 'Shore Protection Manual' (USACE, 1984).

Há de ser ressaltado que existem alguns casos na Fig. 6 em que os danos acumulados são superiores a 5%, devido à dispersão dos dados medidos, e logo mostram um coeficiente de estabilidade inferior a 4,5. Portanto, os resultados dos ensaios em laboratório mostram que a utilização do coeficiente de estabilidade tabelado para uma situação sem danos (danos inferiores a 5%) não obrigatoriamente é adequada, corroborando a necessidade compulsória de realização de ensaios em laboratório no exercício do projeto de estruturas costeiras com tetrápodes.

Também foram calculados os coeficientes relacionando o número de estabilidade N_S (que é igual a $\frac{H_S}{\Delta D_n}$) com os danos acumulados, conforme a Eq. 2 e utilizando a altura H do tetrápode como sua dimensão característica D_n . Os resultados estão apresentados na Fig. 7. Nota-se que uma curva potência pode ser ajustada para os resultados da bacia (3D) e do canal (2D), onde na primeira (3D) a correlação é razoável enquanto que na segunda (2D) a dispersão dos dados em relação à curva ajustada é maior.

Comparando as curvas ajustadas de potência da relação entre o número de estabilidade N_S e o coeficiente de estabilidade K_D com os danos acumulados para os resultados da bacia (3D), nota-se que para as situações em que os danos são superiores a 5% o número de estabilidade apresenta um melhor resultado. É importante advertir que a

curva potência obtida com o cruzamento entre coeficiente de estabilidade e os danos acumulados (Fig. 6) tende a subestimar os pontos obtidos nos ensaios. Já o cruzamento do número de estabilidade com os danos (Fig. 7) possui o potencial de representar de maneira mais satisfatória as condições de danos superiores a 5%, havendo pontos acima e abaixo da curva de potência ajustada.

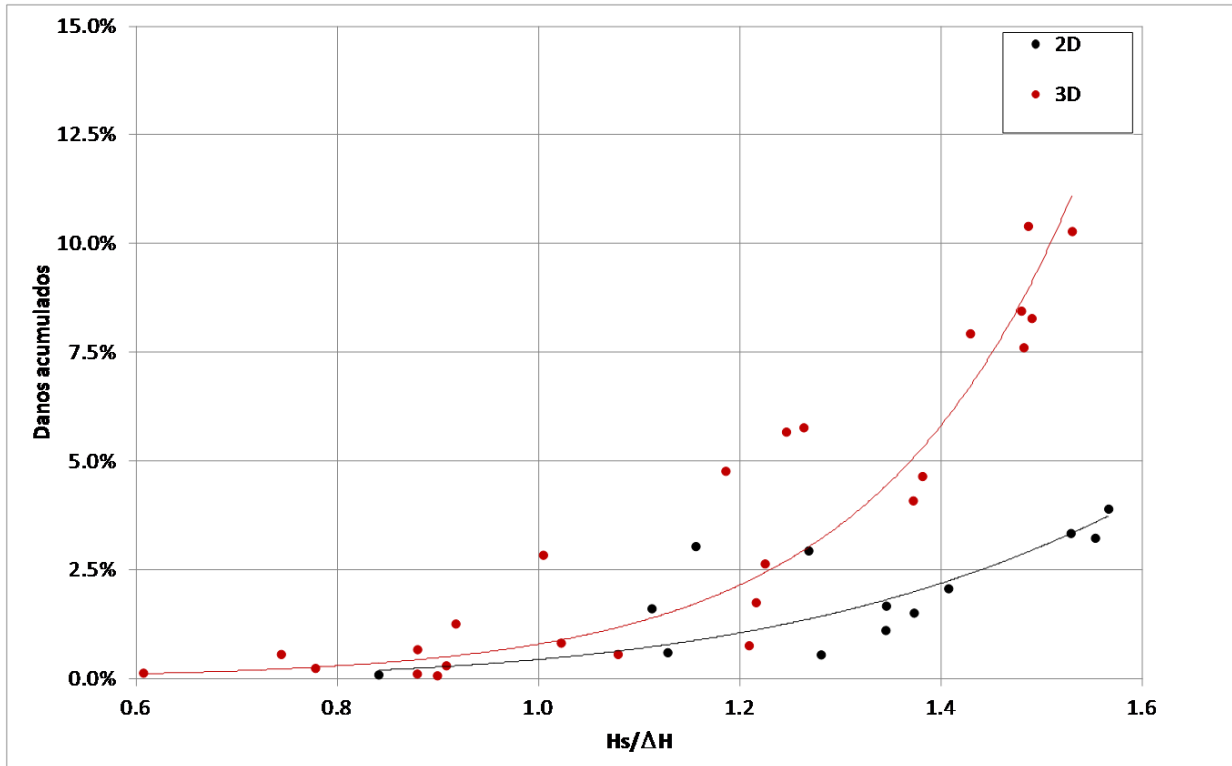


Figura 7. Relação entre o número de estabilidade e os danos acumulados obtidos em laboratório.

Em relação à progressão dos danos, a Tab. 3 apresenta a relação entre a onda incidente e a onda para o qual não há danos ($H/H_{D=0}$) para diferentes faixas de porcentagem de danos (%D). Conforme dito anteriormente, tal tabela prevê apenas condições de ondas incidentes no tronco da estrutura, e não considera a arrebentação de ondas, sendo o seu uso limitado.

Os ensaios no canal 2D não produziram danos acumulados superiores a 5%, portanto não foram considerados nessa análise. Já os resultados das simulações na bacia 3D foram obtidos em conjunto para o tronco e o cabeço, e incluíram a arrebentação de ondas. Ainda que o uso dos valores da Tab. 3 não seja recomendado para ondas arrebentando no cabeço, optou-se por compará-los aos obtidos no presente estudo.

Tabela 3. Relação entre onda incidente e onda para o qual não há danos para faixas de porcentagem de danos (adaptado de USACE, 1984).

Tetrápodes	Porcentagem de Danos (%)						
	0 a 5	5 a 10	10 a 15	15 a 20	20 a 30	30 a 40	40 a 50
$H/H_{D=0}$	1.00	1.09	1.17	1.24	1.32	1.41	1.50

A primeira etapa desta comparação foi a triagem dos segmentos de tempestade que produziram danos superiores a 5%. Posteriormente foram calculadas as ondas para as quais não houve danos utilizando a Eq. 1 e o coeficiente de estabilidade de 4,5, que foi o obtido em laboratório e é o recomendado pelo ‘Shore Protection Manual’ (USACE, 1984). Finalmente, os resultados foram agrupados na Tab.4, sendo mostrados os valores mínimos e máximos encontrados.

A comparação entre os valores da Tab. 3 e Tab. 4 mostra que para os resultados obtidos em laboratório para as faixas de danos de 5% a 10% e de 10% a 15% são necessárias relações $H/H_{D=0}$ inferiores às mostradas na Tab. 3.

Tabela 4. Resultados de laboratório da relação entre onda incidente e onda para o qual não há danos para faixas de porcentagem de danos.

Tetrápodes	Porcentagem de Danos (%)	
	5 a 10	10 a 15
H/H _{D=0}	1.03-1.08	1.07-1.11

Observa-se que, pelo fato de o ângulo de ataque de ondas não necessariamente ser normal à seção transversal do molhe, a estabilidade dos tetrápodes pode ser impactada. Ademais, o incremento de energia que ocorre na arrebentação de ondas possui o potencial de alterar significativamente a progressão do dano.

Com tais resultados, prova-se que a utilização da Tab. 3 (USACE, 1984) é restrita ao tronco do molhe e sem arrebentação de ondas, não sendo recomendada a sua utilização mesmo em fases preliminares de projeto.

5. CONCLUSÃO

Os resultados dos ensaios obtidos em laboratório de hidráulica, tanto em canal bi-dimensional (2D) como em bacia de ondas tri-dimensional (3D), em tendência, são similares aos publicados na literatura técnica no que concerne ao coeficiente de estabilidade K_D . Houve casos em que os coeficientes de estabilidade mostraram-se inferiores aos recomendados, significando que o uso dos valores publicados pode conduzir a um projeto subdimensionado. Portanto, o presente estudo reitera a necessidade compulsória de realizar estudos em modelo físico para desenvolver projetos de estruturas costeiras com armadura principal de tetrápodes.

Adicionalmente, foram publicados os valores esperados da relação entre a onda incidente e a onda para o qual não há danos em relação aos danos acumulados. Os resultados mostraram que a arrebentação e o ângulo de ataque de ondas desempenham um papel importante na progressão dos danos nas estruturas costeiras durante as tempestades.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Carioca Christiani-Nielsen Engenharia pelo apoio financeiro e ao Instituto de Hidráulica Ambiental 'IH Cantabria' pela realização dos ensaios em modelo físico.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bruun, P. and Gunbak, A.R., 1977. "Stability of sloping structures in relation to $\xi = \tan\alpha/\sqrt{H/L_0}$ risk criteria in design". Coastal Engineering, Elsevier, Vol.1, No. 4, pp. 287-322.
- CIRIA, 2007. The Rock Manual, 2nd edition. Publication C683, CIRIA, CUR, CETMEF.
- Danel, P., 1953. "Tetrapods". Proceedings, 4th Conference on Coastal Engineering, Chicago, Illinois, ASCE, pp. 390-398.
- Hudson, R.Y., 1959. "Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters". Journal of the Waterways and Harbors Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. WW3, pp. 93-121.
- Hudson, R.Y., 1958. Design of Quarry-Stone Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters. Hydraulic Laboratory Investigation. Research Report No. 2-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Melby, J.A. and Kobayashi, N., 1998. "Damage progression on breakwaters". Proceedings, 26th Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, ASCE, pp.1884-1897.
- USACE, 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, Washington, D.C.
- USACE, 1984. Shore Protection Manual, 4th edition. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center (CERC), Vicksburg, MS.
- USACE, 1977. Shore Protection Manual, 3rd edition. Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- USACE, 1973. Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- USACE, 1961. Shore Protection, Planning and Design. Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- van der Meer, J.W., 1999. "Design of concrete armour layers". Proceedings, Coastal Structures '99, Santander, Spain. Losada (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 213-221.
- van der Meer, J.W., 1988. "Stability of cubes, tetrapods and accropode". Proceedings, Breakwaters'88 Conference, Eastbourne, England, ICE, pp. 71-80.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

DETERMINAÇÃO DA ONDA DE PROJETO PARA A REGIÃO COSTEIRA DO RIO GRANDE –RS

D. F. Aguiar¹, E. Melo F^o ², M. A. R. Romeu³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
*e-mail: deborahaguiar09@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
*e-mail: melo.eloi@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
*e-mail: mar7surf@hotmail.com

RESUMO

Uma das mais importantes e difíceis decisões na hora de se projetar uma estrutura no oceano é escolher o critério para definir a onda de projeto. Uma pequena variação desse parâmetro irá influenciar diretamente no custo da construção, riscos e planos de manutenção da obra. Este trabalho teve como objetivo, através de uma série temporal de 30 anos dos parâmetros de onda (H_s , T_p e Dir) adquiridos no website da NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) e com o auxílio da técnica POT (Peaks Over Threshold), selecionar eventos extremos para a região do Rio Grande e aplicar a metodologia para o cálculo da onda de projeto proposta por D'Angremond & Van Rood (2004). Ao todo foram contabilizados 4,8 eventos extremos em média por ano que atinge a região de interesse. Duas distribuições foram utilizadas, Gumbel e Weibull, e concluiu-se que a distribuição de Weibull ($\alpha=1.8$) obteve melhores resultados. A onda centenária estimada para Rio Grande foi de 5,81 metros.

1. INTRODUÇÃO

Em se tratando de Engenharia Oceânica, sabe-se que diversas são as obras imposta *offshore* e *onshore* no ambiente, como, por exemplo, plataformas de petróleo, molhes, diques, emissários submarinos, entre outras. Essas obras, no entanto deverão exercer suas funções em um ambiente bastante complexo, sujeito a ventos, ondas, correntes, marés e etc. Para garantir o sucesso da obra deve-se realizar um trabalho amplo e complexo afim de se compreender as condições ambientais e fornecer base suficiente para que se possa avaliar os efeitos do ambiente sobre as estruturas (Goda, 2000).

A maioria das estruturas no oceano são construídas para suportar longos períodos, necessitando ser planejadas para a pior situação possível de tempestade que possa atingi-la durante sua vida útil (Kamphuis, 2010). Porém, a confiabilidade das estimativas depende do tamanho da amostra. Uma grande amostra implica em uma maior confiabilidade. Por outro lado, uma amostra de dados menor implicará em uma estimativa mais suscetível ao erro (Goda, 2000; Kamphuis, 2010; D'Angremond & Van Rood, 2004).

O critério estatístico para a determinação da onda de projeto é baseado no pressuposto que os processos físicos são ergódicos e estacionários. Ou seja, eventos de ondas ocorrem de forma aleatória (Castilhos, 2004). Neste contexto se encaixa a estatística de longo termo que é ajustada as distribuições estatísticas de extremos, tópico da probabilidade que descreve a distribuição assintótica das estatísticas de ordem e trata das questões relacionadas a

valores muito baixos ou muito altos de uma sequência de variáveis aleatórias que seguem uma função de distribuição F normalmente desconhecida.

Atualmente, uma nova técnica, chamada *Peaks Over Threshold* (POT), vem sendo muito utilizada para minimizar os erros de extrapolação. Ferreira e Guedes Soares (1998) apontam a mesma como a mais moderna e confiável para problemas de extrapolação. A POT considera apenas um valor de altura significativa (H_s) por evento ou *storm*. Um *storm* é definido como uma sequência interrupta, onde valores de H_s excedem um valor escolhido como o limiar. Este valor dependerá muito das condições do local de estudo.

Segundo Goda (2000) existem 4 tipos de distribuições estatísticas (Weibull, Gumbel, Fréchet e Log Normal) muito bem aplicadas para estudos de extremos que optam pelo uso da POT. A ideia é aplicar os dados (H_s) adquiridos pela POT às distribuições e ver o melhor resultado, que no caso, corresponderá ao melhor ajuste e assim conseguir estimar a onda de projeto e seu período de retorno. Seguindo a abordagem proposta por D'Angremond & Van Rood (2004) duas distribuições foram utilizadas, Weibull e Gumbel, para calcular a onda centenária para a região de Rio Grande, RS, Brasil.

2. METODOLOGIA

2.1 Aquisição dos dados de Ondas e seleção dos Eventos Extremos (EE) para o cálculo da onda de projeto

Os 30 anos de dados de onda (H_s , T_p e Dir) utilizados neste trabalho foram calculados pelo modelo de geração de ondas *WAVEWATCH 3* (WW3), obtidos diretamente do site da *NOAA/NCEP (National Oceanic and Atmospheric Administration/National Centers Environmental Prediction)*. O WW3 é um modelo de geração de ondas espectral de terceira geração para uso em grande escala que opera numa grade global com resolução de $1/2^\circ$ de latitude e longitude. O ponto de grade escolhido para a extração dos dados corresponde ao mesmo proposto por Aguiar *et al* (2013) a uma profundidade de 100m.

Como o interesse principal deste trabalho está nos eventos extremos (E.E.), a propagação da série temporal desde águas profundas (100m) até o ponto de interesse (15m) é de total relevância. Afinal, é a direção da onda em relação à costa que dirá o quanto energética ela poderá ser ao chegar à região costeira. Por exemplo, poderão acontecer casos em que o estado do mar é menos energético ao largo, no entanto devido incidência perpendicular à linha de costa pode ocasionar ondas maiores na costa do que outros eventos mais energéticos ao largo.

Afim de identificar os eventos extremos em águas rasas e levando em consideração a inviabilidade computacional para a propagação com um modelo numérico de toda a série temporal, foi utilizada a Lei de Snell através de uma rotina em ambiente *FORTRAN*. Essa lei simplista descreve a relação entre os ângulos de incidência e a refração sofrida pelas ondas ao se aproximarem da costa, devido a diferenças de profundidade. São adotadas simplificações, considerando a propagação de ondas monocromáticas em um plano inclinado com profundidade inicial de 100 metros e final de 15 metros.

Utilizando a série temporal de 30 anos em águas rasas, foi aplicada a técnica POT a partir de um dado limiar. Ressalta-se que a Lei de Snell foi de fundamental importância, pois possibilitou encontrar o momento exato em que o evento atingiu a região costeira e selecionar os mesmos em águas profundas para a propagação com o modelo SWAN. Ou seja, só foram propagados os casos E.E. encontrados pela Lei de Snell. O SWAN é um modelo de terceira geração, que possibilita obter parâmetros caracterizadores da agitação marítima em águas rasas ou pouco profundas, uma vez que assume diversos processos nos seus cálculos, como refração, difração, quebra induzida pela profundidade, interação tripla onda-onda e fricção com o fundo.

2.2 Estabelecimento da Onda de Projeto

Para os casos propagados com o modelo SWAN, empregou-se a metodologia proposta por D'Angremond & Van Rood (2004), apresentada a seguir. Os valores de H_s foram divididos com intervalo de 0,25 metro e analisados estatisticamente para cada intervalo e de maneira cumulativa (Tab. 1). Para projetos de engenharia é necessário transformar a informação da probabilidade de excedência geral em probabilidade de excedência anual. Portanto, utiliza-se o cálculo do número médio de E.E. que ocorrem por ano (N_s):

$$N_s = \frac{\text{Número Total de EE encontrados}}{\text{Período de Tempo (anos) observado}} \quad (1)$$

Para a transformação da probabilidade de excedência geral (Q) na probabilidade de excedência por ano (Q_s), multiplica-se Q por N_s :

$$Q_s = Q * N_s \quad (2)$$

A partir dos dados da Tab. 1 e dos valores de N_s e Q_s , foram utilizadas duas distribuições assintóticas de valores extremos, a Tipo I ou de Gumbel e a Tipo III ou de Weibull. Ambas as distribuições são descritas através do termo de probabilidade de excedência e altura significativa.

Tabela 1. Tabela de Cálculo proposta por D'Angremond & Van Roode (2004). P corresponde a probabilidade de qualquer onda com altura H_s ser igual ou menor que o valor de H_s especificado, Q indica a probabilidade de H_s exceder o valor de H_s especificado e $-\ln(Q)$ um artifício usado para aproximar a curva dos dados a uma reta, melhorando o ajuste dos coeficientes.

Faixa de H_s (m)	Número de Observações		P	Q	- ln(Q)
	Por faixa	Cumulativa			
1.50 - 1.75	a	a	a/T	1 - P	...
1.75 - 2.00	b	a+b	(a+b)/T	1 - P	...
2.00 - 2.25	c	a+b+c	(a+b+c)/T	1 - P	...
2.25 - 2.50
2.50 - 2.75					
...					
TOTAL de Obs. = T					

2.2.1 GUMBEL

A equação da distribuição de Gumbel (Eq. 3) é reduzida a uma equação linear do tipo $y = Ax + B$. Com os valores de A e B chega-se aos valores de β e γ .

$$P = F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{Hs - \gamma}{\beta} \right) \right] \quad (3)$$

Linearização da Equação de Gumbel:

$$\begin{aligned} \ln P &= -\exp \left(-\frac{Hs - \gamma}{\beta} \right) \\ -\ln(-\ln P) &= \frac{Hs - \gamma}{\beta} = \frac{1}{\beta} Hs - \frac{\gamma}{\beta} \end{aligned} \quad (4)$$

O lado esquerdo da Eq. 4 é agora chamado de variável reduzida de Gumbel ou G.

$$G = -\ln \left(\ln \frac{1}{p} \right) \quad (5)$$

Ou seja,

$$G = AHs + B \quad (6)$$

Onde:

$$\beta = \frac{1}{A} \quad \text{e} \quad \gamma = -\beta B \quad (7)$$

A partir das equações anteriores apresentadas chega-se a equação para a aquisição da onda de projeto:

$$H_s = y - \beta \ln \left(\ln \frac{1}{P} \right) \rightarrow P = 1 - Q \quad (8)$$

$$\rightarrow Q = \frac{Q_s}{N_s}$$

Por fim, tem-se:

$$H_s = y - \beta \ln \left(\ln \frac{N_s}{N_s - Q_s} \right) \quad (9)$$

2.2.2 WEIBULL

A equação da distribuição de Weibull (Eq. 10) também é reduzida a uma equação linear do tipo $y = Ax + B$.

$$Q = 1 - \exp \left[- \left(\frac{H_{ss} - B}{A} \right)^\alpha \right] \quad (10)$$

Linearização da Distribuição de Weibull:

$$-\ln Q = \left[\frac{H_{ss} - B}{A} \right]^\alpha \quad (11)$$

$$(-\ln Q)^{1/\alpha} = \frac{1}{\beta} H_{ss} - \frac{\gamma}{\beta}$$

O lado esquerdo da Eq. 11 é chamado de Variável reduzida de Weibull ou W.

$$W = (-\ln Q)^{1/\alpha} \quad (12)$$

Ou seja,

$$W = AH_{ss} - B \quad (13)$$

Onde:

$$\beta = \frac{1}{A} \quad \text{e} \quad \gamma = -\beta B \quad (14)$$

A distribuição de Weibull apresenta três variáveis (α, β e γ). Através da regressão linear dos dados (W x H_s), duas variáveis são encontradas (β e γ). A determinação de α requer algumas tentativas e erros, onde Goda (2000) apresenta alguns valores para essa variável. Assumindo diferentes valores para α , opta-se pelo melhor ajuste, isto é, o melhor valor do coeficiente linear (r). Nessa distribuição também a excedência é transformada em probabilidade por ano. Da distribuição de Weibull têm-se:

$$H_s = \gamma + \beta \{-\ln Q\}^{\frac{1}{\alpha}} \quad (15)$$

Usando $Q_s = H_s * Q$, tem-se a formulação utilizada para o cálculo da onda de projeto associada à um período de retorno qualquer.

$$H_s = \gamma + \beta \left\{ -\ln \left(\frac{Q_s}{N_s} \right) \right\}^{\frac{1}{\alpha}} \quad (16)$$

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Seleção dos Eventos Extremos

Foi estabelecido através da técnica POT um limiar de $H_s = 4m$ para a seleção dos casos em águas rasas propagados com a Lei de Snell. Ao todo foram selecionados 144 eventos extremos. Esses casos foram identificados em águas profundas e então propagados com o modelo SWAN. Devido ao fato do modelo levar em consideração outros processos referentes a perda de energia sofrida pela onda durante a propagação, os casos obtiveram suas alturas significativas variando de 1,25 à 5,25 após a propagação com o modelo SWAN.

3.2 Organização dos Eventos Extremos (EE) e suas probabilidades de Excedência

A técnica POT aplicada para a escolha dos eventos extremos em águas rasas, possibilitou analisar a probabilidade de excedência de um evento extremo e não de um caso. Por exemplo, muitas vezes a medição realizada às 15h00min corresponde ao mesmo evento da medição realizada às 18h00min. Deste modo, a razão para a utilização dessa técnica foi evitar que pequenas variações da altura significativa influenciassem significativamente no resultado final. Foi confeccionada a Tab. 2 de cálculo. Os dados de altura significativa foram distribuídos em intervalos de 0,25 metro, estabelecendo dessa maneira faixas que estão vinculadas as suas formas acumuladas, probabilidade de ocorrência e probabilidade de excedência. Assumiu-se uma relação logarítmica como artifício para melhorar o ajuste dos coeficientes, assim os dados passam a se aproximar a uma reta.

Tabela 2.Dados de ondas para o cálculo da onda de projeto.

Faixa H_s (m)	Número de Observações		P	Q	- ln(Q)	Variáveis	Reduzidas
	Por faixa	Cumulativa				G	W
1.25 - 1.50	3	3	0,020	0,979	0,021	-1,354	0,117
1.50 - 1.75	3	6	0,041	0,958	0,042	-1,156	0,173
1.75 - 2.00	9	15	0,104	0,896	0,110	-0,816	0,293
2.00 - 2.25	14	29	0,201	0,798	0,224	-0,472	0,436
2.25 - 2.50	20	49	0,340	0,659	0,415	-0,075	0,614
2.50 - 2.75	12	61	0,423	0,576	0,550	0,152	0,718
2.75 - 3.00	13	74	0,513	0,486	0,721	0,407	0,834
3.00 - 3.25	10	84	0,583	0,416	0,875	0,618	0,929
3.25 - 3.50	12	96	0,666	0,333	1,098	0,903	1,054
3.50 - 3.75	13	109	0,756	0,243	1,414	1,278	1,212
3.75 - 4.00	10	119	0,826	0,173	1,750	1,657	1,365
4.00 - 4.25	9	128	0,888	0,111	2,143	2,139	1,549
4.25 - 4.50	7	135	0,937	0,062	2,674	2,740	1,762
4.50 - 4.75	6	141	0,979	0,020	3,590	3,861	2,121
4.75 - 5.00	2	143	0,993	0,006	4,283	4,966	2,437
5.00 - 5.25	1	144	1,000	0,000	4,976	-	-
TOTAL de Obs.= 144							

3.3 Utilizações das Distribuições para o Cálculo da Onda de Projeto

Tradicionalmente, obras de engenharia costeira são projetadas para suportar a ação de um E.E. com período de retorno igual ao tempo de vida útil da obra, geralmente definido entre 50 e 100 anos. A confiabilidade estatística do resultado somente é assegurada até um intervalo de tempo na ordem do triplo do tempo da amostragem. Como o período de dados analisados é de 30 anos, definiu-se um período de retorno igual a 100 anos. A definição da altura da onda centenária foi realizada considerando duas distribuições: *Gumbel e Weibull*.

3.3.1 GUMBEL

Com os dados da Tab. 2, foi possível calcular através da Eq. 5, a variável reduzida G , para cada faixa de altura significativa. Ao plotar os dados de H_s versus G , chega-se à equação da reta ajustada dos dados. Nota-se na Fig. 1 que $A = 1,6243$ e $B = -4,0865$. Consequentemente, através das Eq. 7, obtém-se $\beta = 0,615$ e $\gamma = 2,515$.

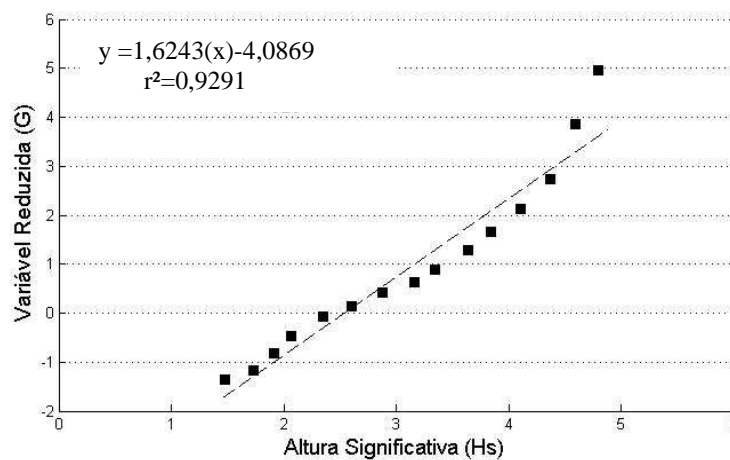


Figura 1. Distribuição de Gumbel.

Observa-se no eixo vertical da Fig. 1 a presença da variável reduzida G e não da probabilidade de excedência Q_s . Para realizar a extrapolação é necessário que os dados se apresentem em forma de probabilidade de excedência. Para realizar esta conversão, utilizou-se a Eq. 17, com o valor médio anual de N_s igual à 4,8. Os resultados adquiridos estão apresentados na Tab. 3.

$$G = -\ln\left(\ln\frac{N_s}{N_s - Q_s}\right) \quad (17)$$

Tabela 3. Correspondência dos valores de probabilidade de excedência por ano e a variável reduzida G .

Q_s	G
1 ano	1,45
10 anos	3,86
30 anos	5,07
50 anos	5,47
100 anos	6,17

Com o objetivo de melhorar a visualização, D'Agremond & Van Rood (2004) propõe o gráfico da Fig. 2. No eixo y são apresentadas as médias por faixa de alturas significativas e no eixo x são apresentados os valores para cada Q_s (em verde), especificado na Tab. 3. A partir da equação da reta, proposta na Fig. 1, e da Eq. 9 determinam-se as alturas significativas para diferentes períodos de retorno, as quais são apresentadas na Tab. 4.

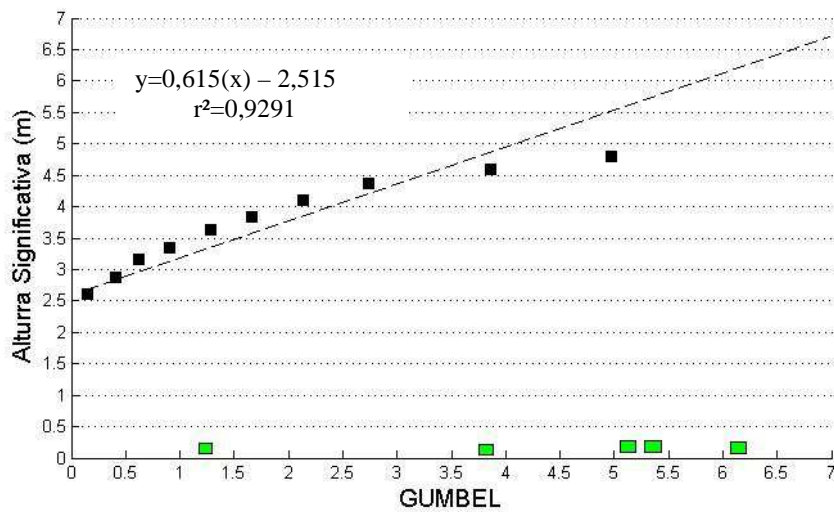


Figura 2. Gráfico correspondente ao ajuste dos dados à distribuição de Gumbel. Os marcros (quadrados em verde) no eixo horizontal correspondem aos valores de G para cada Q_s especificado na Tab 3.

Tabela 4: Resultado da distribuição de Gumbel aplicada aos 144 casos E.E. propagados. As alturas de ondas estimadas estão em metros.

<i>Período de Retorno</i>	<i>1 ano</i>	<i>10 anos</i>	<i>30 anos</i>	<i>50 anos</i>	<i>100anos</i>
<i>H_s Estimada(m)</i>	3,41	4,90	5,65	5,90	6,33

3.3.2 WEIBULL

Para a aplicação da distribuição de Weibull foi necessário determinar a variável reduzida W , através da Eq. 11, correspondente a cada faixa de altura significativa pré-estabelecida (Tab. 1). Para esta distribuição três parâmetros (α, β, γ) devem ser obtidos. Utilizando a regressão linear, a partir das Eq. 14, encontram-se os valores de $\beta = 1,5163$ e de $\gamma = 1,5467$. Já para o coeficiente α , optou-se pelo valor que melhor se ajustou aos dados, ou seja, o que apresentou o melhor valor para o coeficiente de correlação (r^2). Deste modo, o ajuste encontrado para α foi igual à 1,80 (Fig. 3).

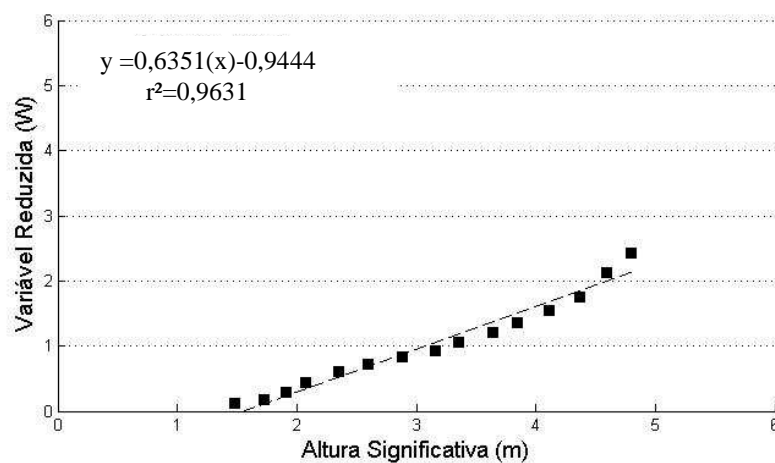


Figura 3. Distribuição de Weibull.

Assim como na distribuição de Gumbel, na distribuição de Weibull também foi necessário transformar a excedência (Q) em probabilidade por ano (Q_s). Assumindo a seguinte relação (Eq. 18) e considerando um valor de N_s igual à 4,8 em média, obteve-se a variável reduzida W , a qual é apresentada na Tab. 5 para seus respectivos valores de Q_s .

$$w = -\ln\left(\frac{Q_s}{N_s}\right)^{1/\alpha} \quad (18)$$

Tabela 5. Correspondência dos valores de probabilidade de excedência por ano e a variável reduzida W .

Q_s	W
1 ano	1,28
10 anos	2,12
30 anos	2,46
50 anos	2,57
100 anos	2,74

Ao plotar no eixo x as médias das faixas de altura significativa e no eixo y a variável reduzida (W), com sua devida correspondência em probabilidade de excedência (Tab.5), consegue-se, através da Fig. 4, determinar a altura da onda centenária. A partir da equação da reta, proposta na Fig. 3, e da Eq. 16 foram determinadas as alturas significativas para diferentes períodos de retorno, conforme apresentado na Tab 6.

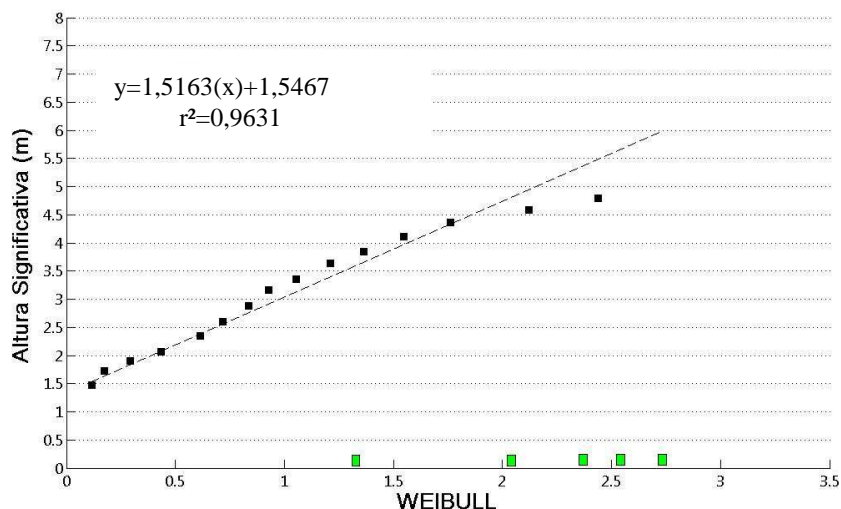


Figura 4. Gráfico correspondente ao ajuste dos dados à distribuição de Weibull, os marcros (quadrados em verde) no eixo horizontal corresponde aos valores de W para cada Q_s especificado na Tab.5.

Tabela 6. Resultado da distribuição de Weibull aplicada aos 144 casos EE propagados. As alturas de ondas estimadas estão em metros.

<i>Período de Retorno</i>	<i>1 ano</i>	<i>10 anos</i>	<i>30 anos</i>	<i>50 anos</i>	<i>100anos</i>
<i>H_s Estimada(m)</i>	3,50	4,82	5,36	5,53	5,81

Ao comparar os resultados obtidos pelos dois métodos, constata-se que através do método de Gumbel os valores estimados de altura significativa de onda foram superiores em relação ao método de Weibull (Tab. 6). A diferença média calculada entre os métodos para os períodos de retorno é de 0,5 metro. No entanto, considerando o valor de r^2 adquirido pelas equações das retas para ambas as distribuições (Gumbel e Weibull) utilizadas neste trabalho, observa-se que o melhor ajuste adquirido corresponde à distribuição de Weibull.

Coli (2000), utilizando quatro anos de dados de onda para o cálculo das ondas máximas através das estatísticas de longo prazo, concluiu em seu estudo que a distribuição de Gumbel fornecia o melhor ajuste aos dados. Para os períodos de retorno de 10, 30 e 50 anos, as alturas significativas encontradas pelo autor foram respectivamente de 8, 8,71 e 9,1 metros. Nesta ocasião o autor utilizou todo o banco de dados (quatro anos) para o ajuste da distribuição. Nota-se uma discrepância considerável entre os resultados obtidos neste trabalho e o realizado pelo autor *op. cit.*

Machado (2000) estimou as alturas significativas de ondas (H_s) para determinados tempo de recorrência (1, 10, 20, 30, 50 e 100 anos) na região do Porto de Rio Grande. A metodologia utilizada no estudo consistiu no ajuste dos dados coletados por Strauch (1998) a uma distribuição estatística de longo prazo, e posterior extrapolação para períodos de retorno adequados. Foram realizados testes de aderência nos dados afim de verificar qual distribuição melhor se ajustava aos dados, sendo que as distribuições de Gumbel e Log-Normal apresentaram nível de confiabilidade aceitável. Os resultados ajustados à distribuição de Gumbel para períodos de retorno de 1, 10, 20, 30, 50 e 100 anos foram de 4,34, 5,23, 5,50, 5,65, 5,85 e 6,11 metros, respectivamente. Para uma distribuição Log-Normal os períodos de retorno ajustados foram de 4,49, 5,56, 5,90, 6,10, 6,37 e 6,72 metros, respectivamente.

Sprovieri (2010), através de uma série temporal de 13 anos e 8 meses de dados de ondas advindas do modelo WW3 e propagados até a profundidade de 15 metros com a metodologia do hipercubo, salientou em seu trabalho a distribuição de Gumbel como a de melhor ajuste aos dados. Para os períodos de retorno de 10, 25, 50, 100 e 200 anos obteve, respectivamente, as seguintes alturas significativas: 2,85, 3,15, 3,35, 3,45 e 3,60 metros.

A complexidade deste tipo de análise é visivelmente notada na Tab 7, portanto, torna-se importante definir uma metodologia confiável. Autores como Kamphuis (2010) e D'Angremond & Van Roode (2004) otimizam a estatística (regressão linear) realizada neste trabalho, julgando-a como universalmente compreendida e aceitável para o cálculo da onda de projeto, dando assim, credibilidade para tal.

Tabela 7. Comparação entre os resultados encontrados para a região por diversos autores e diferentes metodologias.

Autores	1 ano	10 anos	20 anos	25anos	30 anos	50 anos	100anos
Colli (2000)-Gumbel	6,6	8,0	8,5	-	8,7	9,1	9,5
Machado(2000) - Gumbel	4,3	5,2	5,5	-	5,6	5,8	6,1
Sprovieri (2010)	-	2,8	-	3,1	-	3,3	3,4
Aguiar (2014) – Weibull*	3,50	4,82	-	-	5,36	5,53	5,81
Aguiar (2014) - Gumbel*	3,41	4,90	-	-	5,65	5,90	6,33

*Resultados do atual trabalho.

4. CONCLUSÃO

Visando fornecer subsídios para futuros projetos de engenharia costeira para a região de Rio Grande, a partir dos 144 casos extremos propagados, constatou-se a ocorrência de 4,8 eventos extremos por ano em média. Através da regressão linear dos dados e de acordo com as distribuições estatísticas utilizadas, na distribuição de Gumbel foram determinadas as alturas significativas de 3,41, 4,90, 5,65, 5,90 e 6,33 metros respectivamente para os períodos de retorno de 1, 10, 30, 50 e 100 anos. Já na distribuição de Weibull foram determinadas as alturas significativas de 3,50, 4,82, 5,36, 5,53 e 5,81 metros respectivamente para os mesmos períodos de retorno citados anteriormente.

Na metodologia utilizada para o cálculo da onda de projeto considera-se a regressão linear e consequentemente o valor do r^2 para estabelecer o melhor ajuste. A distribuição de Weibull, apesar de apresentar menores valores de altura significativa de onda, apresentou o melhor ajuste em comparação com a distribuição de Gumbel. Este trabalho salienta ainda a importância da definição de uma metodologia para estudos que visam estimar Ondas de Projeto.

5. REFERÊNCIAS

- Aguiar, D.F, Melo F^o, E., Romeu, M.A.R, Fontoura, J.A.S, Mendes, W.G. Avaliação de Desempenho do Modelo NWW3 / NOAA para a região de Rio Grande, RS. X simpósio sobre ondas, Marés, Engenharia Oceânica e Oceanografia por Satélite. Outubro 2013. Arraial do Cabo, Brasil.
- Castilho, E., Hadi, A.S., Balakrishnan, N., Sarabia, J.M. Extreme value and related models with applications in Engineering and Science. Editora: Wiley- Interscience. 367p. 2004.
- Coli, A. B. *Estudo do clima de ondas em Rio Grande, RS*. Tese de Mestrado, Fundação Universidade do Rio Grande - FURG. 76 pp. 2000.
- D' Angremond. K. & Van Roode, F.C. Breakwaters and Closure Dams. Editora: Spon Press. 2004
- Ferreira, J. A., Guedes Soares, C., An Application of Peaks Over Threshold Method to Predict Extremes of Significant Wave Height. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, v. 120, pp. 165-176. 1998.
- Goda, Y. Random Seas and Design of Maritime Structures, Advanced Series in Ocean Engineering Vol. 15, World Scientific, 2000.
- Kamphuis, J. W. Introduction to Coastal Engineering and Management. 2nd Edição. Editora: World Scientific. 2010.
- Machado, D. M., Previsão de Eventos Extremos de Ondas para a Praia do Cassino, Rio Grande/RS. Dissertação de Mestrado. 2000.
- Sprovieri, F.C, Fontoura, J.S., Calliari, L.J., Barletta, R.do C. Experimentação numérica do potencial hidrodinâmico e do transporte de sedimentos na praia do Cassino e molhe oeste da barra do Rio Grande (RS) Utilizando os métodos do hipercubo, fluxo de energia e o modelo SMC. Tese de mestrado, Engenharia Oceânica, FURG, 2011.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

CONSTRUCTAL DESIGN DE UM DISPOSITIVO DE GALGAMENTO ONSHORE EM ESCALA REAL PARA DUAS DIFERENTES PROFUNDIDADES

M. M. Goulart¹, J. C. Martins², I. C. Acunha Jr³, M. das N. Gomes⁴, J. A. Souza^{1,2}, L. A. O. Rocha⁴, L. A. Isoldi^{1,2}, E. D. dos Santos^{1,2}

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: moraesgoulart@yahoo.com.br

² Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: jaifercm@gmail.com
e-mail: jasouza@furg.br
e-mail: liercioisoldi@furg.br
e-mail: elizaldosantos@furg.br

³ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul
90050-170, Rio Grande, RS, Brasil.
e-mail: ivoni.acunha@riogrande.ifrs.edu.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Departamento de Engenharia Mecânica,
CEP 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil.
e-mail: mateusufpel.gomes@gmail.com
e-mail: laorochoa@gmail.com

RESUMO

O estudo a respeito das tecnologias e princípios de funcionamento de dispositivos de conversão de energia das ondas em energia elétrica (WEC) tem crescido sensivelmente. Entre os WECs estudados está o dispositivo de galgamento. O seu princípio físico de funcionamento consiste em uma rampa que guia a água das ondas incidentes para um reservatório localizado acima do nível médio do mar. A água acumulada no reservatório escoava através de uma turbina de baixa queda gerando energia elétrica. No presente trabalho é realizado um estudo numérico relacionado ao efeito da geometria da rampa sobre o desempenho de um dispositivo de galgamento onshore em escala real, empregando Constructal Design. O principal propósito aqui é avaliar a razão entre altura e comprimento da rampa (H_1/L_1) que maximiza a quantidade de água que entra no reservatório do dispositivo para distâncias entre o fundo do dispositivo e o fundo do tanque de $S = 5.0$ m e $S = 6.0$ m. Nas presentes simulações, as equações de conservação de massa, quantidade de movimento e uma equação para o transporte da fração volumétrica são resolvidas com o método dos volumes finitos (MVF). Para abordar a mistura água e ar, o modelo multifásico Volume of Fluid (VOF) é empregado. Os resultados mostraram que as melhores geometrias são obtidas para as menores razões de H_1/L_1 para as profundidades analisadas, contrariamente ao que foi observado em estudos preliminares da literatura para um dispositivo no meio do canal em escala de laboratório que simulava um dispositivo de galgamento do tipo offshore. Neste estudo, conforme esperado, a diminuição de S conduziu a um aumento da massa de água máxima que entra no reservatório (m_m) e da razão H_1/L_1 ótima, $(H_1/L_1)_o$.

1. INTRODUÇÃO

É possível verificar na literatura que poucos trabalhos têm investigado o princípio de funcionamento do dispositivo de galgamento (Kofoed et al., 2006; Falcão, 2010; Zabihiyan e Fung, 2011). Dentre os trabalhos realizados, há uma maior concentração no desenvolvimento de estudos experimentais para avaliação de parâmetros construtivos do dispositivo (Kofoed et al., 2006; Margheritini et al., 2009). Além destes, também podem ser citados trabalhos no âmbito numérico para obter uma melhor compreensão da fenomenologia do escoamento e também para avaliar parâmetros geométricos (Beels et al., 2010; Rocha et al., 2013). O princípio de funcionamento deste dispositivo baseia-se na acumulação de água em um reservatório sobrelevado em relação ao nível médio da superfície livre do mar. A água acumulada é devolvida ao mar através de turbinas hidráulicas de baixa queda que acionam geradores elétricos de fabricação comum. A acumulação da água no reservatório sobrelevado é produzida através do galgamento da onda sobre uma rampa inclinada (Fig. 1).

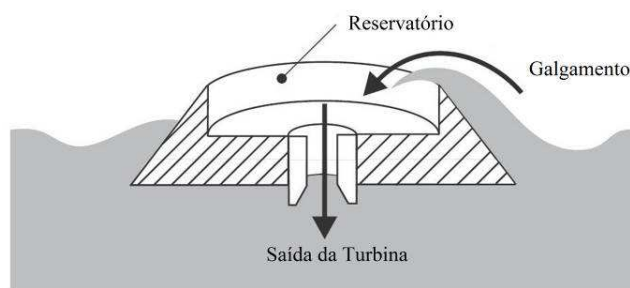


Figura 1. Ilustração do princípio de funcionamento do dispositivo de galgamento.

Alguns dos principais estudos encontrados na literatura são apresentados a seguir:

Kofoed et al. (2006) realizaram no período 1998-2001 extensos testes em um tanque de ondas em um protótipo em escala reduzida de 1:50. Posteriormente, um novo protótipo em escala reduzida de 1:(4.5) do dispositivo *Wave Dragon* foi testado durante quase mais 3 anos. Nesse estudo foi realizado um monitoramento da potência, clima de ondas, as forças nos sistemas de fixação, tensões na estrutura e movimentos do protótipo, resultando em um plano de estudos com a finalidade de determinar a concepção para a estrutura e o planejamento para implantação de uma unidade de produção de energia de 4 MW.

Margheritini et al. (2009) analisaram um dispositivo denominado *Sea Slot-cone Generator (SSG)*, que consiste em um dispositivo com múltiplas rampas. A planta piloto é um módulo *onshore* em escala real com três níveis de altura para o reservatório. Os resultados dos testes de laboratório foram usados para projetar uma planta piloto e definir suas características construtivas.

No âmbito numérico, Liu et al. (2008) apresenta um estudo numérico sobre um dispositivo de galgamento em um domínio bidimensional em escala de laboratório. Foi empregada a metodologia VOF (*Volume of Fluid*) para a modelagem do escoamento entre ar e água. As equações de conservação foram resolvidas com o método de volumes finitos, mais precisamente com o software FLUENT. Várias condições das ondas incidentes e rampas com razões de altura por comprimento de 1:1, 1:2 e 2:3 foram investigadas. Contudo, a variação geométrica não foi definida impondo-se uma restrição de área constante para a rampa, i.e., sem *Constructal Design*.

Posteriormente, (Iahnke, 2010) avaliou a inclinação da rampa de um dispositivo de galgamento em um escoamento bidimensional considerando um clima de ondas semelhante ao encontrado no sul do Brasil (cidade de Rio Grande, colocada em aproximadamente 32°S e 52°W). Nesse trabalho, observou-se que a melhor geometria foi obtida para um ângulo de 30°. Vale destacar que a área da rampa variava para cada caso, ou seja, não foi empregado o *Constructal Design* para avaliação das geometrias estudadas.

Outro importante estudo foi realizado em (Beels et al., 2010), onde os autores empregaram um modelo numérico denominado *mild-slope* para resolver o escoamento de forma transiente sobre um único dispositivo do tipo *Wave Dragon* e com arranjos de dispositivos. Para a avaliação do arranjo foram testadas distâncias entre os equipamentos de D , $2D$ e $3D$, sendo $D = 260$ m a dimensão da distância entre as duas pontas do refletor do *Wave Dragon*. Como resultado, os autores concluíram que uma fazenda de cinco conversores *Wave Dragon* instalados com um arranjo desalinhado, torna-se mais eficiente para o aproveitamento do espaço, sem provocar interferências significativas no rendimento do conversor.

Recentemente, em Dos Santos et al. (2014) foi realizado um estudo numérico para determinar a influência da geometria sobre o desempenho de um dispositivo de galgamento *offshore* em escala de laboratório para três diferentes profundidades relativas: $h/\lambda = 0.3, 0.5$ e 0.62 empregando o *Constructal Design*. No estudo apresentado, as equações de conservação de massa, quantidade de movimento e a equação para o transporte de fração volumétrica

foram resolvidas com o método dos volumes finitos (MVF). Para a solução da interface água-ar é utilizado o modelo multifásico *Volume of Fluid* (VOF). Os resultados mostraram que a forma ótima da razão entre altura e comprimento da rampa, $(H_1/L_1)_o$, apresentou uma forte dependência da profundidade relativa, indicando a não existência de uma geometria universal que conduzia ao melhor desempenho de um dispositivo de galgamento para diversas condições de onda.

No presente trabalho pretende-se realizar um estudo numérico da forma geométrica da rampa de um dispositivo de galgamento *onshore* em escala real que conduz ao melhor desempenho fluidodinâmico através do método *Constructal Design* (Bejan, 2000, 2008). Mais especificamente, pretende-se avaliar a influência da razão entre altura e comprimento da rampa (H_1/L_1) sobre a quantidade de massa que entra no tanque para duas diferentes submersões (S). Para todos os casos a área da rampa será mantida constante ($A = 80.0 \text{ m}^2$). Além disso, pretende-se avaliar o efeito da razão H_1/L_1 sobre as vazões mássicas de água que entram no reservatório, bem como, o efeito da submersão (S) sobre a geometria ótima do dispositivo.

2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA E MODELAGEM MATEMÁTICA

Para a solução numérica das equações de conservação de massa e quantidade de movimento foi empregado o método dos volumes finitos (Patankar, 1980; Versteeg et al., 2007), mais precisamente o código comercial FLUENT (2007). No que tange a geração da onda, a mesma foi realizada através da imposição de um campo de velocidades conhecido e caracterizado pela teoria linear de ondas. Esta metodologia foi empregada anteriormente no trabalho de Dos Santos et al. (2014). Para a abordagem adequada da interação entre ar, água e dispositivo foi empregado o modelo multifásico *Volume of Fluid* (VOF) (Liu et al., 2008; LV et al., 2011).

2.1. Constructal Design Aplicado ao Dispositivo de Galgamento

O problema físico analisado consiste de um dispositivo de galgamento bidimensional colocado em um tanque de ondas, conforme representado na Fig. 2. A terceira dimensão Y é perpendicular ao plano da figura. O movimento da onda é gerado pela imposição de um campo de velocidades na superfície esquerda do tanque. O objetivo da análise é a determinação da geometria ideal (H_1/L_1) que conduz à maior quantidade de massa de água que entra no reservatório. O grau de liberdade H_1/L_1 é otimizado para um escoamento com uma profundidade $h = 10.0 \text{ m}$ para uma onda com comprimento de onda de $\lambda = 65.4 \text{ m}$ (profundidade relativa de $h/\lambda = 0.15$) e período $T = 7.5 \text{ s}$. Neste estudo será mantida fixa a relação entre as áreas da rampa e do tanque de ondas ($\phi = A_r/A_T = 0.012$). Também foram mantidos fixos outros parâmetros $H_T/L_T = 0.0612$ (relação entre altura do tanque, $H_T = 20.0\text{m}$, e comprimento do mesmo, $L_T = 327.0 \text{ m}$) e $H/h = 0.1$ (relação entre a altura da onda, $H = 1.0 \text{ m}$, e profundidade da lâmina de água, $h = 10.0 \text{ m}$). Além disso, será considerado um reservatório com um comprimento de $L_R = 20.0 \text{ m}$ e para as seguintes distâncias entre o dispositivo e o fundo do tanque: $S = 5.0 \text{ m}$ e $S = 6.0 \text{ m}$. Para esses valores de S foram simulados várias razões de H_1/L_1 .

No âmbito do *Constructal Design*, a otimização do problema estudado está sujeita a duas restrições, ou seja, a área total de restrição de tanque a onda

$$A_T = H_T L_T \quad (1)$$

e a área de restrição a rampa

$$A_r = \frac{H_1 L_1}{2} \quad (2)$$

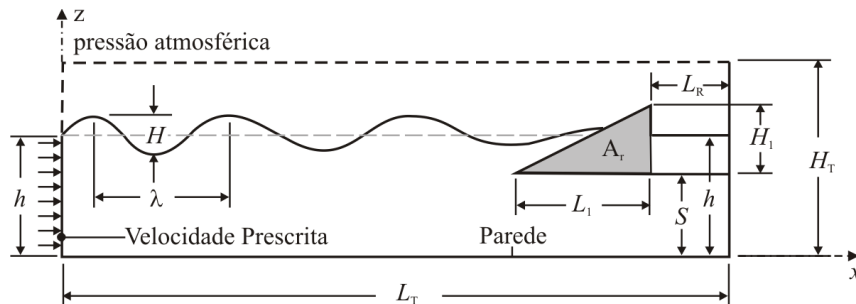


Figura 2. Domínio computacional de um dispositivo de galgamento em escala real com dois graus de liberdades.

A Equação (2) pode ser reescrita como a fração de volume (área) do dispositivo

$$\phi = \frac{A_r}{A_T} \quad (3)$$

Também está sendo considerado como uma restrição do problema que $(S + H_1) > (h + H/2)$ de forma que a crista da onda não seja superior a máxima altura do dispositivo.

Com relação ao processo de otimização, o mesmo é dividido em dois passos conforme ilustra na Fig. 3. No primeiro passo, a geometria é otimizada pela variação da razão H_1/L_1 e mantendo-se fixos os parâmetros remanescentes, neste caso a submersão S ($S = 5.0$ m). O valor máximo encontrado para a massa de água que entra no reservatório será denominada a massa de água uma vez maximizada, m_m , e a correspondente razão H_1/L_1 será denominada a razão uma vez otimizada, $(H_1/L_1)_o$. Em um segundo momento, o mesmo processo é repetido para o segundo valor da submersão S ($S = 6.0$ m a razão H_1/L_1 é novamente variada). Comparando-se os valores obtidos para cada S analisado, determina-se a massa de água máxima que neste caso é duas vezes maximizada, m_{mm} , e a razão H_1/L_1 é duas vezes otimizada, $(H_1/L_1)_{oo}$. Para este estudo específico foi realizado um total de 27 simulações distribuídas da seguinte forma para cada submersão: $S = 5.0$ m (14 casos) e $S = 6.0$ m (13 casos).

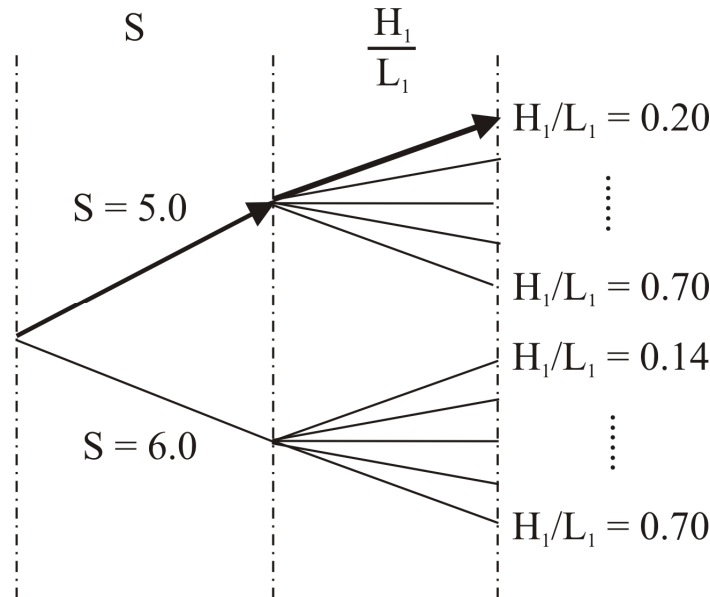


Figura 3. Ilustração do processo de otimização aplicado ao dispositivo de galgamento com dois graus de liberdade.

2.2. O modelo Multifásico *Volume of Fluid* (VOF)

A equação de conservação da massa para a mistura ar e água em um escoamento isotérmico, laminar e incompressível é dada por (Dos Santos et al., 2014):

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = 0 \quad (4)$$

onde ρ é a massa específica da mistura (kg/m^3) e é \vec{v} o vetor de velocidade do escoamento (m/s).

A equação de conservação da quantidade de movimento para a mistura é dada por:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} (\rho \vec{v}) + \nabla \cdot (\rho \vec{v} \vec{v}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\vec{\tau}) + \rho \vec{g} + \vec{F} \quad (5)$$

onde p é a pressão (N/m^2), $\vec{\rho v}$ e \vec{F} são as forças de campo e forças externas ao corpo (N/m^3), respectivamente. Neste trabalho, a única força de campo que atua sobre o escoamento é a força de empuxo, consequentemente o vetor

de forças externas será desconsiderado. O termo $\bar{\tau}$ é o tensor taxa de deformação (N/m²), que para um fluido Newtoniano, é dado por:

$$\bar{\tau} = \mu \left[(\nabla \cdot \vec{v} + \nabla \cdot \vec{v}^T) \right] \quad (6)$$

onde μ é a viscosidade dinâmica (kg/(ms)). Para lidar com o escoamento da mistura de ar e água e avaliar a sua interação com o dispositivo, é empregado o método *Volume of fluid* (VOF). O VOF é um modelo multifásico usado para escoamentos de fluido com duas ou mais fases. Neste modelo, as fases são imiscíveis, ou seja, o volume de uma fase não pode ser ocupado por outra fase (LV et al., 2011).

Nas simulações deste estudo, são consideradas duas diferentes fases: ar e água. Portanto, o conceito de fração de volume (α_q) é usado para representar as duas fases dentro de um volume de controle. Neste modelo, a soma das frações de volume, dentro de um volume de controle, devem ser unitária ($0 \leq \alpha_q \leq 1$). Conseqüentemente, se $\alpha_{\text{água}} = 0$, o volume de controle está vazio de água e cheio de ar ($\alpha_{\text{ar}} = 1$). Se o fluido tem uma mistura de ar e água, uma fase é o complemento da outra, ou seja, $\alpha_{\text{ar}} = 1 - \alpha_{\text{água}}$. Assim, uma equação de transporte adicional para uma das frações de volume é necessária (LV et al., 2011; Dos Santos et al., 2014):

$$\frac{\partial(\rho\alpha_{\text{água}})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho\alpha_{\text{água}}\vec{v}) = 0 \quad (7)$$

Vale ressaltar que as equações de conservação de massa e quantidade de movimento são resolvidas para a mistura. Portanto, é necessário obter os valores de massa específica e viscosidade para a mistura, que podem ser escritas por:

$$\rho = \alpha_{\text{água}} \rho_{\text{água}} + \alpha_{\text{ar}} \rho_{\text{ar}} \quad (8)$$

$$\mu = \alpha_{\text{água}} \mu_{\text{água}} + \alpha_{\text{ar}} \mu_{\text{ar}} \quad (9)$$

Com relação à geração de onda, um perfil de velocidades é imposto na entrada do canal (superfície lateral esquerda da Fig. 2) e simula o comportamento de um gerador de onda (Horko, 2007). As componentes de velocidade nas direções de propagação de onda (x) e vertical (z) para o canal de entrada são baseados na teoria linear de Airy e dadas respectivamente por (Chakrabarti, 2005):

$$u(x, z) = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh(kh)} \cos(kx - \sigma t) \quad (10)$$

$$w(x, z) = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh(kh)} \cos(kx - \sigma t) \quad (11)$$

onde H é a altura de onda (m), k é o número de onda dado por $k = 2\pi/\lambda$ (m⁻¹), h é a profundidade da água (m), T é o período da onda (s), $\sigma = 2\pi/T$ é a frequência (rad/s) e t é o tempo (s).

Para as outras condições de contorno, a região superior da superfície lateral esquerda, bem como, a superfície superior impõe-se uma pressão atmosférica $P_{\text{abs}} = 101.3$ kPa (superfícies tracejadas na Fig. 2.). Nas superfícies inferior, lateral direita, bem como, na superfície do dispositivo de galgamento é imposta uma condição de não-deslizamento e impermeabilidade ($u = w = 0$ m/s).

Com relação as condições iniciais, foi considerado que o fluido está em repouso e que a lâmina de água possui uma superfície livre com altura $h = 10.0$ m.

3. PROCEDIMENTOS NUMÉRICOS

O solver empregado é baseado na pressão e todas as simulações foram realizadas com esquema de advecção *Upwind* de primeira ordem e *PRESTO (Pressure Staggering Option)* para as discretizações espaciais do termo advectivo da equação da conservação da quantidade de movimento e pressão, respectivamente. O acoplamento pressão-velocidade foi realizado pelo método *PISO* (Versteeg et al., 2007). Para a determinação da superfície ocupada pela água foi empregado o método *Geo-reconstruction*. Além disso, fatores de sub-relaxação de 0.3 e 0.7

foram impostos para as equações de conservação de massa e quantidade de movimento, respectivamente. As soluções obtidas aqui foram consideradas convergidas quando os resíduos para as equações de conservação de massa e quantidade de movimento nas direções x e z foram inferiores a 10^{-6} .

Todas as simulações foram realizadas usando um computador com dois processadores de Intel dual-core com clock de 2.67 GHz e 8 GB de memória ram. Emprega-se uma Biblioteca de Passagem de Mensagem (MPI – do inglês: *Message Passing Interface*) para paralelização. O tempo de processamento de cada simulação foi de aproximadamente 1.44×10^5 s (40 h).

Primeiramente, foi realizada uma discretização do domínio em volumes finitos retangulares e com um maior refinamento da malha nas regiões dos maiores gradientes de velocidades e na superfície livre da onda. Em Gomes et al. (2012) é apresentada uma recomendação para o número de elementos empregados ao longo do domínio que foi adotada neste estudo, sendo gerados aproximadamente 120000 volumes finitos retangulares. A Figura 4 ilustra a malha empregada no presente trabalho e também as condições de contorno empregadas no domínio.

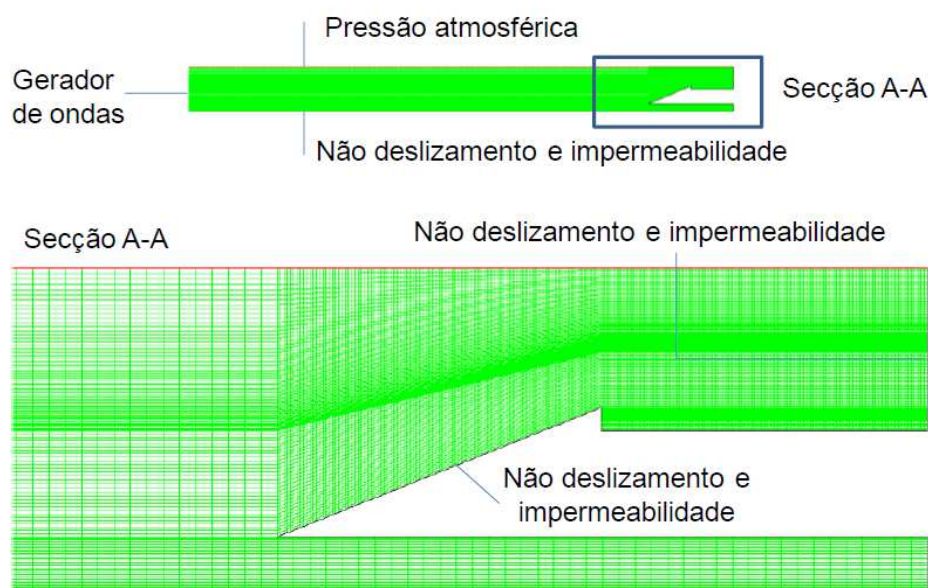


Figura 4. Discretização espacial aplicada ao dispositivo de galgamento onshore em escala real.

Após a definição da discretização espacial empregada, foi realizado um estudo de independência do passo de tempo para o problema transiente abordado e sua influência na altura da superfície livre da onda, Fig. 5(a), a solução independente foi verificada com resultados analíticos de Chakrabarti (2005). No primeiro estudo a altura da superfície livre da onda foi obtida para 4 diferentes passos de tempo: $\Delta t = 5.0 \times 10^{-3}$ s, $\Delta t = 1.0 \times 10^{-2}$ s, $\Delta t = 2.0 \times 10^{-2}$ s e $\Delta t = 4.0 \times 10^{-2}$ s. Em todas as simulações o tempo final foi de $t_f = 100.0$ s. A Figura 5(a) mostra uma boa concordância entre os resultados para os diversos passos de tempo estudados, com exceção do caso com $\Delta t = 4.0 \times 10^{-2}$ s onde é possível observar que houve uma defasagem com relação ao tempo e também um amortecimento na magnitude da onda. Consequentemente, foi adotado nas simulações posteriores de avaliação geométrica o passo de tempo de $\Delta t = 2.0 \times 10^{-2}$ s. Para a verificação do modelo numérico empregado foi realizada uma comparação entre a altura da superfície livre da onda obtida numericamente e medida em um ponto específico do tanque ($x = 50.0$ m) e a solução analítica. A Figura 5(b) mostra que a estabilização da solução numérica ocorre em torno de $t = 15.0$ s. Assim apenas o intervalo entre $15.0 \text{ s} \leq t \leq 80.0 \text{ s}$ foi considerado para a verificação da onda gerada. Analisando a diferença entre os resultados analíticos e numéricos no intervalo onde a onda estava estabilizada, o desvio médio obtido foi aproximadamente 0.1 % comparando-se as alturas da superfície livre e aproximadamente 8.0 % comparando-se somente a variação de altura da superfície livre.

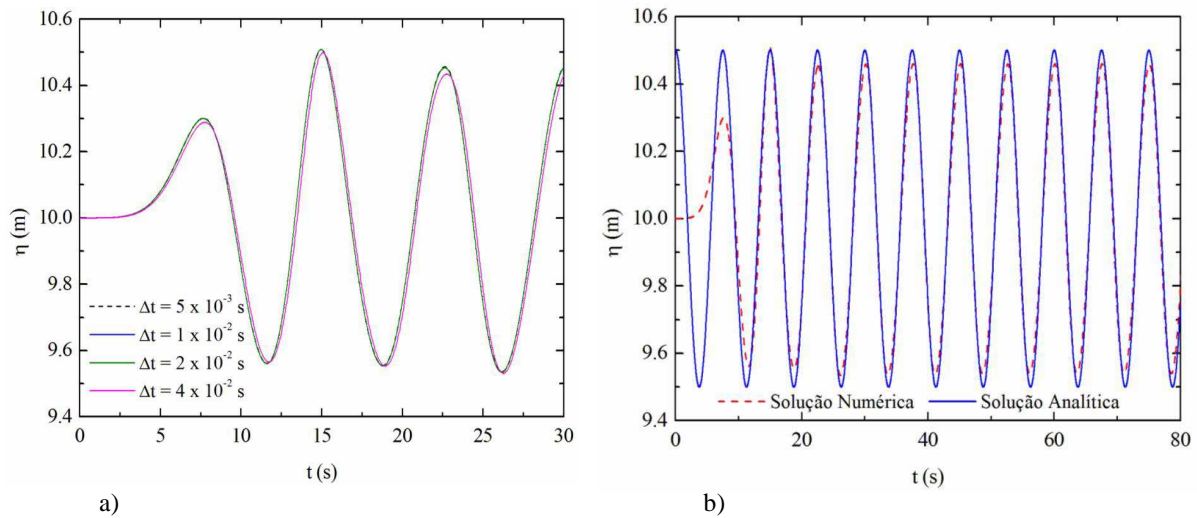


Figura 5. a) estudo de independência de passo de tempo, b) verificação da solução numérica com a solução analítica apresentada em (Chakrabarti, 2005).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A primeira análise foi avaliar o efeito da submersão (S) sobre o comportamento transiente da vazão mássica instantânea de água que entra no reservatório ao longo do tempo. Para se ter uma comparação mais adequada somente do efeito de S , a vazão mássica instantânea de água no dispositivo de galgamento (\dot{m}) em função do tempo para a mesma razão de H_1/L_1 ($H_1/L_1 = 0.22$) foi avaliada. A Figura 6(a) ilustra as vazões mássicas na faixa de tempo ($0.0 \text{ s} \leq t \leq 100.0 \text{ s}$) enquanto a Fig. 6(b) mostra um intervalo de tempo menor de forma a facilitar a visualização dos picos de galgamento e intervalo de ocorrência do fenômeno.

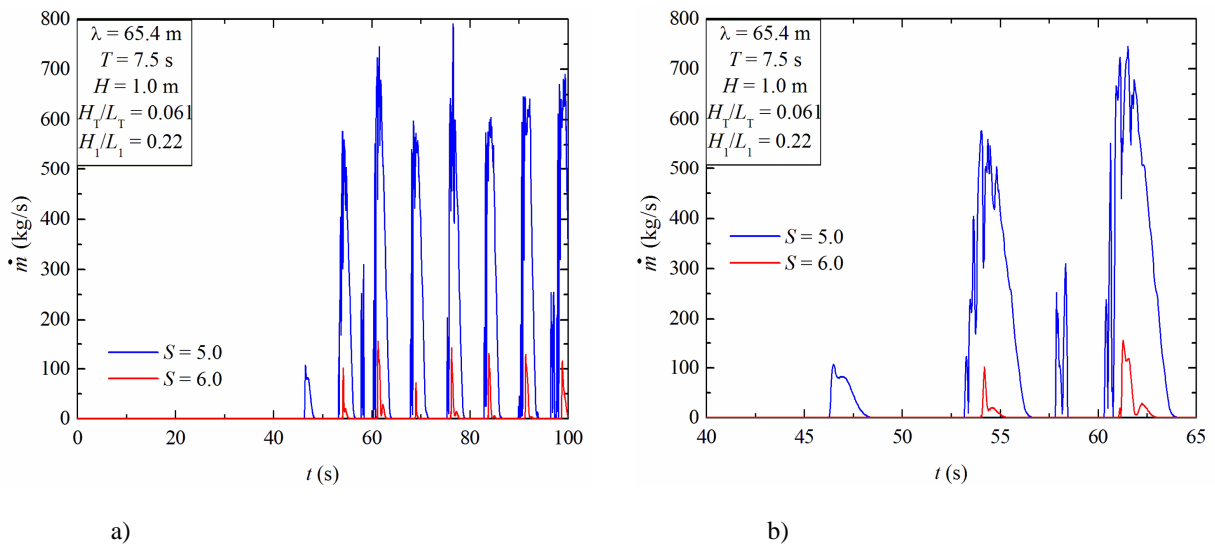


Figura 6. Vazão mássica instantânea de água no dispositivo de galgamento em função do tempo para razão de $H_1/L_1 = 0.22$ com dois valores de $S = 5.0 \text{ m}$ e 6.0 m : a) faixa de tempo $0.0 \text{ s} \leq t \leq 100.0 \text{ s}$, b) faixa de tempo $40.0 \text{ s} \leq t \leq 65.0 \text{ s}$.

Na Figura 6 é possível observar que o primeiro pico de vazão mássica começou a ocorrer em um instante de tempo de aproximadamente $t \sim 46.5 \text{ s}$ (galgamento inicial) para submersão de $S = 5.0 \text{ m}$. Para $S = 6.0 \text{ m}$ o galgamento ocorreu em um instante de tempo posterior ($t \sim 54.0 \text{ s}$), ou seja, para uma onda incidente posterior. Para

$S = 5.0$ m a maior magnitude foi observada em $t \sim 76.5$ s e seu valor foi $\dot{m} = 790.29$ kg/s, enquanto que para $S = 6.0$ m o maior galgamento ocorreram no instante de tempo de aproximadamente $t \sim 61.0$ s com magnitude de $\dot{m} = 154.69$ kg/s, i.e., aproximadamente 5 vezes maior para $S = 5.0$ m. Também é observado que para submersão de $S = 6.0$ m, onde ocorreu uma pequena quantidade de galgamento, houve apenas a ocorrência de um ou dois picos de vazão mássica para cada ocorrência de galgamento em um determinado período. Dessa forma, os resultados indicam a necessidade de acumular mais energia na onda para que a água entre no reservatório com o aumento de S . Na submersão de $S = 5.0$ m onde ocorreu maior galgamento pode ser notado que há a ocorrência de vários picos, que são influenciados pela reflexão da onda que incide sobre a rampa (reflexo da massa de água que não galgou a rampa e desce a mesma colidindo com a onda incidente e afetando a nova quantidade de água que entrará no reservatório). Além disso, pode ser notado um espalhamento das ocorrências de galgamento no tempo para a submersão de $S = 5.0$ m, ou seja, quando afunda-se o dispositivo são geradas novas frequências de ocorrência de galgamento ao passo que quando o dispositivo está menos afundado, em geral, ocorre uma única frequência de galgamento. Outra observação importante é que após a ocorrência do primeiro galgamento, todas as ondas que incidiram no dispositivo tiveram energia suficiente para realizar o galgamento. Isso pode ser comprovado pelos intervalos entre cada ocorrência do fenômeno. Os mesmos apresentam uma periodicidade próxima a do período da onda ($T = 7.5$ s) com uma defasagem muito pequena entre os picos de cada caso.

O processo de otimização, conforme já foi citado, consiste na simulação de diversas geometrias com diferentes razões de H_1/L_1 . A Figura 7(a) apresenta o efeito da razão H_1/L_1 sobre a quantidade total de massa que entra no reservatório ao longo do intervalo de tempo analisado ($0.0 \text{ s} \leq t \leq 100.0 \text{ s}$). Os resultados mostram que a geometria possui uma grande influência sobre a magnitude da vazão mássica. Vale destacar que entre todas as geometrias simuladas para $S = 6.0$ m, o caso ótimo foi obtido para $(H_1/L_1)_o = 0.14$ e para $S = 5.0$ m, o caso ótimo foi obtido para $(H_1/L_1)_o = 0.22$. Para estas razões de H_1/L_1 , as magnitudes da vazão mássica foram superiores em todo o intervalo de tempo observado em comparação com os outros casos estudados. Também é importante notar que para cada altura S do dispositivo se tem diferentes faixas de aplicação do dispositivo, ou seja, valores para a razão H_1/L_1 onde ocorre galgamento. Por exemplo, para $S = 5.0$ m o galgamento ocorre na faixa $0.22 \leq H_1/L_1 \leq 0.34$ enquanto que para $S = 6.0$ m a ocorrência se deu na faixa $0.14 \leq H_1/L_1 \leq 0.26$.

A máxima quantidade de massa de água que entra no reservatório ao longo do tempo foi obtida para a submersão uma vez otimizada de $S_o = 5.0$ m e para razão duas vezes otimizada de $(H_1/L_1)_{oo} = 0.22$. A quantidade de massa de água máxima para este caso foi de $m_{mm} = 8686.73$ kg. Para $S = 6.0$ m e para razão ótima de $(H_1/L_1)_o = 0.14$ a quantidade de massa de água uma vez maximizada é de $m_m = 7186.95$ kg. Vale destacar que outros valores de S serão estudados no futuro podendo ser obtida uma nova submersão ótima de S (S_o) e uma nova razão de H_1/L_1 duas vezes otimizada. Neste estudo, entre os casos comparados a geometria ótima para $S = 5.0$ m conduziu a um desempenho fluidodinâmico do dispositivo melhor do que a geometria ótima obtida para $S = 6.0$ m. Cabe destacar também que para cada valor de S estudado, as maiores magnitudes de massa de água são obtidas no extremo inferior das razões H_1/L_1 estudadas, sendo uma recomendação teórica para a geometria a ser construída nesse tipo de dispositivo de galgamento *onshore*. A Figura 7(a) também ilustra que o aumento da razão H_1/L_1 conduz a uma diminuição na quantidade de massa de água que entra no reservatório, até um limite inferior onde não ocorrerá o galgamento.

Os resultados de uma forma geral demonstram a importância da avaliação geométrica, bem como, a aplicabilidade do *Constructal Design* para este tipo de problema. Vale destacar aqui que o efeito de H_1/L_1 sobre a massa de água que entrou no reservatório para o estudo realizado foi diferente do que foi observado no estudo anterior de Dos Santos et al. (2014) para escoamentos de ondas em escala de laboratório sobre dispositivos *offshore*. Neste estudo foi observado que os limites inferior e superior conduziam aos piores desempenhos, ou seja, menor quantidade de massa de água acumulada no reservatório, conforme pode ser observado na Fig. 7(b). No presente trabalho o melhor desempenho foi obtida para as menores relações de H_1/L_1 . Também não foi observado no presente estudo a presença de pontos de máximo local para relações intermediárias de H_1/L_1 , como predito em (Dos Santos et al., 2014). Contudo, os resultados obtidos aqui foram concordantes com os apresentados nos estudos experimentais em escala de laboratório para um dispositivo *onshore* de Kofoed (2002), que também obtiveram melhores resultados para as menores relações entre a altura da rampa do dispositivo pelo seu comprimento. Futuros estudos são recomendados para avaliar se as diferenças estão relacionadas à simulação de escoamentos em diferentes escalas ou mesmo à posição do dispositivo no tanque (*onshore* ou *offshore*).

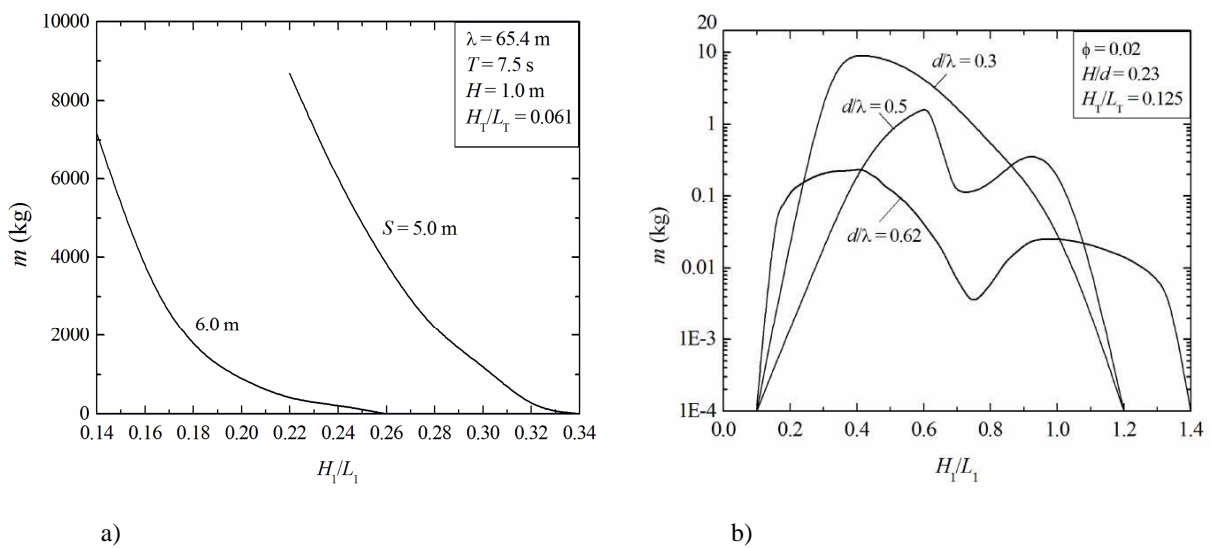


Figura 7. Efeito da razão H_1/L_1 sobre a massa de água que entra no reservatório: a) escala real *onshore* – presente trabalho, b) escala de laboratório – *offshore* (Dos Santos et al., 2014)

5. CONCLUSÃO

No presente trabalho foi realizado um estudo numérico para avaliar as geometrias que conduzem a um melhor desempenho fluidodinâmico de um dispositivo de galgamento *onshore* em escala real. Esta análise foi realizada através do método *Constructal Design* e considerou-se o dispositivo com duas distâncias fixas entre o fundo do tanque e a superfície inferior do reservatório ($S = 5.0$ m e $S = 6.0$ m). Foi avaliado um problema com dois graus de liberdade (razão entre altura e comprimento da rampa, H_1/L_1) e uma restrição geométrica (área ocupada pela rampa no tanque de ondas simulado). Para todos os casos as mesmas ondas foram empregadas ($H = 1.0$ m, $\lambda = 65.4$ m e $T = 7.5$ s). O principal objetivo foi maximizar a quantidade de água das ondas incidentes que entram no reservatório do dispositivo de galgamento. Para tal estudo foram resolvidos escoamentos transientes de uma mistura ar-água no regime laminar. A solução numérica das equações de conservação da massa e quantidade de movimento foi obtida através do Método de Volumes Finitos, com o software FLUENT. O método *Volume of Fluid* foi empregado para o tratamento da interação entre as fases ar e água, permitindo a geração de ondas regulares em um tanque de ondas e sua interação com o dispositivo.

Os resultados mostraram que a máxima quantidade de água que entrou no reservatório ao longo do tempo foi obtida para as menores razões de H_1/L_1 e os piores desempenhos foram alcançados para as maiores razões de H_1/L_1 para ambos valores de S estudados ($S = 5.0$ m e $S = 6.0$ m). Os resultados mostraram que a submersão do dispositivo possui uma grande influência sobre a vazão mássica instantânea de água que entra no reservatório, podendo para uma mesma geometria de rampa conduzir a uma diferença de galgamento de aproximadamente 5 vezes. Além disso, os resultados indicaram que a submersão S afeta a frequência de ocorrência de galgamento, causando um espalhamento para outras frequências diferentes a frequência da onda. Os resultados corroboraram a não existência de uma geometria ótima universal que conduz ao melhor desempenho desse tipo de dispositivo e demonstram a importância do método *Constructal* para avaliação geométrica e racionalização dos recursos energéticos. Os resultados também indicaram que a diferença no comportamento do efeito de H_1/L_1 sobre a massa de água que entrou no reservatório observados aqui e os obtidos em Dos Santos et al. (2014) não estão relacionados ao emprego de diferentes valores para S , visto que para S diferentes o efeito de H_1/L_1 sobre a vazão mássica média de água continua o mesmo. As diferenças podem estar relacionadas ao estudo de diferentes escalas do escoamento ou a localização do mesmo (*onshore* e *offshore*). Futuros estudos são necessários para investigar as causas dessa discordância.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores J. A. Souza e L. A. O. Rocha agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Beels, C., Troch, P., De Visch, K., Kofoed, J. P., De Backer, G., 2010. "Application of The Time-Dependent Mild-Slope Equations for The Simulation of Wake Effects in The Lee of a Farm of Wave Dragon wave energy converters". *Renewable Energy*, Vol. 35, Nº 8, p. 1644–1661.
- Bejan, A., 2000. *Shape and Structure, From Engineering to Nature*. Cambridge University Press, New York.
- Bejan, A., 2008. *Design With Constructal Theory*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.
- Chakrabarti, S. K., 2005. *Handbook of Offshore Engineering*. Elsevier, Amsterdam, London.
- Falcão, A. F. De O., 2010 "Wave Energy Utilization: A Review of The Technologies". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol. 14, Nº 3, p. 899–918.
- Fluent. *Documentation Manual – FLUENT 6.3.16*. Ansys, Inc.
- Gomes, M. N., Santos, E. D. Dos, Isoldi, L. A., Rocha, L. A. O., 2012. "Análise de Malhas para Geração Numérica de Ondas em Tanques". In *Proceedings VII Congresso Nacional de Engenharia Mecânica*, São Luiz.
- Horko, M., 2007. *CFD Optimisation of an Oscillating Water Column Energy Converter*. Dissertação de Mestrado, School of Mechanical Engineering Faculty of Engineering, Computing and Mathematics, The University of Western.
- Iahnke, S. L. P., 2010. *Estado da Arte e Desenvolvimento de um Modelo de Simulação Numérica para o Princípio de Galgamento*. Dissertação de Mestrado em Modelagem Computacional, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, RS, Brasil.
- Kofoed, J. P., 2002. *Wave Overtopping of Marine Structures – Utilization of Wave Energy*. PhD thesis, Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University.
- Kofoed, J. P., Frigaard, P., Friis-Madsen, E. and Sørensen, H. C., 2006. "Prototype Testing of The Wave Energy Converter Wave Dragon", *Renewable Energy*, Vol. 31, Nº 2, p. 181-189.
- Liu, Z.; Hyun, B.; Jin, J., 2008. "Numerical Prediction for Overtopping Performance of OWEC". *Journal Of The Korean Society For Marine Environmental Engineering*, Vol. 11, Nº 1, p. 35–41.
- LV, X.; Zou, Q.; Reeve, D., 2011. "Numerical Simulation of Overflow at Vertical Weirs Using a Hybrid Level Set/VOF Method". *Advances in Water Resources*, Vol. 34, Nº 10, p. 1320–1334.
- Margheritini, L.; Vicinanza, D.; Frigaard, P., 2009. "SSG Wave Energy Converter: Design, Reliability and Hydraulic Performance of an Innovative Overtopping Device". *Renewable Energy*, Vol. 34, Nº. 5, p. 1371–1380.
- Patankar, S. V., 1980. *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. McGraw Hill, New York, USA.
- Rocha, L. A. O.; Lorente, S.; Bejan, A., 2013. *Constructal Law and The Unifying Principle of Design*. Springer, New York.
- Santos, E. D. Dos, Machado, B. N., Zanella, M. M., Gomes, M. N., Souza, J. A., Isoldi, L. A., Rocha, L. A. O., 2014. "Numerical Study of the Effect of the Relative Depth on the Overtopping Wave Energy Converters According to Constructal Design". *Defect and Diffusion Forum*, Vol. 348, p. 232–244.
- Versteeg, H. K., Malalasekera, W., 2007. *An Introduction to Computational Fluid Dynamics: The Finite Volume Method*. Pearson, England.
- Zabihian, F.; Fung, A. S., 2011. "Review of Marine Renewable Energies: Case Study of Iran". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol. 15, Nº 5, p. 2461–2474.

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

SIMULAÇÃO NUMÉRICA E MÉTODO *CONSTRUCTAL DESIGN* APLICADOS AO ESTUDO DE PLACAS PERFURADAS DE MATERIAL COMPÓSITO SUBMETIDAS À FLEXÃO

Caio Cesar Cardoso da Silva¹, Sandro Pieta Troian², Luiz Alberto Oliveira Rocha³, Elizaldo Domingues dos Santos⁴, Mauro de Vasconcellos Real⁴, Liércio André Isoldi⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: caiocesarcivil@hotmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia (EE)
Avenida Itália, km 8, 96203-900, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: sandrotroian@hotmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Rua Sarmiento Leite, nº 425, 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil.
e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: elizaldodossantos@furg.br
mauroreal@furg.br
liercioisoldi@furg.br

RESUMO

Neste trabalho foi realizado um estudo numérico em placas com perfurações elípticas centralizadas, de material isotrópico e compósito, submetidas à flexão provocada por um carregamento transversal uniformemente distribuído, considerando ainda diferentes condições de vinculação para as placas. Para isso, o método Constructal Design foi empregado, permitindo avaliar como a variação da geometria da perfuração influencia no comportamento mecânico da placa, tendo como função objetivo minimizar a deflexão. Em conjunto com o método Constructal Design foi utilizada a simulação numérica, que viabilizou a análise dos vários casos estudados. Os procedimentos de análise numérica neste trabalho foram realizados através do software ANSYS®, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados obtidos mostraram que a variação da geometria do furo afeta diretamente o comportamento mecânico de placas perfuradas submetidas à flexão e que o método Constructal Design permite definir qual geometria conduz a um melhor desempenho.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, existem diversas áreas da engenharia que utilizam placas finas como elementos estruturais. Entre elas é possível citar o setor da construção civil, o setor naval e offshore, setor automobilístico e aeroespacial. Comumente, as placas usadas como componentes estruturais, são fabricadas com materiais isotrópicos. Com o

avanço das tecnologias e a constante busca pela excelência da qualidade dos materiais, a utilização de materiais compósitos torna-se interessante, devido às qualidades e vantagens que este tipo de material possui frente aos materiais isotrópicos convencionais. Além disso, a existência de perfurações nesses elementos estruturais ocorre com bastante frequência, nas mais variadas formas e tamanhos, com o objetivo de permitir acesso ou, simplesmente, para a redução do peso próprio da estrutura. Porém, a presença desses furos tem influência direta no comportamento mecânico desses componentes estruturais, justificando o presente estudo.

Vários estudos relativos ao tema podem ser encontrados na literatura, entre os quais se destacam: Jain (2009) que utilizou o Método dos Elementos Finitos (MEF) para analisar a distribuição de tensões e deflexões em placas retangulares de material isotrópico e ortotrópico, submetidas a um carregamento estático transversal provocando flexão, possuindo ainda, orifícios circulares centralizados. Os resultados mostraram que a variação da relação diâmetro/largura, bem como diferentes tipos de vinculação adotados para a placa, influenciam significativamente o comportamento mecânico da mesma. Jain e Mittal (2008) analisaram o efeito das inúmeras possibilidades de orientação das fibras no comportamento mecânico de uma placa de material compósito, com furo circular central e sob carregamento transversal estático, obtendo deflexões diferentes, conforme a orientação das fibras na mesma. Banerjee et al. (2013) estudaram o comportamento mecânico de placas de material isotrópico e compósito (Fibra de vidro/Epóxi) com orifícios circulares centralizados, submetidas a carregamento estático transversal e distribuído gerando flexão no modelo estudado. Dentre os resultados obtidos neste trabalho, ficou comprovado que as relações diâmetro/largura e espessura/largura têm influência direta no comportamento mecânico da placa. Nagpal et al. (2013) estudaram, com o auxílio de otimização geométrica, o efeito da relação diâmetro/largura nas deflexões em placas de material compósito e isotrópico com perfurações circulares, submetidas à carregamentos transversais. Os resultados obtidos por Nagpal et al. (2013), mostraram que as deflexões da placa mudam consideravelmente conforme a variação da relação diâmetro/largura e das propriedades do material.

No presente trabalho, foram realizadas simulações numéricas em placas submetidas a carregamento transversal uniformemente distribuído, ou seja, um carregamento que causa flexão na placa. Foram utilizadas duas placas de material compósito e uma de material isotrópico, todas possuindo perfurações elipsoidais centralizadas, considerando ainda, diferentes tipos de vinculações em cada placa. Portanto, o objetivo deste trabalho é, através dos princípios da Teoria Constructal, obter a geometria para a perfuração que conduza a um melhor comportamento mecânico da placa, minimizando as deflexões. Foram consideradas três condições de vinculação para a placa e três frações volumétricas para o furo (razão entre o volume do furo e o volume da placa). Para isso, foi desenvolvido um modelo computacional no software ANSYS®, que é baseado no MEF, para realizar a simulação numérica dos diversos casos estudados neste trabalho.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Materiais Compósitos

Basicamente, um material compósito é definido como a combinação de dois ou mais materiais com propriedades distintas, que juntos, originam um terceiro material que apresentará qualidades características de cada componente que o constitui ou ainda propriedades únicas, resultantes da união dos componentes. Dentre essas qualidades ou propriedades adquiridas, as principais são: redução do peso quando comparado aos materiais homogêneos e isotrópicos, resistência à corrosão e abrasão, estética, dureza e resistência estática e à fadiga (Jones, 1999; Mendonça, 2005).

Um material compósito típico é formado por inclusões suspensas em uma matriz. Essas inclusões (fibras ou partículas) conferem ao material compósito suas características mecânicas, enquanto que as matrizes são responsáveis por transferir as solicitações mecânicas às inclusões e protegê-las do ambiente externo (Bower, 2000). O arranjo das fibras em relação umas às outras, a concentração de fibras e a sua distribuição influenciam significativamente na resistência mecânica e em outras propriedades dos compósitos reforçados com fibras (Ventura, 2009).

2.2 Teoria Constructal

Os estudos sobre os princípios da Teoria Constructal começaram a ser desenvolvidos pelo pesquisador norte-americano Adrian Bejan. A lei na qual se baseiam os princípios da Teoria Constructal (Lei Constructal), diz que: para um sistema de fluxo de dimensões finitas persistir no tempo, sua configuração deve evoluir no tempo de forma a facilitar o acesso das correntes que fluem através do sistema (Bejan e Zane, 2012).

O método utilizado na aplicação da Lei Constructal é denominado *Constructal Design*. O *Constructal Design* é um método que relacionando graus de liberdade, restrições e função objetivo, busca a geometria ótima que conduz ao melhor desempenho (Bejan e Zane, 2012). Sendo assim, o método *Constructal Design* foi empregado neste trabalho, permitindo avaliar como a variação da geometria da perfuração na placa influencia em seu comportamento mecânico.

2.3 Método dos Elementos Finitos

O comportamento mecânico de placas isotrópicas e compósitas, quando submetidas a diferentes tipos de carregamentos e dependendo de sua geometria e condições de vinculação, pode se tornar um problema de extrema complexidade e sem soluções analíticas. Nesse caso, o problema em questão deve ser representado por um sistema de equações diferenciais parciais que, através de um método de discretização, poderão ser resolvidas numericamente. Um método de discretização bastante empregado na análise numérica de estruturas é o Método dos Elementos Finitos (MEF) (Blaauwendraad, 2010).

No chamado modelo de deslocamentos do MEF, arbitra-se o campo de deslocamentos nodais e, como consequência, a interação de componentes de tensão entre elementos adjacentes é substituída pela interação de forças nodais entre elementos. Dessa maneira, o equilíbrio infinitesimal que se considera no modelo matemático de meio contínuo é substituído pelo equilíbrio de cada elemento finito isoladamente, trocando-se as equações diferenciais de equilíbrio por equações algébricas de equilíbrio do elemento como um todo (Isoldi, 2008).

3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

3.1 Características das Placas

Considerando Jain (2009), a placa analisada no presente trabalho possui as seguintes dimensões: largura $L = 200$ mm, altura $H = 100$ mm e espessura $t = 1$ mm. Foram utilizados dois tipos de materiais compósitos para as placas em estudo: Fibra de Vidro/Epóxi e Boro/Alumínio. Além disso, foi utilizado um terceiro material, de características isotrópicas, para fins de comparação. A flexão é causada por um carregamento perpendicular e uniformemente distribuído em toda a área da placa, de módulo igual a 1 Pa. É importante salientar que, para as placas de material compósito, existe apenas uma lâmina de fibras distribuídas paralelamente à largura da placa.

Para a obtenção dos resultados através da simulação numérica, é necessário explicitar as propriedades dos materiais que compõe as placas em estudo. A Tabela 2 mostra os valores destas propriedades: módulo de elasticidade E , módulo de rigidez G e coeficiente de Poisson μ . Cabe destacar que estes materiais são os mesmos usados em Jain (2009).

Tabela 2. Propriedades dos materiais utilizados na análise.

Propriedades	Materiais		
	Isotrópico	Compósito-1 (Fibra de Vidro/Epoxy)	Compósito-2 (Boro/Alumínio)
E_x	39,00 GPa	39,00 GPa	235,00 GPa
E_y	-	8,60 GPa	137,00 GPa
E_z	-	8,60 GPa	137,00 GPa
G_{xy}	-	3,80 GPa	47,00 GPa
G_{yz}	-	3,80 GPa	47,00 GPa
G_{zx}	-	3,80 GPa	47,00 GPa
μ_{xy}	0,30	0,28	0,30
μ_{yz}	-	0,28	0,30
μ_{zx}	-	0,28	0,30

3.2 Detalhamento das Perfurações

As perfurações na placa possuem geometria elipsoidal. A opção pela utilização de furos elípticos se baseou na necessidade dos mesmos na formação de, por exemplo, vias para tubulações e cabos de transmissão de energia elétrica em estruturas, ou até mesmo em alguns casos, o simples fato de diminuir peso. Para analisar as várias formas possíveis para o furo elíptico foi adotado o grau de liberdade H_0/L_0 . Observando a Fig. 1, é possível verificar como se dá essa variação do furo elipsoidal para $H_0/L_0 < 1$, $H_0/L_0 = 1$ e $H_0/L_0 > 1$, respectivamente.

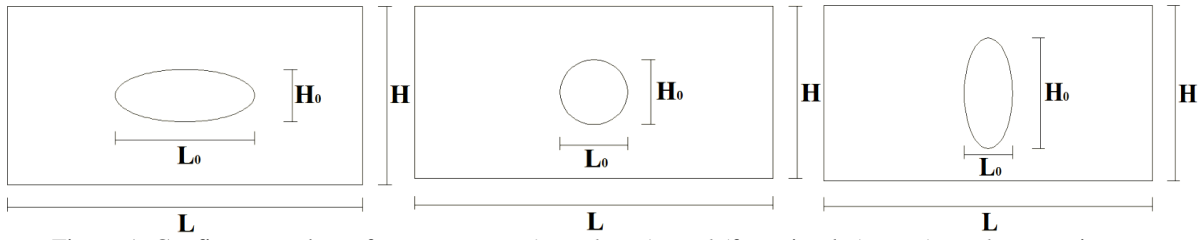


Figura 1. Configuração de perfuração para $H_0/L_0 < 1$, $H_0/L_0 = 1$ (furo circular) e $H_0/L_0 > 1$, respectivamente.

Foi considerada também a variável (\emptyset), chamada de fração de volume da perfuração, que considera a relação entre o volume do furo V_0 e o volume total da placa V , como segue:

$$\emptyset = \frac{V_0}{V} = \frac{\text{Volume do Furo}}{\text{Volume da Placa}} = \frac{\pi \cdot H_0 \cdot L_0}{4 \cdot H \cdot L} \quad (1)$$

Considerando a Eq. (1), nesse trabalho serão adotados três valores para a fração de volume do furo: $\emptyset = 0,004$, $\emptyset = 0,06$ e $\emptyset = 0,25$. A definição de \emptyset é feita com a intenção de obter valores para as dimensões do furo elipsoidal que possam ser comparados de uma maneira consistente, mantendo o valor da relação entre o volume do material retirado (perfuração) e o volume total da placa (sem perfuração). Com isso, partindo da Eq. (1), é possível obter facilmente as dimensões do furo, arbitrando apenas uma dessas dimensões (L_0 , por exemplo):

$$H_0 = \frac{4 \cdot \emptyset \cdot H \cdot L}{\pi \cdot L_0} \quad (2)$$

3.3 Condições de Vinculação da Placa

Foram analisados três tipos de condições de contorno para a placa em estudo: Vinculação (a), placa com todas as arestas simplesmente apoiadas; Vinculação (b), placa com todas as arestas engastadas e Vinculação (c), placa com dois lados engastados e dois lados simplesmente apoiados, conforme indicado na Fig. 2.

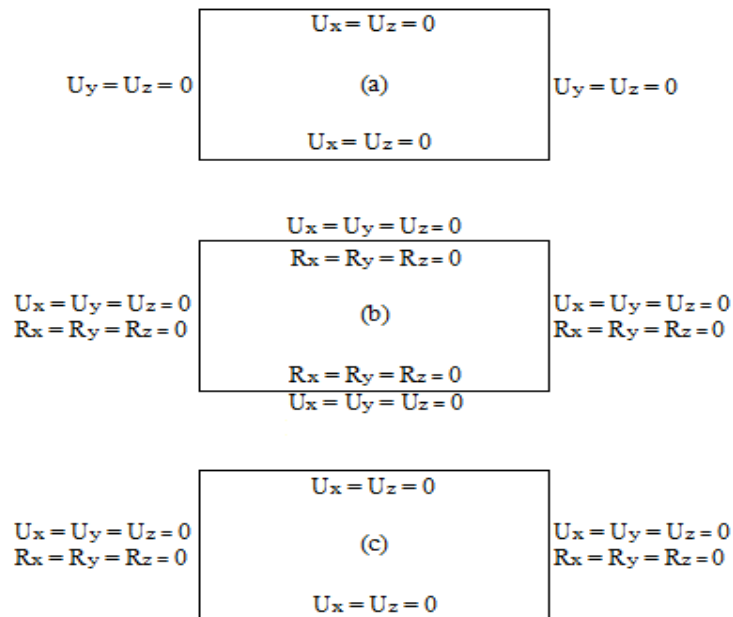


Figura 2. Tipos de vinculação da placa adotados no estudo (Jain, 2009).

4. ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS

O software ANSYS® possui inúmeros tipos de elementos para, baseando-se no MEF, realizar a modelagem computacional dos mais variados tipos de problemas. Neste trabalho foi utilizado o elemento SHELL 99, utilizando apenas uma camada de material compósito laminado, com as fibras paralelas à largura da placa (lado maior).

Para a obtenção da dimensão ideal da malha de elementos finitos, é necessária a realização de diversas simulações numéricas com refinamentos sucessivos de malha. Para isso, foi considerada uma placa de material isotrópico idêntica ao modelo proposto. Assim, é possível identificar a chamada malha independente, que é a malha que possui uma dimensão refinada o suficiente para não interferir na magnitude da solução numérica encontrada, levando em conta uma determinada diferença relativa. Considerando como critério de convergência que as diferenças relativas entre as deflexões obtidas entre dois refinamentos de malha sucessivos sejam menores ou iguais a 0,2%, a Tab. 1 mostra os resultados de deflexões obtidas para determinadas dimensões de malha, bem como suas referidas diferenças relativas percentuais.

Tabela 1. Teste de Convergência de Malha

Vinculação	Malha (mm)	U _z (m)	Diferença (%)
(a)	20	2,77E-07	1,44
	10	2,81E-07	1,07
	5	2,84E-07	0,35
	2,5	2,85E-07	0,00
	1,25	2,85E-07	-
(b)	20	6,45E-08	7,13
	10	6,91E-08	2,32
	5	7,07E-08	0,42
	2,5	7,10E-08	0,00
	1,25	7,10E-08	-
(c)	20	2,27E-07	2,64
	10	2,33E-07	1,29
	5	2,36E-07	0,42
	2,5	2,37E-07	0,00
	1,25	2,37E-07	-

Analisando a Tab. 1, fica confirmado que o critério de convergência adotado é alcançado para uma malha com dimensão de 2,5 mm, sendo esta a malha independente adotada no estudo. Assim, os resultados obtidos com a malha independente de 2,5 mm, são comparados com os resultados obtidos por Jain (2009). Os valores obtidos neste estudo e os apresentados por Jain (2009) foram idênticos para as vinculações (a), (b) e (c), sendo respectivamente iguais a: $U_z = 2,85E-07$ m; $U_z = 7,10E-08$ m; e $U_z = 2,37E-07$ m. Sendo assim, é possível afirmar que o modelo computacional utilizado foi verificado.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

De acordo com a Eq. (2) e para cada \varnothing , são obtidos diversos valores de dimensões para a perfuração elíptica da placa. É importante observar que conforme aumenta o valor do comprimento da elipse L_0 , ocorre uma redução da sua altura H_0 , de maneira a manter a área do furo constante em cada \varnothing estudado.

Na Fig. 3, são apresentados os resultados obtidos numericamente para a deflexão das placas, em função da variação de H_0/L_0 para as três vinculações e os três tipos de material considerados.

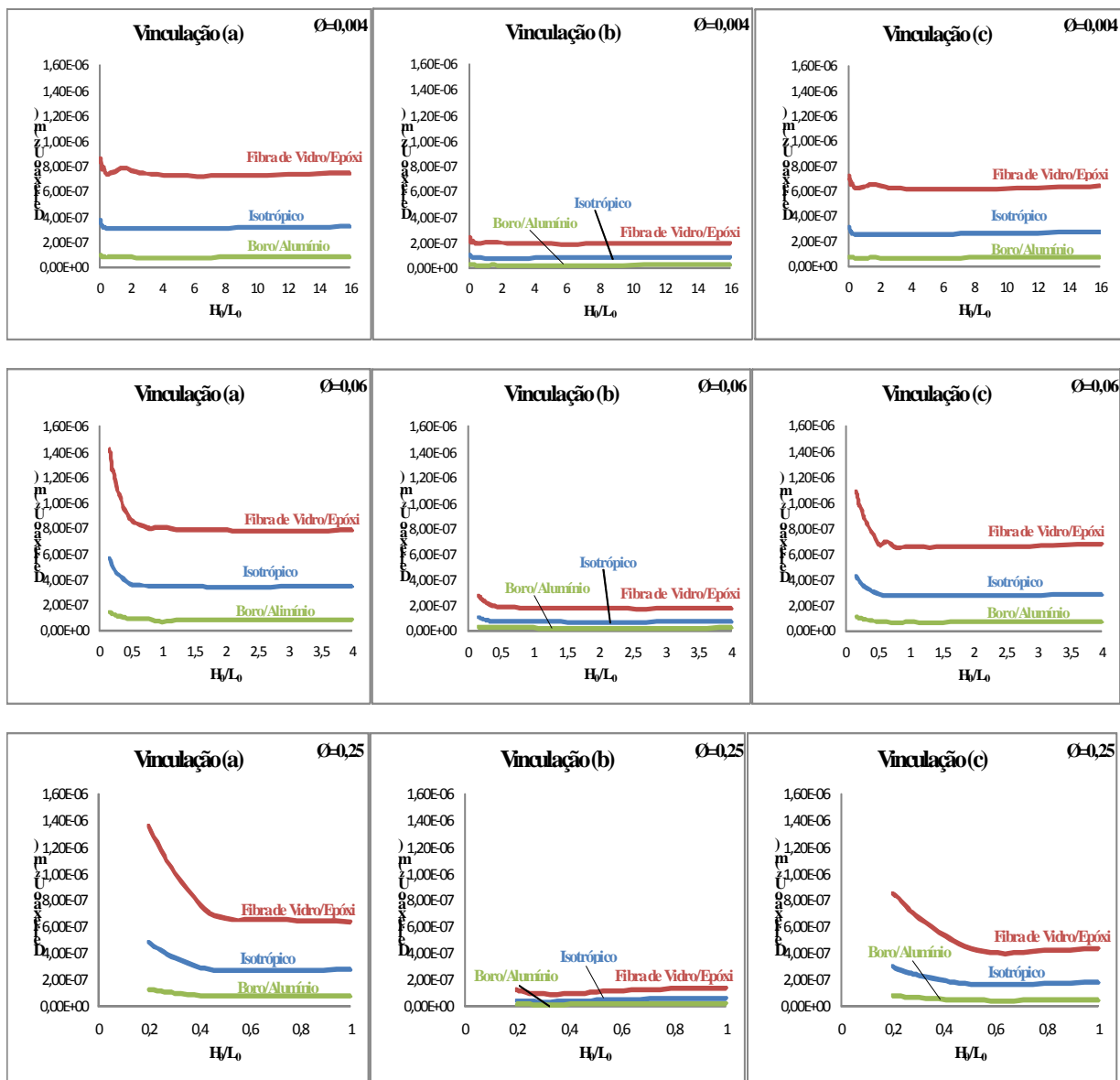


Figura 3. Gráficos apresentando os resultados de deflexão máxima, considerando as frações de volume $\phi = 0,004$, $\phi = 0,06$ e $\phi = 0,25$ e as vinculações (a), (b) e (c).

Analisando a Fig. 3, observa-se que a vinculação (b) obteve as menores deflexões máximas para as três frações de volume analisadas, bem como para todos os materiais estudados. A vinculação (b) também apresentou uma variação mínima da deflexão conforme o aumento da relação H_0/L_0 , em comparação com as outras vinculações estudadas. Em todas as condições de vinculação e frações de volume, é possível observar deflexões maiores para relações H_0/L_0 menores, para todos os materiais. Porém, conforme H_0/L_0 cresce, as deflexões reduzem e tendem a se estabilizar para relações H_0/L_0 maiores. O material Isotrópico e, principalmente, o material Fibra de Vidro/Epóxi apresentaram reduções significativas das deflexões conforme o aumento da relação H_0/L_0 , para as vinculações (a) e (c) das frações $\phi = 0,06$ e $\phi = 0,25$. A variação de H_0/L_0 nas placas de Boro/Alumínio não causa uma influência significativa na deflexão, independentemente da fração de volume do furo e do tipo de vinculação da placa. A fração de volume $\phi = 0,004$ se mostrou pouco suscetível a mudanças de deflexão, conforme mudança da geometria da perfuração, para todos os materiais e vinculações analisadas.

Levando em consideração o material utilizado, é possível notar que em todas as situações analisadas as placas de Boro/Alumínio apresentaram sempre deflexões de menor valor. As placas de Fibra de Vidro/Epóxi sofreram as maiores deflexões em todos os casos, enquanto que as placas de material isotrópico sempre apresentaram deflexões intermediárias.

Por fim, considerando os casos analisados, é indicada a utilização de perfurações elípticas com relação $H_0/L_0 \geq 0,80$ para $\varnothing = 0,06$ e relação $H_0/L_0 \geq 0,60$ para $\varnothing = 0,25$ em placas com vinculações (a) e (c). Existe certa vantagem na utilização de placas com vinculação (b), devido a possibilidade de liberdade na escolha das dimensões do furo, já que estes exercem influência mínima nos resultados de deflexão para placas completamente engastadas. A mesma situação acontece para uma fração de volume do furo de $\varnothing = 0,004$, onde para qualquer tipo de material ou vinculação, a influência exercida pela variação da relação H_0/L_0 é muito pequena.

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho, foram realizadas simulações numéricas de placas de material compósito e isotrópico, submetidas à flexão provocada por um carregamento uniformemente distribuído e diferentes tipos de vinculação. Além disso, cada placa apresentava um furo elipsoidal centralizado, sendo apresentados três diferentes casos de frações de volume do furo. O método *Constructal Design* foi utilizado para realizar a variação das dimensões do furo elipsoidal das placas, com o objetivo de verificar quais dimensões da perfuração desenvolvem uma menor deflexão máxima no elemento estrutural. Um estudo de independência de malha foi apresentado, onde, desenvolvendo uma análise por elementos finitos e comparando os resultados obtidos com os resultados de Jain (2009), foi possível verificar o modelo computacional proposto neste trabalho. A modelagem computacional foi desenvolvida utilizando o software ANSYS®, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

Os resultados mostraram que, para materiais como Fibra de Vidro/Epóxi e Isotrópico submetidos a vinculações (a) e (c), é possível reduzir consideravelmente a deflexão máxima apenas alterando as dimensões do furo, considerando frações de volume do furo de $\varnothing = 0,06$ e $\varnothing = 0,25$. As deflexões na placa de Boro/Alumínio apresentaram pouca sensibilidade às mudanças de dimensões da perfuração, bem como as deflexões nos demais materiais considerando a vinculação (b). A pouca sensibilidade das deflexões frente às mudanças de dimensão do furo também foi observada para as placas com fração de volume do furo $\varnothing = 0,004$. O material Boro/Alumínio foi o que apresentou os melhores resultados de deflexão máxima, para todos os casos estudados. O material Fibra de Vidro/Epóxi apresentou as maiores deflexões máximas, porém o fato de os resultados obtidos serem referentes a placas com apenas uma lâmina de fibras devem ser levados em conta. Resultados melhores podem ser obtidos através do aumento do número de lâminas desse material.

Sendo assim, o uso do material compósito em substituição ao material isotrópico na composição de placas finas perfuradas, aliado a otimização geométrica de perfurações na busca por um melhor desempenho mecânico dessas placas, é uma opção interessante e benéfica para esses tipos de estruturas. Justificando assim, futuros estudos e realizações de simulações numéricas utilizando os conceitos abordados neste trabalho.

7. AGRADECIMENTOS

À CAPES pela concessão de bolsa de Mestrado ao aluno C. C. C. da Silva, ao CNPq pela concessão de bolsa de Iniciação Científica ao aluno S. Troian e à FURG por dar condições para o desenvolvimento dessa pesquisa.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Banerjee, M., Jain, N. K., Sanyal, S. 2013. "Stress Concentration in Isotropic and Orthotropic Composite Plates With Center Circular Hole Subject To Transverse Static Loading". *International Journal of Mechanical and Industrial Engineering (IJMIE)* ISSN No. 2231-6477, Vol-3, Iss-1.
- Bejan, A., Zane, J.P. 2012. *Design in Nature: How the Constructal Law Governs Evolution in Biology, Physics, Technology, and Social Organization*. Published in the United States by Doubleday.
- Blaauwendraad, J. 2010. *Plates and FEM – Surprises and Pitfalls*. Springer, New York.
- Bower, M.V. 2000. *Composite Materials*. University of Alabama, Huntsville.
- Isoldi, L.A. 2008. *Análise Estática e Dinâmica de Estruturas Delgadas de Materiais Compostos Laminados incluindo Materiais Piezelétricos*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, 197p.
- Jain, N.K. 2009. "Analysis of Stress Concentration and Deflection in Isotropic and Orthotropic Rectangular Plates with Central Circular Hole under Transverse Static Loading". *World Academy of Science, Engineering and Technology*, Vol:36, pp.:446-452.
- Jain, N.K. and Mittal, N.D. 2008. "Effect of fibre orientation on stress concentration factor in a laminate with central circular hole under transverse static loading", *Indian Journal of Engineering & Material Sciences*, vol. 15, pp. 452-458.
- Jones, R.M. 1999. *Mechanics of Composite Materials*. Taylor & Francis, Philadelphia.
- Mendonça, P. de T.R. 2005. *Materiais Compostos & Estruturas-Sanduíche*. Manole, Barueri.

- Nagpal, S., Sanyal, S., Jain, N.K. 2013. Analysis and Mitigation of Stress Concentration Factor of a Rectangular Isotropic and Orthotropic Plate with Central Circular Hole Subject to In-Plane Static Loading by Design Optimization. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, Vol. 2, Issue 7, ISSN: 2319-8753. pp. 2903-2913.
- Ventura, A.M. 2009. Os Compósitos e sua Aplicação na Reabilitação de Estruturas Metálicas. *C. Tecn. Mat.*, Lisboa, Vol. 21, n. 3-4.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

3D NUMERICAL ANALYSIS ABOUT THE SHAPE INFLUENCE OF THE HYDRO-PNEUMATIC CHAMBER IN AN OSCILLATING WATER COLUMN (OWC)

Juliana do Amaral Martins Grimmer¹, Max Letzow², Jeferson Avila Souza³, Mateus das Neves Gomes⁴, Luiz Alberto Oliveira Rocha⁵, Elizaldo Domingues dos Santos⁶, Liércio André Isoldi^{7,*}

¹ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
engenheiraju@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
max.letzow@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
jasouza@furg.br

⁴ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Paraná (IFPR)
Rua Antonio Carlos Rodrigues, 453, CEP 83.215-750, Paranaguá, PR, Brasil
mateus.gomes@ifpr.edu.br

⁵ Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Rua Sarmiento Leite, 425, 2º Andar, CEP 90.050-170, Porto Alegre, RS, Brasil
luizrocha@mecanica.ufrgs.br

⁶ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
elizaldosantos@furg.br

⁷ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
liercioisoldi@furg.br

* Corresponding author

ABSTRACT

The oceans represent one of the major energy natural resources, which potentially can be used to supply the World energy demand. In the last decades some devices to convert the wave ocean energy into electrical energy have been studied. In this work the operating principle of an Oscillating Water Column (OWC) converter was analyzed with a transient 3D numerical methodology, using the Finite Volume Method (FVM) and the Volume of Fluid (VOF) model. The incident waves on the OWC hydro-pneumatic chamber cause an oscillation of the water column inside the chamber producing an alternate air flow through the chimney. The air drives a turbine that is coupled to an electric generator. The aim of this work was to investigate the shape influence of the hydro-pneumatic chamber geometry in the air flow. For this, six cases were studied in laboratory scale and the results showed that the variation of the OWC chamber shape can improve 12.4% the amount of mass air flow.

1. INTRODUCTION

Nowadays, a large part of the electrical energy produced in the world is obtained by the burning of fossil fuels, i.e., by a non-renewable sources (Echarri, 1998). However it is well known that new technologies have been developed aiming to expand the use of renewable energy sources. In this context the conversion of the wave energy

into electrical energy must be considered. The wave energy potential is about 2 TW and it is known that up to 25% of this value could be converted into electrical energy (Barstow et al., 2008). There are several ways to promote this conversion, among which the Oscillating Water Column (OWC) device has excelled.

An OWC converter (Fig. 1) can be defined as a device with a hydro-pneumatic chamber having at least two openings, one in communication with the atmosphere and one in communication with the sea. Under the incidence of waves the water column inside the hydro-pneumatic chamber oscillates and causes a compression and decompression of the air above the free surface. This air is forced to flow through the chimney where a turbine generates the electrical energy. Usually a Wells turbine is employed; such turbines, once started, turn in the same direction to extract power from air flowing in either axial direction, i.e. the turbine motion is independent of the fluid direction (Twidell and Weir, 2006).

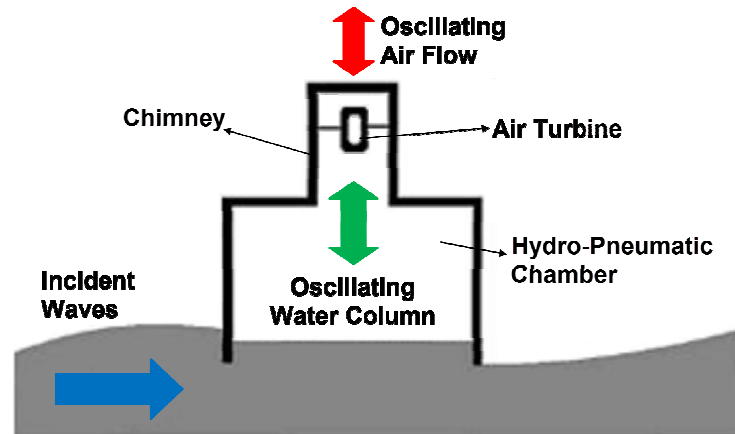


Figure 1. OWC converter.

Several publications employing numerical techniques have been used to study the fluid dynamic behavior of the OWC device (Horko, 2007; Conde and Gato, 2008; Liu et al., 2008; Gomes et al., 2009; Grimmer et al. 2012; Dos Santos et al., 2013). However there are few publications analyzing the influence of the OWC shape in its performance: Horko (2007) presents a numeric-experimental investigation about the front lip format, comparing five geometric possibilities and concluding that a rounded lip improves the efficiency of the OWC converter; Grimmer et al. (2012), adopting a 3D numerical approach and by means of the Constructal Design method, studied an OWC having a hydro-pneumatic chamber with a hexahedral shape, aiming to maximize the mass flow rate of air passing through the chimney, obtaining a geometry with a performance 30% superior; Gomes et al. (2012) also using the Constructal Design method but employing a 2D computational model studied the influence of the ratio between the height and length of a rectangular OWC chamber in its power, showing that the optimal shape can be ten times better if compared with the worst case; Isoldi et al. (2013) used a 3D numerical model to compare the influence in the OWC performance of hydro-pneumatic chambers with different cross-sectional area format (rectangle, ellipse and diamond). They kept the chamber volume constant and showed that it is possible to define the best case with a behavior around 35% superior if compared with the worst case; Bouali and Larbi (2013) numerically studied the influence of the chamber front wall, varying its orientation, depth and width, obtaining an indication about the best configuration; and Dos Santos et al. (2013) employing the Constructal Design method and a 2D numerical model investigated the ratio between chimney and the chamber lengths, where the goal was to maximize the amount of mass flow rate generated in the OWC converter, being the optimal shape approximately 12% better than the worst one.

Therefore, the aim of the present work was to do a 3D numerical analysis of the OWC operating principle, evaluating the influence of the hydro-pneumatic chamber geometry in the total mass flow rate of air passing through the chimney. This air flow is one of variables responsible for driving the turbine, which is coupled to a generator, producing the electric energy. To do so, six different geometries for the hydro-pneumatic chamber of an OWC device, with laboratory scale dimensions, were considered. The transient 3D computational domain is composed by the OWC converter coupled to a wave tank of regular waves. The governing equations were solved by the FLUENT software, based on the Finite Volume Method (FVM), where the Volume of Fluid (VOF) model was adopted to represent a more realistic interaction among water, air and OWC converter.

2. COMPUTATIONAL MODELING

As earlier mentioned, considering a laboratory scale, the computational domain is composed by a wave tank in which the OWC device is assembled. In this work six different shapes for the OWC converter were numerically studied, as showed in Fig 2. It is important to mention that for all proposed geometries in Fig. 2 the cross sectional area in the bottom of chamber (0.04 m^2) and the total volume of the chamber (0.008 m^3) were kept constant, as well as, the dimensions and format (cylindrical) of the OWC chimney.

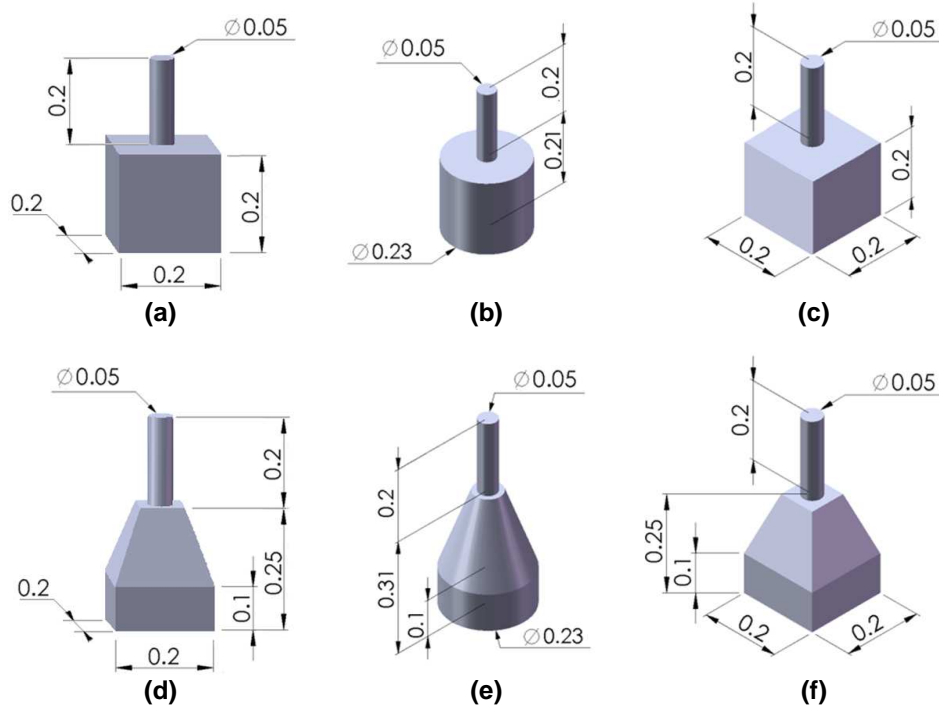


Figure 2. OWC geometries (in m): (a) Case 1, (b) Case 2, (c) Case 3, (d) Case 4, (e) Case 5, and (f) Case 6.

One can observe in Fig. 2 that the Cases (a) and (c), even as Cases (d) and (f), has the same geometry, being the difference defined by the relative orientation of the OWC device to the wave front (which propagate from left to right).

The dimensions of the wave tank and the position of the OWC converter are defined in Fig. 3, where the Case (e) of Fig. 2 was used as example. However, for all OWC geometries proposed in Fig. 2, these dimensions were kept fixed, i.e., the frontal wall of the converter is placed at 2.5 m from the left side of the wave tank and the lip submergence of the OWC device is 0.035 m, as well as, the length (6 m), height (1 m) and width (1 m) of the wave tank. Besides, regular waves are generated by the numerical wave maker placed in the left wall of the wave tank for all cases, being its parameters: wavelength of 1 m, wave height of 0.14 m and wave period of 0.8 s in a water depth of 0.6 m.

The computational domain has been constructed and discretized with GAMBIT software. It was divided in three regions along its length: one central region, where the OWC converter is placed; and other two regions, called left and right regions, which are the wave tank extremities. The mesh inside the OWC device was generated with 0.01 m tetrahedral elements and the remaining of the central region was discretized with 0.02 tetrahedral elements, while the left and right regions of the computational domain has a regular hexahedral mesh with interval size of 0.02 m. The total number of elements for each case is indicated in Tab 1.

Table 1. Total number of elements used in computational domain discretization.

Case	Number of elements
1	849582
2	944582
3	1142242
4	905582
5	979582
6	1147099

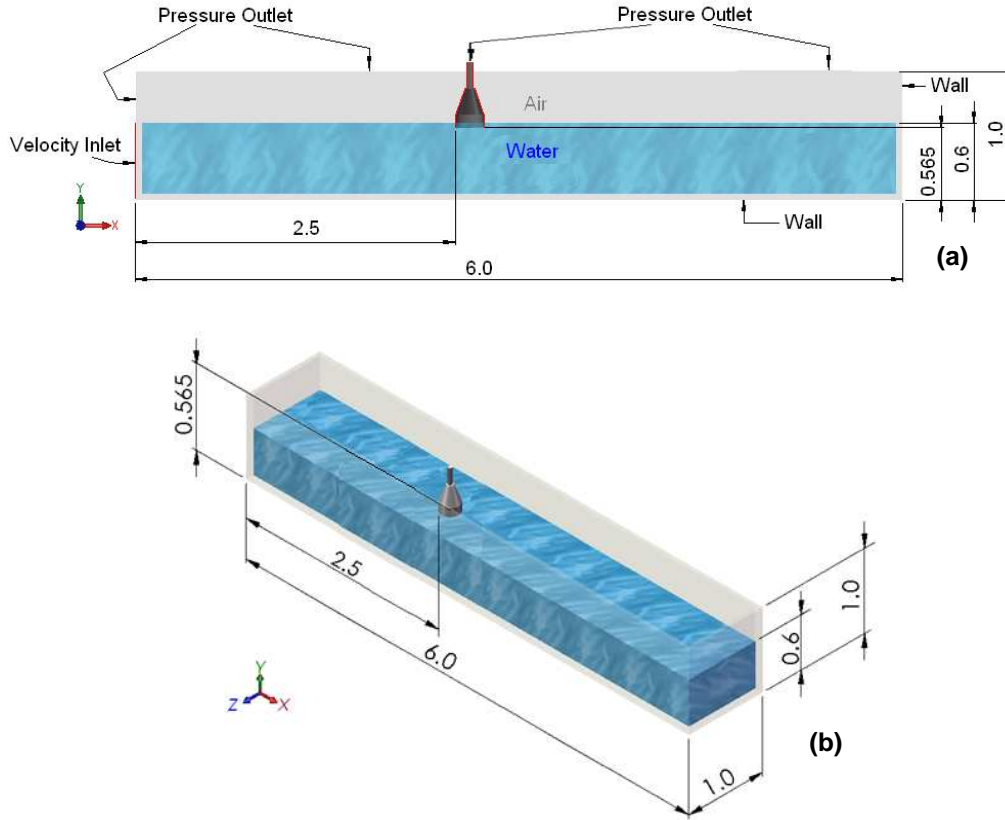


Figure 3. Sketch of the computational domain (in m): (a) longitudinal section (b) perspective.

The regular waves were generated by enforcing prescribed velocity boundary condition in x and z (horizontal and vertical) directions at the inlet section (see Fig. 3(a)). According to the second order Stokes theory, these velocities can be defined as (Dean and Dalrymple, 1991):

$$u = \frac{Hgk}{2\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) + \frac{3H^2\omega k}{16} \frac{\cosh 2k(h+z)}{\sinh^4 kh} \cos(kx - \omega t) \quad (1)$$

$$w = \frac{Hgk}{2\omega} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) + \frac{3H^2\omega k}{16} \frac{\sinh 2k(h+z)}{\sinh^4 kh} \sin(kx - \omega t) \quad (2)$$

where H is the wave height (m), g the gravity acceleration (m/s²), k the wave number (m⁻¹), h the water level (m), ω the wave frequency (Hz), x and z the Cartesian coordinates (see Fig. 3) and t the time (s). The wave and frequency numbers are defined, respectively, by:

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (3)$$

and

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4)$$

being L the wavelength (m) and T the wave period (s).

As already been mentioned, the characteristics of the regular generated waves are: $T = 0.8$ s, $H = 0.14$ m and $L = 1$ m. According to Chakrabarti (2005) this wave is classified as a Stokes of 4th order wave. However, the imposition

of the 2nd order Stokes theory to the boundary condition was a simplification adopted in this work. It is worth to mention that this simplification do not have a relevant influence in the waves generation.

In addition to the prescribed velocities at the inlet section, the other boundary conditions used in the current simulations are: prescribed pressure equal to zero (gauge) at the sections indicated as pressure outlet in Fig. 3(a), no-slip condition at the bottom and right walls and no-slip condition at the chamber and chimney walls (see Fig. 3(a)).

The Volume of Fluid (VOF) method was used to model the multiphase flow comprised by the water and air movement inside the wave tank. In this formulation, the free water surface can be identified by the volume fraction (f) variable. Inside each grid cell (element), if $f = 1$ the element contains only water. When $f = 0$ there is only air in the cell and when $0 < f < 1$, both water and air coexists simultaneously inside the element. In the VOF model only one set of continuity and momentum equations are written for both fluids. For a Newtonian fluid, the continuity and momentum equations can be written as (Hirt and Nichols, 1981; FLUENT, 2007):

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \vec{v}) + \nabla \cdot (\rho \vec{v} \vec{v}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\vec{\tau}) + \rho \vec{g} \quad (6)$$

where \vec{v} is the velocity vector (m/s), ρ is the density (kg/m³), t the time (s), \vec{g} the gravity acceleration vector (m/s²), p the pressure (Pa) and $\vec{\tau}$ the stress tensor (Pa). The volume fraction is modeled by adding to the system a transport equation for f such as:

$$\frac{\partial (f)}{\partial t} + \nabla \cdot (f \vec{v}) = 0 \quad (7)$$

The physical properties in Eqs. (5-7) are assumed to be average values calculated by:

$$\rho = f \rho_{water} - (1 - f) \rho_{air} \quad (8)$$

$$\mu = f \mu_{water} - (1 - f) \mu_{air} \quad (9)$$

FLUENT software has been used to solve the above set of governing equations. FLUENT is a general propose Computational Fluid Dynamics (CFD) software which uses the Finite Volume method (FVM) to approximate the conservation equations. In all cases presented in this work a total time of 8 s (ten times the wave period) was simulated with an integration time step of 0.0005 s.

The computational modeling presented was already verified and validated in Gomes et al. (2009) and Seibt et al. (2013), respectively, showing its effectiveness and accuracy for generating regular waves. Thus, for the sake of brevity, these procedures will not be reproduced here.

3. RESULTS AND DISCUSSION

Numerical simulations were carried out aiming to determine the best hydro-pneumatic chamber shape of an OWC converter, i.e., the geometry which maximizes the air mass flow rate that crosses its chimney. To do so, a numerical probe was placed at the top of chimney in each simulated case.

Considering that Case 1 can be understood as a geometric variation of Case 4, where inclined walls were considered in the hydro-pneumatic chamber, in Fig. 4 it was plotted the transient behavior of the air mass flow rate for these cases.

One can note that the geometry of the hydro-pneumatic chamber of Case 4 promotes an increase in the amount of mass flow rate when compared with Case 1. This behavior was expected because the chamber format of the Case 4 facilitates the air flux inside the chamber.

Similar to the previous analysis, in Fig. 5 a comparison between the mass flow rate behavior of Case 2 and Case 5 is showed.

The results of Fig. 5 indicate that the geometry variation of the OWC chamber allowed an augmentation in the amount of mass flow rate passing through the chimney, being this trend in agreement with that obtained in Fig. 4.

After that, in Fig. 6 the numerical results of the mass flow rate variation for cases 3 and 6 are compared.

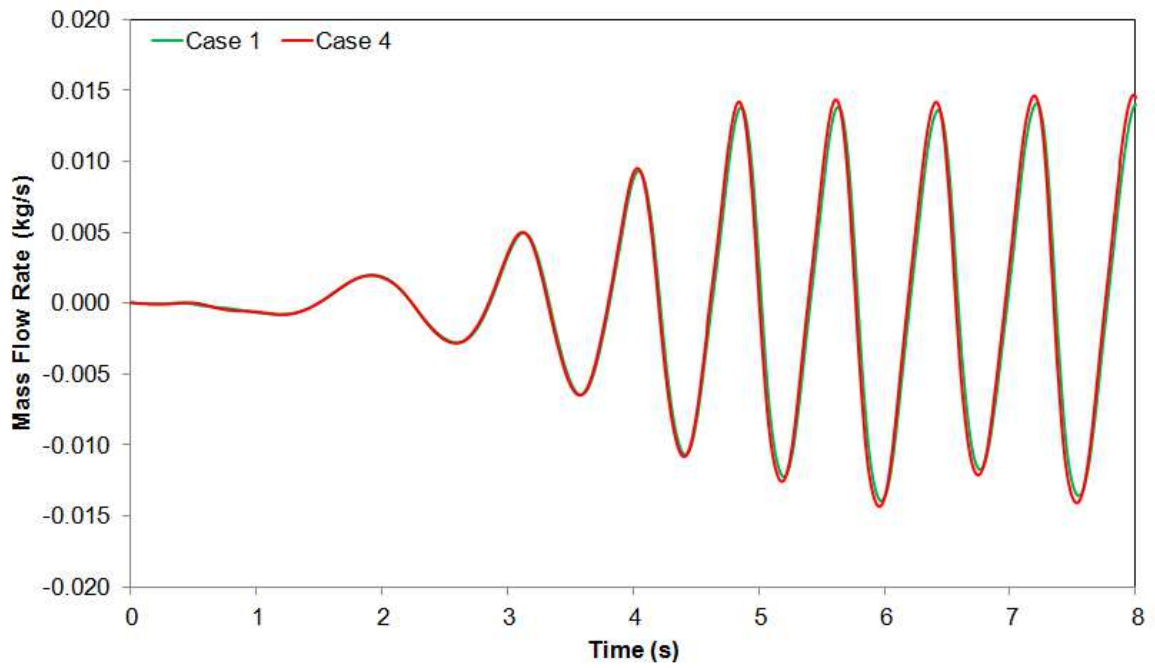


Figure 4. Transient mass flow rate of air for Cases 1 and 4.

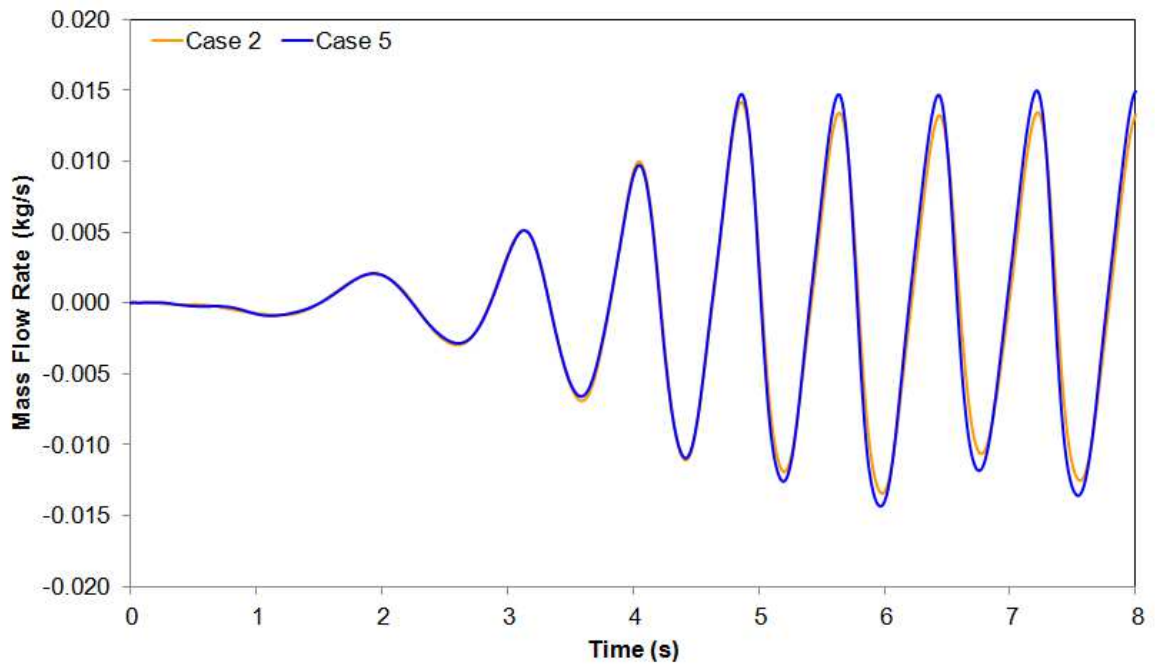


Figure 5. Transient mass flow rate of air for Cases 2 and 5.

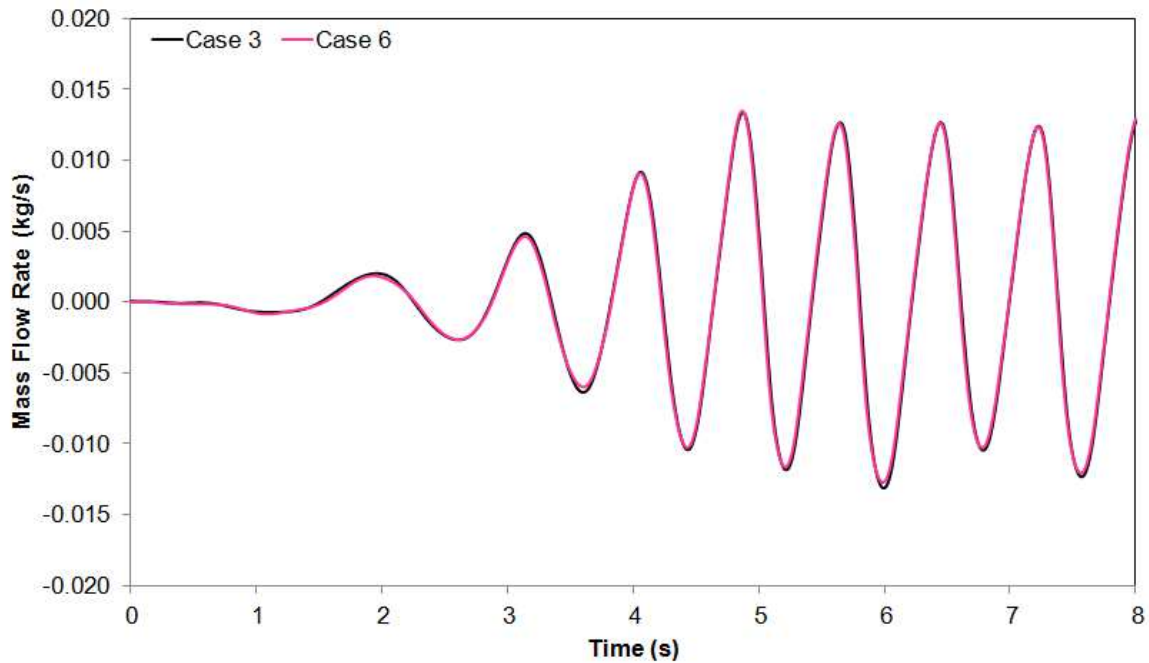


Figure 6. Transient mass flow rate of air for Cases 3 and 6.

Figure 6 indicates that the tendency observed in Figs. 4 and 5 did not occur when cases 3 and 6 were compared, i.e., despite the inclined walls of case 6, there is no significant difference between this case and case 3. As earlier mentioned the cases 1 and 3, as well as cases 4 and 6, has an identical geometry however its relative position to the incident waves is the aspect which differentiates these cases. Therefore, not only the shape of OWC hydro-pneumatic chamber can influence the air flow behavior, but how the OWC chamber is oriented in relation to the incident waves is also a relevant parameter in the improvement of its mass flow rate. In Grimmmler et al. (2012) and in Isoldi et al. (2013) one can encounter more discussions about this subject.

In addition, it is also important to note that for all analyzed cases the air flux presents an oscillatory movement, as can be seen in Figs. 4, 5 and 6. This alternate behavior is produced by the compression and decompression of the air inside the hydro-pneumatic chamber due to the piston type movement of water in its interior caused by the incident waves. When a wave crest reaches the OWC device the air inside the chamber is compressed and forced to pass through the chimney to the atmosphere, characterizing a positive mass flow rate. On the other hand, a negative air flux, from atmosphere to OWC chamber, crosses the chimney when a wave trough achieves the converter. For this reason, in the OWC wave energy converter is usually adopted a Wells turbine, which maintains its rotation direction independently of the air flow direction.

Now, using a quantitative approach and considering that the turbine maintains the direction of rotation regardless of the air flux direction, it was evaluated the total mass of air flowing through the OWC chimney, during 8 s, for each studied case (Tab. 2). Hence, comparing these results, it is possible to quantify the difference among the performance of each hydro-pneumatic chamber shape.

Table 2. Total mass of air passing through OWC chimney.

Case	Total mass ($\times 10^{-3}$ kg)
1	3.95
2	3.87
3	3.69
4	4.07
5	4.09
6	3.64

Therefore, based on the Tab. 2, the geometry of the OWC chamber that leads to the best performance is the one proposed in case 5 (see Fig. 2(e)). An improvement of 12.4% in the amount of air mass generated in the OWC is reached if the best shape (case 5) is compared with the worst one (case 6, Fig. 2(e)), proven that the OWC chamber shape is a relevant parameter to obtain a superior harnessing of the incident waves.

Thus in Fig. 7 the behavior of the air/water flow velocity in vertical direction of case 5 is showed for two specific times: 6.3 s in Fig. 7(a) 6.7 s in Fig. 7(b). For the same instants of time the wave incidence in the OWC converter can be observed in Fig. 8.

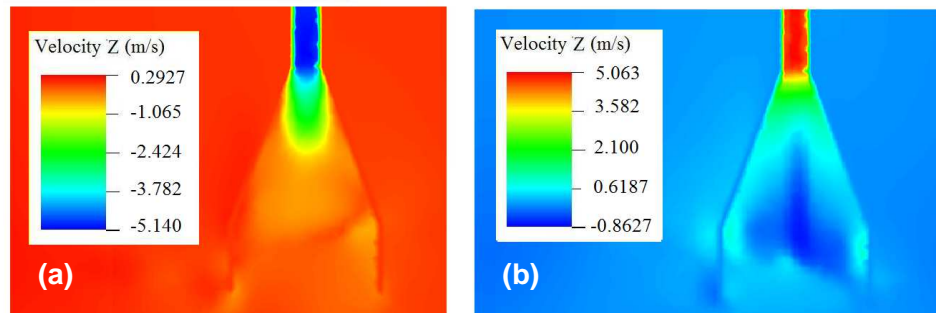


Figure 7. Instantaneous vertical air velocity (m/s) for time: (a) 6.3 s and (b) 6.7 s.

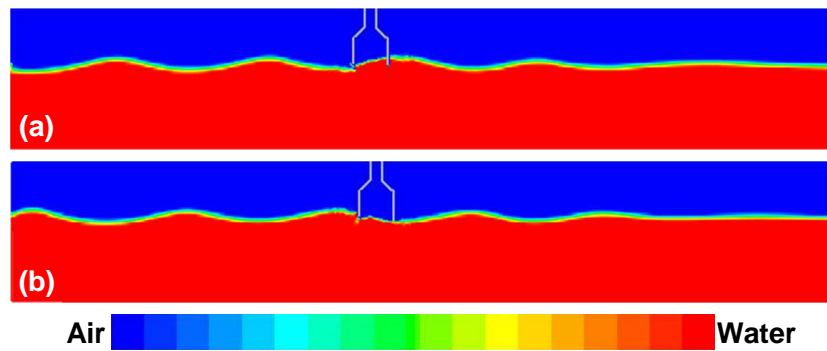


Figure 8. Wave incidence in the OWC converter for time: (a) 6.3 s and (b) 6.7 s.

In Fig. 7(a) one can note a negative vertical velocity for the air crossing the OWC chimney, indicating that the external air enters in the OWC chimney due the decreasing of internal pressure in the hydro-pneumatic chamber. This air flow is caused by the presence of a wave trough acting on the device, as can be viewed in Fig. 8(a). However, in Fig. 7(b) there is a positive air flow in the OWC chimney, i.e., the air is leaving the OWC converter because a wave crest reaches the device. As already mentioned, in this condition an increasing of the chamber internal pressure is caused by the wave crest acting on the OWC converter, as it can be observed in Fig. 8(b).

4. CONCLUSIONS

In this work it was numerically studied the fluid flow behavior in a system composed by a wave tank and an OWC converter, considering a laboratory scale. The main objective was to investigate the influence of the hydro-pneumatic chamber geometry of the OWC device on its capacity of converting wave energy into electrical energy. To do so, six different geometries were proposed for the OWC chamber. In all simulations the cross sectional area in the bottom of chamber, the total volume of the chamber and the dimensions of the chimney were kept constant, allowing a comparison among these cases.

A computational model developed in the GAMBIT and FLUENT package was used, where the OWC converter was assembled into a wave tank. The VOF model together with the 2nd order Stokes theory were employed to generates regular waves, aiming a more realistic interaction among water, air and OWC converter.

A comparative analysis for the average quantity of air flowing through the converter chimney during a period of 8 s (ten times the wave period) has been performed for the devices with different chamber formats (see Fig. 2).

The importance of the geometric optimization for the design of OWC energy converters is highlighted in the present study. Only six simple cases were studied, however an improvement of 12.4% in the air mass amount has already been achieved. Therefore, these results justify the continuity of the present research.

5. ACKNOWLEDGMENTS

The authors thanks to CAPES, CNPq and FAPERGS by the support.

6. REFERENCES

- Barstow, S., Mørk, G., Mollison, D. and Cruz, J., 2008. The Wave Energy Resource. In Cruz, J., Ed., *Ocean Wave Energy: Current Status and Future Perspectives*. Springer, Bristo, pp. 93-132.
- Bouali, B. and Larbi, S., 2013. "Contribution to the Geometry Optimization of an Oscillating Water Column Wave Energy Converter". *Energy Procedia*, Vol. 36, pp. 565-573.
- Chakrabarti, S.K., 2005. *Handbook of Offshore Engineering*. Elsevier, Oxford.
- Conde, J.M.P. and Gato, L.M.C., 2008. "Numerical Study of the Air-Flow in an Oscillating Water Column Wave Energy Converter". *Renewable Energy*, Vol. 33, No. 12, pp. 2637-2644.
- Dean, R.G. and Dalrymple, R.A., 1991. *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. World Scientific, Singapura.
- Dos Santos, E.D., Machado, B.N., Lopes, N., Souza, J.A., Teixeira, P.R.F., Gomes, M.N., Isoldi, L.A. and Rocha, L.A.O., 2013. Constructal Design of Wave Energy Converters. In Rocha, L.A.O., Lorente, S. and Bejan, A., Eds., *Constructal Law and Unifying Principle of Design*. Springer, New York, pp. 275-294.
- Echarri, L., 1998. *Ciencias de la tierra y del medio ambiente*. Navarra: Universidad de Navarra. Available at <http://www.tecnun.es/asignaturas/ecologia/hipertexto/00General/Principal.html>
- FLUENT, 2007. User's Manual. ANSYS Inc.
- Grimmler, J. do A.M., Gomes, M. das N., Souza, J.A., Dos Santos, E. D., Rocha, L.A.O. and Isoldi, L.A., 2012. "Constructal Design of a Three-Dimensional Oscillating Water Column (OWC) Wave Energy Converter (WEC)". *International Journal of Advanced Renewable Energy Research*, Vol. 1, No. 9, pp. 573-580.
- Gomes, M.N., Nascimento, C.D., Bonafini, B.L., Santos, E.D., Isoldi, L.A. and Rocha, L.A.O., 2012. "Two-Dimensional Geometric Optimization of an Oscillating Water Column Converter in Laboratory Scale", *Thermal Engineering*, Vol. 11, pp. 30-36.
- Gomes, M. das N., Olinto, C.R., Rocha, L.A.O., Souza, J.A. and Isoldi, L.A., 2009. "Computational Modeling of a Regular Wave Tank". *Thermal Engineering*, Vol. 8, pp. 44-50.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D., 1981. "Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries". *Journal of Computational Physics*, Vol. 39, No. 1, pp 201-225.
- Horko, M., 2007. *CFD Optimization of an Oscillating Water Column Energy Converter*, Master Thesis, University of Western Australia, Canberra, Australia.
- Isoldi, L.A., Grimmler, J. do A.M., Lopes, N. da R., Gomes, M. das N., Souza, J.A., Dos Santos, E.D. and Rocha, L.A.O., 2013. "Numerical analysis of the hydropneumatic chamber shape influence in an oscillating water column (OWC) wave energy converter (WEC)". *Marine Systems and Ocean Technology*, Vol. 8, No. 2, pp. 109-117.
- Liu, Z., Hyun B. and Hong, K., 2008. "Application of Numerical Wave Tank to OWC Air Chamber for Wave Energy Conversion". In *Proceedings of the 18th International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE)*, Vancouver, Canada, vol. 1, pp. 350-356.
- Seibt, F.M., Couto, E.C., Dos Santos, E.D., Isoldi, L.A., Rocha, L.A.O. and Teixeira, P.R. de F., 2014. "Numerical Study on the Effect of Submerged Depth on Horizontal Plate Wave Energy Converter", *China Ocean Engineering* (*in press*).
- Twidell, J. and Weir, T., 2006. *Renewable Energy Resources*, London: Taylor & Francis, New York.

7. NOTICE OF RESPONSIBILITY

The authors are the only responsible for the published material included in this paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

SIMULAÇÃO NUMÉRICA E CONSTRUCTAL DESIGN APLICADOS À FLAMBAGEM ELÁSTICA DE PLACAS FINAS DE AÇO

Emilio Gabriel Gonçalves Folzke¹, Anderson Luis Garcia Correia², Thiago da Silveira³, Luiz Alberto Oliveira Rocha⁴, Elizaldo Domingues dos Santos⁵, Mauro de Vasconcellos Real⁶, Liércio André Isoldi^{7,*}

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: emiliofolzke@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica - Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: anderson_luis_88@hotmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica - Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: engmects@hotmail.com

⁴ Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Rua Sarmiento Leite, 425, 2º Andar, CEP 90.050-170, Porto Alegre, RS, Brasil
e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

⁵ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica - Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: elizaldosantos@furg.br

⁶ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica - Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: mauroreal@furg.br

⁷ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica - Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
*e-mail: liercioisoldi@furg.br

RESUMO

Elementos estruturais esbeltos, como as placas finas, quando submetidos a cargas de compressão axial podem falhar de uma maneira que não depende apenas das propriedades de resistência de material, mas também das suas propriedades geométricas. Essa instabilidade é conhecida como flambagem. Além disso, em muitas situações é necessário que existam perfurações nestas placas. Neste artigo o método Constructal Design, que é baseado na Teoria Constructal, foi utilizado para avaliar a influência da geometria do furo em placas finas de aço submetidas à flambagem elástica. Para isso, furos do tipo retangular, elíptico e oblongo, centralizados na placa, foram considerados. A geometria desses furos foi variada considerando o grau de liberdade H_0/L_0 , que relaciona as dimensões características de cada tipo de perfuração. Além disso, todos os furos analisados possuem a mesma fração de volume (ϕ), que representa a relação entre o volume da perfuração e o volume da placa sem furo. A função objetivo é maximizar a carga crítica das placas perfuradas. Um modelo computacional desenvolvido no

software ANSYS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), foi empregado para determinar numericamente a carga crítica de flambagem em cada caso. Foi observada a importância da configuração geométrica na busca por performances superiores: através de uma simples variação na geometria do furo, mantendo fixa sua fração de volume, foi possível obter cargas críticas até 143.40 % superiores quando comparados às obtidas com as piores geometrias.

1. INTRODUÇÃO

As placas finas são elementos estruturais amplamente utilizados na engenharia naval e oceânica, como por exemplo, em plataformas de extração de petróleo e em embarcações. Sabe-se, porém, que elementos estruturais esbeltos submetidos a cargas de compressão axial podem falhar de maneira súbita devido a um fenômeno de instabilidade conhecido como flambagem (Megson, 2005). Portanto, placas finas submetidas a uma compressão uniaxial, podem flambar. Na flambagem, no momento em que a carga crítica é atingida, ocorre uma súbita flexão da placa na direção transversal ao plano de aplicação da carga (Åkesson, 2007). Normalmente, a carga crítica que provoca a flambagem tem intensidade bastante inferior à carga que atingiria a tensão de escoamento do material.

Além disso, em muitas situações é necessária a existência de furos nessas placas, seja para a redução do peso próprio, seja para fins de acesso, serviços e até mesmo estética. Entretanto, a presença desses furos gera uma redistribuição de tensões acompanhada por uma mudança no comportamento mecânico das placas (Cheng and Zhao, 2010).

É possível estudar analiticamente a flambagem em placas sem perfurações, porém não existem soluções analíticas para a flambagem de placas perfuradas, o que justifica o uso da simulação numérica para a análise do problema.

Cabe destacar que nas placas o fenômeno da flambagem pode ser dividido em duas categorias: a flambagem elástica e a flambagem elasto-plástica. Nas placas, a flambagem elástica (linear) não é considerada como o colapso da estrutura, como acontece em colunas. As placas apresentam um comportamento pós-flambagem (não-linear), podendo resistir a um carregamento superior ao da carga crítica (flambagem elástica), sofrendo colapso somente quando a carga última (flambagem elasto-plástica) for atingida (Åkesson, 2007).

Como o foco do presente trabalho é a flambagem elástica de placas perfuradas, a seguir serão destacadas algumas publicações envolvendo esse assunto: El-Sawy e Nazmy (2001) investigaram o efeito da geometria nas cargas críticas de flambagem em placas retangulares com furos excêntricos de formato circular e retangular, submetidas a carregamento uniaxial; El-Sawy e Martini (2007) utilizaram o método dos elementos finitos para determinar as cargas de flambagem em placas retangulares carregadas biaxialmente com furos circulares centrados; Moen e Schafer (2009) desenvolveram expressões analíticas validadas e resumidas para estimar a influência de furos únicos ou múltiplos na carga crítica de flambagem de placas em flexão ou compressão.

Portanto, empregando uma abordagem computacional aliada ao método Constructal Design, o objetivo desse trabalho foi avaliar a influência da geometria de diferentes tipos de furos em placas finas sob flambagem elástica, visando maximizar a carga crítica. Para isso, um modelo computacional desenvolvido no software ANSYS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), foi usado para simular numericamente os casos definidos através do método Constructal Design. Quatro tipos de furos foram considerados: retangular, elíptico, oblongo transversal e oblongo longitudinal. Esses furos são centralizados nas placas e possuem a mesma fração de volume $\phi = 0.15$, que é definida pela relação entre o volume do furo e o volume de placa. Já a geometria de cada furo varia de acordo com o grau de liberdade H_0/L_0 , que é a relação entre a altura e o comprimento da perfuração. Todas as placas simuladas são consideradas simplesmente apoiadas em seus quatro lados e possuem uma relação entre altura ($H = 1$ m) e comprimento ($L = 2$ m) de $H/L = 0.5$.

Até o momento, a maioria dos estudos empregando a Teoria Constructal é dedicada ao desenvolvimento de geometrias ótimas em problemas de mecânica dos fluidos e de transferência de calor. No entanto, é possível considerar os elementos estruturais como sistemas que podem assumir configurações que facilitem o fluxo de tensões. Esse ponto de vista é bastante incomum, mas tem se mostrado eficaz na busca por geometrias otimizadas que conduzam a comportamentos mecânicos superiores (Lorente et al., 2010). Cabe informar ainda que estudos envolvendo o método Constructal Design e a flambagem elástica de placas perfuradas é uma exclusividade do grupo de pesquisa em Mecânica dos Sólidos Computacional da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (FURG), entre os quais destacam-se: Rocha et al. (2012); Isoldi et al. (2013); e Rocha et al. (2013).

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente uma placa sem perfurações foi estudada analiticamente e numericamente. Os resultados obtidos foram comparados para realizar a verificação do modelo numérico. Depois, o valor da carga crítica de flambagem dessa placa foi adotado como parâmetro comparativo para as placas perfuradas.

2.1 Flambagem Elástica de Placas

Como já foi dito, em inúmeras situações de projeto, placas finas são submetidas a cargas de compressão uniaxial. A grande esbeltez desses componentes faz com que elas sejam suscetíveis a instabilidades como a flambagem (Real e Isoldi, 2010). No presente trabalho será considerada uma placa fina retangular de aço (módulo de elasticidade $E = 210$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$), com comprimento $L = 2$ m, altura $H = 1$ m, espessura $t = 10$ mm, simplesmente apoiada em seus quatro lados e submetida a uma carga compressiva P , como mostra a Fig. 1.

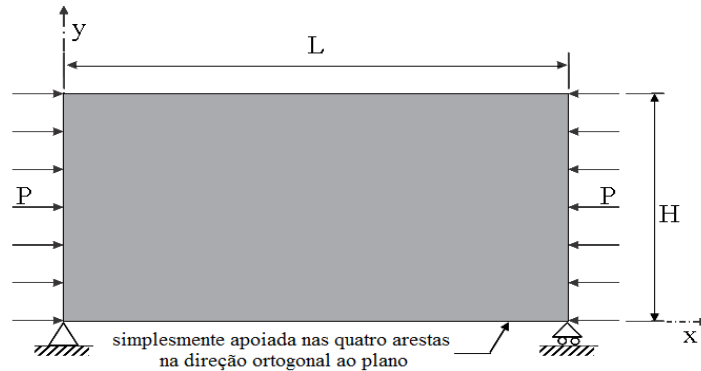


Figura 1. Placa sólida retangular submetida à compressão uniaxial.

A solução analítica para a determinação da carga crítica de uma placa sem furos é dada por:

$$P_{cr} = k \frac{\pi^2 E t^3}{12 H^2 (1 - \nu^2)} \quad (1)$$

onde π é uma constante matemática e k é o coeficiente de flambagem, dado por:

$$k = \left(m \frac{H}{L} + \frac{1}{m} \frac{L}{H} \right)^2 \quad (2)$$

sendo m o número de meias ondas que ocorrem na direção longitudinal à flambagem, definindo o modo de flambagem da placa.

Então, aplicando a Eq. (2) e considerando que na configuração flambada são geradas duas meias ondas na direção longitudinal da placa, obtém-se o coeficiente da flambagem $k = 4.0$. Com isso, através da Eq. (1), é possível determinar que o valor analítico para a carga crítica de flambagem apresentada na Fig. 1 é $P_{cr} = 759.20$ kN/m.

2.2 Modelagem Computacional

O modelo numérico foi desenvolvido através do software de elementos finitos ANSYS. Em todas as simulações, foi utilizado o elemento SHELL93, que possui oito nós e integração reduzida. O elemento possui seis graus de liberdade em cada nó: três translações (u , v , w) e três rotações (θ_x , θ_y , θ_z) (ANSYS, 2005).

Para o estudo numérico do fenômeno da flambagem foi adotada a análise elástica de autovalores. As equações de equilíbrio por elementos finitos para este tipo de análise envolvem a solução de equações algébricas homogêneas cujo autovalor mais baixo corresponde à carga crítica de flambagem e o autovetor associado representa o modo primário de flambagem (Madenci e Guven, 2006).

A formulação utilizada na análise inclui tanto os termos lineares como os não-lineares. Assim, a matriz de rigidez total $[K]$, é obtida pela soma da matriz de rigidez convencional para pequenas deformações, $[K_E]$, com outra matriz, $[K_G]$, chamada matriz de rigidez geométrica. A matriz $[K_G]$ depende não só da geometria, mas também do esforço interno existente no início do carregamento, $\{P_0\}$. Então, a matriz de rigidez total da placa para um nível de carga $\{P_0\}$ pode ser escrita como (Przemieniecki, 1985):

$$[K] = [K_E] + [K_G] \quad (3)$$

Quando a carga atinge o nível de $\{P\} = \lambda\{P_0\}$, onde λ é um escalar, a matriz de rigidez pode ser definida como:

$$[K] = [K_E] + \lambda[K_G] \quad (4)$$

As equações de equilíbrio governantes para a placa podem ser escritas como:

$$[[K_E] + \lambda[K_G]]\{U\} = \lambda\{P_0\} \quad (5)$$

onde $\{U\}$ é o vetor de deslocamento total, que pode, portanto ser determinado por:

$$\{U\} = [[K_E] + \lambda[K_G]]^{-1} \lambda\{P_0\} \quad (6)$$

Na flambagem, a placa apresenta um grande crescimento nos deslocamentos sem crescimento da carga. Por definição matemática é possível determinar a matriz inversa como a matriz adjunta dividida pelo determinante dos coeficientes. Então os deslocamentos $\{U\}$ tendem a infinito quando:

$$\det [[K_E] + \lambda[K_G]] = 0 \quad (7)$$

A Eq. (7) representa um problema de autovalor que, quando resolvido, gera o menor autovalor, λ_1 , que corresponde à carga crítica $\{P_{cr}\} = \lambda_1\{P_0\}$ em que ocorre a flambagem elástica. Além disso, o vetor de deslocamento associado $\{U\}$ define a forma do modo de flambagem. O problema de autovalor é resolvido usando o método numérico de Lanczos (ANSYS, 2005).

Então, para a verificação do modelo computacional, a carga crítica de uma placa não perfurada (Fig. 1) foi numericamente determinada e o resultado foi comparado com a solução analítica dada pela Eq. (1). A placa foi discretizada adotando um elemento triangular com lados de tamanho de 50.00 mm ($H/20$), gerando uma malha com 1814 elementos finitos (Fig. 2(a)). O resultado numérico para a carga crítica de flambagem foi 755.30 kN/m, mostrando uma diferença de -0.51% em relação à solução analítica anteriormente obtida. A Fig. 2(b) apresenta o modo de flambagem da placa não perfurada, com a formação de duas meias ondas.

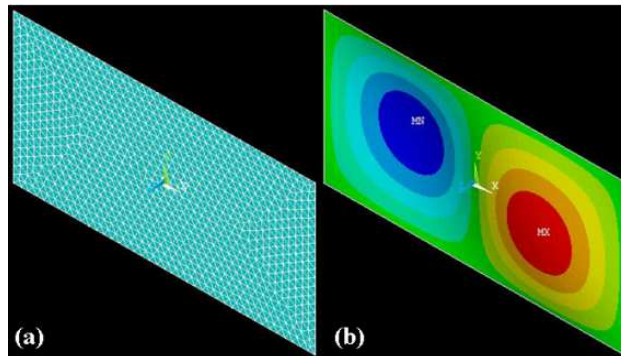


Figura 2. Placa sem furo: (a) Malha de elementos finitos; (b) Forma flambada.

2.3 Método Constructural Design

A aplicação da Teoria Constructal (Bejan, 2000; Bejan e Lorente, 2008) em problemas de engenharia é feita através do método Constructal Design. Esse método é baseado em restrições e objetivos, permitindo avaliar a influência da variação da configuração geométrica do sistema em seu desempenho. Neste trabalho, o Constructal Design foi empregado no estudo de placas finas com furo centrado, considerando quatro diferentes tipos de furos: retangular (Fig. 3(a)), elíptico (Fig. 3(b)), oblongo transversal (Fig. 3(c)) e oblongo longitudinal (Fig. 3(d)). A geometria de cada furo foi variada através do grau de liberdade H_0/L_0 . Já o volume do furo foi considerado como uma restrição, sendo mantido constante em todas as simulações realizadas. Para isso o parâmetro ϕ , chamado de fração de volume do furo, que é a relação entre o volume do furo (V_0) e o volume da placa sem perfuração (V), foi fixado em 0.15 para todos os tipos e geometrias de furos analisados. Para o furo retangular a fração de volume é dada por:

$$\phi = \frac{V_0}{V} = \frac{H_0 L_0 t}{HLt} = \frac{H_0 L_0}{HL} \quad (8)$$

para a perfuração elíptica a fração de volume é definida como:

$$\phi = \frac{V_0}{V} = \frac{(\pi H_0 L_0 t)/4}{HLt} = \frac{\pi H_0 L_0}{4HL} \quad (9)$$

já para o furo elíptico transversal,

$$\phi = \frac{V_0}{V} = \frac{\left[(H_0 - L_0) L_0 + \pi \left(\frac{L_0}{2} \right)^2 \right] t}{HLt} = \frac{H_0 L_0 - L_0^2 + \frac{\pi}{4} L_0^2}{HL} \quad (10)$$

e, por fim, a fração de volume do furo oblongo longitudinal é:

$$\phi = \frac{V_0}{V} = \frac{\left[(L_0 - H_0) H_0 + \pi \left(\frac{H_0}{2} \right)^2 \right] t}{HLt} = \frac{L_0 H_0 - H_0^2 + \frac{\pi}{4} H_0^2}{HL} \quad (11)$$

Cabe salientar que os furos oblongos são formados a partir de uma região central retangular e por dois semicírculos nas extremidades (ver Figs. 3(c) e 3(d)).

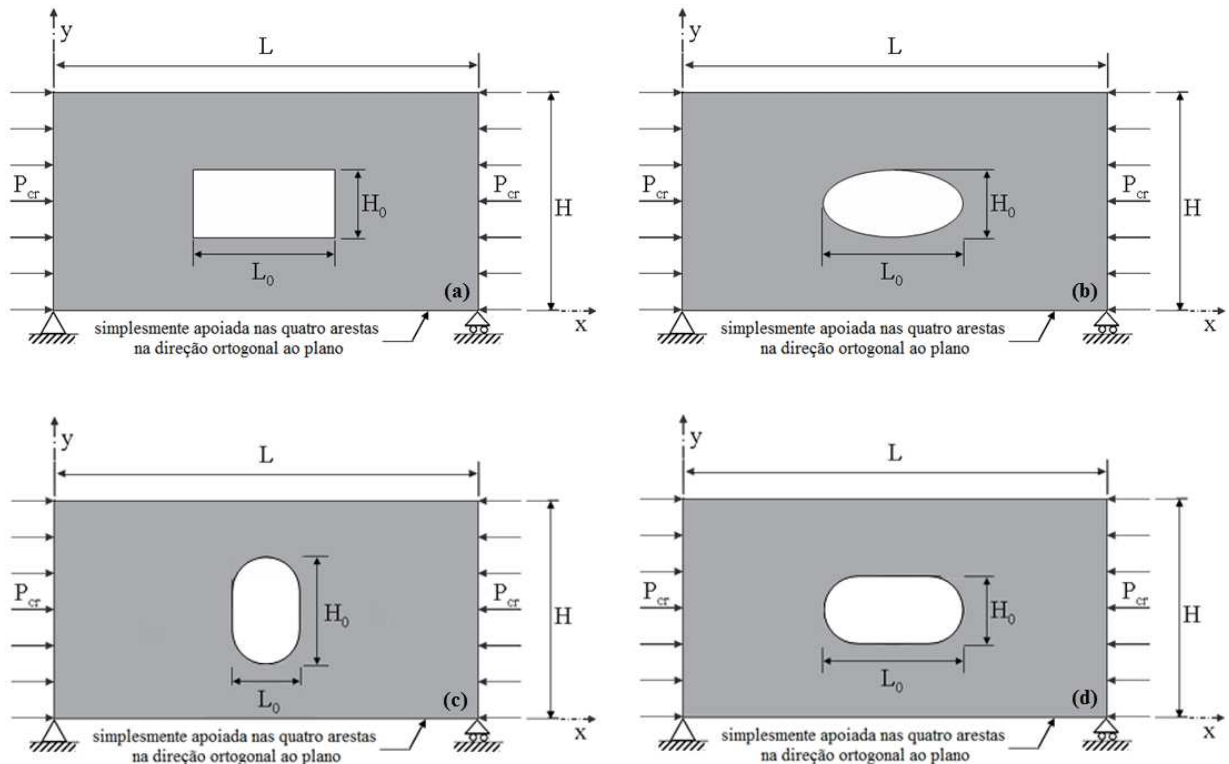


Figura 3. Placas com furos centralizados do tipo: (a) retangular; (b) elíptica; (c) oblongo transversal; e (d) oblongo longitudinal.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Em todos os casos simulados numericamente foram empregados o mesmo material e a mesma discretização do domínio computacional usada no procedimento de verificação do modelo computacional.

Para permitir uma comparação entre os resultados obtidos para os diferentes tipos de furos e suas variações geométricas, foi considerada uma carga crítica adimensional ($P_{cr,adim}$) definida pela relação entre a carga crítica da placa perfurada e a carga crítica da placa sem perfuração. Na Fig. 4 são apresentados os valores de $P_{cr,adim}$ para os quatro tipos de furos analisados em função do grau de liberdade H_0/L_0 .

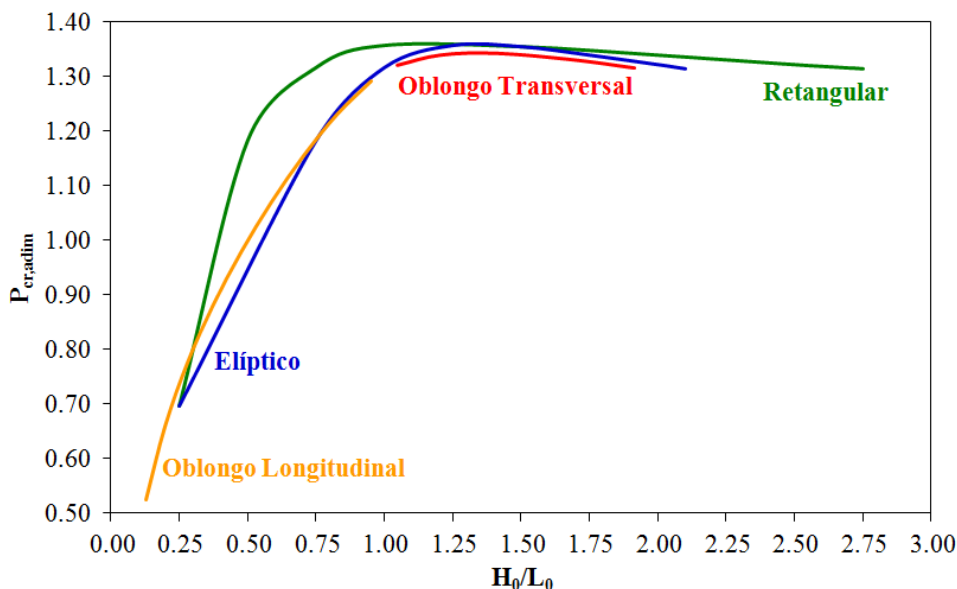


Figura 4. Carga crítica adimensional para os quatro tipos de furos em função do grau de liberdade H_0/L_0 .

Analisando a Fig. 4 é possível observar que o furo retangular abrange um maior intervalo de geometrias possíveis, com H_0/L_0 variando de 0.25 até 2.75. A geometria ótima para o furo retangular foi obtida para $(H_0/L_0)_o = 1.50$ conduzindo a uma carga crítica adimensional máxima de $(P_{cr,adim})_m = 1.32$. Já o furo elíptico se mostrou como o melhor tipo de furo entre os avaliados nesse trabalho, ou seja, gerou o maior valor de carga crítica adimensional máxima $(P_{cr,adim})_m = 1.36$ com uma geometria ótima $(H_0/L_0)_o = 1.25$, quando comparado com as cargas críticas adimensionais máximas dos furos retangular, oblongo longitudinal e oblongo transversal. Além disso, a geometria do furo elíptico apresentou uma faixa possível de $0.25 \leq H_0/L_0 \leq 2.10$. Sobre os furos oblongos, é possível notar que os mesmos se complementam, ou seja, o furo oblongo longitudinal apresenta geometrias possíveis na faixa $0.13 \leq H_0/L_0 \leq 0.95$ enquanto o furo oblongo transversal varia em um intervalo $1.05 \leq H_0/L_0 \leq 1.92$. A geometria otimizada para o furo oblongo longitudinal foi obtida para $(H_0/L_0)_o = 0.95$ com $(P_{cr,adim})_m = 1.29$. Para o furo oblongo transversal um valor maximizado para a carga crítica adimensional de $(P_{cr,adim})_m = 1.34$ foi alcançado com a geometria ótima $(H_0/L_0)_o = 1.32$.

Para mostrar a importância e a influência da geometria do sistema na busca por performances superiores, a seguir serão feitas comparações entre a melhor e a pior geometria para cada tipo de furo analisado. Na Fig. 5, para o furo retangular, a geometria otimizada é comparada com a pior geometria $H_0/L_0 = 0.25$ (Fig. 5(a)) que conduziu a uma carga crítica adimensional de $P_{cr,adim} = 0.73$.

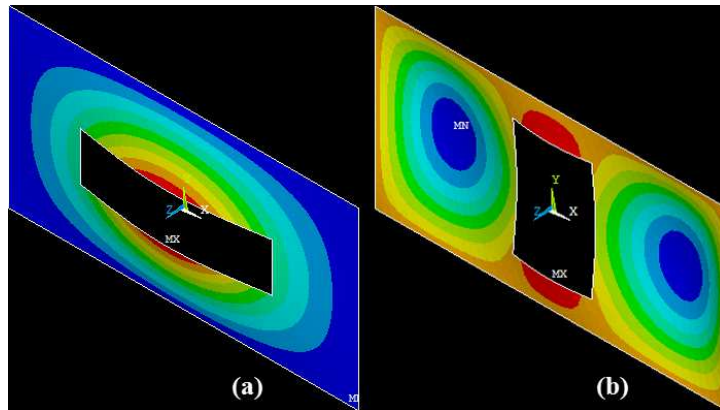


Figura 5. Forma flambada da placa com furo retangular: (a) pior geometria; e (b) geometria ótima.

Na Fig. 5(a) é possível observar que somente uma meia onda foi formada na flambagem elástica da pior geometria, já na geometria otimizada foram geradas três meias ondas na configuração deformada. Isso explica o aumento de 80.82 % obtido com a geometria ótima, pois nela é necessária uma carga crítica que forme três meias ondas na placa, enquanto que na pior geometria é necessária uma carga crítica que gere somente uma meia onda.

Para a placa com furo elíptico, a pior geometria entre as estudadas (Fig. 6(a)), definida por $H_0/L_0 = 0.25$ e um $P_{cr,dim} = 0.70$, é apresentada juntamente com a geometria otimizada (Fig. 6(b)).

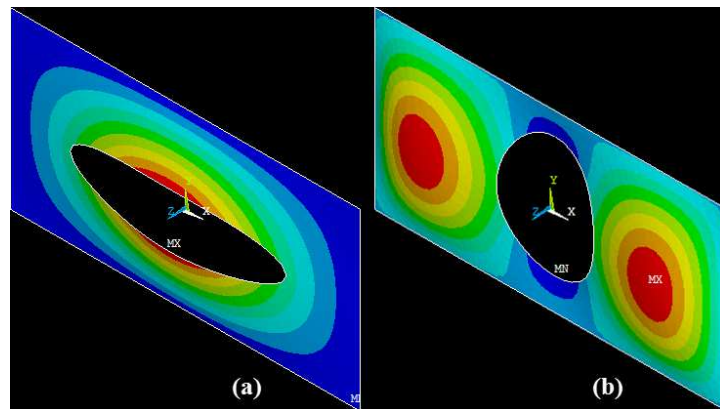


Figura 6. Forma flambada da placa com furo elíptico: (a) pior geometria; e (b) geometria ótima.

Novamente, na Fig. 6, é possível notar a formação de somente uma meia onda na pior geometria e de 3 meias ondas na geometria ótima, justificando o comportamento mecânico superior de 94.29 %.

Para o furo oblongo longitudinal (Fig. 7), que é formado por um retângulo e por dois semicírculos, foi observado um comportamento análogo aos dos furos retangular e elíptico, ou seja, a geometria ótima para o furo oblongo longitudinal (Fig. 7(b)) conduziu à uma carga crítica 143.40 % maior que a alcançada com a pior geometria ($H_0/L_0 = 0.13$ e um $P_{cr,dim} = 0.53$). É possível ainda notar que a geometria ótima nesse tipo de furo se aproxima de um furo circular (Fig. 7(b)).

Por fim, na Fig. 8, são mostradas as formas flambadas para a pior (Fig. 8(a)) e a melhor (Fig. 8(b)) geometrias para o furo oblongo transversal. Nesse caso, a pior geometria foi obtida com duas meias ondas (Fig. 8(a)), enquanto na geometria ótima são geradas três meias ondas (Fig. 8(b)). Como comentado anteriormente, a faixa de variação de H_0/L_0 para o furo oblongo transversal é bastante restrita, fato que se reflete em uma melhoria de somente 1.52 % quando a carga crítica da geometria ótima é comparada com a da pior geometria.

Cabe destacar que o modelo numérico usado na determinação da carga crítica de flambagem considera um comportamento linear-elástico do material da placa. Então, os resultados apresentados aqui são válidos somente se a carga crítica não causar uma tensão crítica superior à tensão de escoamento do material da placa. Se a tensão de escoamento for ultrapassada, uma análise numérica não-linear deverá ser realizada, considerando não-linearidades geométrica e de material.

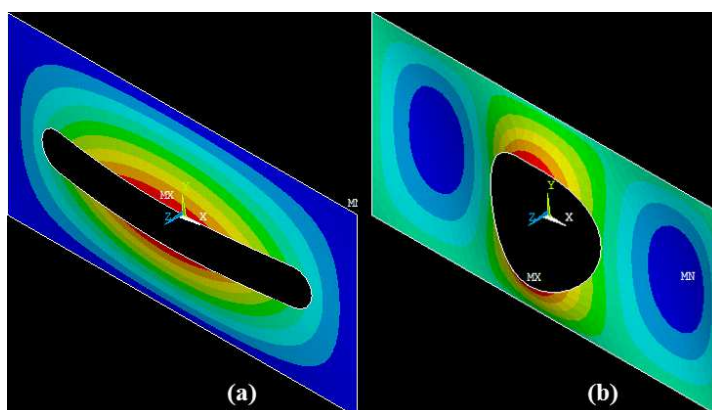


Figura 7. Forma flambada da placa com furo oblongo longitudinal: (a) pior geometria; e (b) geometria ótima.

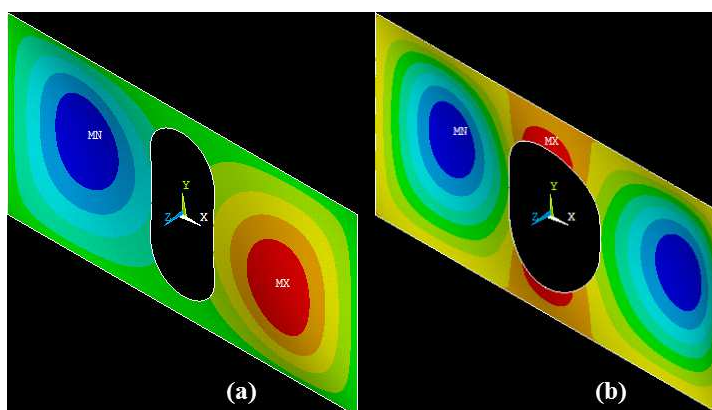


Figura 8. Forma flambada da placa com furo oblongo transversal: (a) pior geometria; e (b) geometria ótima.

4. CONCLUSÕES

Ao término desse trabalho foi possível avaliar a influência da geometria de quatro diferentes tipos de furos na flambagem elástica de placas de aço perfuradas. Para isso um modelo computacional verificado foi associado ao método Constructural Design, permitindo simular numericamente os diversos casos propostos e realizar uma comparação justa entre os mesmos, uma vez que a fração volumétrica das perfurações foi mantida constante.

Foi observado que a geometria do furo tem grande influência no comportamento mecânico sob flambagem elástica das placas perfuradas. Somente uma simples variação na geometria da perfuração conduziu a uma melhoria de 80.82 %, 94.29 % e 143.40 % para os furos do tipo retangular, elíptico e oblongo longitudinal, respectivamente. Já para o furo oblongo transversal, essa melhoria não se mostrou tão efetiva, sendo apenas de 1.52 %. Isso se deve ao fato de que o furo oblongo transversal possui um intervalo restrito de geometrias, diferentemente dos outros tipos de furos analisados.

Se uma comparação entre os tipos de furo for realizada, considerando as geometrias ótimas entre os casos estudados, fica indicado que o furo elíptico possui um comportamento mecânico sob flambagem elástica 1.49 %, 3.03 % e 5.43 % superior se comparado aos furos oblongo transversal, retangular e oblongo longitudinal, respectivamente.

4. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal do Rio Grande (FURG) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Rio Grande do Sul (FAPERGS) pela concessão de bolsa de Iniciação Científica.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Åkesson, B., 2007. Plate buckling in bridges and other structure. Taylor & Francis.
 ANSYS User's Manual (version 10.0), 2005. Swanson Analysis System Inc, Houston.
 Bejan, A., 2000, Shape and structure, from engineering to nature, Cambridge University Press, Cambridge.

- Bejan, A., e Lorente, S., 2008, Design with Constructal Theory, Wiley, Hoboken.
- Cheng, e Zhao, J., 2010. "Strengthening of perforated plates under uniaxial compression: Buckling analysis," Thin-Walled Structures, Vol. 48, pp. 905-914.
- El-Sawy, K.M. e Nazmy, A.S., 2001. "Effect of aspect ratio on the elastic buckling of uniaxially loaded plates with eccentric holes," Thin-Walled Structures, Vol. 39, pp. 983-998.
- El-Sawy, K.M. e Martini, M.I., 2007. "Elastic stability of bi-axially loaded rectangular plates with a single circular hole," Thin-Walled Structures, Vol. 45, pp. 122-33.
- Isoldi, L. A. ; Real, M. V. ; Correia, A. L. G. ; Vaz, J. ; Santos, E. D. dos ; Rocha, L. A. O., 2013. "Flow of Stresses: Constructal Design of Perforated Plates Subjected to Tension or Buckling. In: Constructal Law and the Unifying Principle of Design" - Rocha, L. A. O. ; Lorente, S.; Bejan, A.. (Org.). Understanding Complex Systems. 1ed. New York: Springer New York, v. 1, p. 195-217.
- Lorente, S. Lee, J. e Bejan, A. 2010. "The "flow of stresses" concept: the analogy between mechanical strength and heat convection," Int. J. Heat Mass Transfer, Vol. 53, pp. 2963-2968.
- Madenci, E. e Guven, I., 2006. The Finite Element Method and Applications in Engineering Using ANSYS®. Ed. Springer.
- Megson, T. H. G., 2005 Structural and Stress Analysis. Ed. Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Moen, D. e Schafer, B. W., 2009. "Elastic buckling of thin plates with holes in compression or bending," Thin-Walled Structures, Vol. 47, pp. 1597-1607.
- Przemieniecki, J.S., 1985 Theory of Matrix Structural Analysis. Ed. Dover Publications.
- Real, M.V. e Isoldi L. A., 2010. "Finite element buckling analysis of uniaxially loaded plates with holes," in Southern Conference on Computational Modeling, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, pp. 69-73.
- Rocha, Luiz Alberto O. ; Real, M. V. ; Correia, A. L. G. ; Vaz, J. ; dos Santos, E. D. ; Isoldi, L. A., 2012 . "Geometric optimization based on the Constructal Design of perforated thin plates subject to buckling". Computational Thermal Sciences, v. 4, p. 119-129.
- Rocha, L. A. O. ; Isoldi, L. A. ; Real, M. V. ; Dos Santos, E. D. ; Correia, A. L. G. ; Biserni, C. ; Lorenzini, G., 2013. "Constructal design applied to the elastic buckling of thin plates with holes". Central European Journal of Engineering, v. 3, p. 475-483.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

MODELAGEM COMPUTACIONAL APLICADA AO ESTUDO DA FLAMBAGEM TÉRMICA DE COLUNAS

Roberta Michaello¹, Daniel Helbig², Luiz Alberto Oliveira Rocha³, Mauro de Vasconcellos Real⁴, Elizaldo Domingues dos Santos⁵, Liércio André Isoldi^{6,*}

¹ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
robertaa@rocketmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Rua Sarmiento Leite, 425, 2º Andar, CEP 90.050-170, Porto Alegre, RS, Brasil
daniel.helbig@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Rua Sarmiento Leite, 425, 2º Andar, CEP 90.050-170, Porto Alegre, RS, Brasil
luizrocha@mecanica.ufrgs.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
mauroreal@furg.br

⁵ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
elizaldosantos@furg.br

⁶ Universidade Federal do Rio Grande - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
liercioisoldi@furg.br

* Autor correspondente

RESUMO

A flambagem é um fenômeno de instabilidade que pode acontecer em componentes estruturais esbeltos quando submetidos a uma solicitação axial de compressão. Essa solicitação pode ocorrer devido a um carregamento externo aplicado, que quando ultrapassa um determinado limite, chamado de carga crítica, causa a flambagem mecânica na estrutura. Uma outra possibilidade acontece em elementos estruturais hiperestáticos e submetidos a uma variação de temperatura. Como os movimentos axiais estão impedidos, se o gradiente positivo de temperatura for maior que a variação crítica de temperatura, surgirá uma solicitação axial de compressão superior à carga crítica e ocorrerá a flambagem térmica. Nesse contexto, o presente trabalho propõe um modelo computacional para solucionar o problema da flambagem térmica. Para isso foi empregado o software ANSYS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Um elemento finito SHELL93, do tipo casca fina, foi adotado para a discretização do domínio computacional. Uma solução envolvendo equações algébricas homogêneas, onde a variação crítica de temperatura é determinada pelo autovalor mais baixo e a configuração flambada obtida pelo autovetor associado, foi adotada. Um estudo de caso foi realizado, onde um perfil metálico foi considerado com condições de vinculação bi-engastada, engastada-rotulada e bi-rotulada. Os resultados numéricos obtidos para a variação crítica de temperatura apresentaram uma diferença máxima absoluta de, aproximadamente, 2 % quando comparados com as soluções analíticas. Além disso, a forma flambada da estrutura, para cada caso, ficou em concordância com as configurações encontradas na literatura. Sendo assim, é possível afirmar que a modelagem computacional foi verificada, ou seja, a mesma é capaz de solucionar de maneira satisfatória o problema da flambagem térmica. Assim, é possível utilizar esse modelo numérico em análises que não possuam solução analítica, como é o caso da flambagem térmica em componentes estruturais que possuam perfurações.

1. INTRODUÇÃO

Elementos estruturais esbeltos, como as colunas metálicas, são amplamente empregados na construção de estruturas navais e offshore. Exemplos dessas aplicações podem ser observados nas Figs. 1a e 1b onde, respectivamente, a estrutura de um casco de navio e uma plataforma auto-elevável são apresentadas.

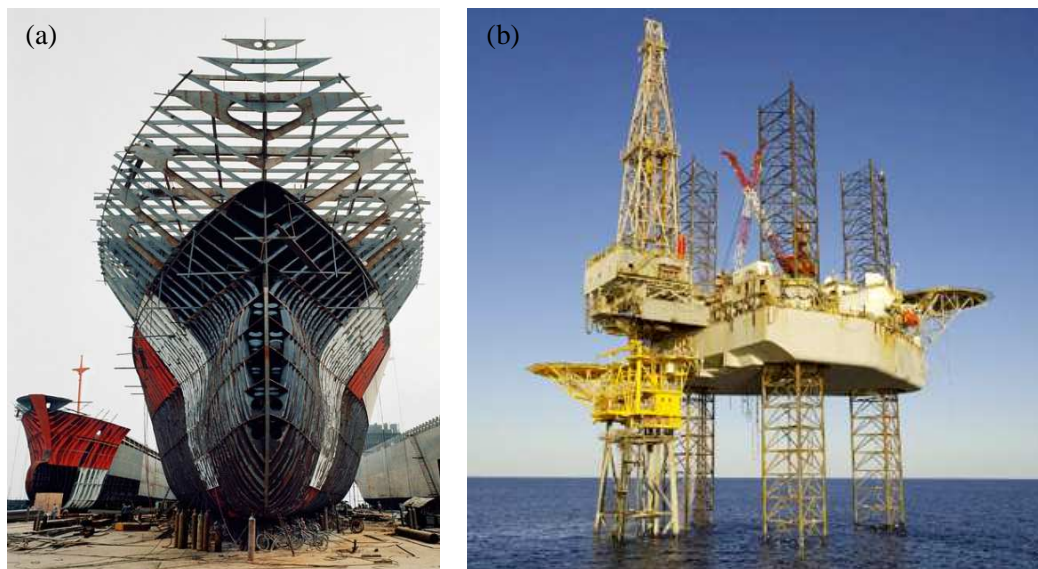


Figura 1. Aplicação de colunas metálicas: (a) estrutura de casco de navio (Marcado, 2010) e (b) plataforma para exploração de petróleo (Lorena, 2012).

De acordo com Iyengar (1988), um componente estrutural pode apresentar dois tipos de falha: de material e de forma. Na falha de material, a tensão no elemento estrutural ultrapassa o limite de segurança especificado, resultando na formação de trincas que causam seu colapso. Já na falha de forma, mesmo a tensão não ultrapassando o limite de segurança, o componente estrutural não é capaz de manter sua forma original. A falha de forma depende da geometria da estrutura e do carregamento aplicado, ocorrendo em elementos estruturais esbeltos submetidos a cargas de compressão.

Essa falha de forma é definida, portanto, como um fenômeno de instabilidade estrutural e é chamada de flambagem. Enquanto a carga compressiva em um elemento estrutural esbelto é relativamente pequena, o aumento na magnitude dessa carga resultará somente em uma deformação normal do mesmo, diminuindo seu comprimento. Entretanto, quando um determinado nível de carregamento é atingido, o componente estrutural sofre uma repentina flexão lateral. Esse nível de carregamento é chamado de carga crítica e essa flexão dá origem a grandes deformações, causando o colapso do elemento estrutural (Chajes, 1974).

Normalmente a tensão de compressão em um elemento estrutural é causada por carregamento axial, momento fletor, força cortante, carga concentrada ou por combinação desses (Åkesson, 2007). Entretanto existe ainda a possibilidade de um componente estrutural ser submetido a uma tensão de compressão devido a um aumento de temperatura, desde que o mesmo tenha o deslocamento de suas extremidades impedido pela presença de apoios. Nesse caso as tensões de compressão são chamadas de tensões térmicas (Hibbeler, 2010).

Portanto, se o deslocamento axial de um elemento estrutural for restringido e esse componente for submetido a uma variação positiva (aumento) de temperatura, surgirá uma força interna de compressão que, dependendo de sua magnitude, poderá causar flambagem, sendo, nesse caso, chamada de flambagem térmica.

Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é modelar computacionalmente o fenômeno da flambagem térmica em elementos estruturais do tipo coluna, visando determinar a variação crítica de temperatura, ou seja, a variação de temperatura que causa tal fenômeno. Para isso, o software ANSYS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), será empregado. Diferentes condições de vinculação para a coluna serão consideradas. O modelo numérico será verificado comparando seus resultados com as soluções para a flambagem térmica obtidas analiticamente.

2. FLAMBAGEM TÉRMICA

A expansão térmica de um componente estrutural, dependendo de suas vinculações, pode causar uma tensão de compressão, existindo a possibilidade de ocorrência de uma instabilidade elástica: a flambagem térmica.

De acordo com Beer e Johnston (1995) e Cassenti (2012), para entender como ocorre a flambagem térmica em uma coluna, considera-se uma barra esbelta de comprimento L , de material homogêneo e com seção transversal constante ao longo de toda sua extensão, que está, inicialmente, apoiada sobre uma superfície lisa horizontal, conforme a Fig. 2a.

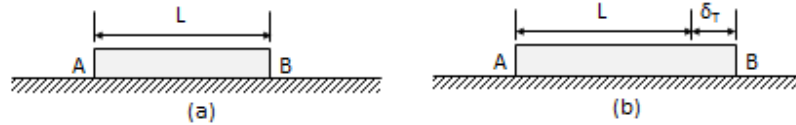


Figura 2. Barra sobre superfície horizontal: (a) sem variação de temperatura e (b) com variação de temperatura.

Se a barra for exposta a uma variação positiva de temperatura ΔT , como na Fig. 2b, a mesma sofrerá um alongamento δ_T proporcional tanto à variação da temperatura quanto ao comprimento da barra:

$$\delta_T = \alpha \Delta T L \quad (1)$$

sendo: α o coeficiente de dilatação térmica do material. Se a variação de comprimento da barra, dada pela Eq. (1), for relacionada com seu comprimento inicial, é possível determinar a deformação normal térmica da barra ϵ_T :

$$\epsilon_T = \frac{\delta_T}{L} = \alpha \Delta T \quad (2)$$

Neste caso, a barra não possui nenhum tipo de vinculação que impeça sua deformação e, portanto, não existe nenhuma tensão térmica associada. Porém, se essa mesma barra da Fig. 2 estiver engastada em suas extremidades, como mostra a Fig. 3a, e for submetida à variação positiva de temperatura ΔT , haverá o surgimento de reações de apoio P contrárias ao movimento de expansão da barra, devido à presença dos apoios, como ilustrado na Fig. 3b.

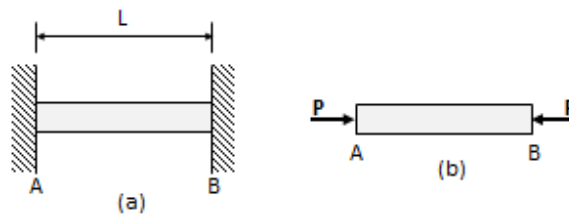


Figura 3. Barra bi-engastada: (a) submetida à variação de temperatura e (b) forças de reação geradas.

Como a barra bi-engastada é uma estrutura hiperestática, não é possível somente com as equações de equilíbrio determinar as reações de apoio. Torna-se necessário, então, considerar uma equação de compatibilidade de deslocamentos (Hibbeler, 2010):

$$\delta_{A/B} = \delta_T - \delta_P = 0 \quad (3)$$

onde: $\delta_{A/B}$ é o deslocamento da extremidade A em relação à extremidade B e δ_P é a variação de comprimento causada pela reação de apoio, definida por:

$$\delta_P = \frac{PL}{AE} \quad (4)$$

sendo A a área de seção transversal da barra e E o módulo de elasticidade do material da barra.

Então substituindo as Eqs. (2) e (4) na Eq. (3), é possível determinar o valor da reação de apoio causada pela variação de temperatura P :

$$P = AE \alpha \Delta T \quad (5)$$

Considerando que para uma coluna bi-engastada a carga crítica de flambagem é definida por (Hibbeler, 2010):

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2} \quad (6)$$

e igualando a carga imposta à barra devido à variação de temperatura definida pela Eq. (5) e a carga crítica dada pela Eq. (6), é possível determinar a variação crítica de temperatura, ou seja, a variação de temperatura que causa a flambagem térmica (Beer e Johnston, 1995; Cassenti, 2012):

$$\Delta T_{cr} = \frac{4\pi^2 I}{\alpha AL^2} \quad (7)$$

Seguindo procedimento análogo, é possível obter as equações analíticas para a variação de temperatura crítica para a coluna engastada-rotulada (Hibbeler, 2010; Barron e Barron, 2012):

$$\Delta T_{cr} = \frac{2.0457\pi^2 I}{\alpha AL^2} \quad (8)$$

e para a coluna bi-rotulada:

$$\Delta T_{cr} = \frac{\pi^2 I}{\alpha AL^2} \quad (9)$$

3. MODELAGEM COMPUTACIONAL

Para determinar, numericamente, a variação crítica de temperatura, ou seja, a variação de temperatura que causa a flambagem térmica em elementos estruturais esbeltos do tipo coluna foi desenvolvido um modelo computacional no software ANSYS. O software ANSYS é uma ferramenta computacional, que usa como método de discretização o Método dos Elementos Finitos (MEF), permitindo análises estruturais linear e não-linear em problemas estáticos e dinâmicos (ANSYS, 2005).

Em linhas gerais, o MEF é baseado na divisão do domínio de integração, contínuo, em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos finitos, transformando o meio contínuo em discreto. O comportamento de cada elemento é arbitrado de forma aproximada, com a condição de que a malha formada pelos elementos se comporte de forma semelhante ao contínuo original. No chamado modelo de deslocamentos do MEF, arbitra-se o campo de deslocamentos nodais e, como consequência, a interação de componentes de tensão entre elementos adjacentes é substituída pela interação de forças nodais entre elementos. Dessa maneira, o equilíbrio infinitesimal que se considera no modelo matemático de meio contínuo é substituído pelo equilíbrio de cada elemento finito isoladamente, trocando-se as equações diferenciais de equilíbrio por equações algébricas de equilíbrio do elemento como um todo. A partir destas equações algébricas escritas para cada elemento, obtém-se o sistema de equações de equilíbrio da malha de elementos. Esse sistema global, após a introdução das condições de vinculação ao meio exterior, permite a determinação da solução em termos dos deslocamentos nodais (Madenci e Guven, 2006).

Para o modelo computacional usado no presente estudo foi adotado o elemento SHELL93, por ser um dos elementos do software ANSYS adequado para a simulação numérica de placas e cascas finas. O elemento SHELL93, apresentado na Figura 4, possui oito nós e seis graus de liberdade por nó, ou seja, três translações nas direções x , y e z (u_x , u_y e u_z) e três rotações em torno dos eixos x , y e z (r_x , r_y e r_z), totalizando quarenta e oito graus de liberdade por elemento quadrilateral. É possível ainda uma configuração triangular, totalizando 36 graus de liberdade por elemento (ANSYS, 2005).

Para o estudo numérico do fenômeno da flambagem térmica foi adotada a análise por autovalores. As equações de equilíbrio por elementos finitos para este tipo de análise envolvem a solução de equações algébricas homogêneas cujo autovalor mais baixo corresponde à temperatura crítica de flambagem e o autovetor associado representa o primeiro modo de flambagem. Essa solução é análoga à determinação da carga crítica de flambagem mecânica em uma coluna, onde o autovalor mais baixo indica a carga crítica e o autovetor correspondente define o primeiro modo de flambagem (Madenci e Guven, 2006). Para isso a diferença entre a temperatura de referência e a temperatura aplicada deve ser de apenas 1 °C, pois os autovalores e autovetores são calculados para uma carga unitária aplicada. Assim, com essa diferença de 1 °C, o primeiro autovalor encontrado será igual à diferença de temperatura que causa a flambagem térmica (Cassenti, 2012). No ANSYS o problema de autovalores-autovetores é resolvido usando o método numérico de Lanczos (ANSYS, 2005).

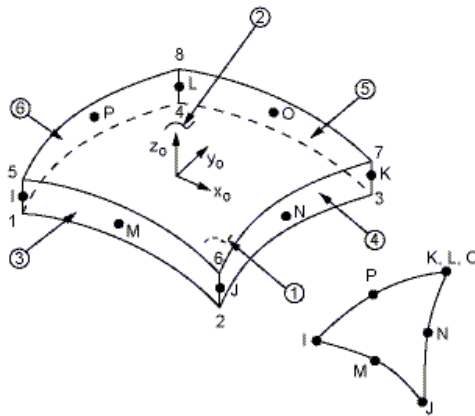


Figura 4. Elemento SHELL93.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para mostrar a eficácia do modelo computacional desenvolvido, um estudo de caso foi considerado, como mostra a Fig. 5a. O elemento estrutural é feito de aço A-36, com módulo de elasticidade $E = 210 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$ e coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, a partir de um perfil W310×21. O elemento está engastado nas duas extremidades e possui as seguintes dimensões: comprimento $L = 4.5 \text{ m}$, altura $d = 303 \text{ mm}$, espessura da aba $t = 5.7 \text{ mm}$, largura da aba $b = 101 \text{ mm}$ e espessura da alma $e = 5.08 \text{ mm}$. Possui ainda área de seção transversal $A = 2680 \text{ mm}^2$ e momentos de inércia $I_z = 37 \times 10^6 \text{ mm}^4$ e $I_y = 0.986 \times 10^6 \text{ mm}^4$.

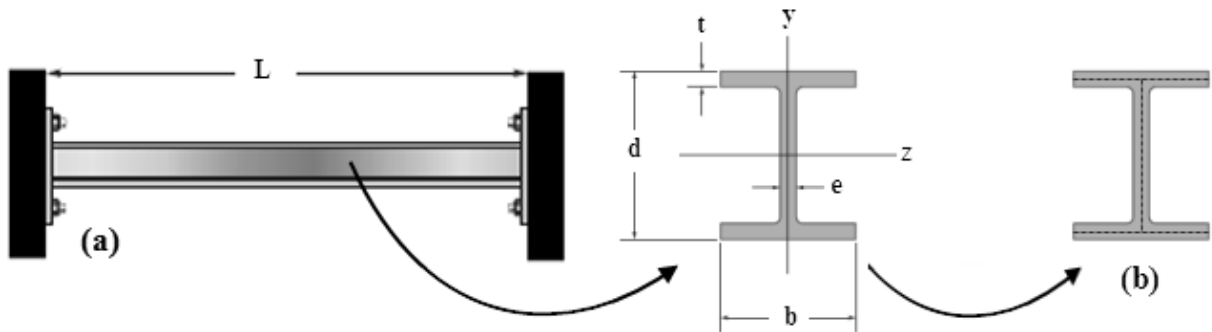


Figura 5. Estudo de caso: (a) elemento estrutural bi-engastado e (b) hipótese simplificativa.

Como o menor momento de inércia da área de seção transversal do perfil é em torno do eixo y , conseqüentemente a flambagem térmica ocorrerá em torno do eixo y . Portanto, a partir da Eq. (7) é possível determinar para esse caso o valor analítico para a variação crítica de temperatura de $\Delta T_{cr} = 59.77 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Foram também estudadas as condições de vinculação engastada-rotulada (Fig. 6a) e bi-rotulada (Fig. 6b), sendo seus resultados analíticos determinados, respectivamente, pelas Eqs. (8) e (9), com valores de $\Delta T_{cr} = 30.57 \text{ } ^\circ\text{C}$ e $\Delta T_{cr} = 14.94 \text{ } ^\circ\text{C}$.



Figura 6. Elemento estrutural com vinculação: (a) engastada-rotulada e (b) bi-rotulada.

Já para a solução numérica do problema, como o elemento finito empregado no modelo computacional é um elemento tipo casca, uma simplificação foi considerada para a construção do domínio computacional: as abas e a alma do perfil metálico foram representadas por superfícies médias, conforme indicado na Fig. 5b. Em todas as simulações realizadas, a discretização do domínio computacional foi feita com uma malha regular formada por elementos quadrilaterais com tamanho característico de 10 mm, como pode ser observado na Fig. 7. A temperatura de referência adotada foi de 25 °C e a temperatura aplicada, conforme explicado anteriormente, foi então de 26 °C.

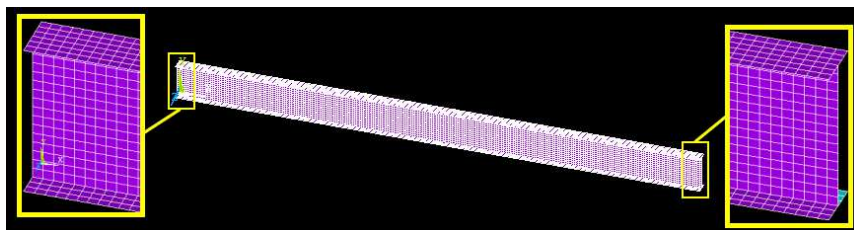


Figura 7. Discretização do domínio computacional

Para o caso com vinculação bi-engastada, as condições de contorno consideradas nas duas extremidades do componente estrutural foram: $u_x = u_y = u_z = r_x = r_y = r_z = 0$, aplicados às linhas médias da aba e da alma (ver Fig. 5b). Foi obtida numericamente uma variação crítica de temperatura $\Delta T_{cr} = 58.46$ °C, apresentando uma diferença em relação ao resultado analítico de -2.19%. A configuração flambada do componente estrutural, nesse caso, assume a forma mostrada na Fig. 8, representando adequadamente a condição de engastamento imposta nas extremidades, possuindo uma deflexão máxima em sua região central (vermelho) na direção do eixo z, enquanto suas extremidades permanecem sem nenhum deslocamento ou rotação.

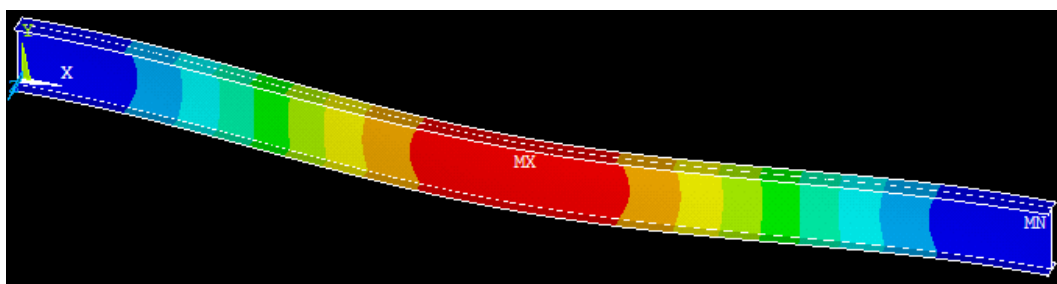


Figura 8. Flambagem térmica do componente estrutural bi-engastado.

Já para a condição de vinculação engastada-rotulada, foram impostas como condições de contorno, aplicadas nas linhas médias da aba e da alma da extremidade esquerda do componente, $u_x = u_y = u_z = r_x = r_y = r_z = 0$; enquanto, na extremidade direita, as restrições $u_y = r_x = r_z = 0$ foram impostas nas linhas médias das abas e na linha média da alma foram consideradas $u_x = u_y = u_z = r_x = r_z = 0$. A variação crítica de temperatura definida através da simulação numérica foi de $\Delta T_{cr} = 30.61$ °C, possuindo uma diferença relativa de apenas 0.13% se comparada à solução analítica correspondente. A forma do componente estrutural após sofrer a flambagem térmica é apresentada na Fig. 9.

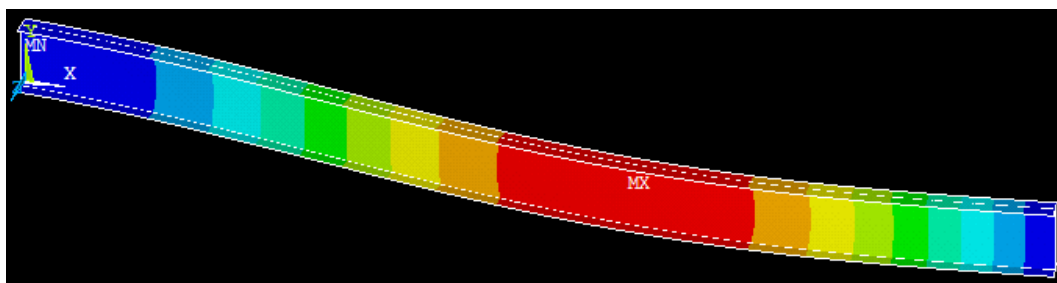


Figura 9. Flambagem térmica do componente estrutural engastado-rotulado.

É possível notar na Fig. 9 que, em virtude da maior liberdade de movimentos permitida à extremidade direita da viga, em relação ao caso bi-engastado, a deflexão máxima sofrida pelo componente (em vermelho) não ocorre em sua região central como observado na Fig. 8, mas sim em uma região localizada entre a região central do perfil metálico e sua extremidade rotulada. É importante destacar que essa configuração deformada está de acordo com a forma flambada de uma coluna engastada-rotulada (Hibbeler, 2010).

Por fim, foi realizada a simulação numérica para a flambagem térmica do componente com condição de vinculação bi-rotulada, sendo considerado em ambas extremidades as seguintes condições de contorno: nas linhas médias das abas $u_y = r_x = r_z = 0$ e nas linhas médias das almas $u_x = u_y = u_z = r_x = r_z = 0$. Foi encontrado um valor de $\Delta T_{cr} = 15.18 \text{ }^\circ\text{C}$ através da modelagem computacional, que se comparado ao valor determinado analiticamente apresenta uma diferença de 1.61 %. A configuração deformada devido à ocorrência da flambagem térmica no componente bi-rotulado é mostrada na Fig. 10. Aqui, assim como na Fig. 8, devido à simetria existente nas condições de vinculação das extremidades do elemento estrutural, a região central do mesmo é a que sofre maior deflexão.

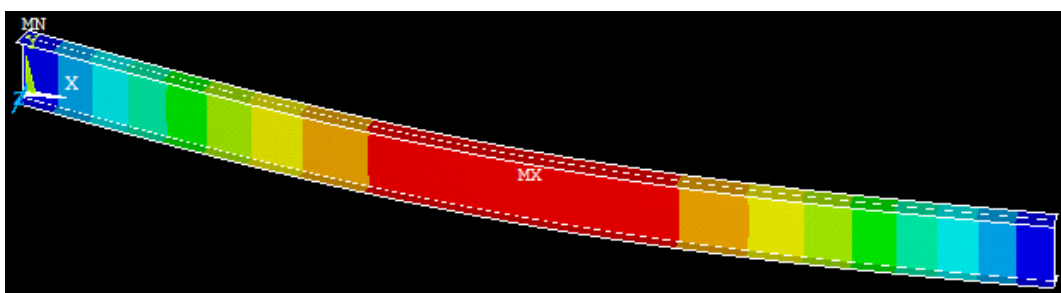


Figura 10. Flambagem térmica do componente estrutural bi-rotulado.

Analisando quantitativamente os resultados numéricos, foi encontrada uma diferença máxima absoluta de aproximadamente 2 % em comparação às soluções analíticas, verificando assim o modelo computacional desenvolvido. Já se uma análise qualitativa é realizada é possível notar que modelo computacional para a flambagem térmica gerou configurações deformadas que estão em concordância com as indicações da literatura (Hibbeler, 2010; Barron e Barron, 2012), comprovando a eficácia do modelo proposto.

5. CONCLUSÕES

Nesse trabalho foi apresentado um modelo computacional capaz de solucionar numericamente o problema da flambagem térmica em componentes estruturais esbeltos com diferentes tipos de vinculações. O software ANSYS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), foi empregado, sendo usado o elemento finito tipo casca SHELL93 para a discretização do domínio computacional. A análise por autovalores foi adotada, permitindo determinar através do primeiro autovalor a variação crítica de temperatura, ou seja, a variação de temperatura que causa a flambagem térmica, e através do primeiro autovalor o modo de flambagem, isto é, configuração flambada do componente estrutural. Para isso foi imposta uma diferença de $1 \text{ }^\circ\text{C}$ entre a temperatura de referência e a temperatura aplicada à estrutura.

Os resultados numéricos são concordantes com os resultados analíticos, sendo a máxima diferença relativa absoluta de aproximadamente 2 %. Além disso, as deflexões sofridas pelos componentes estruturais, para cada situação de vinculação considerada, e devido à ocorrência da flambagem térmica estão de acordo com as indicações da literatura. Sendo assim, considera-se que o modelo computacional proposto foi verificado e é capaz de solucionar o problema da flambagem térmica de maneira adequada.

Além disso, como já era esperado, foi observado que quanto mais restringido os movimentos do componente estrutural, maior é a variação de temperatura necessária para a flambagem térmica acontecer. É necessário um ΔT_{cr} de quase $60 \text{ }^\circ\text{C}$ para causar a flambagem térmica no componente bi-engastado. Já quando o componente está bi-rotulado, situação de vinculação que mais permite movimentos entre os casos estudados, é necessária um ΔT_{cr} de apenas $15 \text{ }^\circ\text{C}$, aproximadamente, para que o mesmo sofra o fenômeno da flambagem térmica.

Cabe destacar que a partir desse modelo computacional é possível estudar situações práticas que não possuem solução analítica, como, por exemplo, analisar a influência de perfurações, distribuídas ao longo do componente estrutural, na flambagem térmica, justificando a continuidade desse trabalho.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal do Rio Grande (FURG) e aos Programas de Pós-Graduação em Modelagem computacional (PPGMC) e em Engenharia Oceânica (PPGEO), à Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica (PROMEC), e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio prestado à realização desse trabalho.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Åkesson, B., 2007. Plate buckling in bridges and other structure. Taylor & Francis, New York.
- ANSYS, 2005. User's Manual (version 10.0). Swanson Analysis System Inc, Houston.
- Barron, R.F. e Barron, B.R., 2012. Design for Thermal Stresses. John Wiley & Sons, New York.
- Bear, F. P., Johnston, E. R. Jr., Resistência dos Materiais. Makron Books, São Paulo, 1995.
- Cassenti, B., 2012. Thermal Buckling of a 2D Beam Fixed at Both Ends. University of Connecticut, Disponível em: <http://www.engr.uconn.edu/~cassenti/>
- Chajes, A., 1974. Principles of Structural Stability Theory. Prentice Hall, New Jersey.
- Hibbeler, R. C., 2010. Resistência dos Materiais. Pearson Prentice Hall, São Paulo.
- Iyengar, N.G.R., 1988. Structural Stability of Columns and Plates. John Wiley & Sons, New York.
- Lorena, A.L., 2012. "Plataformas Offshore". Jornal Canal 16. Disponível em: <http://jornalcanal16.com/?p=11159>.
- Madenci, E. e Guven, I., 2006. The Finite Element Method and Applications in Engineering Using ANSYS®. Springer, New York.
- Marcado, M., 2010. "Setores aeronáutico e naval precisam de investimentos contínuos". Disponível em: <http://pbrasil.wordpress.com/2010/06/02/de-olho-na-noticia-setores-aeronautico-e-naval-precisam-de-investimentos-contínuos-dizem-especialistas-na-ci/>.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES NA ESTEIRA DE UM CILINDRO PERFURADO SUJEITO A UM ESCOAMENTO TRANSVERSAL

Bruno Galler Kubelka¹, Waldir Terra Pinto¹, Bruno Quaresma Leonardo¹, Jairo Fernandes de Lima Coelho¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: kubelkabruno@gmail.com

RESUMO

Assim como os regimes de um escoamento uniforme transversal sobre cilindros sem furos estão bem estabelecidos os fenômenos hidrodinâmicos do desprendimento de vórtices destes também são conhecidos. No entanto, criando-se furos na parede do cilindro e permitindo um certo fluxo no interior da estrutura pouco é conhecido sobre os processos de formação e desprendimento de vórtices. Neste contexto, através de um tanque de ensaios instrumentado monitorou-se experimentalmente o desprendimento de vórtices em números de Reynolds de 12.000 e 20.000 de cilindros sem furos e perfurados para efeito comparativo. Os resultados na análise no domínio da frequência mostraram que em ambas as velocidades de ensaio os cilindros perfurados apresentaram desprendimento de vórtices mais a jusante da esteira do cilindro. Sugere-se como causa uma possível alteração no campo de pressão resultado do fluxo que passa a acontecer no interior do cilindro devido a presença de uma certa permeabilidade nas paredes do cilindro.

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento de fenômenos hidrodinâmicos relacionados ao escoamento em torno de um cilindro circular pode ser de suma importância para estudos de engenharia oceânica, como para sistemas de cultivos de organismos marinhos, sistemas de geração de energia oceânicos, cabos de transmissão, risers e outras aplicações de interação fluido estrutura. Um grande número de estudos já foram desenvolvidos sobre a hidrodinâmica ao redor de cilindros impermeáveis sujeitos a um escoamento uniforme transversal (Sumer e Fredsoe, 2006, Schewe, 1983). Por outro lado, pouco é conhecido sobre fenômenos hidrodinâmicos ao redor de cilindros perfurados, como a formação e o desprendimento de vórtices.

No presente estudo uma investigação experimental sobre o comportamento hidrodinâmico do desprendimento de vórtices para cilindros de duas perfurações (e um sem furos) é conduzida. Para este propósito o tanque com uma plataforma foi instrumentado com um Anemômetro de Temperatura Constante (ATC). A plataforma foi deslocada com cilindros e o sensor fixados.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Especificações da Interação Fluido Estrutura

Os experimentos foram desenvolvidos em um canal de vidro com dimensões de 16 m de comprimento, seção transversal retangular de 0,71 m de largura por 0,79 m de altura. Na Fig. 1 observa-se que as paredes laterais e o fundo do canal são de vidro comum, os quais estão apoiados em uma estrutura metálica reticulada com blocos de isopor entre eles para evitar variações térmicas e ainda absorver vibrações (Coelho, 2008). Durante o deslocamento da plataforma sobre o trilho localizado na parte superior das paredes laterais do tanque de água o canal foi preenchido com água doce até 0,61 m de altura e a plataforma foi deslocada por 10 m.

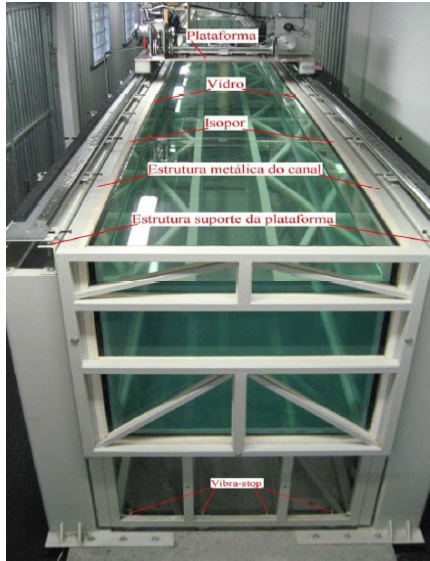


Figura 1: Tanque de água com a plataforma sobre este, retirado de Coelho (2008).

O presente objeto de estudo foi um cilindro circular com um diâmetro externo de 40 mm , o qual esteve sujeito a um escoamento em duas velocidades diferentes de $0,3$ e $0,5\text{ m/s}$. Pela Eq. (1) calcularam-se as velocidades reduzidas (U_r) correspondentes (Tab. 1).

$$U_r = \frac{U T_n}{D} \quad (1)$$

onde U é a velocidade característica do escoamento, T_n representa o período natural da estrutura e D o diâmetro do cilindro.

Para o cilindro sem furos (impermeável) calculou-se, através da Eq. (2), as frequências teóricas em que o desprendimento de vórtices ocorrem (f_v). Sabe-se que para o número de Reynolds estudado (Tab.1) o número de Strouhal anteriormente estabelecido pela literatura é de $St = 0,2$ (Sumer e Fredsoe, 2006, Schewe, 1983).

$$f_v = \frac{St U}{D} \quad (2)$$

Assim como para outros estudos (Osgood, 2000, Alridge et. al., 1978) os cilindros perfurados foram caracterizados quanto a sua perfuração pelo parâmetro de permeabilidade, β (Eq. 3).

$$\beta = N_f \frac{A_p}{A_t} \quad (3)$$

onde N_f corresponde ao número de furos, A_p a área perfurada e A_t a área total do cilindro.

Outro parâmetro utilizado para caracterizar a geometria do cilindro foi a razão de aspecto, a razão do comprimento do cilindro com o seu diâmetro, L/D , a qual apresentou um valor de $12,5$ classificando a estrutura como esbelta.

Tabela 1. Parâmetros utilizados para especificações das características de interação fluido estrutura. Nota-se que o parâmetro de permeabilidade (β) nulo corresponde ao cilindro sem perfurações.

U_r	Re	β (%)	f_v (Hz)
1,44	$1,2 \times 10^4$	0,0	1,5
2,40	$2,0 \times 10^4$	0,0	2,5

2.2. Instrumentação e análise dos sinais

Na mesma plataforma em que se fixaram os cilindros também foi fixado o Anemômetro de Temperatura Constante (Fig. 2 (A)), o qual consiste de uma resistência elétrica exposta ao escoamento. A variação de velocidade do fluido provoca alterações na temperatura alterando o valor da resistência. O ATC possui um amplificador operacional de alta velocidade que detecta a variação da resistência e corrige a sua voltagem de modo a manter a potência elétrica na resistência constante. As variações de voltagem são medidas e associadas à transferência de calor da resistência para o escoamento que, por sua vez, são associados à transferência de calor por convecção. Assim é possível estimar a velocidade de convecção, ou seja, a velocidade do escoamento.

O sensor foi posicionado em cinco posições diferentes proporcionais ao diâmetro (D) do cilindro: $0,5D$, $1,0D$, $1,5D$, $2,0D$ e $2,5D$ (Fig. 2 (B)). A taxa de amostragem utilizada para aquisição dos sinais foi de 100 amostras por segundo e entre cada ensaio um tempo de 8 minutos foi dado para a estabilização da água no tanque. Três replicatas de cada velocidade para cada cilindro foram feitas para garantir a validade dos experimentos.

Após o processamento inicial da série temporal obtida, onde a aceleração e desaceleração da plataforma são retiradas, o sinal de voltagem é transformado para o domínio da frequência. Assim foi possível analisar a frequência do desprendimento de vórtices através de um espectro de energia.

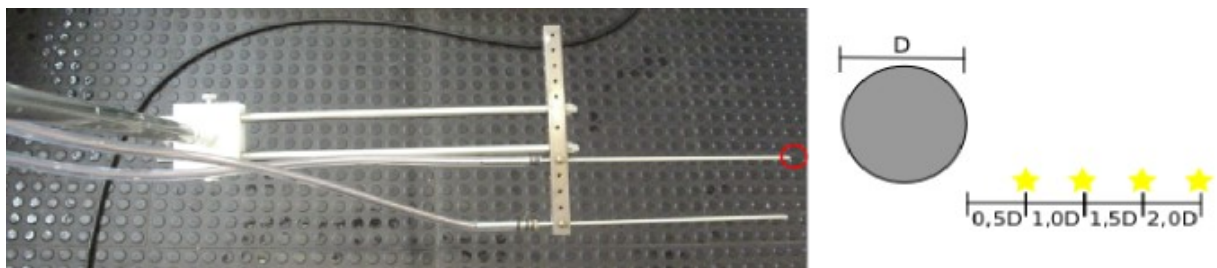


Figura 2: (A) Estrutura fixadora do ATC, o sensor fica fixo na extremidade destacada em vermelho; (B) Ilustração esquemática das diferentes posições em que o sensor foi instalado.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Pouco é conhecido quanto ao comportamento hidrodinâmico da esteira de cilindros com perfurações. Neste contexto, através dos espectros de energia (Fig. 3) abaixo investigou-se possíveis alterações hidrodinâmicas na esteira do escoamento incidente sobre cilindros com e sem furos.

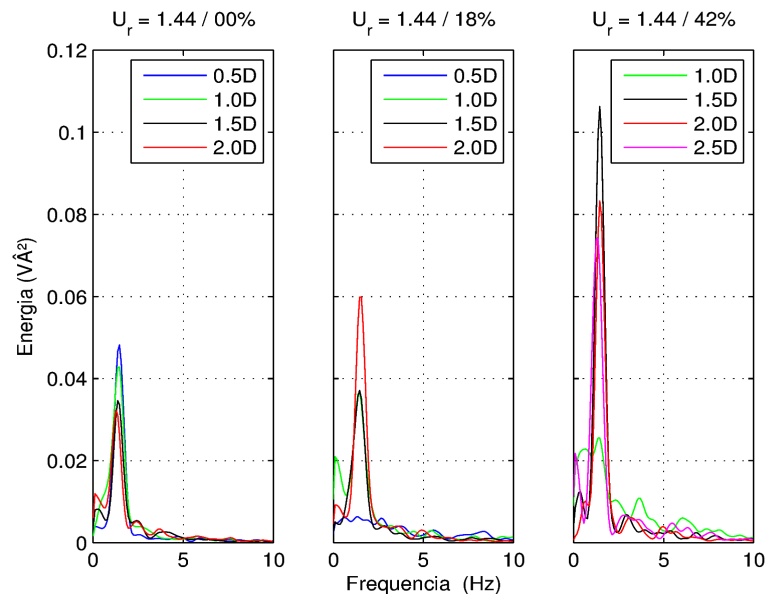


Figura 3: Espectros de energia dos sinais de voltagens medidos pelo ATC para as diferentes distância analisadas em uma velocidade reduzida de 1,44. A sub figura a esquerda representa o cilindro sem furos; no centro está representado o cilindro com perfurações onde $\beta = 18\%$; À direita o cilindro com perfurações onde $\beta = 42\%$.

Na Figura 3, para o cilindro sem furos, obteve-se um sinal mais intenso, superiores a $0,04V^2$, a uma distância de $0,5$ e a $1,0$ diâmetros (D) do cilindro, nos quais a frequência de pico esteve bem próxima ao o que foi estabelecido como frequência de desprendimento teórica (f_v), Tab. 1, apresentando picos de energia a uma frequência de $1,465$ Hz, o que correspondeu a um $St = 0,195$.

Na Figura 3, onde $\beta = 18\%$, obteve-se um sinal mais intenso a uma distância de $2,0$ diâmetros do cilindro atingindo $0,06V^2$, e para $0,5D$ nenhum pico de energia foi observado. Na Figura 3, onde $\beta = 42\%$, a $1,5D$ com uma intensidade superior a $0,1V^2$, seguido pelo sinal a uma distância de $2,0D$ com uma intensidade próxima de $0,08V^2$ e a curva para $0,5D$, assim como para a outra perfuração, apresentou uma energia do sinal muito inferior e neste gráfico nem sequer foi inserida.

Diferente do que foi observado para o cilindro onde $\beta = 0\%$ não há conhecimento de trabalhos que tenham medido a frequência de desprendimento de vórtices para cilindros perfurados, portanto, não existe uma frequência de desprendimento teórica para comparação com as obtidas experimentalmente no presente estudo.

Mair e Maull (1971) afirmaram que na presença de perfurações na parede do cilindro pode ocorrer um deslocamento do desprendimento de vórtice para mais a jusante na esteira. Assim como descrito anteriormente, comparando a Figura 3 para o cilindro sem furos com a das duas perfurações observa-se um deslocamento da distância de melhor captação do sinal de desprendimento de vórtices para mais a jusante da esteira. O sinal que para $\beta = 0\%$ se mostrou mais intenso foi em $0,5D$, já para $\beta = 18\%$ e para $\beta = 42\%$ foram $2,0D$ e $1,5D$, respectivamente.

Ficou evidente também, nesta velocidade, um aumento na intensidade do sinal com o aumento de β , sugere-se uma possível diminuição de vibrações que não estão relacionadas com Vibrações Induzidas por Vórtices (VIV). Facilitando a aquisição do sinal da frequência de desprendimento de vórtices resultando em maiores intensidades no sinal captado pelo ATC na presença de perfurações no cilindro.

A mesma análise no domínio da frequência foi feita para a maior velocidade da plataforma (Fig. 4):

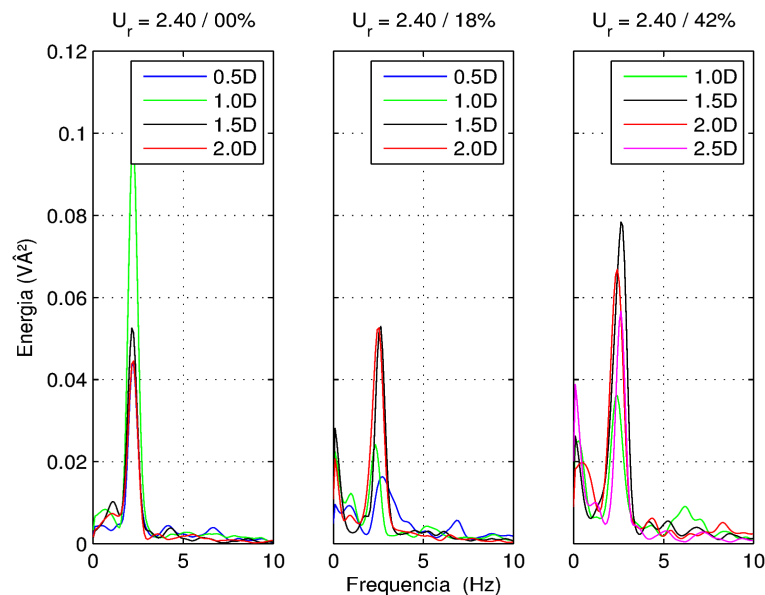


Figura 4: Espectros de energia dos sinais de voltagens medidos pelo ATC para as diferentes distância analisadas em uma velocidade reduzida de $2,40$. A sub figura a esquerda representa o cilindro sem furos; no centro está representado o cilindro com perfurações onde $\beta = 18\%$; À direita o cilindro com perfurações onde $\beta = 42\%$.

Na Figura 4, para o cilindro sem furos, obteve-se um sinal mais intenso, bem próximo de $0,1V^2$, a uma distância de $1,0$ diâmetros (D) do cilindro, no qual a frequência de pico esteve próxima ao o que foi estabelecido como frequência de desprendimento teórica (f_v), Tab. 1, apresentando picos de energia a uma frequência de $2,246$ Hz, o que correspondeu a um $St = 0,179$.

Na Figura 4, onde $\beta = 18\%$, obteve-se um sinal mais intenso nas distâncias de $1,5$ e $2,0$ diâmetros do cilindro atingindo quase $0,06V^2$, e para $1,0D$ foi observado um pico de energia com uma intensidade bem inferior. Na

Figura 4, onde $\beta = 42\%$, a $1,5D$ uma intensidade próxima a $0,08V^2$ foi registrada, e o sinal a uma distância de $2,0D$ apresentou uma intensidade próxima a $0,07V^2$ e a curva para $0,5D$, assim como para a outra perfuração, apresentou uma energia do sinal muito inferior e neste gráfico nem sequer foi inserida. A curva do sinal de $1,0D$ esteve bem abaixo dos sinais captados mais afastados do cilindro.

Novamente, agora para uma velocidade relativa de 2,40, o deslocamento do despreendimento de vórtices para mais a jusante da esteira do cilindro perfurado, descrito por Mair e Maull (1971), foi observado experimentalmente no presente estudo. O sinal que para $\beta = 0\%$ se mostrou mais intenso foi em $1,0D$, já para $\beta = 18\%$ e para $\beta = 42\%$ foram $2,0D$ ($1,5D$) e $1,5D$, respectivamente.

4. CONCLUSÕES

Os ensaios experimentais desenvolvidas no presente estudo resultaram em um melhor entendimento do despreendimento de vórtices do escoamento sobre estruturas cilíndricas perfuradas. Acredita-se que todos os regimes bem estabelecidos para cilindros que não permitam o fluxo no interior de seu domínio passam a não valer mais quando existe certa permeabilidade na parede do cilindro. Desta maneira, as seguintes conclusões foram sugeridas para cilindros perfurados sujeitos a um escoamento transversal uniforme:

- Passa a haver uma alteração na hidrodinâmica da esteira, de modo que o despreendimento de vórtices acontece mais a jusante da esteira;
- Para a menor velocidade da plataforma analisada acredita-se haver uma atenuação em vibrações não relacionadas com VIV.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores são gratos ao CNPq pelo auxílio financeiro e ao curso de Pós Graduação em Engenharia Oceânica pela estrutura cedida.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alridge, T.R., Piper, B.S. e Hunt, J.C.R., 1978. "The drag coefficient of finite-aspect-ratio perforated circular cylinders". *Journal of Industrial Aerodynamics*, Vol. 3, pp 251-257.
- Coelho, J.F.L., 2008. Desenvolvimento de uma instalação experimental para estudo de fluido estrutura. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) FURG – Universidade Federal de Rio Grande, Rio Grande, RS, Brasil.
- Mair, B.A. e Maull, D.J., 1971. "Bluff bodies and vortex shedding". *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 45, pp. 209-224.
- Osgood, D.B., 2000. "Oscillating flow about perforated cylinder". Masters Thesis, University of South Florida, United States of America.
- Schewe, G., 1983. "On the force fluctuations acting on a circular cylinder in cross-flow from subcritical up to transcritical Reynolds numbers". *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 133, pp. 265-285.
- Sumer, B.M. e Fredsoe, J., 2006. *Hydrodynamics Around Cylindrical Structures*. World Scientific, Singapore.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

MODELAGEM COMPUTACIONAL APLICADA À FLAMBAGEM ELÁSTICA DE COLUNAS PERFURADAS

Renata C. de A. Alonso¹, Diego S. de Lima², Matheus Gomes², Mauro de V. Real³,
Elizaldo D. dos Santos³, Liércio A. Isoldi³

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: renatalonso@yahoo.com.br

² Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: diegosouzalima@hotmail.com
e-mail: gomes_galz@hotmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: mauroreal@furg.br
e-mail: elizaldosantos@furg.br
e-mail: liercioisoldi@furg.br

RESUMO

Elementos longos e esbeltos sujeitos a uma força axial de compressão são chamados de colunas e a deflexão lateral que sofrem é chamada de flambagem elástica. Em geral a flambagem leva a uma falha abrupta da estrutura. A carga axial máxima que uma coluna pode suportar antes de ocorrer a flambagem é chamada de carga crítica e qualquer carga adicional provocará flambagem na coluna. O objetivo desse trabalho foi avaliar numericamente a influência da retirada de 15% do volume de uma coluna em sua carga crítica de flambagem. Para isso, perfurações circulares, distribuídas em diferentes arranjos foram consideradas. Como essa coluna é um perfil metálico S610×149, as perfurações foram realizadas em sua alma. Os valores de carga crítica obtidos numericamente foram comparados com a carga crítica do perfil sem perfurações. O software ANSYS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), foi adotado para as simulações numéricas, empregando o elemento SHELL93. A coluna foi considerada engastada-livre e birrotulada. O modelo computacional foi devidamente verificado, apresentando diferenças inferiores a 5% quando comparado às soluções analíticas. Os resultados obtidos para os casos estudados mostraram que a carga crítica não foi afetada de maneira significativa, existindo a possibilidade de redução de peso total da estrutura, sem redução em sua capacidade de carga; existindo, inclusive, casos onde a carga crítica da coluna perfurada foi superior à da coluna sem perfurações.

1. INTRODUÇÃO

Sempre que se projeta um elemento estrutural, é necessário que ele satisfaça requisitos específicos de resistência, deflexão e estabilidade (Hibbeler, 2010). O foco desse trabalho está relacionado a um fenômeno de instabilidade estrutural chamado flambagem. Uma estrutura elástica estável será submetida a deslocamentos proporcionais ao carregamento aplicado: um pequeno aumento no carregamento ocasionará um pequeno aumento no deslocamento. Portanto a instabilidade estrutural acontece quando um pequeno incremento no carregamento causa um grande deslocamento na estrutura (Galambos, 2008).

Em elementos estruturais sujeitos à compressão, sendo estes esbeltos e compridos, a carga poderá ser grande o suficiente para provocar uma deflexão lateral: a flambagem. A flambagem de uma coluna pode resultar na falha repentina de uma estrutura ou mecanismo e por isso deve-se evitar que esse fenômeno de instabilidade estrutural aconteça (Hibbeler, 2010). Para isso é necessário conhecer a carga crítica de flambagem da coluna, que pode ser entendida como a carga axial máxima que o componente estrutural pode suportar quando está na iminência de flambar, ou seja, qualquer carga adicional provocará deflexão lateral.

Sabe-se que a carga crítica de uma coluna pode ser determinada através de métodos experimentais, analíticos e numéricos. Nesse trabalho é apresentado um modelo numérico, desenvolvido no software ANSYS (baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF)), que foi verificado a partir da comparação de seus resultados com os obtidos analiticamente. Para esse processo de verificação foi considerada uma coluna sem perfurações, uma vez que não existem soluções analíticas para o cálculo da carga crítica de colunas que possuam perfurações.

Então, usando esse modelo numérico verificado, o objetivo do presente trabalho é avaliar a influência, na carga crítica de flambagem, de perfurações distribuídas ao longo de uma coluna. Para isso, o volume de material retirado da coluna foi mantido constante e várias propostas para a distribuição das perfurações foram consideradas.

2. FLAMBAGEM DE COLUNAS

As colunas esbeltas quando submetidas à compressão estão sujeitas à ocorrência de um tipo de comportamento mecânico conhecido como flambagem. Enquanto a carga sobre esse componente é relativamente pequena, a coluna fica submetida a uma tensão de compressão e, conseqüentemente, a uma deformação axial. Porém, existe um valor crítico para esse carregamento de compressão no qual a coluna repentinamente sofre uma deflexão lateral, ocorrendo a flambagem e dando origem a grandes deformações que causam o colapso da coluna. Portanto, essa carga crítica, a partir da qual a flambagem ocorre, é um critério de projeto que deve ser considerado para colunas, uma vez que a intensidade dessa carga normalmente é muito menor que a necessária para atingir a tensão de escoamento do material (Chajes, 1974). Em outras palavras, de acordo com Hibbeler (2010), a carga crítica é a carga axial máxima que uma coluna pode suportar antes de ocorrer a flambagem. Qualquer carga adicional provocará flambagem na coluna, conforme mostra a Fig. 1.

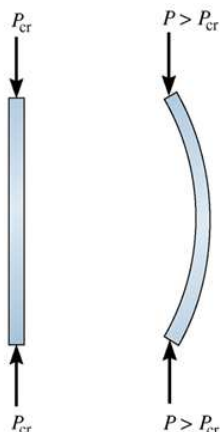


Figura 1. Coluna sob Flambagem (Hibbeler, 2010).

É possível definir a carga crítica para uma coluna ideal com apoios de pinos ou birrotulada, conforme indicado na Fig. 2. A carga P (Fig. 2a) poderia ser aumentada até que o limite de escoamento ou de ruptura do material do qual a coluna é fabricada fosse alcançado. Entretanto, quando a carga crítica P_{cr} é atingida, a coluna está no limite de tornar-se instável. Qualquer pequena redução de P para um valor menor que P_{cr} permite que a coluna fique reta e qualquer aumento de P para um valor maior que P_{cr} , provoca aumento adicional da deflexão lateral. O fato de a coluna permanecer estável ou tornar-se instável, quando submetida à carga axial de compressão, depende de sua habilidade de restauração que, por sua vez, é baseada em sua resistência à flexão.

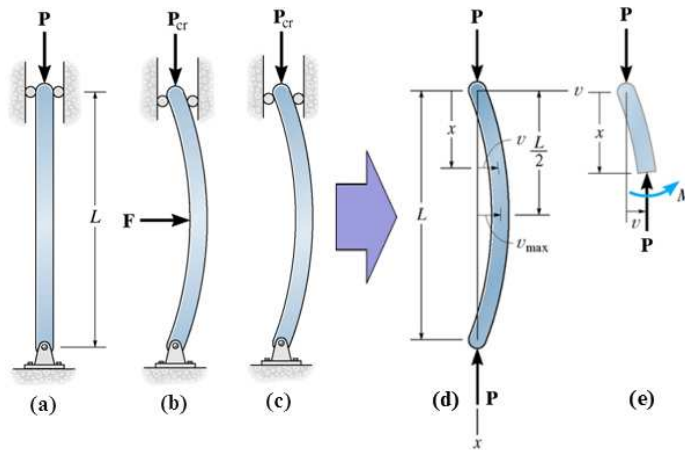


Figura 2. Flambagem de uma coluna com apoios de pinos (Hibbeler, 2010).

Então, para determinar a carga crítica e a forma de flambagem da coluna, é necessário aplicar a equação diferencial da linha elástica que relaciona o momento fletor interno da coluna (Fig. 2e) e sua forma fletida (Fig. 2d):

$$EI \frac{d^2v}{dx^2} = M(x) = -Pv \quad \text{ou} \quad \frac{d^2v}{dx^2} + \frac{Pv}{EI} = 0 \quad (1)$$

onde: E é o módulo de elasticidade do material da coluna (N/m^2); I é o momento de inércia da seção transversal da coluna (m^4); M é o momento fletor interno na coluna ($\text{N}\cdot\text{m}$), obtido através do método das seções (Fig. 2e); P é carga aplicada na coluna (N); e v é deflexão lateral da coluna (m). A Eq. (1) é uma equação diferencial homogênea de segunda ordem com coeficientes constantes. Sua solução geral é dada por:

$$v = C_1 \text{sen} \left(\sqrt{\frac{P}{EI}} x \right) + C_2 \cos \left(\sqrt{\frac{P}{EI}} x \right) \quad (2)$$

sendo C_1 e C_2 constantes de integração determinadas pelas condições de contorno nas extremidades da coluna (Fig. 2a), que são: $v = 0$ em $x = 0$, obtendo $C_2 = 0$; e $v = 0$ em $x = L$ definindo:

$$v = C_1 \text{sen} \left(\sqrt{\frac{P}{EI}} L \right) \quad (3)$$

A solução trivial para a Eq. (3) seria $C_1 = 0$, porém, nesse caso, a deflexão seria nula ($v = 0$) para qualquer carga P aplicada. Por isso, é necessário impor uma solução não trivial:

$$\text{sen} \left(\sqrt{\frac{P}{EI}} L \right) = 0 \quad (4)$$

A Eq. (4) é satisfeita se:

$$\sqrt{\frac{P}{EI}} L = n\pi \quad \text{ou} \quad P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (n = 1, 2, 3, \dots) \quad (5)$$

Na Eq. (5) o menor valor de P é obtido para $n = 1$, definindo a carga crítica para uma coluna birrotulada, também chamada de carga de Euler, que é dada por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (6)$$

Se um procedimento análogo ao empregado na determinação da carga crítica de Euler for usado para colunas com outros tipos de condição de vinculação em suas extremidades, é possível obter analiticamente suas cargas críticas. Na Fig. 3 são apresentadas diferentes condições de vinculação para uma coluna e suas respectivas equações para a carga crítica.

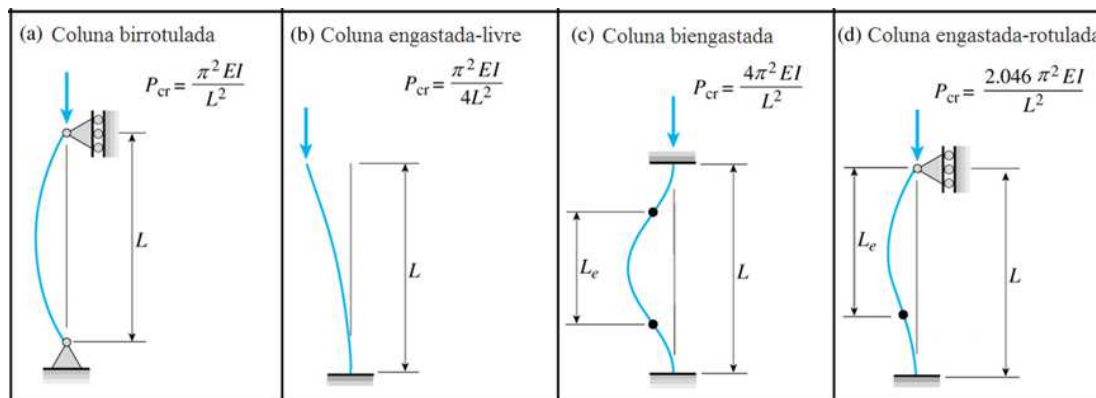


Figura 3. Carga crítica em colunas com diferentes tipos de condição de vinculação (Gere, 2009).

3. MODELAGEM COMPUTACIONAL

No modelo numérico desenvolvido para a flambagem elástica de colunas, foi escolhido para a discretização do domínio computacional o elemento do tipo casca fina SHELL93 (Fig. 4). Esse elemento possui oito nós e integração reduzida, tendo seis graus de liberdade por nó: três translações nas direções dos eixos x , y e z e três rotações em torno dos eixos x , y e z (ANSYS, 2005).

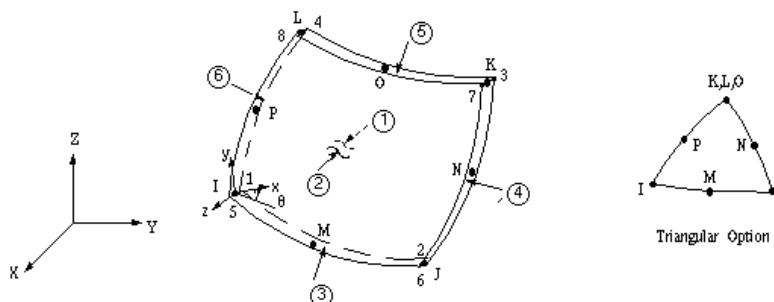


Figura 4. Elemento SHELL93 (ANSYS, 2005).

O domínio computacional deve possuir o mesmo comprimento da coluna a ser analisada, e a geometria e as dimensões da seção transversal da coluna deverão ser representadas por superfícies. Deve-se ainda informar a espessura das paredes da coluna, ou seja, a espessura que será considerada no elemento SHELL93, através do comando *Real Constants*. E como existem vários nós localizados nas extremidades do domínio computacional, as condições de contorno e as cargas devem ser aplicadas individualmente a cada um desses nós.

Além disso, foi adotada a análise elástica através de autovalores. As equações de equilíbrio por elementos finitos para este tipo de análise envolvem a solução de equações algébricas homogêneas cujo autovalor mais baixo corresponde à carga crítica de flambagem e o autovetor associado representa o modo primário de flambagem (Madenci e Guven, 2006).

A formulação utilizada na análise numérica inclui tanto os termos lineares como os não-lineares. Assim, a matriz de rigidez total $[K]$, é obtida pela soma da matriz de rigidez convencional para pequenas deformações, $[K_E]$, com a matriz de rigidez geométrica, $[K_G]$. A matriz $[K_G]$ depende não só da geometria, mas também do esforço interno existente no início do carregamento, $\{P_0\}$. Então, a matriz de rigidez total da coluna para um nível de carga $\{P_0\}$ pode ser escrita como (Madenci e Guven, 2006):

$$[K] = [K_E] + [K_G] \quad (7)$$

Quando a carga atinge o nível de $\{P\} = \lambda\{P_0\}$, onde λ é um escalar, a matriz de rigidez pode ser definida como:

$$[K] = [K_E] + \lambda[K_G] \quad (8)$$

sendo λ um escalar. As equações de equilíbrio governantes para a coluna podem ser escritas como:

$$[[K_E] + \lambda[K_G]]\{U\} = \lambda\{P_0\} \quad (9)$$

sendo $\{U\}$ o vetor de deslocamento total, que pode, portanto, ser determinado por:

$$\{U\} = [[K_E] + \lambda[K_G]]^{-1} \lambda\{P_0\} \quad (10)$$

Na flambagem, o componente estrutural apresenta um grande crescimento nos deslocamentos sem crescimento da carga. Por definição matemática é possível determinar a matriz inversa como a matriz adjunta dividida pelo determinante dos coeficientes, então os deslocamentos $\{U\}$ tendem a infinito quando:

$$\det[[K_E] + \lambda[K_G]] = 0 \quad (11)$$

A Eq. (11) representa um problema de autovalores, que quando resolvido gera o menor autovalor, que corresponde à carga crítica $\{P_{cr}\} = \lambda_1\{P_0\}$ em que ocorre flambagem. Além disso, o vetor de deslocamento associado $\{U\}$ define a forma do modo de flambagem. O problema de autovalores é resolvido usando o método numérico de Lanczos (ANSYS, 2005).

3.1 Teste de convergência de malha e verificação do modelo computacional

O perfil laminado S610×149 de aço A-36, que possui tensão de escoamento $\sigma_y = 250$ MPa, módulo de elasticidade $E = 210$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$, foi adotado (Fig. 5).

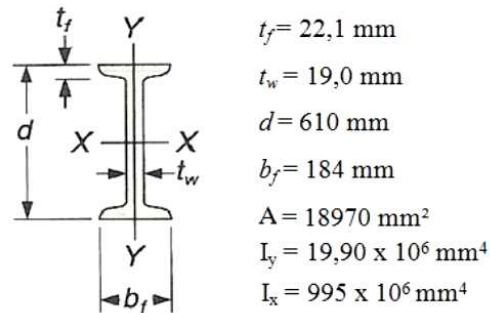


Figura 5. Perfil metálico S610×149 (Beer e Johnston, 1995).

Na Fig. 5 são apresentadas as dimensões da espessura da aba t_f , espessura da alma t_w , altura d e largura da aba b_f do perfil, assim como os valores da sua área de seção transversal A e dos seus momentos de inércia em relação aos eixos x e y , I_x e I_y , respectivamente. Para o teste de convergência de malha esse perfil foi considerado como uma coluna engastada-livre com comprimento $L = 2$ m. Na Fig. 6 são apresentados os resultados numéricos para o teste de convergência de malha, relacionando o valor da carga crítica com o número de elementos finitos triangulares da malha em cada caso.

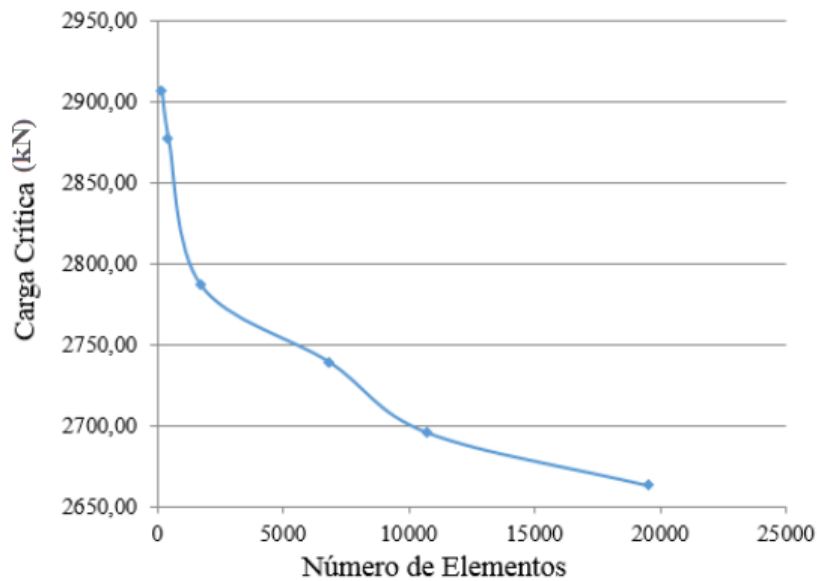


Figura 6. Teste de convergência de malha.

Observando a Fig. 6 é possível notar uma tendência que a partir de 10734 elementos ocorra uma diminuição da variação do valor da carga crítica. Sendo assim, essa malha, que foi gerada com elementos finitos triangulares, com dimensão máxima de 0,02 m, foi considerada como convergida.

Então, para a verificação do modelo computacional desenvolvido foi comparado o resultado numérico para a carga crítica obtido com a malha convergida ($P_{cr} = 2695,70$ kN) com o resultado analítico ($P_{cr} = 2577,83$ kN), dado pela Fig. 3(b), encontrando uma diferença de 4,55%. Além disso, usando a malha convergida, foi simulada numericamente também a condição de vinculação birrotulada para a coluna, obtendo $P_{cr} = 10680,00$ kN. Esse valor quando comparado à solução analítica ($P_{cr} = 10311,32$ kN), que é definida conforme a Eq. (6), apresentou uma diferença de 3,58%. Portanto, é possível afirmar que o modelo numérico foi devidamente verificado.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foi desenvolvido um estudo de caso onde o perfil laminado usado para a verificação do modelo computacional (Fig. 5) foi adotado. Porém, para o estudo de caso, uma determinada quantidade de material foi retirada do perfil através de perfurações localizadas na alma do mesmo. Para isso, a variável fração de volume foi definida como:

$$\phi = \frac{V_{removido}}{V_{total}} \quad (11)$$

onde: ϕ é a fração de volume retirada de material, $V_{removido}$ é o volume de material removido e V_{total} é o volume total do perfil. Um valor de $\phi = 0,15$ foi adotado, representando uma subtração de material de 15%.

A partir da definição de ϕ foram propostas várias combinações de furos circulares na alma do perfil, conforme mostrado na Fig. 7. Os furos circulares foram distribuídos em uma matriz linha por coluna, conforme o código abaixo de cada caso.

Então, todos os casos propostos na Fig. 7 foram simulados numericamente, visando avaliar a influência das perfurações em seu comportamento mecânico quando submetidos à flambagem elástica. Como em todos os casos da Fig. 7 a quantidade de material retirada é a mesma ($\phi = 0,15$), é possível, ainda, fazer uma comparação entre os mesmos. Para isso, as vinculações engastada-livre e birrotulada foram novamente consideradas, e uma carga crítica adimensional foi calculada:

$$P_{cr,adm} = \frac{P_{cr,cp}}{P_{cr,sp}} \quad (12)$$

onde: $P_{cr,cp}$ é a carga crítica numérica da coluna com perfurações e $P_{cr,sp}$ é a carga crítica numérica da coluna sem perfurações.

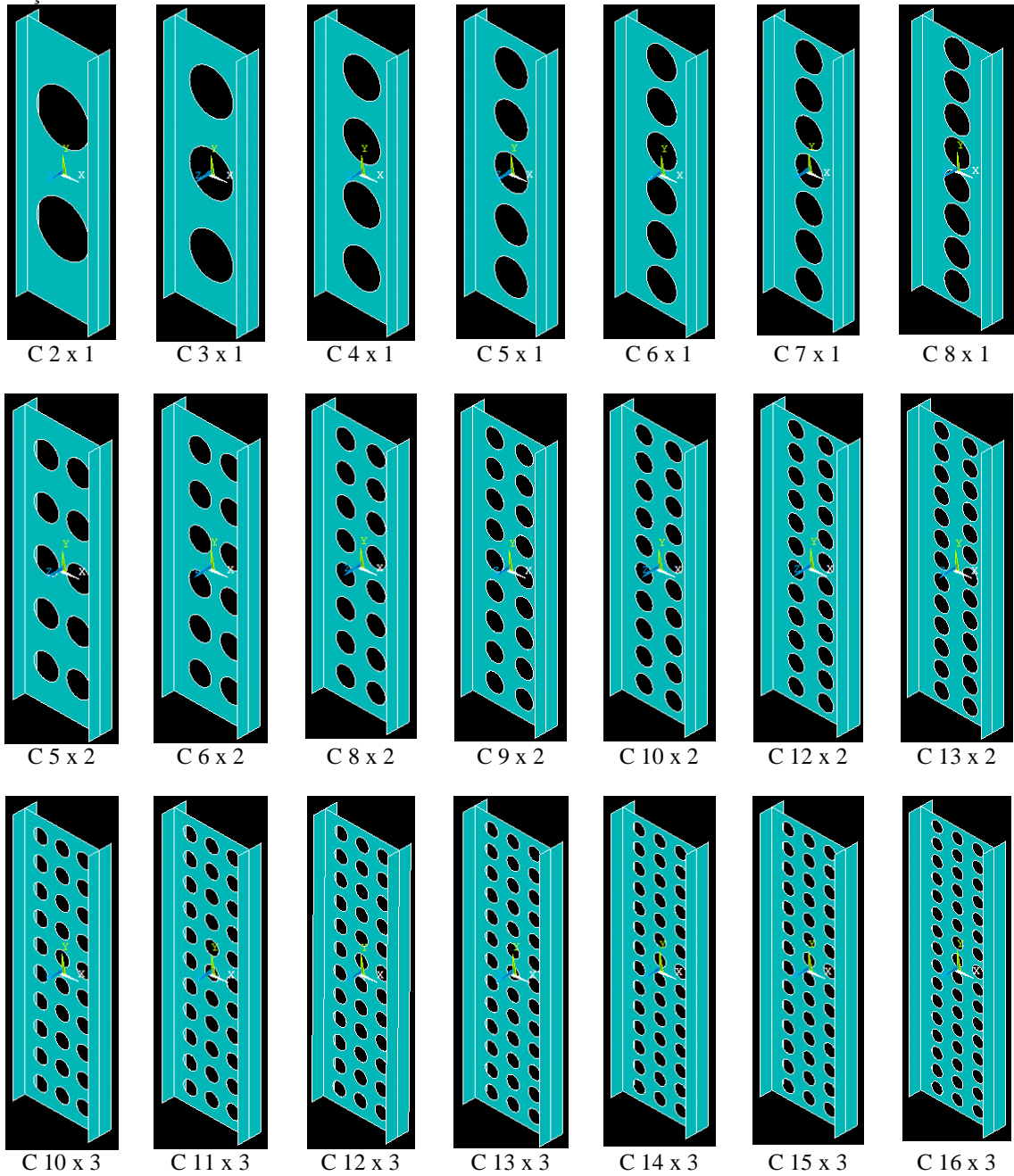


Figura 7. Casos propostos considerando $\phi = 0,15$.

Com isso, na Fig. 8, são apresentados os valores para a carga crítica adimensional em função do número de furos em cada coluna e do número de colunas com furos, para a vinculação engastada-livre da coluna.

Analisando a Fig. 8, nota-se que para os casos com uma ou duas colunas de furos, independentemente da quantidade de furos por coluna, os valores de carga crítica adimensional foram muito semelhantes e aproximadamente iguais a 0,99. Nestes casos, mesmo com uma redução de 15% de material do perfil, não correu uma diminuição significativa de sua carga crítica. Essa mesma tendência foi observada para os casos com três colunas de furos, contendo 10, 11, 12 e 13 furos por coluna. Porém, para os casos com três colunas de furos e com 14, 15 e 16 furos por coluna, ocorreu uma maior redução no valor da carga crítica adimensional, chegando a valores em torno de 0,89.

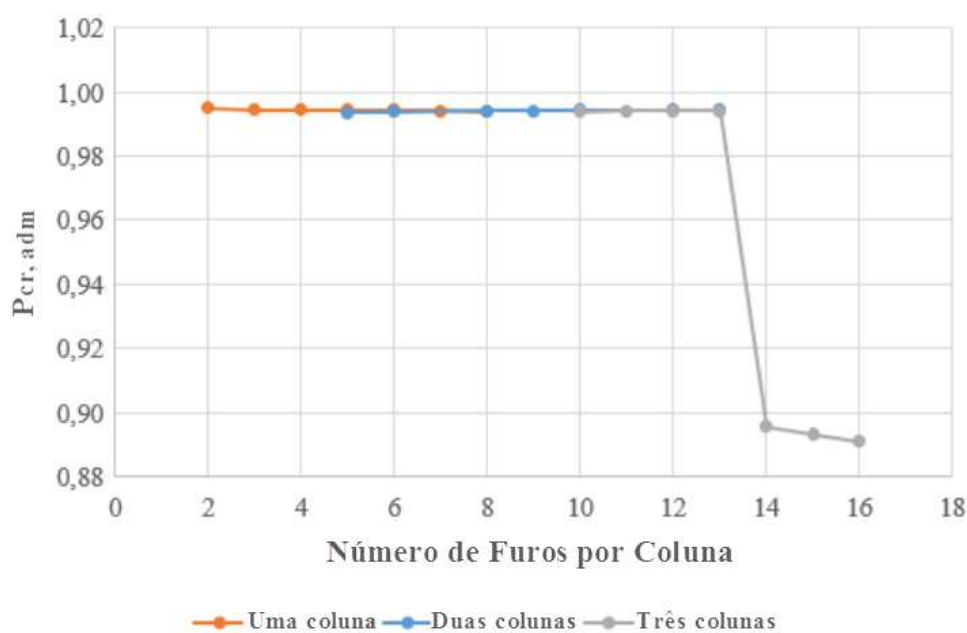


Figura 8. Resultados para $\phi = 0,15$ e vinculação engastada-livre.

Por fim, na Fig. 9, são mostrados os resultados obtidos para a carga crítica adimensional para o perfil como vinculação birrotulada, para os casos apresentados na Fig. 7.

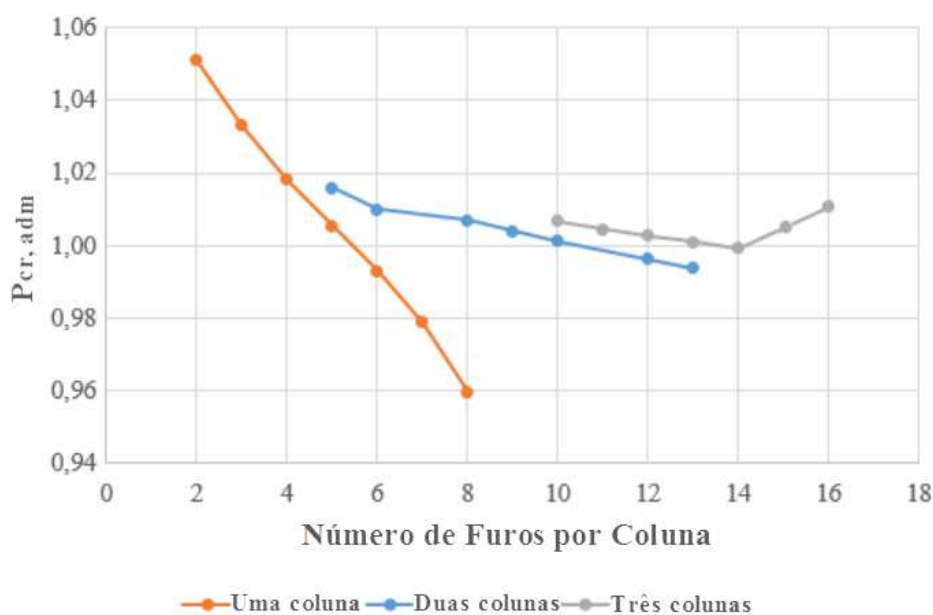


Figura 9. Resultados para $\phi = 0,15$ e vinculação birrotulada.

É possível observar na Fig. 9 uma tendência diferente da indicada na Fig. 8. Para a vinculação birrotulada para a coluna, foram encontrados diversos casos onde a carga crítica da coluna com perfurações atingiu valores superiores ao da carga crítica da coluna sem perfurações, ou seja, valores superiores à unidade foram obtidos para a carga crítica adimensional. Esse comportamento mecânico é análogo ao que acontece em placas perfuradas quando submetidas à flambagem elástica, conforme observado em: Real e Isoldi (2011), Rocha et al. (2012), Isoldi et al. (2013) e Rocha et al. (2013). Além disso, de uma maneira geral, pode-se notar que o aumento do número de furos por coluna conduz a

uma diminuição no valor da carga crítica do perfil. A exceção acontece para os casos com três colunas de furos, com 15 e 16 furos por coluna.

É importante destacar que os resultados apresentados nas Figs. 8 e 9 foram obtidos através de um procedimento numérico que considera um comportamento linear-elástico para o material. Portanto, esses resultados são válidos somente para valores de carga crítica que não causem uma tensão crítica superior à tensão de escoamento do material.

7. CONCLUSÃO

A grande utilização de perfis metálicos nos mais diversos setores da engenharia, principalmente em aplicações navais e oceânicas, associada à constante necessidade de otimização de espaço e de peso em uma estrutura, serviu como motivação para avaliar a influência causada pela remoção de material ao longo da alma do perfil em sua carga crítica de flambagem.

Observou-se que a retirada de uma quantidade referente à 15% do volume total de material do perfil, realizada através de perfurações de formato circular dispostas em sua alma, de um modo geral, não causou uma redução significativa na carga crítica do mesmo. Isso ocorreu tanto para a vinculação engastada-livre como na birrotulada. Além disso, na vinculação birrotulada foi obtido um valor de carga crítica superior ao da placa sem perfurações e, sem retirada de material, em vários dos casos propostos.

Notou-se, também, a importância de avaliar a geometria de um problema de engenharia: no caso com vinculação birrotulada, considerando as perfurações circulares dispostas em uma única coluna, foi alcançada uma diferença de mais de 11 % na carga crítica do perfil, quando comparados o melhor e o pior caso, apenas variando o número de furos na alma do perfil.

De uma maneira geral, com base nos casos estudados, ficou constatado que o aumento do número de perfurações em cada coluna conduz a uma diminuição da capacidade do elemento estrutural de resistir à flambagem elástica, ou seja, uma diminuição da carga crítica.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANSYS, 2005. Ansys User's Manual (version 10.0), Swanson Analysis System Inc, Houston.
- Beer, F.P. e Johnston, E.R., 1995. Resistência dos Materiais. Pearson Makron Books, São Paulo.
- Chajes, A., 1974. Principles of Structural Stability Theory. Prentice Hall, New Jersey.
- Galambos, T.V. 2008. Structural Stability of Steel: Concepts and Applications for Structural Engineers. John Wiley & Sons, New York.
- Gere, J.M., 2009. Mecânica dos Materiais. Cengage Learning, São Paulo.
- Hibbeler, R.C., 2010. Resistência dos Materiais. Pearson Prentice Hall, São Paulo.
- Isoldi, L.A.; Real, M.V.; Correia, A.L.G.; VAZ, J.; Santos, E.D. dos e Rocha, L.A.O., 2013. "Flow of Stresses: Constructal Design of Perforated Plates Subjected to Tension or Buckling". In: Constructal Law and the Unifying Principle of Design - Rocha, L. A.O.; Lorente, S.; Bejan, A.. (Org.). Understanding Complex Systems. Springer, New York, v. 1, p. 195-217.
- Madenci, E. e Guven, I., 2006. The Finite Element Method and Applications in Engineering Using ANSYS®. Springer, New York.
- Real, M.V. e Isoldi, L.A., 2011. "Effect of Circular Holes Dimension and Location on the Elastic Buckling Load of Rectangular Plates". In Proceedings of 21st COBEM - Brazilian Congress of Mechanical Engineering. UFRN, Natal, Brasil.
- Rocha, L.A.O.; Real, M.V.; Correia, A.L.G.; VAZ, J.; dos Santos, E.D.; Isoldi, L.A., 2012. "Geometric Optimization Based on the Constructal Design of Perforated Thin Plates Subject to Buckling". Computational Thermal Sciences, Vol. 4, pp. 119-129.
- Rocha, L.A.O.; Isoldi, L.A.; Real, M.V.; dos Santos, E.D.; Correia, A.L.G.; Biserni, C.; Lorenzini, G., 2013. "Constructal Design Applied to the Elastic Buckling of Thin Plates with Holes. Central European Journal of Engineering", Vol. 3, pp. 475-483.

9. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste *paper*.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM CAIS DE CONTÊINERES ATRAVÉS DOS MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS

Carlos H. H. Viegas¹, Mauro de V. Real², Márcio W. Moura³,

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica - PPGEO
e-mail: chviegas@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande - FURG
e-mail: mvrealgm@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande - FURG
e-mail: mwmoura@furg.br

RESUMO

As cargas apresentadas em um projeto estrutural resultam de diversas combinações de ações que geram valores máximos e mínimos. Esses valores são utilizados para o dimensionamento das fundações, mas não dão o conhecimento do comportamento da estrutura frente as suas solicitações individualizadas em cada uma de suas combinações de esforços. Desta forma, modelou-se um cais sobre estacas, baseado em uma estrutura real, de modo a que se pudesse conhecer o funcionamento da estrutura em suas diversas combinações. O presente trabalho teve por propósito verificar e calibrar a modelagem de um cais constituído de laje apoiada sobre estacas com a utilização do Método dos Elementos Finitos e desenvolvido no software ANSYS. Para verificar o modelo, utilizou-se a comparação de resultados com os seguintes modelos analíticos de uso corrente: Método de pórtico plano carregado sobre área de influencia, utilizando o software Ftool; método de Nökkenteved, também utilizando o software Ftool; e um modelo tridimensional utilizando elementos de grelha e pórtico espacial, utilizando o software TQS. Para o modelo de elementos finitos foi feita a verificação da convergência dos resultados refinando sua malha. Os resultados mostraram-se satisfatórios, indicando a convergência de valores para os diferentes métodos.

1. INTRODUÇÃO

Em um projeto de obra portuária, para o conhecimento das ações e esforços atuantes sobre a estrutura até a fundação, é necessário desenvolver estudos em diversas ciências. A hidráulica marítima e fluvial nos dá conhecimentos das ações hidrodinâmicas de ondas e correntes, além das ações decorrentes de processos de acostagens e amarração. A geotecnia e mecânica dos solos, no desenvolvimento das fundações e conhecimento dos terrenos em que serão aplicadas. Já a análise das estruturas e a resistência dos materiais, quanto às características mecânicas e o comportamento funcional dos materiais a serem utilizados. Tudo isso para obter o correto dimensionamento da estrutura (Alfredini e Arasaki, 2014).

Geralmente, o que se vem a conhecer em termos de carregamento de um projeto estrutural, portuário ou não, são as cargas máximas e mínimas apresentadas pelo projetista, determinadas em diversas combinações de esforços e modelos matemáticos. Dessa forma, não se tem um conhecimento da distribuição desses carregamentos e dos esforços solicitantes deles resultantes, para cada combinação, ao longo de toda a estrutura. Sendo assim, verificou-se a necessidade do desenvolvimento de um modelo estrutural que demonstrasse as diversas distribuições de esforços desde a superestrutura até a fundação, embasando-se em conhecimentos práticos, teóricos e, também, os contidos nas normas técnicas.

Dentro da análise física da engenharia, o que se busca é qualificar o funcionamento e quantificar a resistência dos elementos da natureza aplicados a engenharia através de modelos matemáticos. Um dos mais precisos métodos é o chamado método dos elementos finitos (MEF). Este é um procedimento numérico, que pode ser aplicado na obtenção

de soluções para uma variedade de problemas de engenharia como análises lineares, não-lineares, análise de esforço, transferência de calor, fluxo de fluido e eletromagnetismo (Moaveni, 1999).

O método consiste na existência de uma equação integral, de modo que seja possível substituir essa integral sobre um domínio complexo por um somatório de integrais estendidas a sub domínios. Em outras palavras, é a aproximação do domínio discretizado para um número finito de subdomínios de geometria simples e arbitrária. A solução aproximada é uma combinação linear dessas funções. Se for possível calcular todas as integrais estendidas ao sub domínio, basta desenvolver o somatório correspondente ao segundo membro da integral, correspondente a uma geometria simples, como segmento de reta, triângulo, quadrilátero ou paralelepípedo. Para o caso da aplicação a análise de estruturas, a formulação intuitiva é baseada no princípio dos trabalhos virtuais (Azevedo, 2003).

Este artigo, tem por objetivo apresentar parte de um trabalho de pesquisa, verificando e calibrando um modelo estrutural que terá como finalidade principal desenvolver a distribuição correta e necessária de cargas através de um cais de contêineres.

Dentro dessa ideia, foi escolhido um modelo baseado no berço 1 (Fig. 1) de ampliação do cais do TECON-RS (Fig. 2), localizado na cidade de Rio Grande-RS, por se tratar de uma situação real, executada, em que podemos fazer comparações dos resultados do modelo e do projeto.



Figura 1. Foto de um dos berços de ampliação do TECON-RS. Fonte: Diones de Souza Dani.



Figura 2. Fotografia aérea do TECON-RS. Fonte: <http://www.guiamaritimo.com/>

3. METODOLOGIA

Para a realização deste trabalho, foi desenvolvido um modelo tridimensional (Fig. 3), executado no software de elementos finitos ANSYS, baseado no projeto real do berço 1 de ampliação do cais do TECON-RS, localizado na cidade de Rio Grande-RS. Com essa finalidade utilizaram-se outros três métodos analíticos para distribuição de esforços e comparação de resultados: Pórtico simples bidimensional para uma faixa de estacas utilizando o software Ftool; método de Nökkentteved também utilizando o software Ftool (programa gráfico-interativo para análise de estruturas planas); e um modelo tridimensional de grelhas e pórtico espacial utilizando o software TQS (programa gráfico-interativo para análise e dimensionamento de estruturas). Além de um processo de refinamento da malha aplicada ao cais no próprio modelo do ANSYS de elementos finitos, com o intuito de demonstrar a convergência dos resultados e portanto, que o modelo está calibrado e distribuindo as cargas corretamente até a sua fundação.

3.1 Modelo tridimensional utilizando MEF(ANSYS)

O modelo foi constituído de 60 estacas circulares vazadas com diâmetro externo e interno respectivamente de 0,80m e 0,50m; vigas retangulares longitudinais sobre as cabeças das estacas e sob a laje superior com dimensão de 1,20m x 0,40m; e, uma laje superior de dimensões de 49,97m x 23,04m x 0,60m, apoiada sobre as vigas longitudinais.

O comprimento de engastamento das estacas foi determinado em 21,50m, desde o nível do topo da laje até o engaste na base da fundação. Para isto, utilizou-se o método de Davisson e Robinson, que determina um comprimento, L_s , que, somado ao comprimento livre da estaca, L_u , nos leva a uma haste rigidamente engastada, de comprimento $L_e = L_u + L_s$, de forma a ter um deslocamento igual ao da estaca cravada no solo (Davisson e Robinson, 1965).

3.1 Elementos utilizados

Para a modelagem no ANSYS, foi utilizado o elemento de barra Beam189 para as vigas e as estacas e o elemento de casca shell93 para a laje superior. Esses elementos foram estudados e escolhidos de forma a se adequarem satisfatoriamente a situação, de forma a gerar resultados coerentes.

3.1.1 Elemento Beam189

O elemento Beam189 (Fig. 4) foi utilizado para a modelagem tanto das vigas, quanto das estacas. O elemento trabalha de forma linear ou não-linear e é representado em forma de barra, com três nós em três dimensões, baseando-se na teoria de vigas de Timoshenko. Quanto às solicitações, trabalha com esforços de cisalhamento, flexão e torção, apresentando seis graus de liberdade, podendo ser ampliado para um sétimo grau que representa a deformação do material. Os parâmetros de entrada do elemento limitam-se ao perfil de seção transversal, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (Help Ansys, 2009).

3.1.2 Elemento Shell93

O elemento shell 93(Fig. 5) trabalha com elementos quadráticos, utilizando oito nós com seis graus de liberdade, apresentando translação e rotação nas direções x , y e z . Desta forma, é um elemento que trabalha com qualidade tanto com superfícies de forma curva como com formas retas. O elemento pode ser discretizado tanto como isotrópico quanto ortotrópico e pode apresentar espessuras variáveis (Ansys, 2009).

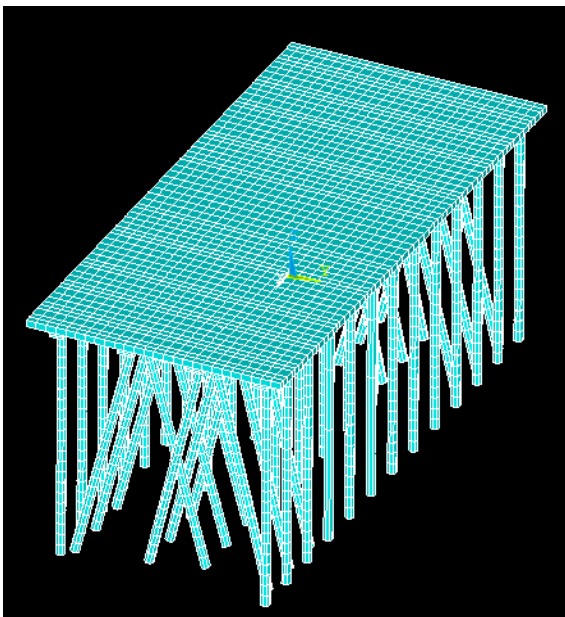


Figura 3. Modelo tridimensional desenvolvido no software ANSYS.

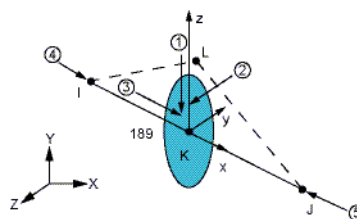


Figura 4. Elemento Beam189.

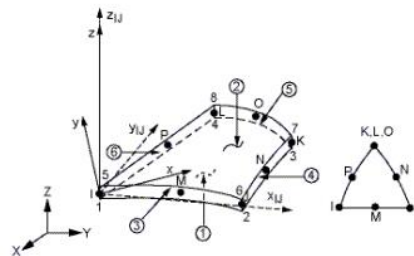


Figura 5. Elemento Shell93.

3.1.3 Parâmetros de rigidez

Os parâmetros de rigidez foram escolhidos tal qual o cais estudado foi executado, apresentando em sua memória de cálculo, $f_{ck} = 50$ MPa para o concreto; módulo de elasticidade secante $E_{cs} = 33658$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$.

3.2 Pórtico plano carregado sobre área de influência.

No primeiro modelo de comparação, foi desenvolvido um método muito usual para pré-dimensionamento de estruturas, que consiste na distribuição de áreas de influência da laje sobre as estacas. Separando neste caso, duas faixas longitudinais de estacas (Fig 6), a primeira contendo estacas inclinadas (Fig 7) e a segunda contendo apenas estacas verticais (Fig 8). O modelo foi executado no software Ftool de análise estrutural plana (Martha, 2012). Dessa forma, pode-se gerar aproximadamente qual carregamento estaria sendo distribuído para cada estaca. Porém, esse método de cálculo apresenta alguns desafios, como representar a mesma rigidez entre as estruturas estudadas, uma vez que o modelo espacial abrange a laje, as vigas longitudinais e as estacas, formando uma ligação dos três elementos e se aproximando de uma viga T sobre estacas. Outro obstáculo para se obter resultados precisos entre os dois métodos, é que o modelo tridimensional obtém estacas inclinadas em mais de uma direção, utilizadas nesse tipo de estrutura para

absorver esforços horizontais gerados por marés e correntes. Essas situações acabam deixando os resultados do pórtico plano mais imprecisos em relação ao modelo de elementos finitos do ANSYS. Dessa forma, foi utilizada apenas uma carga vertical de 50 kN/m² aplicada sobre a laje para análise, procurando se obter resultados mais precisos.

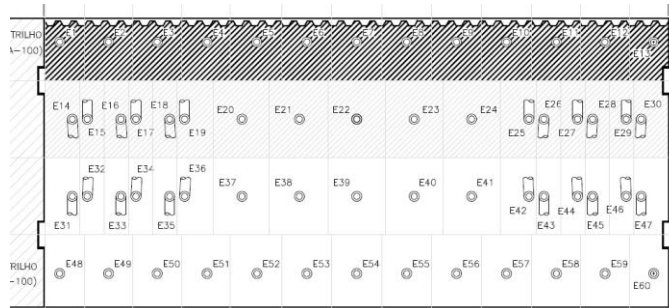


Figura 6. Plata baixa demarcando as faixas de áreas de influência utilizada para construção dos pórticos no software Ftool.

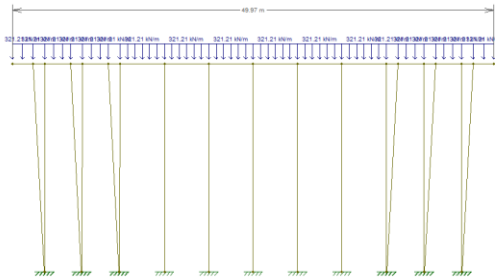


Figura 7. Modelo de pórtico no Ftool para uma faixa contendo estacas inclinadas.

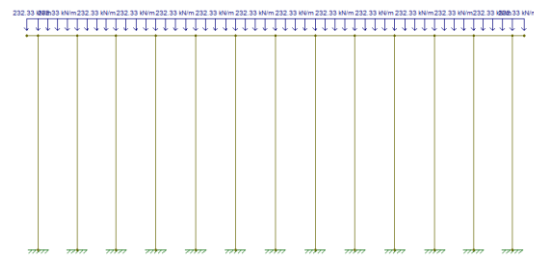


Figura 8. Modelo de pórtico no Ftool para uma faixa contendo apenas estacas verticais.

3.3 Método de Nökkenteved

Essa etapa do trabalho foi desenvolvida para comparar os resultados utilizando uma faixa transversal de estacas do cais (Fig. 9) utilizando o método de Nökkenteved. Segundo Mason(1982), esse método baseia-se em admitir que o bloco que liga as estacas seja infinitamente rígido e que as estacas devam ser elásticas acompanhando o movimento da laje. Isso deve-se ao fato que o método foi desenvolvido para análise de estacas em blocos de fundação, que são consideravelmente rígido frente as estacas. Além disso, as estacas devem estar apoiadas no topo e na base. Nesse caso, para a determinação dos esforços normais nas estacas foi utilizado o método das deformações, aplicando-se à laje movimentos rígidos unitários de translação vertical e horizontal e de rotação. Para isso foi adotada uma espessura maior para a laje do cais de forma que ela ficasse com uma rigidez bastante elevada.

A construção do modelo foi desenvolvida no software Ftool (Fig. 10), e foi adotado o mesmo comprimento para todas estacas além das mesmas serem articuladas tanto na laje quanto na base. O método consiste em determinar um centro elástico a uma altura z_0 localizada pela intersecção da projeção dos eixos das estacas inclinadas, onde aplicamos os carregamentos e determinamos os esforços normais de cada estaca. Para este caso, foi adotada uma simplificação, considerando todas as estacas iguais e o estaqueamento simétrico. Dessa forma, a carga nas estacas dá-se por (Alonso, 1989):

$$N_i = V \left(\frac{\cos \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} \right) + H \left(\frac{\sin \alpha_i}{\sum \sin^2 \alpha_i} \right) + M \left(\frac{P_i}{\sum P^2} \right) \quad (1)$$

Sendo: N_i a força normal absorvida pela estaca; V a força vertical do cais aplicada no centro elástico; H a força horizontal do cais aplicada no centro elástico; M o momento produzidos pelas forças V e H e α o ângulo entre a estaca e o eixo vertical. Destaca-se que nesta etapa foi adotado o mesmo tipo de carregamento do item 3.2. Portanto, além de não existir carregamento horizontal, o momento é nulo, e, considerando-se o pórtico simétrico, resulta na equação apenas o cálculo que utiliza a força vertical.

Considerando-se que, embora as estacas apresentem-se simétricas, isso não acontece com a laje. Desta forma, para uma primeira verificação de consistência na aplicação do modelo, foi adotada a Eq. (1) comparando-se os resultados

obtidos com um modelo semelhante no FTool. Demonstrada a validade, em um segundo momento a não simetria da laje foi considerada e novos resultados para esta condição foram obtidos para comparação com o modelo do ANSYS.

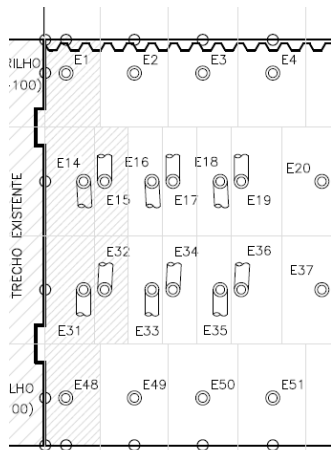


Figura 9. Planta baixa demarcando a faixa de área de influência utilizada para construção do pórtico no Ftool para o método de Nökkentevd.

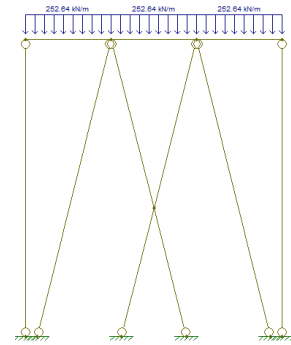


Figura 10. Modelo de pórtico desenvolvido no Ftool para o método de Mökkentevd.

3.4 Modelo tridimensional utilizando o método de grelhas e pórticos (TQS)

Para esta etapa do trabalho, o intuito foi o de comparar os resultados de dois modelos tridimensionais: o modelo principal baseado no método dos elementos finitos com um modelo baseado no método de grelha e pórtico. Para isso, o mesmo foi desenvolvido no software TQS (Fig. 11), que é um software para análise e cálculo de estruturas de concreto-armado, concreto-protendido, alvenaria estrutural e estruturas pré-moldadas (TQS, 2011). Nessa comparação a análise foi realizada em duas fases. A primeira com uma carga vertical de 50 kN/m^2 como nos outros modelos, e, a segunda, com apenas duas cargas horizontais concentradas de 1000 kN aplicadas nas posições de projeto das defensas (Fig. 12).

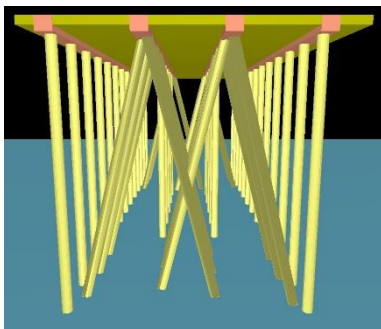


Figura 11: Modelo tridimensional desenvolvido no software TQS.

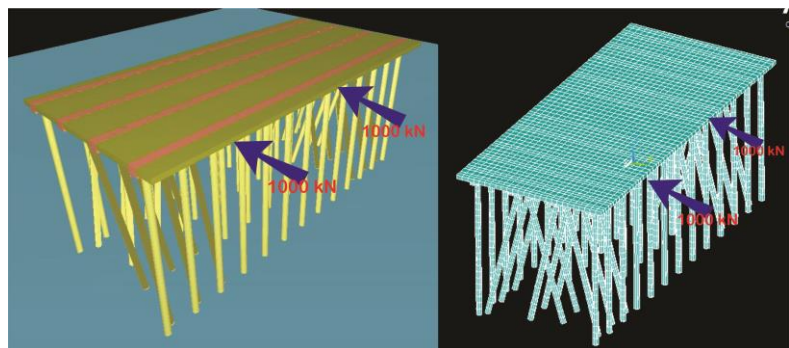


Figura 12: Modelos tridimensionais, TQS e ANSYS.

3.5 Malhas e convergência

Além da análise dos resultados do modelo discretizado no ANSYS, comparado-o com os outros modelos, foi necessária uma verificação do mesmo refinando sua malha. Isso, para assegurar que com os elementos utilizados existisse uma convergência de resultados tanto para uma malha mais espaçada como para uma mais refinada.

Sendo assim, com o intuito de demonstrar a convergência do modelo, foram refinadas 4 diferentes malhas quadradas, sendo elas: 1,00m x 1,00m; 0,50 m x 0,50 m; 0,25m x 0,25m e 0,10m x 0,10m.

4. RESULTADOS

4.1 Malhas e convergência

Pode-se verificar no gráfico apresentado (Fig. 13), que os resultados, independente da malha utilizada, convergem para os mesmos valores, verificando a modelagem adotada com os elementos escolhidos na utilização do Método dos Elementos Finitos.

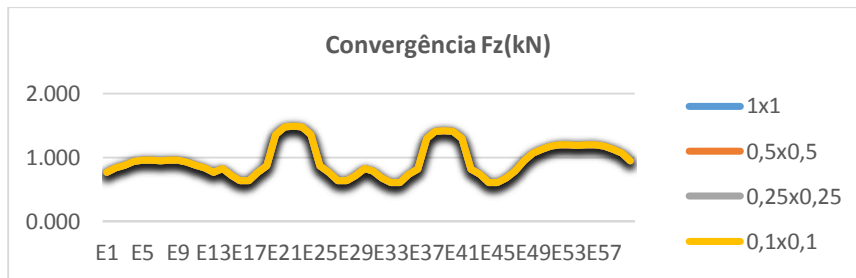


Figura 13. Gráfico Fz x Estacas que demonstra a convergência das malhas sobre carga vertical.

4.2 Pórtico plano carregado sobre área de influência

Pode-se verificar pelos resultados apresentados nos gráficos das “Figs. 14 e 15”, que, comparando o modelo principal do ANSYS e o modelo de pórtico carregado para uma faixa longitudinal de estacas - contendo estacas inclinadas -, que os resultados das reações tanto na vertical z, como horizontal x, apresentam valores muito próximos. Isso demonstra a coerência desses resultados. Além disso, para as reações no sentido y e para os momentos, foi verificada a sua tendência para zero.

Para uma faixa longitudinal contendo apenas estacas verticais, verificou-se que as reações verticais são praticamente as mesmas (Fig. 16) para os dois modelos o que verifica a malha 3d.

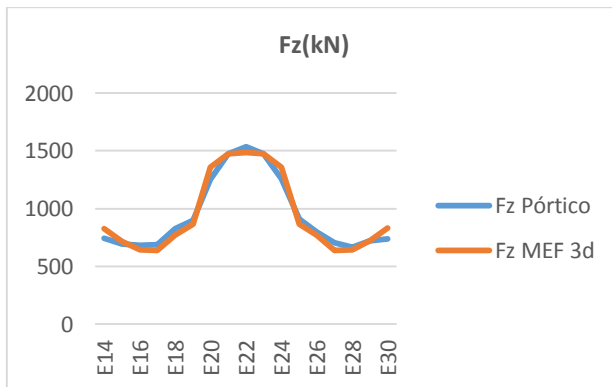


Figura 14. Gráfico reação Fz x Estacas, comparando resultados entre modelo de pórtico plano e tridimensional por MEF para trecho contendo estacas inclinadas.

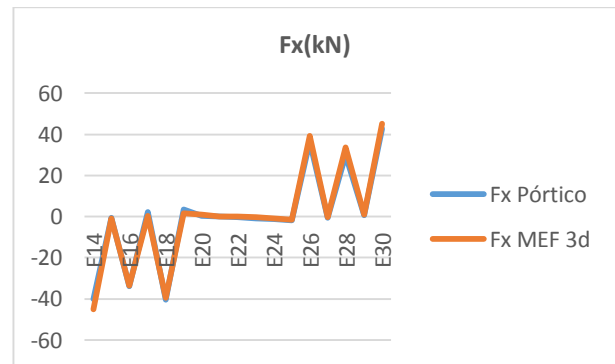


Figura 15. Gráfico reação Fx x Estacas, comparando resultados entre modelo de pórtico plano e tridimensional por MEF para trecho contendo estacas inclinadas.

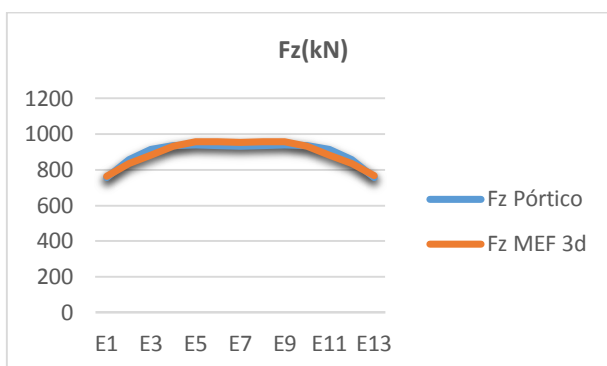


Figura 16. Gráfico reação F_z x Estacas, comparando resultados entre modelo de pórtico plano e tridimensional por MEF para trecho contendo apenas estacas verticais.

4.2 Método de Nökkenteved

Os resultados obtidos na Tab. 1, representam o desenvolvimento da Eq. (1) no modelo no Ftool apresentado na Fig. 10. Comparando com os resultados dos esforços normais nas estacas do pórtico apresentados na Tab. 2, verifica-se a adequação do modelo com a consideração de estacas e laje simétricos. A Tab. 2, por sua vez, apresenta os resultados considerando-se a laje na sua condição real. A diferença relativa dos resultados apresentada em porcentagem máxima foi da ordem de 4 %. Isto demonstra a proximidade entre os resultados dos dois métodos, levando-se em conta o tipo de estrutura de engenharia.

Estacas	Ni(kN) Equação(1)	Ni(kN)(Nökkenteved) Ftool	Diferença relativa (%)
E1	828,5	816,88	1,40
E14	781,2	792,51	1,45
E15	778,8	792,51	1,76
E31	778,8	792,51	1,76
E32	778,8	792,51	1,76
E48	825,8	816,88	1,08

Tabela 1. Resultados dos esforços normais nas estacas obtidos do pela equação 1 e pelo método de Nökkenteved.

Estacas	Ni(kN) Ftool	Ni(kN) Tridimensional ANSYS	Diferença relativa(%)
E1	878,3	898,14	2,26
E14	898,3	875,95	2,49
E15	895,9	876,14	2,21
E31	970	936,3	3,47
E32	966,8	928,88	3,92
E48	1104,1	1086,4	1,60

Tabela 2. Força normal nas estacas pelo método de Nökkenteved.

4.3 Modelo tridimensional utilizando o método de grelha e pórticos(TQS).

Os resultados apresentados pelo TQS com os do modelo do ANSYS ficaram muito aproximados, demonstrando coerência de resultados para reações nas direções x , y e z . As Figs. 17 a 22 correspondem à aplicação da carga vertical e as Figs. 23 a 25 à carga horizontal. Algumas diferenças são verificadas nas Figs. 20 a 21, porém, para a ordem de carregamentos e reações, estes resultados são considerados pequenos e residuais nestas estacas. Estas diferenças se justificam pela dificuldade de representar exatamente a mesma rigidez entre os dois modelos com softwares distintos (TQS e ANYS). Por outro lado, mesmo apresentando diferenças, as linhas seguem a mesma tendência de valores e isso é satisfatório.

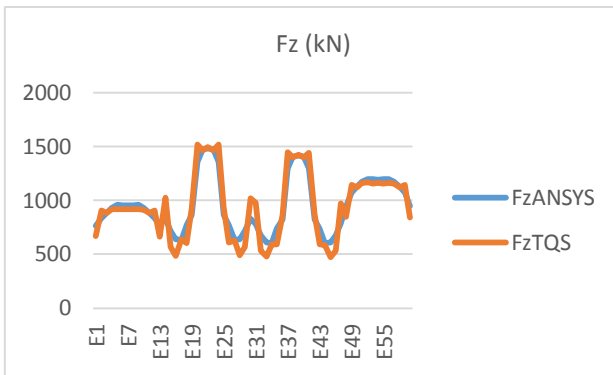


Figura 17. Gráfico reação Fz x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga vertical.

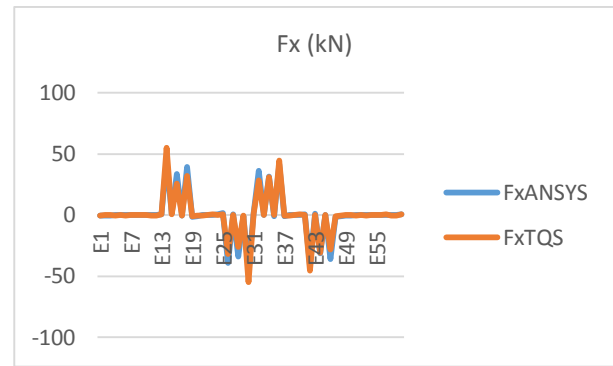


Figura 18. Gráfico reação Fx x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga vertical.

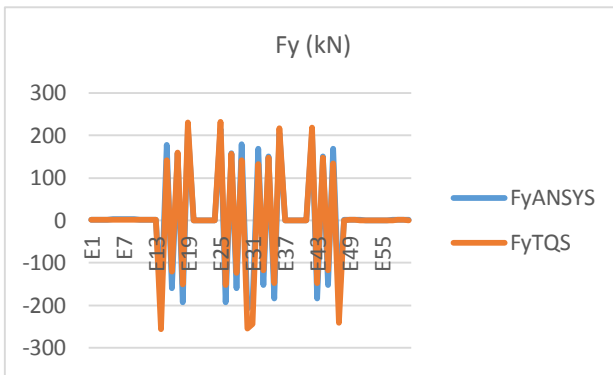


Figura 19. Gráfico reação Fy x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga vertical.

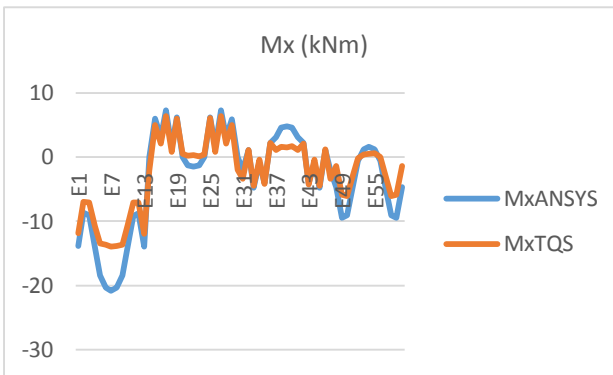


Figura 20. Gráfico reação Mx x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga vertical.

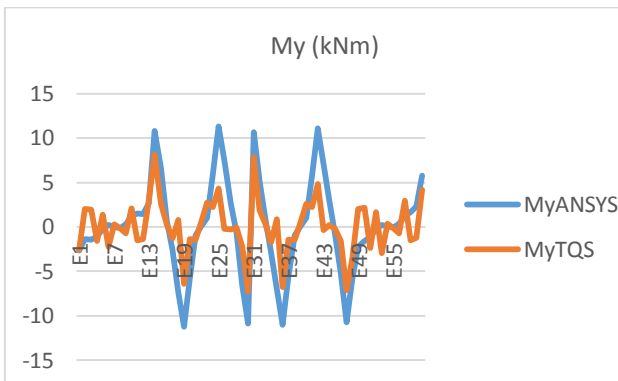


Figura 21. Gráfico reação My x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga vertical.

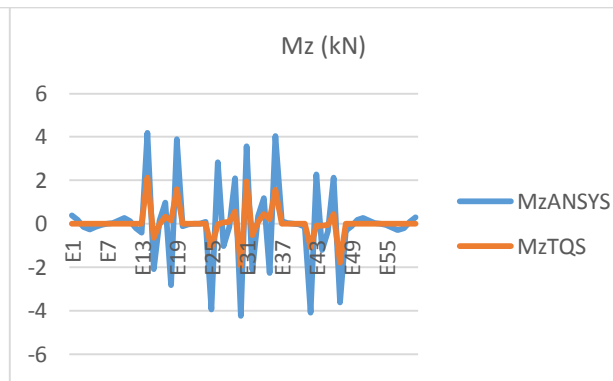


Figura 22. Gráfico reação Mz x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga vertical.

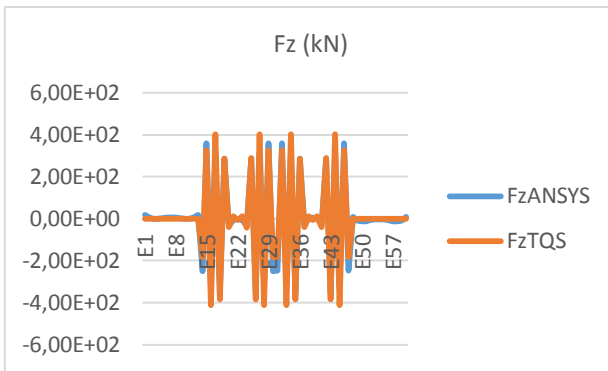


Figura 23. Gráfico reação Fz x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga horizontal.

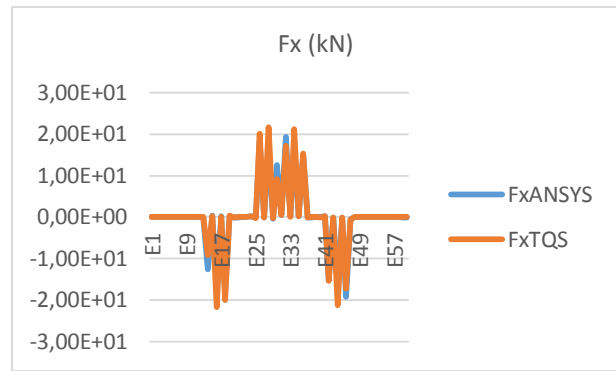


Figura 24. Gráfico reação Fx x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga horizontal.

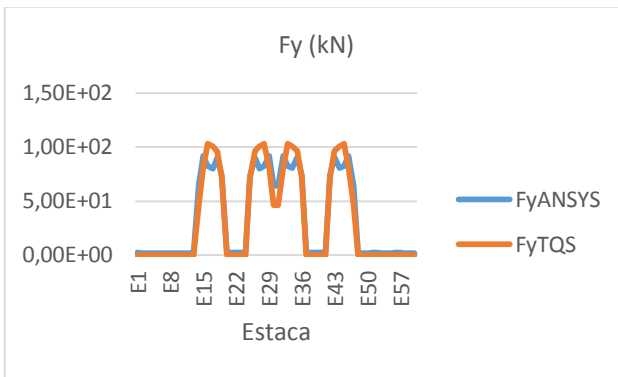


Figura 25. Gráfico reação Fy x Estacas, comparando resultados entre os modelos tridimensionais com carga horizontal.

5. CONCLUSÕES

No presente trabalho, modelou-se um cais de contêineres no software ANSYS, afim de se conhecer o comportamento da estrutura frente aos diversos carregamentos solicitados a um cais. Com o propósito de calibrar e demonstrar que o modelo tem comportamento coerente, foram comparados resultados de análise com outros quatro modelos e métodos. Na primeira comparação, carregou-se o modelo do ANSYS com uma carga vertical de 50 kN/m^2 sobre a laje e desenvolveu-se dois pórticos planos no software Ftool, carregados na forma de área de influência. O primeiro com uma faixa longitudinal de estacas contendo estacas verticais e inclinadas, e o segundo com uma faixa longitudinal de apenas estacas verticais. Na segunda análise utilizando-se o método de Nökkenteved, adotou-se o mesmo carregamento do primeiro método e, também construindo um pórtico plano no Ftool para uma faixa transversal de estacas. No terceiro modelo de comparação, construiu-se no software TQS o modelo do cais, o qual utiliza o modelo de grelha e um modelo pórtico espacial para análise. Foram verificados resultados para dois carregamentos não concomitantes, sendo um de 50 kN/m^2 sobre a laje do cais, e outro, com duas cargas concentradas horizontais de 1000 kN cada, na região onde se localizam as defensas do cais real. Por fim, utilizando apenas o modelo do ANSYS, comparou-se resultados, adotando-se também 50 kN/m^2 sobre a laje, e quatro refinamento de malhas.

Com base nos resultados apresentados, conclui-se, que o modelo tridimensional desenvolvido no software ANSYS apresenta distribuição coerente de cargas, tanto no que se refere a carga vertical, quanto a horizontal. Assim, considera-se o mesmo calibrado e apto a receber as diferentes combinações de esforços gerados sobre um cais de contêineres. Na continuidade desta pesquisa serão estudadas as mais variadas combinações de carregamento como carga permanente, carga acidental, atracação, amarração, vento, etc...

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alfredini, P.; Arasaki, E., 2014. Obras Portuárias, Blucher, São Paulo, SP, Brasil;

Alonso, U., 1989. Dimensionamento de Fundações Profundas, Blucher, São Paulo, Brasil.

ANSYS, “User’s Manual (version 12.1)”, 2009, Swanson Analysis System Inc., Houston , USA;

Azevedo, A., 2003. Método dos elementos finitos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal;

Davisson, M. T.; Robinson, K. E., 1965. Bending and buckling of partially embedded piles. Conference on soil mechanics and foundation engineers. Montreal, Canadian;

Martha, L. F., 2012. Ftool, Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas. Versão educacional 3.00, versão Lisboa. Lisboa, Portugal;

TQS Inf. Ltda, 2011. Manuais do TQS versão 15. São Paulo, Brasil;

Mason, J. 1982. Obras Portuárias, Campus, Rio de Janeiro, Brasil;

Moaveni, S., 1999. Finite Element Analysis (Theory and Application with ANSYS), Pretice Hall, New Jersey, USA.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material incluído neste *paper*.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO DE OBRAS EXECUTADAS NO PORTO DO RIO GRANDE

Michele da Cruz Larrossa¹, Fábio Costa Magalhães², Felipe Costa Magalhães³, Mauro de Vasconcellos Real⁴, Cláudio Renato R. Dias⁵

¹ Universidade Federal do Rio Grande - FURG
e-mail: milarrossa@gmail.com

² Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul – IFRS
e-mail: fabiocmagalhaes@gmail.com

³ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul – IFRS
e-mail: felipecmagalhaes@gmail.com

⁴ Universidade Federal do Rio Grande - FURG
e-mail: mvrealgm@gmail.com

⁵ Universidade Federal do Rio Grande - FURG
e-mail: crrd@vetorial.net

RESUMO

Requisito básico em qualquer projeto estrutural em concreto armado ou protendido, a resistência à compressão é a propriedade mais utilizada como critério de aceitação do material. No entanto, a resistência à compressão do concreto caracteriza-se como uma variável aleatória, com uma distribuição de probabilidades que varia em função de características dos materiais, do processo produtivo, execução, entre outros. A variação inerente aos ensaios de aceitação do concreto, sobretudo a resistência, torna fundamental a utilização de metodologias estatísticas para uma correta análise dos dados. Neste sentido, o uso de uma grande quantidade de resultados de controle tecnológico de concreto com características similares apresenta-se como uma importante ferramenta no processo de aferição das normas técnicas vigentes. O presente trabalho apresenta uma análise com base no controle tecnológico presente em grandes obras portuárias ocorridas nos últimos anos no Porto do Rio Grande, na cidade de Rio Grande - RS. Foram realizadas análises estatísticas e de aceitação do produto, com base nos critérios de aceitação de distintas metodologias de diferentes continentes, mostrando as variações que podem ocorrer nos resultados dos testes de conformidade dependendo do modelo adotado. Verificou-se que a construção das obras portuárias em concreto na região está em conformidade com as normas brasileiras vigentes.

1. INTRODUÇÃO

Visando o atendimento ao mercado consumidor o porto do Rio Grande, no Rio Grande do Sul, implementou melhorias nas suas características técnicas, dentre elas: garantia da navegabilidade, aumento da capacidade de recebimento/saída de cargas, redução do tempo de parada de navios para a descarga da carga containerizada e, também, diversificação das atividades executadas na área portuária. Neste artigo são analisados os resultados obtidos do vasto controle tecnológico do concreto empregado nas obras de ampliação dos molhes da Barra, de ampliação do cais do terminal de contêineres e de construção do estaleiro Rio Grande. Os dados foram analisados sob os aspectos estatísticos e de controle de aceitação dos resultados do rompimento de corpos de prova de concreto das obras de ampliação dos molhes (fabricação dos tetrápodes); concreto empregado nas estacas do berço III do cais do terminal de contêineres e da laje de fundo do dique seco do estaleiro.

A ampliação dos molhes, com a utilização de tetrápodes, teve como objetivo a melhora das características técnicas do canal de acesso, possibilitando seu aprofundamento e, por consequência, a possibilidade de aumento da carga transportada pelos navios que chegam ou saem do porto marítimo gaúcho.

A ampliação do cais do terminal de contêineres ocorreu pela necessidade de aumento da sua capacidade de carga/descarga e para agilizar a movimentação das mercadorias com consequente redução do tempo de permanência dos navios no terminal.

Por sua vez, a laje de fundo do dique seco é parte importante de um grandioso empreendimento, que é o estaleiro Rio Grande-ERG-1, que tem como finalidade principal a construção, conversão e reparo de até duas unidades marítimas do tipo FPSO ao mesmo tempo.

Como semelhança nas características destes concretos tem-se a resistência característica à compressão de 40 MPa aos 28 (vinte e oito) dias, utilização de usinas de concreto especializadas na atividade que atenderam a ABNT NBR 7212 (2012), emprego de rigoroso controle de qualidade durante o preparo, o lançamento, a cura, a moldagem e os ensaios dos corpos de prova até a sua aceitação final. Os concretos da laje de fundo do dique e tetrápodes são classificados com classe de agressividade ambiental IV. Características estas adotadas devido o elevado risco de deterioração das estruturas, visto que foram instaladas/executadas às margens da Laguna dos Patos e do Oceano Atlântico.

1.1 Obra de ampliação dos molhes da Barra de Rio Grande

Os molhes leste e oeste foram estendidos em 350 e 700 m, respectivamente, com a utilização de cerca de 1.361.000,00 m³ de pedra e 12.090,00 unidades de tetrápodes. Os blocos em concreto têm a geometria formada pela intersecção de quatro troncos de cone e, conforme Migliorini (2011) são simplesmente justapostos, encaixados e sobrepostos uns aos outros, formando estruturas mais ou menos regulares e relativamente compactadas ao longo de diques portuários e obras costeiras.

A produção do concreto empregado na execução dos tetrápodes passou por controle tecnológico formando um banco de dados, porém neste artigo é apresentada apenas a análise com os dados dos tetrápodes de 8,00 t. O traço definido depois de estudos experimentais teve como especificação 418 kg/m³ de cimento, aditivo da marca Glenium® 51 e Metacaulim na proporção de 30 kg/m³.

1.2 Obra do berço III do terminal de contêineres de Rio Grande

O cais foi ampliado com estruturas em concreto armado, a maior parte pré-moldado, sendo estas peças divididas em estacas pré-moldadas protendidas e peças estruturais pré-moldadas. Segundo Gireli (2007) as estacas pré-moldadas protendidas possuíam seção circular vazada no centro, com diâmetro interno de 50 cm e diâmetro externo de 80 cm, com comprimento total de 48 m. Enquanto que as peças pré-moldadas do cais possuem seção transversal *n*. Neste trabalho será utilizado apenas o banco de dados das estacas pré-moldadas.

O concreto empregado na fabricação das peças teve como especificações a utilização de cimento Portland Pozolânico de fabricação nacional (CP IV-32-RS) na proporção de 400 kg/m³ e relação água/cimento de 0,40. Este cimento é resistente à sulfatos e segue especificações da norma brasileira ABNT NBR 5736 (1991). Foi utilizado aditivo superplastificante Glenium® 51.

1.3 Obra da laje de fundo do dique seco

As dimensões da laje de fundo são de 350 m de comprimento, 133 m de largura e altura variando de 0,56 a 1,00 m, demandaram que o lançamento do concreto fosse executado em partes. Conforme registram Larrossa *et. al.* (2011) “devido as suas grandes dimensões o lançamento do concreto da laje de fundo foi executado por etapas, chamadas panos de concretagem, sendo, portanto inevitável a ocorrência de juntas de construção, que foram previamente programadas e, principalmente, impermeabilizadas”. Bem como, destaca que estas etapas, que compõem os panos da laje de fundo foram concretadas alternadamente de modo a evitar a fissuração da estrutura.

O concreto foi fabricado com cimento uruguaio da marca ANCAP (na proporção de 380 kg/m³) classe de resistência 40, com grande semelhança deste cimento com a classificação do Cimento Portland Comum CP I, ANBT NBR 5732 (1991). Com agregados graúdo e miúdo oriundos da região de Pelotas – RS, aditivo polifuncional da marca Rheotec® 418 e sílica ativa.

2. METOLOGIA

O estudo do controle de qualidade dos concretos foi realizado através da análise estatística dos dados de rompimento dos corpos de prova aos 28 (vinte e oito) dias de idade, utilizando-se o desvio padrão, análise do coeficiente de variação e aderência às distribuições de probabilidade Normal e Lognormal. Além de demonstrar os cuidados atualmente empregados na indústria da construção civil durante a produção de concreto a fim de atender às normas brasileiras, principalmente a ABNT NBR 12655 (2006) que fornece os critérios de aceitação do concreto e a comparação dos resultados dos dados obtidos a partir destes corpos de prova, com os critérios de aceitação das normas norte-americana (ACI 318, 2011) e europeia (EN 206-1, 2000).

2.1 Desvio padrão da amostra

O desvio padrão mede a variabilidade em unidades lineares, desempenhando papel importante nos métodos estatísticos e é mais usado em aplicações do que, por exemplo, a variância (Walpole et. al., 2009). É calculado através da utilização da Eq. (1).

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_{cm})^2}{n-1}} \quad (1)$$

onde: s é o desvio padrão da dosagem, expresso em MPa; f_{cm} é o valor da resistência média do lote de concreto, expresso em MPa; f_i é o valor das resistências encontradas nos exemplares rompidos, expresso em MPa; n é o número de elementos rompidos (exemplares).

2.2 Coeficiente de variação da amostra

O coeficiente de variação (CV) é outra medida do grau de dispersão existente nos dados em análise, indicando o controle de qualidade do processo produtivo. Quanto menor o valor deste parâmetro mais concentrados em torno da média estarão os valores e melhor será a qualidade do concreto. É obtido através da Eq. (2).

$$CV = \frac{s}{f_{cm}} \cdot 100 \quad (2)$$

onde: CV é o coeficiente de variação do lote, expresso em porcentagem; s é o desvio padrão da dosagem, expresso em MPa; f_{cm} é o valor da resistência média do lote de concreto, expresso em MPa.

A norma ACI 214 (2002) indica uma escala para avaliação da qualidade do concreto segundo o coeficiente de variação, conforme a Tab. 1.

Tabela 1. Coeficiente de variação para variação global pelo ACI 214 (2002) para $f_{ck} > 34,5$ MPa.

Classe de operação	Coeficiente de variação para diferentes padrões de controle (%)				
	Excelente	Muito bom	Bom	Razoável	Ruim
Ensaio de obra	< 7,00	7,00 - 9,00	9,00 - 11,00	11,00 - 14,00	> 14,00
Ensaio em laboratório	< 3,50	3,50 - 4,50	4,50 - 5,50	5,50 - 7,00	> 7,00

2.3 Distribuição Normal

Para os autores Walpole et. al. (2009) a distribuição Normal é a mais importante das distribuições de probabilidade e estatística. É representada pela curva normal, em forma de sino, e descreve adequadamente muitos fenômenos que ocorrem na natureza.

De acordo com Devore (2006) a equação matemática para a distribuição de probabilidade da variável normal depende de dois parâmetros, média e desvio padrão. Possuindo valores de densidade conforme Eq. (3).

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} \cdot e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2}, -\infty < x < +\infty \quad (3)$$

onde: $\pi = 3,14159\dots$; $e = 2,71828\dots$; μ = média; σ = desvio padrão.

2.4 Distribuição Lognormal

Magalhães (2009) relata que a distribuição Lognormal de probabilidade é a distribuição de uma variável aleatória cujo logaritmo segue uma distribuição Normal. O modelo Lognormal de distribuição de probabilidades não possui simetria em relação à média dos resultados. Esta distribuição de probabilidade tem sido muito estudada como alternativa ao modelo proposto por Gauss, quando este último não apresenta aderência adequada aos resultados estudados. A distribuição Lognormal é dada pela Eq. (4).

$$f(x; \mu, \sigma) = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \cdot e^{-[\ln(x)-\mu]^2 / 2\sigma^2}, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases} \quad (4)$$

onde: os parâmetros μ e σ não são a média e o desvio de $\ln(x)$.

Para o teste de aderência dos conjuntos de dados analisados neste artigo foram utilizados os testes de ajustamento de Kolmogorov-Smirnov, assim como Magalhães (2009), para uma significância de 95 %. Estes testes foram realizados a fim de determinar qual dos modelos de distribuição, Normal ou Lognormal, representa melhor aderência aos valores de resistência à compressão analisados.

2.5 Aceitação do concreto conforme ABNT NBR 12655 (2006)

A norma brasileira especifica os ensaios e metodologias para o controle de aceitação do concreto, especificando a realização de ensaios de consistência, segundo a ABNT NM 67 (1996) e ensaios de resistência à compressão, segundo a ABNT NBR 5739 (2007). Os lotes das amostras são formados por n exemplares conforme o método de amostragem a ser utilizado, devendo representar a amassada de concreto em análise. Os exemplares são formados por 02 (dois) corpos de provas cada um e toma-se como resistência do exemplar o maior dos dois valores obtidos no ensaio, tanto quando for utilizada a amostragem parcial ou a amostragem total, $f_{ck,est}^1$ ou $f_{ck,est}^2$, respectivamente. E para a aceitação do lote em ambos os métodos o $f_{ck,est}$ deve ser superior ao f_{ck} .

2.5.1 Controle estatístico do concreto por amostragem parcial ($f_{ck,est}^1$)

A moldagem de corpos de prova é realizada em algumas betonadas, atendendo ao mínimo de exemplares, que para concretos do grupo I (até C 50) são no mínimo 06 (seis) conjuntos. As equações de cálculo dividem-se de acordo com o número de exemplares formados, conforme segue.

- a) Número de elementos n tal que $6 \leq n < 20$, a resistência característica estimada é determinada pela Eq. (5):

$$f_{ck,est}^1 = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (5)$$

onde: $m = n/2$; f_1, f_2, \dots, f_m são os valores de resistência dos exemplares organizados em ordem crescente.

Atendendo-se ainda a condição de que o valor de $f_{ck,est}$ não deve ser inferior a $\Psi_6 \cdot f_1$, adotando para Ψ_6 os valores apresentados na Tab. 2, em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares da amostra.

Tabela 2. Valores de Ψ_6 segundo a ABNT NBR 12655 (2006).

Condição de preparo	Número de exemplares										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	≥ 16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02

- b) Quando o número de elementos for superior a vinte, $n \geq 20$, a resistência característica estimada é dada pela Eq. (6):

$$f_{ck,est}^1 = f_{cm} - 1,65.s \quad (6)$$

2.5.2 Controle estatístico do concreto por amostragem total ($f_{ck,est}^2$)

As amostras são extraídas de todas as amassadas de concreto, utilizando-se, também, duas possibilidades para a determinação da resistência característica estimada.

- Para número de elementos menor que vinte ($n \leq 20$) o valor da resistência característica estimada do lote é igual ao valor da menor resistência dentre os exemplares ensaiados.
- Para $n > 20$, colocam-se os resultados dos ensaios dos exemplares em ordem crescente e o valor da resistência estimada é igual ao valor do elemento que representa o quinto percentil.

2.6 Aceitação do concreto conforme ACI 318 (2011)

A norma norte-americana ACI COMMITTEE 318 (2011) especifica a amostragem de rotina e a fabricação de peças moldadas (cilindros) que devem ser curados e testados sob procedimentos padronizados. Refletindo assim, o valor da resistência potencial do concreto ($f_{ck,est}^4$), em vez da resistência efetiva do concreto na estrutura. As Eq. (7) e (8) são utilizadas para o cálculo da resistência estimada à compressão, para concretos com $f_{ck} \geq 35,00$ MPa. A notação utilizada foi alterada para melhor entendimento.

$$f_{cm} = f_{ck,est}^4 + 1,34.s \quad (7)$$

$$f_{cm} = 0,90.f_{ck,est}^4 + 2,33.s \quad (8)$$

Sendo que o $f_{ck,est}^4$ do lote é o menor valor calculado dentre as equações específicas.

2.7 Aceitação do concreto conforme EN 206-1 (2000)

A norma europeia indica que devem ser moldados corpos de prova, e as análises através de resultados individuais ou da média dos resultados de ensaio de dois ou mais corpos de prova fabricados de uma amostra e ensaiados com a mesma idade. A aceitação do concreto é avaliada, por dois critérios, em corpos de prova ensaiados com mesma idade:

- Grupos de n resultados de ensaios consecutivos da resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) com ou sem sobreposição (Critério 1);
- Cada resultado individual do ensaio de resistência à compressão do concreto (f_{ci}) (Critério 2).
O $f_{ck,est}^5$ é calculado de acordo com o critério adotado conforme indicado na Tab. 3.

Tabela 3. Critérios de conformidade da resistência à compressão EN 206-1 (2000).

Produção	Número n de resultados de ensaios da resistência à compressão no grupo	Critério 1	Critério 2
		Média dos n resultados (f_{cm}) MPa	Qualquer resultado individual de ensaio (f_{ci}) MPa
Inicial	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Contínua	≥ 15	$\geq f_{ck} + 1,48.s$	$\geq f_{ck} - 4$

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Apresentação dos dados

Os resultados dos corpos de prova dos tetrápodes de 8,00, no período de 24/05/2008 à 26/12/2008, foram divididos em quatorze lotes, conforme resumo mostrado na Tab. 4 (a e b).

Tabela 4 (a e b). Dados do concreto dos tetrápodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).

a)							
Dados	Lotes						
Quinzena	1	2	3	4	5	6	7
Período	24/05/08	09/06/08	25/06/08	11/07/08	27/07/08	12/08/08	28/08/08
	08/06/08	24/06/08	10/07/08	26/07/08	11/08/08	27/08/08	12/09/08
n	33	33	63	167	262	122	131
s (MPa)	2,50	2,26	5,04	5,94	4,42	3,48	4,02
CV (%)	5,79	5,32	11,26	11,97	9,05	6,79	8,59
f_{cm} (MPa)	43,09	42,47	44,76	49,63	48,84	51,32	46,84
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	38,97	38,74	36,45	39,83	41,55	45,57	40,20
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	40,00	40,20	40,00	41,37	41,25	46,73	41,63
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	39,74	39,44	36,69	39,77	42,83	46,65	41,45
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	39,39	39,12	37,31	40,84	42,30	46,16	40,89

b)							
Dados	Lotes						
Quinzena	8	9	10	11	12	13	14
Período	13/09/08	29/09/08	15/10/08	31/10/08	16/11/08	02/12/08	18/12/08
	28/09/08	14/10/08	30/10/08	15/11/08	01/12/08	17/12/08	26/12/08
n	72	90	74	68	84	75	25
s (MPa)	3,23	5,26	5,56	3,95	4,08	5,51	4,42
CV (%)	6,85	9,42	9,89	7,02	7,33	9,70	6,84
f_{cm} (MPa)	47,14	55,83	56,23	56,25	55,59	56,84	64,55
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	41,82	47,15	47,06	49,73	48,87	47,74	57,27
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	42,65	48,89	46,98	50,51	48,10	48,38	56,30
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	42,82	48,42	48,08	50,95	50,13	48,88	58,64
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	42,37	48,05	48,00	50,40	49,56	48,68	58,02

Já os resultados do concreto empregado nas estacas do cais foram obtidos no período de 09/06/2006 à 27/02/2007 e agrupados em cinco lotes para análise conforme a Tab. 5.

Tabela 5. Dados do concreto das estacas do cais do terminal de contêineres.

Dados	Lotes				
Mês	1	2	3	4	5
Período	09/10/06	10/11/06	11/12/06	10/01/07	12/02/07
	06/11/06	07/12/06	08/01/07	01/02/07	27/02/07
n	39,00	72,00	81,00	99,00	36,00
s (MPa)	2,90	4,40	3,82	1,87	2,08
CV (%)	5,17	7,86	6,53	3,02	3,50
f_{cm} (MPa)	56,13	55,99	58,56	61,89	59,50
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	51,34	48,72	52,25	58,81	56,07
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	51,44	51,44	53,48	59,21	55,77
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	52,24	50,09	53,44	59,39	56,71
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	51,83	49,47	52,90	59,13	56,42

Para o concreto da laje de fundo, parte em análise neste trabalho, os corpos de prova foram moldados entre os dias 27/11/2008 e 10/11/2009, com ensaios realizados no período de dezembro de 2008 a dezembro de 2009. E os dados foram organizados em treze lotes, de acordo com a Tab. 6 (a e b).

Tabela 6 (a e b). Dados do concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).

a)

Dados	Lotes						
Mês	1	2	3	4	5	6	7
Período	dez/08	jan/09	fev/09	mar/09	abr/09	mai/09	jun/09
N	35	130	106	162	364	441	593
s (MPa)	2,58	4,88	5,00	5,53	3,82	3,69	3,25
CV (%)	4,34	9,50	9,42	11,39	7,59	7,53	6,70
f_{cm} (MPa)	59,45	51,33	53,03	48,55	50,39	49,07	48,52
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	55,19	43,28	44,79	39,42	44,08	42,98	43,16
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	55,20	42,20	43,50	40,80	44,70	43,30	42,80
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	56,00	44,40	45,99	39,62	45,27	44,12	44,16
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	55,63	44,11	45,64	40,36	44,73	43,61	43,71

b)

Dados	Lotes					
Mês	8	9	10	11	12	13
Período	jul/09	ago/09	set/09	out/09	nov/09	dez/09
n	158	414	609	892	807	160
s (MPa)	4,66	3,93	4,35	3,40	3,76	4,09
CV (%)	8,84	7,48	8,83	7,10	7,84	8,88
f_{cm} (MPa)	52,79	52,52	49,26	47,98	47,95	46,02
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	45,09	46,04	42,08	42,36	41,75	39,27
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	45,70	44,80	42,20	42,10	42,00	40,60
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	46,54	47,25	43,43	43,42	42,91	40,54
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	45,89	46,70	42,82	42,94	42,39	39,97

3.2 Análise estatística

Nas análises realizadas com relação ao coeficiente de variação dos lotes pode-se verificar que durante o processo de produção houve um bom controle de qualidade buscando a aceitação de todos os lotes.

Em proporção geral, ambas as distribuições Normal e Lognormal mostraram-se adaptadas aos valores de resistência à compressão dos concretos. Nos dados tiveram alguns poucos lotes que não se enquadram satisfatoriamente em nenhuma das distribuições, porém quando o resultado de uma distribuição encontrou enquadramento a outra obteve mesmo resultado. Por isso pode dizer que ambos os modelos representam de forma adequada os dados. Pois na maior parte dos lotes os valores da diferença máxima são inferiores ao parâmetro de comparação D (0,05; n). As Tabs. 7, 8 e 9 mostram os resultados desta avaliação, para o concreto dos tetrápodes, estacas do cais e laje de fundo, respectivamente.

Tabela 7. Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para o concreto dos tetrápodes.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	33,00	2,50	0,1087	0,1033	0,2367	Lognormal
2	33,00	2,26	0,1009	0,1104	0,2367	Normal
3	63,00	5,04	0,1582	0,1512	0,1713	Lognormal
4	167,00	5,94	0,0495	0,0746	0,1052	Normal
5	262,00	4,42	0,1029	0,1164	0,0840	-
6	122,00	3,48	0,0496	0,0571	0,1231	Normal
7	131,00	4,02	0,1287	0,1135	0,1188	Lognormal
8	72,00	3,23	0,0868	0,0750	0,1603	Lognormal
9	90,00	5,26	0,0994	0,0857	0,1434	Lognormal
10	74,00	5,56	0,0739	0,0832	0,1581	Normal
11	68,00	3,95	0,0746	0,0720	0,1649	Lognormal
12	84,00	4,08	0,0819	0,0945	0,1484	Normal
13	75,00	5,51	0,0855	0,0699	0,1570	Lognormal
14	25,00	4,42	0,1873	0,1987	0,2720	Normal

Tabela 8. Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para os dados das estacas do cais do terminal.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	39,00	2,90	0,1123	0,1032	0,2178	Lognormal
2	72,00	4,40	0,2195	0,2041	0,1603	-
3	81,00	3,82	0,1220	0,1152	0,1511	Lognormal
4	99,00	1,87	0,1025	0,0995	0,1367	Lognormal
5	36,00	2,08	0,2310	0,2366	0,2267	-

Tabela 9. Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para o concreto da laje de fundo.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	35,00	2,58	0,0801	0,0838	0,2299	Normal
2	130,00	4,88	0,0387	0,0458	0,1193	Normal
3	106,00	5,00	0,0568	0,0556	0,1321	Lognormal
4	162,00	5,53	0,0671	0,0668	0,1069	Lognormal
5	364,00	3,82	0,0617	0,0474	0,0713	Lognormal
6	441,00	3,69	0,0402	0,0370	0,0648	Lognormal
7	593,00	3,25	0,0384	0,0517	0,0558	Normal
8	158,00	4,66	0,0739	0,0578	0,1082	Lognormal
9	414,00	3,93	0,0696	0,0722	0,0668	-
10	609,00	4,35	0,0261	0,0279	0,0551	Normal
11	892,00	3,40	0,0504	0,0531	0,0455	-
12	807,00	3,76	0,0541	0,0540	0,0479	-
13	160,00	4,09	0,0582	0,0627	0,1075	Normal

3.3 Análise dos critérios de aceitação

Assim como especificam as normas brasileiras, as obras em análise tiveram rigoroso controle de qualidade nas suas etapas construtivas.

Para o concreto, aos 28 (vinte e oito) dias, da laje de fundo e dos tetrápodes o critério utilizado durante a fabricação foi a amostragem a total da ABNT NBR 12655 (2006) e para as estacas foi a amostragem parcial.

O estudo com relação ao critério de aceitação das normas brasileira, norte americana e europeia, mostrou que para os dados da laje de fundo dois dos lotes estariam não conformes, o lote 4, pela norma ABNT NBR 12655 (2006) – critério de amostragem parcial e pela ACI 318 (2011) e o lote 13 pela ABNT NBR 12655 (2006) – critério de amostragem parcial e pela EN 206-1 (2000).

E para os dados dos tetrápodes as normas brasileira (método da amostragem parcial), norte americana e europeia apresentariam não conformidades em até quatro lotes. Os lotes de números 1, 2, 3 e 4 teriam não conformidade pela amostragem parcial da ABNT NBR 12655 (2006) e pela ACI 318 (2011). Ou então, os lotes 1, 2 e 3 pela EN 206-1 (2000).

Já os lotes do concreto das estacas pré-moldadas protendidas do cais tiveram conformidade e seriam aceitos com folga por todos os métodos/critérios de aceitação das normas analisadas.

Nas Figuras 1, 2 e 3 pode-se, também, verificar que os valores da resistência estimada pela ACI 318 (2011), resultaram em valores superiores às demais normas, seguido pela EN 206-1 (2000) e, depois, pela ANBT NBR 12655 (2006), método da amostragem total. Isto pode ser explicado pelo fato desta metodologia apresentar diferença na definição do f_{ck} , quando comparado aos modelos brasileiro e europeu. Pois na composição as equações do ACI 318 (2011) consideram que 9 % dos valores podem ser inferiores ao valor de f_{ck} de projeto, diferente das demais normas que consideram valores inferiores de 7 % e 5 % para a EN 206-1 (2000) e ABNT NBR 12655 (2006), respectivamente.

As análises estatísticas realizadas mostraram que todos os concretos analisados; laje de fundo, tetrápodes, estacas e peças estruturais do cais; atenderam aos requisitos de qualidade em relação à resistência prescritos pelas normas brasileiras em todas as etapas do processo produtivo.

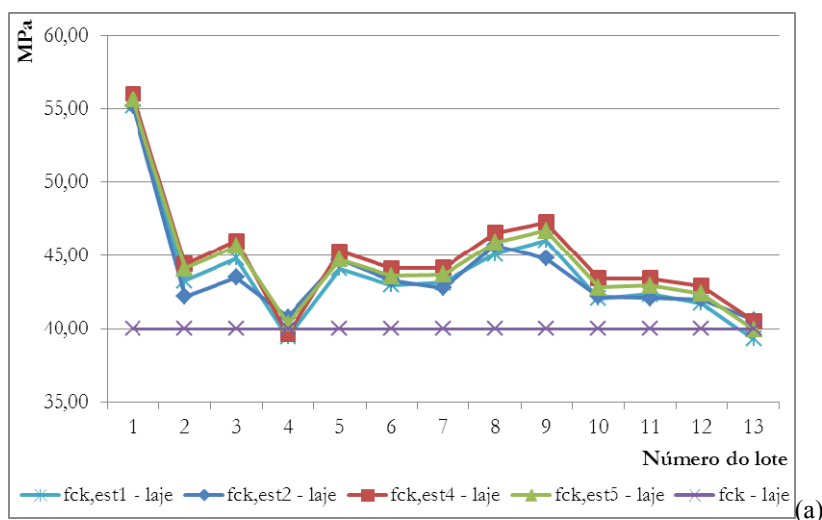


Figura 1. Resistência estimada pelos métodos da ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) do concreto da laje de fundo.

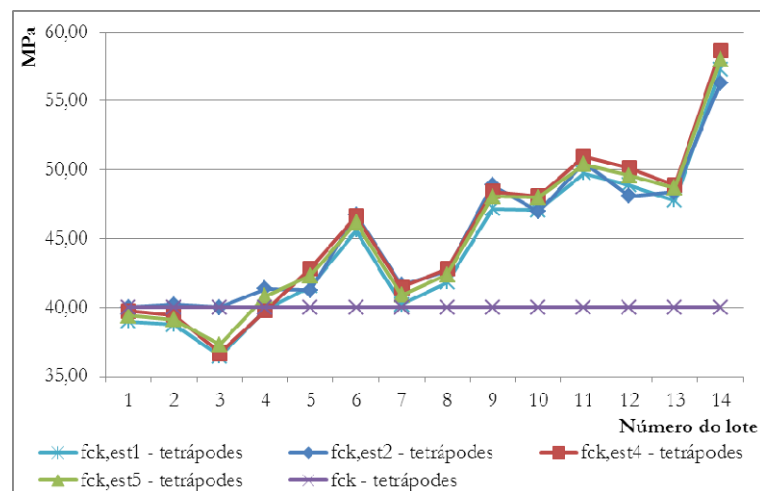


Figura 2. Resistência estimada pelos métodos da ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) do concreto dos tetrápodes

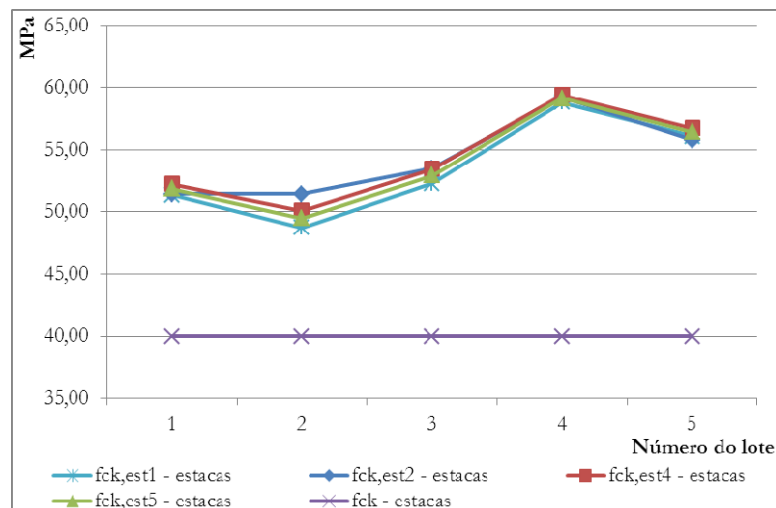


Figura 3. Resistência estimada pelos métodos da ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) do concreto das estacas.

4. CONCLUSÕES

O trabalho evidenciou o minucioso controle tecnológico do concreto produzido e empregado nas estruturas da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande – ERG-1, tetrápodes utilizados na ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande e estacas da ampliação do cais do Terminal de Contêineres do Rio Grande. Controle este que corroborou para a aceitação destas estruturas, confirmação da confiabilidade e segurança necessários e gerou um banco de dados com grande número de resultados experimentais da comprovação da resistência à compressão potencial dos concretos destas infraestruturas.

Para a verificação dos critérios de aceitação das normas analisadas todos os 32 (trinta e dois) lotes verificados, para as três obras, tiveram aceitação total pela ABNT NBR 12655 (2006), critério de amostragem total, $f_{ck,est}^2$. Sendo que no caso dos 5 (cinco) lotes de concreto das estacas os mesmos também tiveram aceitação total pelo critério de amostragem parcial, $f_{ck,est}^1$, critério este utilizado durante o processo de produção do concreto.

Já o critério de amostragem parcial da ABNT NBR 12655 (2006) se mostrou o mais rígido, com rejeição de alguns lotes no concreto empregado na laje de fundo e nos tetrápodes. Enquanto que a ACI 318 (2011) se mostrou menos rígida do que as demais normas, seguida pela EN 206-1 (2000). Mesmo que ambas tenham resultado em rejeição de alguns lotes, nos demais os valores das resistências à compressão estimada são superiores aos computados pelos métodos da norma brasileira.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 214, 2002. Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-02). American Concrete Institute.
- ACI Committee 318, 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11). American Concrete Institute.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991. Cimento Portland Comum. NBR 5732. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991. Cimento Portland Pozolânico. NBR 5736. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007. Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. NBR 5739. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012. Execução de concreto dosado em central. NBR 7212. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. NBR 12655. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996. Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. NBR NM 67. Rio de Janeiro.
- Devore, J.L., 2006. Probabilidade e estatística: para engenharia e ciências. Tradução: Joaquim Pinheiro Nunes da Silva. E. Pioneira Thomson Learning. São Paulo.
- EN 206-1., 2000. Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity. European Committee for Standardization.
- Girelli, E.L., 2007. Concretos pré-fabricados de elevado desempenho da obra do terminal de contêineres do Porto de Rio Grande – Controle de qualidade e os métodos estatísticos. Trabalho de conclusão do curso da Engenharia Civil. Departamento de Materiais e Construção da FURG. Rio Grande.
- Magalhães, F.C. , 2009. Estudo probabilístico da resistência à compressão e da resistência à tração na flexão dos concretos utilizados na construção do dique seco do estaleiro rio grande, no Superporto, em Rio Grande – RS. Dissertação de mestrado apresentada à Universidade Federal do Rio Grande. Ed. Rev. Rio Grande. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.
- Larrossa, M.C.; Magalhães, F.C.; Real, M.V. , 2011. Concreto da laje de fundo do dique seco do Polo Naval do Rio Grande: análise estatística básica. In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis. Anais. São Paulo: IBRACON. v. 1. p. 1-16.
- Migliorini, A.V. , 2011. Estudo de fibras de aço em blocos de concreto para a possível utilização em carapaça de molhes. Dissertação de mestrado apresentada à Universidade Federal do Rio Grande. Ed. Rev. Rio Grande. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.
- Walpole, R.E. et. al. , 2009. Probabilidade e estatística para engenharia e ciências. Tradução Luciane F. Pauleti Vianna. São Paulo: Pearson Prentice Hall.



VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 a 14 de Novembro de 2014

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO DE ONDAS COM UM QUEBRA-MAR POROSO UTILIZANDO O CÓDIGO OPENFOAM

José M. P. Conde^{1,2}, Diogo J. S. Afonso¹, Eric Didier^{1,2}

¹ Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT - UNL)
Unidade de Investigação e Desenvolvimento em Engenharia Mecânica e Industrial (UNIDEMI)
Campus de Caparica, 2829-516 Monte de Caparica, Portugal

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA)
Av. do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, Portugal
e-mails: jpc@fct.unl.pt; dj.afonso@campus.fct.unl.pt; edidier@lnec.pt

RESUMO

No presente artigo apresentam-se as simulações numéricas feitas utilizando o código OpenFOAM®, recorrendo à biblioteca porousWaveFoam, para simular a interação de ondas com um quebra-mar poroso. O código numérico resolve as equações VARANS (Volume-Averaged Reynolds-Averaged Navier-Stokes) em regime transitório e utiliza um esquema do tipo VoF (Volume of Fluid) para identificar a superfície livre. O meio poroso é modelado pela equação de Darcy–Forchheimer. Os resultados numéricos são comparados com dados obtidos experimentalmente no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para um modelo de quebra-mar à escala 1:30. Foi considerada uma onda incidente regular com 2,19 s de período e 0,083 m de altura. São feitas comparações de elevação de superfície livre para 10 sondas colocadas em diferentes posições ao longo do canal e é apresentada uma análise estatística, de modo a avaliar quantitativamente a diferença entre os resultados numéricos e os experimentais. Constata-se que os resultados numéricos obtidos apresentam valores próximos dos experimentais. As diferenças verificadas são atribuíveis a imprecisões numéricas e ao próprio modelo de meio poroso.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas porosas são correntemente utilizadas em engenharia costeira. Um exemplo deste tipo de estruturas são os quebra-mares. Um quebra-mar de talude típico é constituído por um núcleo de material poroso, normalmente de enrocamento de tamanho variável. Este núcleo é protegido da ação erosiva do mar por um submanto, com uma ou várias camadas de enrocamento, que por sua vez é protegido por um manto resistente. O manto resistente pode ser de enrocamento ou constituído por blocos de betão. Um quebra-mar poroso permite o fluxo de água através da estrutura. A fim de garantir o seu correto funcionamento, é essencial que o quebra-mar permaneça estável sob a ação das ondas.

Um procedimento comum durante o processo de conceção de um quebra-mar é a realização de ensaios experimentais em modelo reduzido. Nesses ensaios, o perfil do quebra-mar é construído incluindo o material do núcleo, do submanto e do manto resistente. Nos últimos anos, os métodos numéricos e os recursos computacionais desenvolveram-se a um nível que torna possível a sua utilização na fase de projeto. No entanto, uma resolução completa da estrutura porosa do quebra-mar ainda não é viável. Um método para simular o efeito de um meio poroso, sem discretizar pormenorizadamente esse meio, pode ser através de termos fonte de resistência. O meio poroso, constituído por um esqueleto rígido e poros, é tratado como um meio contínuo que exerce forças sobre o líquido. Essa resistência pode ser descrita pela equação de Darcy-Forchheimer, cujos coeficientes de resistência são determinados a partir de dados experimentais.

No âmbito da engenharia costeira os códigos de resolução numérica são tradicionalmente baseados em equações do tipo Boussinesq. Recentemente, graças ao aumento da capacidade computacional, os códigos que resolvem as

equações de Navier-Stokes em valor médio, RANS (*Reynolds-Averaged Navier-Stokes*), tornaram-se de uso mais generalizado. As equações RANS têm a vantagem de permitir determinar, por exemplo, as características da turbulência que ocorre na zona de rebentação e os esforços resultantes dos impactos das ondas nas estruturas costeiras.

O OpenFOAM® (*Open Field Operation and Manipulation*) é um pacote de bibliotecas (códigos numéricos) gratuito e de código fonte aberto (*Open Source*) que pode ser utilizado para resolução de problemas de mecânica dos fluidos computacional, CFD (*Computational Fluid Dynamics*), entre outros. É desenvolvido pela OpenCFD Ltd (ESI Group) e distribuído pela OpenFOAM® Foundation. Por estar sob a Licença Pública Geral da GNU (GNU GPL), o utilizador tem a total liberdade de executar, adaptar, redistribuir e aperfeiçoar o OpenFOAM®.

Recentemente foram desenvolvidas duas bibliotecas, baseadas no OpenFOAM®, para resolver problemas de engenharia costeira: waves2Foam (Jacobsen et al., 2012) e IHFoam (Higuera et al., 2013); que apresentam potencial para resolver a grande maioria dos problemas associados a estruturas costeiras.

Neste artigo são apresentados resultados de simulações numéricas de propagação de ondas regulares e da sua interação com um modelo de quebra-mar poroso. Os resultados numéricos são comparados com dados obtidos experimentalmente no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para um modelo de quebra-mar à escala 1:30.

2. CÓDIGO OPENFOAM®

O código OpenFOAM® é tradicionalmente compilado em sistema operativo Linux. Nas simulações efetuadas neste trabalho foi utilizada a versão OpenFOAM® 2.2.1 (OpenFOAM, 2013), instalada em sistema operativo Ubuntu 12.04 LTS.

Nas simulações apresentadas neste artigo foi utilizado a biblioteca porousWaveFoam. Esta corresponde a uma das opções de utilização da biblioteca waves2Foam, que por sua vez é baseado na InterFoam. A biblioteca InterFoam permite resolver escoamentos bifásicos com superfície livre. Esta resolve as equações RANS, Eq. (1), e da continuidade, Eq. (2), para dois fluidos incompressíveis, imiscíveis e isotérmicos, juntamente com a equação de transporte da fração de volume, α , que toma o valor 0 no ar e 1 na água, Eq. (3). O algoritmo é baseado no método VoF (*Volume of Fluid*). Este código utiliza o método limitador multidimensional universal para solução explícita, MULES (*Multidimensional Universal Limiter for Explicit Solution*), para manter os limites da fração de volume independentes do esquema numérico subjacente e da estrutura da malha. O algoritmo utilizado pela biblioteca waves2Foam é o PIMPLE, trata-se de uma combinação dos algoritmos PISO e SIMPLE (OpenFOAM, 2013).

$$\frac{\partial \rho \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot [\rho \mathbf{u} \mathbf{u}^T] = -\nabla \cdot p^* - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho + \nabla \cdot [\mu \nabla \mathbf{u} + \rho \boldsymbol{\tau}] + \sigma_T \kappa_\alpha \nabla \alpha \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot [\mathbf{u} \alpha] + \nabla \cdot [\mathbf{u}_r \alpha (1 - \alpha)] = 0 \quad (3)$$

Nestas equações, $\mathbf{u} = (u \ v \ w)$ é o campo de velocidades em coordenadas cartesianas $\mathbf{x} = (x \ y \ z)$, p^* é a pressão subtraindo a componente hidrostática, \mathbf{g} a aceleração gravítica, ρ a massa volúmica e μ a viscosidade dinâmica molecular. O último termo da Eq. (1) contabiliza o efeito da tensão superficial, onde σ_T é a tensão superficial e κ_α a curvatura da superfície. O tensor das tensões de Reynolds é definido pela Eq. (4) onde μ_t é a viscosidade turbulenta e k a energia cinética turbulenta. Na equação de transporte da fração de volume, Eq. (3), o último termo do membro esquerdo é um termo compressivo estabilizador da superfície livre, sendo \mathbf{u}_r a velocidade relativa (Jacobsen et al., 2012).

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{2}{\rho} \mu_t \left[\frac{1}{2} (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T) \right] - \frac{2}{3} k \mathbf{I} \quad (4)$$

A biblioteca porousWaveFoam resolve as equações VARANS (*Volume-Averaged Reynolds-Averaged Navier-Stokes*) utilizadas na biblioteca porousFoam permitindo utilizar as rotinas de geração e absorção de ondas da

biblioteca waves2Foam. As equações VARANS são obtidas efetuando uma média de volume nas equações RANS. O meio poroso é modelado pela equação de Darcy–Forchheimer (Jensen et al., 2014).

3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA, RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios em modelo físico

Os testes experimentais foram realizados num dos canais das instalações do LNEC (Didier et al., 2013, 2014). Neste canal foi construído um modelo físico representativo da secção real do quebra-mar poente do porto de pesca de Albufeira (Algarve, Portugal), à escala geométrica de 1:30, segundo a semelhança de Froude, como se ilustra na Fig. 1.



Figura 1. Modelação física: canal (esquerda) e modelo 2D à escala 1:30 (direita).

A batimetria e a geometria da secção transversal da estrutura são representativas da secção real do quebra-mar. A batimetria considerada é constituída por um zona horizontal de 23,04 m e uma rampa de 13,96 m com uma inclinação de 2,1% a barlar da estrutura. O pé da estrutura está localizado a 37 m do batedor do tipo pistão. O nível de maré em todos os ensaios foi de 0,51 m junto ao batedor e 0,217 m no pé do talude, o que corresponde à escala real +3,5 (ZH) ao nível de maré. A estrutura é composta por um manto de enrocamento com declive de 1,6:3 e com uma cota de coroamento +7,0 m (ZH). Na zona central do quebra-mar existe um passadiço de betão impermeável com 3,0 m de largura, cujo coroamento se encontra +6,5 m (ZH). A estrutura está fundeada a +3,0 m (ZH). O manto exterior é composto por duas camadas de blocos de 90 a 120 kN e apresenta um elevado nível de arrumação dos blocos produzindo uma camada pouco porosa. A Fig. 2 ilustra o perfil transversal da secção modelada.

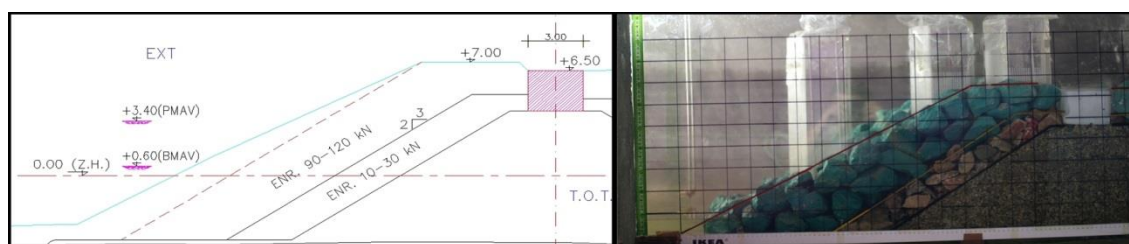


Figura 2. Perfil da secção de estudo à escala de protótipo (esquerda) e modelo à escala 1:30 (direita).

Foram colocadas 10 sondas resistivas para medir a elevação da superfície livre em 10 posições ao longo do canal, tanto a barlar da estrutura como no interior da estrutura e no seu coroamento. O volume galgado foi medido através de uma sonda de nível colocada num reservatório que capta o volume de água galgada e utilizando uma balança de plataforma. A Fig. 3 apresenta um esquema do canal, as principais dimensões e a posição das sondas. A Tab. 1 indica a posição das sondas de elevação de superfície livre em relação ao referencial localizado ao pé do quebra-mar.

A Fig. 4 apresenta dois instantes da interação da onda com o quebra-mar nos ensaios experimentais, para $T=2,19$ s e $H=0,083$ m, correspondentes aos máximos de refluxo (*run-down*) e espraçamento (*run-up*). Na figura são visíveis as 3 sondas que foram colocadas no interior da estrutura para verificar os níveis de água (sonda G8, G9 e G10). Para este caso não ocorre galgamento, apenas um espraçamento no quebra-mar até ao coroamento.

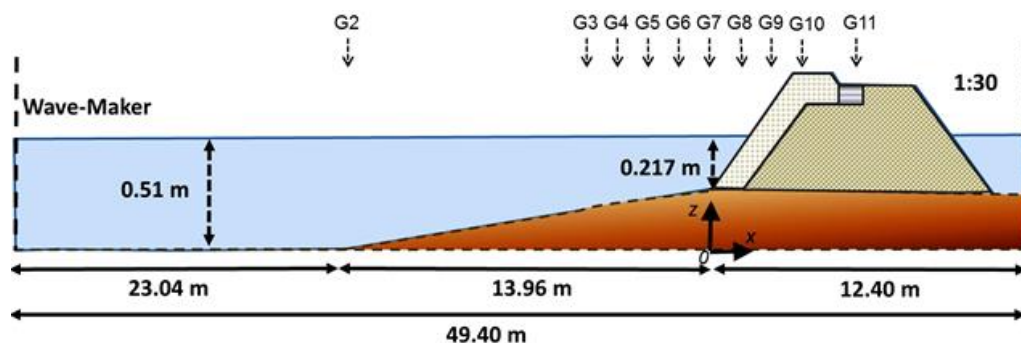


Figura 3. Perfil do canal de ondas dos testes em modelo físico.

Tabela 1. Posição das sondas ao longo do canal de ondas.

Sonda	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11
x (m)	-13.96	-3.79	-2.53	-2.03	-1.23	-0.055	0.297	0.56	0.745	0.875

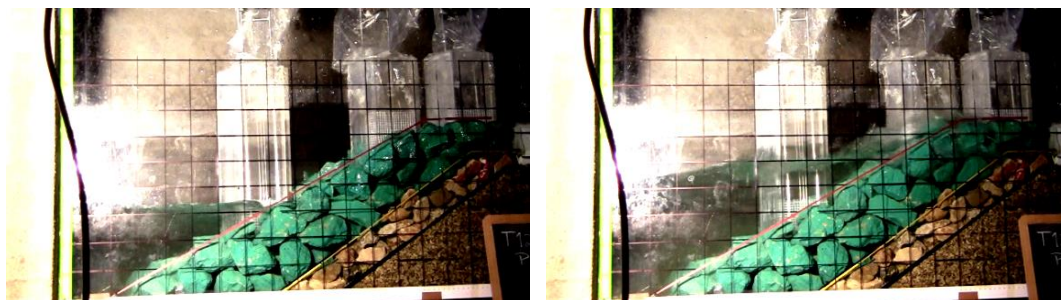


Figura 4. Dois instantes representativos da interação de uma onda regular ($T=2,19$ s e $H=0,083$ m) com o quebra-mar: refluxo (esquerda) e espreadimento (direita).

3.2 Caracterização das simulações numéricas

Foi criada uma malha de discretização de forma respeitar o mínimo de 10 elementos por altura de onda e 50 por comprimento de onda. A malha é constituída por elementos quadriláteros, mais densa na zona de propagação de onda, e elementos triangulares na zona do quebra-mar poroso devido à complexidade da geometria, com um total de 83892 elementos. A Fig. 5 apresenta a malha utilizada.

Foi utilizado o modelo porousWaveFoam e a simulação foi realizada para uma onda incidente regular, recorrendo à teoria de ondas Stokes de primeira ordem com um período de 12 s, uma altura de onda de 2,5 m, que corresponde a 2,191 s para o período de onda e 0,083 m de altura de onda para o modelo à escala 1:30. A profundidade de água no baterdor é de 0,51 m e 0,217 m no pé do quebra-mar.

3.3 Resultados

3.3.1 Propagação de ondas sem quebra-mar

Numa primeira fase foram feitas simulações sem a presença do quebra-mar para avaliar a qualidade da propagação de ondas no domínio computacional. Na Fig. 6 compara-se a elevação da superfície de ondas regulares, na sonda G2, ao pé do declive suave, obtidas pelo código OpenFOAM®, com dados experimentais e resultados numéricos obtidos pelo código FLUENT® (Didier et al., 2013). Conclui-se que os dois modelos numéricos permitem modelar com precisão o movimento da superfície livre para a posição da solda G2, embora o modelo OpenFOAM® subestime ligeiramente a amplitude das cavas.

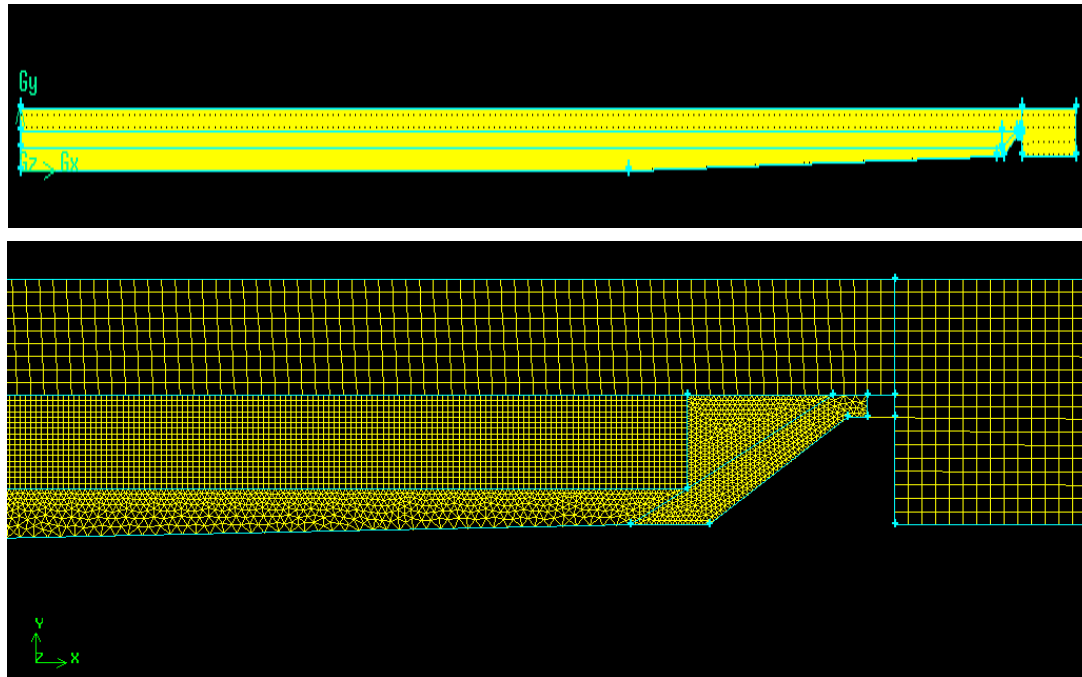


Figura 5. Malha de discretização utilizada na simulação: totalidade do domínio (cima) e pormenor da malha na proximidade do quebra-mar (baixo).

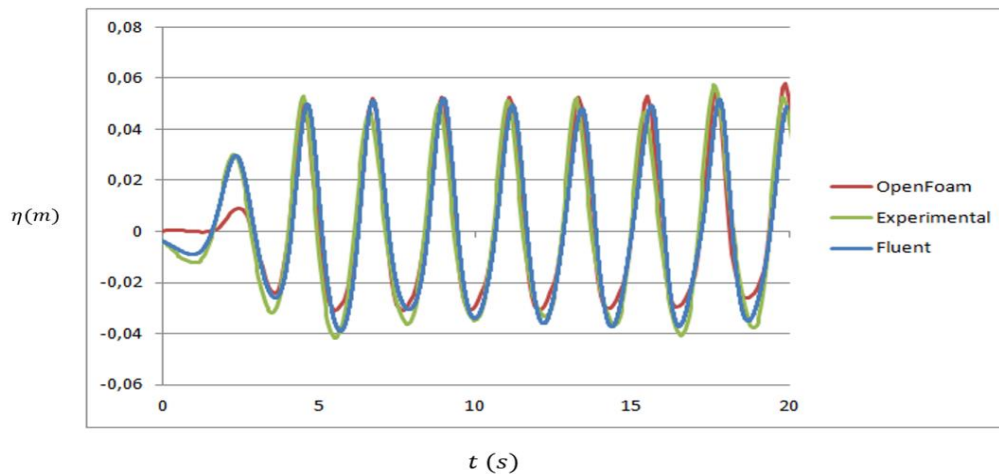


Figura 6. Resultados numéricos e experimentais da elevação da superfície livre na sonda G2 sem a presença do quebra-mar.

Foi efetuada uma análise estatística de modo a avaliar quantitativamente a diferença entre os resultados numéricos e os experimentais. Foi calculado o enviesamento, Eq. (5), o erro quadrático médio, Eq. (6), e o índice de concordância, Eq. (7).

$$bias = \frac{\sum_{i=1}^l (y_i - x_i)}{n} \quad (5)$$

$$rmse = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^l (y_i - x_i)^2}{n}} \quad (6)$$

$$ic = 1 - \frac{\sum_{i=1}^l |y_i - x_i|}{\sum_{i=1}^l (|y_i - \bar{x}| + |x_i - \bar{x}|)^2} \quad (7)$$

Onde x_i são os valores experimentais, y_i os valores numéricos, \bar{x} é a média do valor experimental e l é o número de valores considerados. O parâmetro *bias* quantifica o afastamento dos resultados do modelo numérico em relação aos experimentais. O índice de concordância *ic* varia de zero a um, sendo o valor 1 correspondente à concordância perfeita entre os resultados numéricos e os experimentais.

Na tabela 2 estão os valores estatísticos obtidos, comparando assim os valores numéricos relativos ao OpenFoam® e ao FLUENT® (Didier et al., 2013).

Tabela 2. Dados estatísticos para a sonda G2.

	<i>bias</i>	<i>rmse</i>	<i>ic</i>
FLUENT®	$4,65 \times 10^{-4}$	$4,48 \times 10^{-3}$	99,3 %
OpenFoam®	$1,0 \times 10^{-3}$	$2,9 \times 10^{-2}$	98 %

Os valores estatísticos apresentados na tabela permitem confirmar que os resultados de ambos os modelos numéricos apresentam uma boa concordância global, relativamente aos dados experimentais, para a elevação da superfície livre.

3.3.2 Propagação de ondas e interação onda-quebra-mar

Apresentam-se nesta secção os resultados obtidos para a interação entre ondas incidentes regulares e o quebra-mar poroso. Na Fig. 7 apresenta-se a interação de uma onda com o quebra-mar nos ensaios experimentais e na simulação numérica, para instantes correspondentes. Pode-se verificar que, embora o andamento seja semelhante, o nível de água acima do enrocamento é subestimado pela modelação numérica.

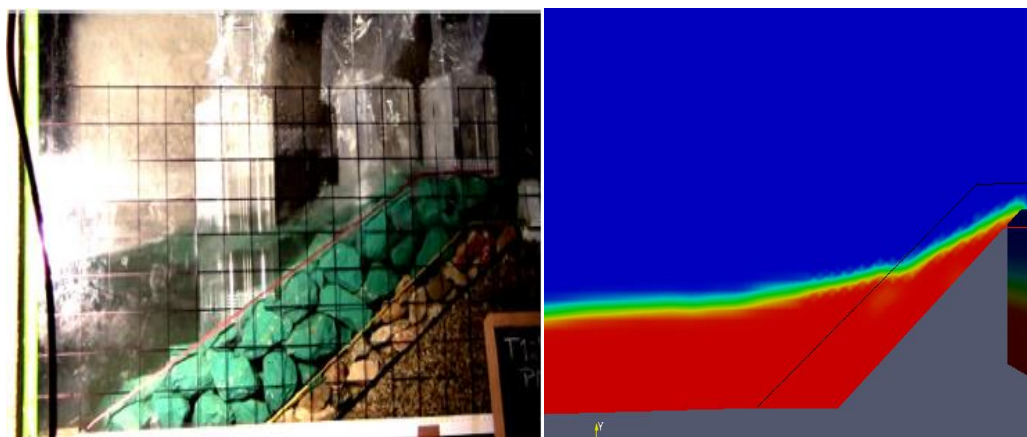


Figura 7. Interação de onda com estrutura porosa: modelo experimental (esquerda) e modelo numérico (direita).

As Fig. 8 a 12 apresentam os resultados da elevação da superfície livre, respetivamente, para as sondas nas posições antes (G6, G7) e dentro do quebra-mar poroso (G8, G9, G10).

O modelo numérico demonstra uma boa correspondência dos resultados com os dados experimentais, modelando muito bem o efeito da reflexão e da interação de onda com o quebra-mar.

Para as sondas a barlar do quebra-mar (G6 e G7) obteve-se resultados próximos dos experimentais. São observadas maiores discrepâncias nas sondas localizadas no quebra-mar (G8, G9 e G10). Estas discrepâncias devem-se sobretudo à colocação das sondas no interior do quebra-mar para a realização dos ensaios experimentais, o que não foi possível reproduzir exatamente no modelo numérico. Por outro lado, a simulação de um meio poroso homogêneo não reproduz os exatamente efeitos tridimensionais que ocorrem no enrocamento real.

4. CONCLUSÕES

Neste artigo apresentaram-se as simulações numéricas feitas utilizando o código OpenFOAM®, recorrendo ao solver porousWaveFoam, para simular a propagação de ondas regulares e a sua interação com um modelo de quebra-mar poroso.

Os resultados numéricos apresentaram uma boa concordância com os resultados obtidos experimentalmente no LNEC para o modelo à escala 1:30. A comparação de resultados permitiu verificar o bom desempenho do código numérico para este tipo de aplicações costeiras. A elevação da superfície é bem estimada, quer a barlar, quer no meio poroso.

Conclui-se que os resultados numéricos obtidos apresentam valores próximos dos experimentais. As diferenças verificadas são atribuíveis a imprecisões numéricas e/ou ao próprio modelo de meio poroso.

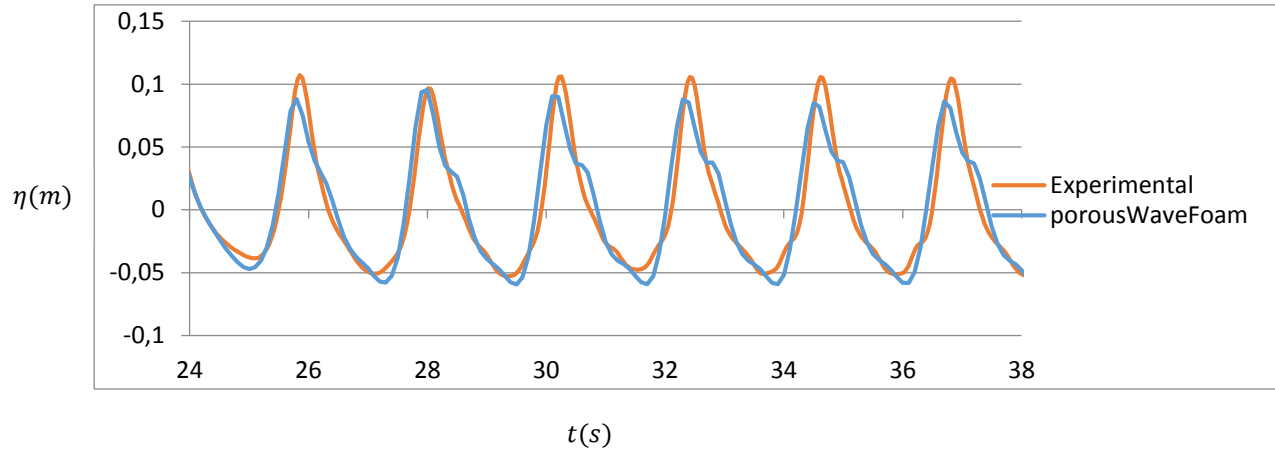


Figura 8. Resultados numéricos e experimentais da elevação da superfície livre na sonda G6.

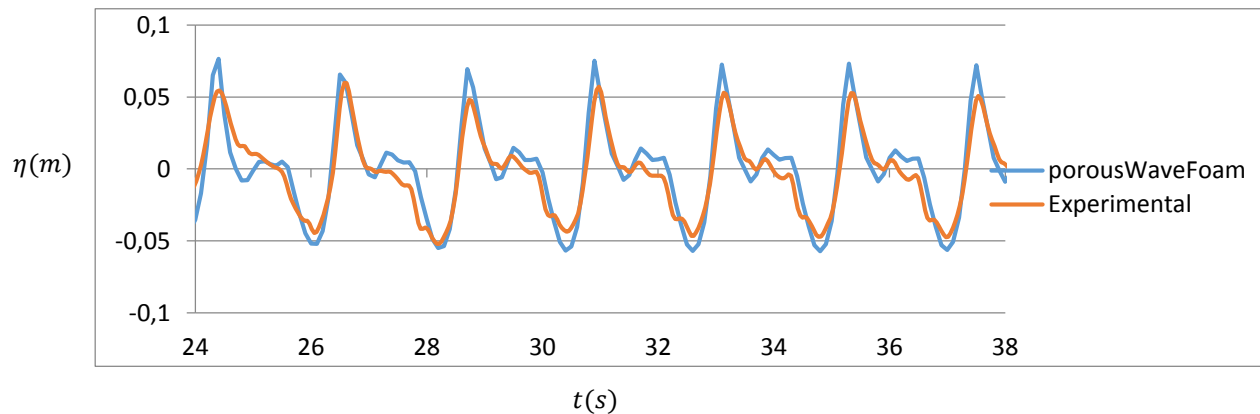


Figura 9. Resultados numéricos e experimentais da elevação da superfície livre na sonda G7.

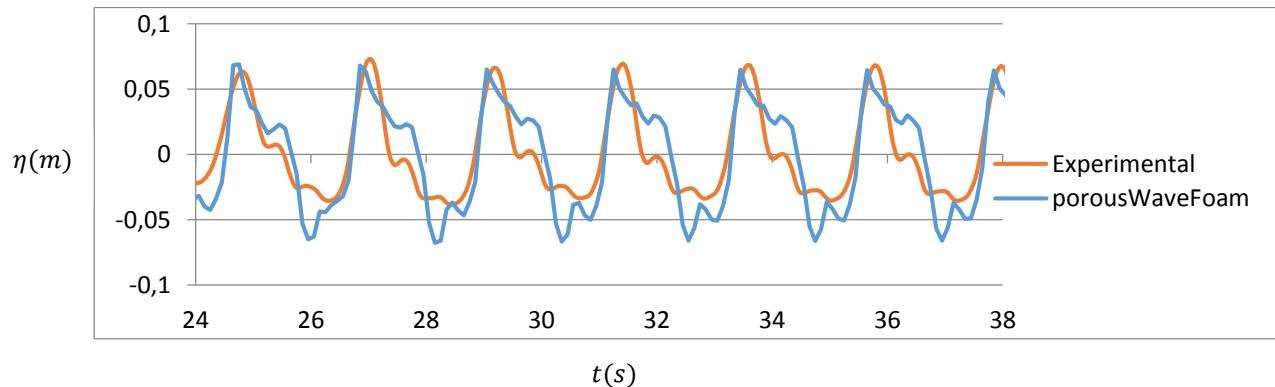


Figura 10. Resultados numéricos e experimentais da elevação da superfície livre na sonda G8.

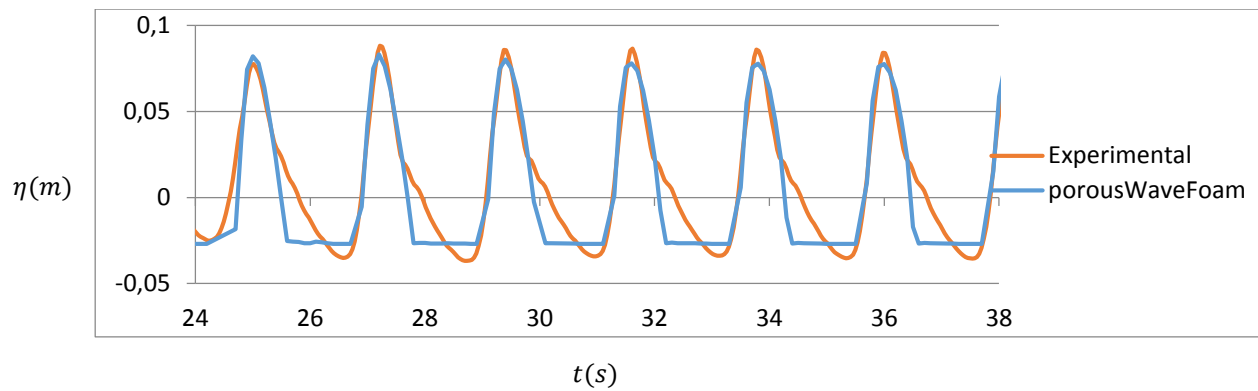


Figura 11. Resultados numéricos e experimentais da elevação da superfície livre na sonda G9.

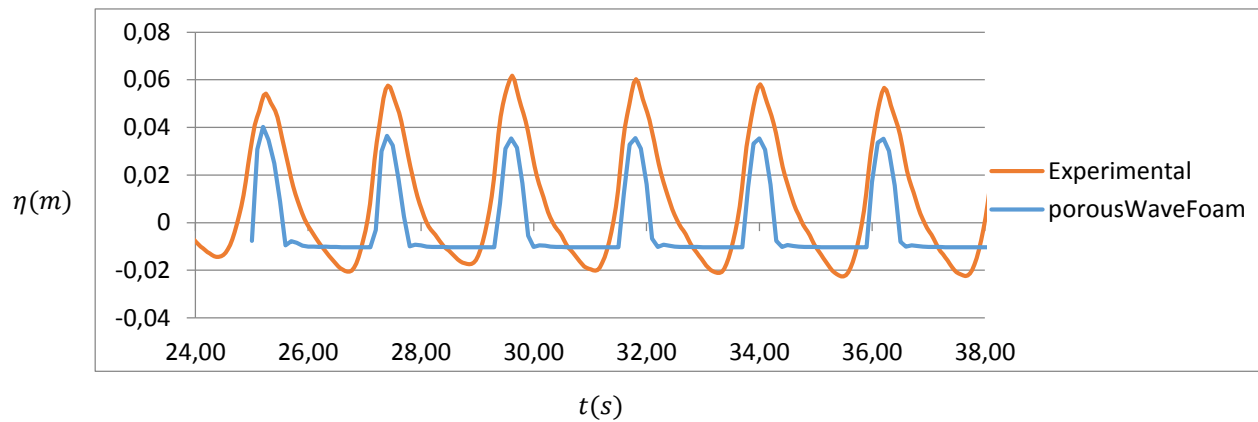


Figura 12. Resultados numéricos e experimentais da elevação da superfície livre na sonda G10.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento concedido através do projeto DITOWEC - PTDC/ECM-HID/1719/2012.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Didier, E., Neves, D.R.C.B, Teixeira, P.R.F., Neves, M.G., Soares H., Viegas, M., 2013. “Coupling of FLUINCO mesh-based and SPH mesh-free numerical codes for the modelling of wave overtopping over a porous breakwater”, Proc. 6th SCACR – International Short Course/Conference on Applied Coastal Research, Lisboa, Portugal.
- Didier, E., Neves, D., Teixeira, P.R.F., Dias, J., Neves, M.G., 2014. “SPH numerical and physical modeling of wave overtopping a porous breakwater”, Proc 3rd IAHR European Congress, Porto, Portugal.
- Higuera, P., Lara, J.L. and Losada, I.J., 2013. “Realistic wave generation and active wave adsorption for Navier-Stokes models: Application to OpenFOAM®”, Coastal Engineering, Vol. 71, pp.102-118.
- Jacobsen, N.G., Fuhrman, D.R. and Fredsøe, J., 2012. “A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFoam®”, International Journal of Numerical Methods in Fluids, Vol. 70, pp. 1073-1088.
- Jensen, B., Jacobsen, N.G., Christensen, E.D., 2014. “Investigation on the porous media equations and resistance coefficients for coastal structures”, Coastal Engineering, Vol. 84, pp. 56-72.
- OpenFOAM, 2013. OpenFOAM – The Open Source CFD Toolbox User Guide. Version 2.2.1.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste artigo.

VI SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, de 12 à 14 de Novembro de 2014

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM NAVIO AMARRADO NO TERMINAL XXI DO PORTO DE SINES

Liliana V. Pinheiro¹, João A. Santos², Conceição J. Fortes¹

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal
e-mail: lpinheiro@lnec.pt, jfortes@lnec.pt

² Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Rua do Conselheiro Emídio Navarro, 1, 1959-007 Lisboa, Portugal
e-mail: jasantos@dec.isel.ipl.pt

RESUMO

Este trabalho apresenta a aplicação da ferramenta numérica SWAMS para caracterizar o comportamento de um navio amarrado na bacia do Terminal de Contentores do Porto de Sines. São analisados os movimentos do navio, as forças nas amarras e nas defensas. Analisa-se ainda a influência do vento e da introdução de pré-tensionamento nas amarras assim como a resposta do sistema quando sujeito a ondas longas. Os resultados permitem avaliar qual destes fatores tem maior influência sobre os movimentos do navio e a sua segurança.

1. INTRODUÇÃO

A agitação marítima pode perturbar as atividades de carga e descarga de navios bem como causar problemas significativos nas infraestruturas portuárias e nas embarcações presentes no interior de um porto. Uma previsão e caracterização corretas do campo de ondas dentro do porto, mais precisamente, ao longo das trajetórias dos navios e nos postos de acostagem permitem caracterizar a resposta dos navios aos estados de mar neles incidentes, quer estejam amarrados, parados ou em manobra.

A ferramenta SWAMS apresentada neste trabalho tem como característica inovadora o acoplamento de um modelo do tipo Boussinesq - o modelo BOUSS-WMH BOUSSinesq *Wave Model for Harbours*, Pinheiro et al. (2011) - para a propagação não linear das ondas com os modelos WAMIT, Korsemeyer et al. (1988) e BAS, Mynett et al. (1985), para a interação navio-ondas.

Na secção 2 descreve-se a ferramenta SWAMS. Na secção 3 apresenta-se o caso de estudo, as condições de cálculo dos modelos e os resultados obtidos. A secção 4 é referente a conclusões.

2. FERRAMENTA SWAMS

SWAMS – *Simulation of Wave Action on Moored Ships* – é uma ferramenta integrada para modelação numérica da propagação de ondas bem como do comportamento de navios amarrados no interior de bacias portuárias. Consiste num interface gráfico com o utilizador e num conjunto de módulos que tratam da execução dos modelos numéricos. O SWAMS divide-se em dois módulos: o módulo WAVEPROP – para a propagação das ondas e o módulo MOORNAV – para o comportamento do navio amarrado, Fig. 1.

2.1 Módulo de propagação de ondas WAVEPROP

Este módulo inclui 3 modelos numéricos para a propagação de ondas e um gerador de malhas de elementos finitos:

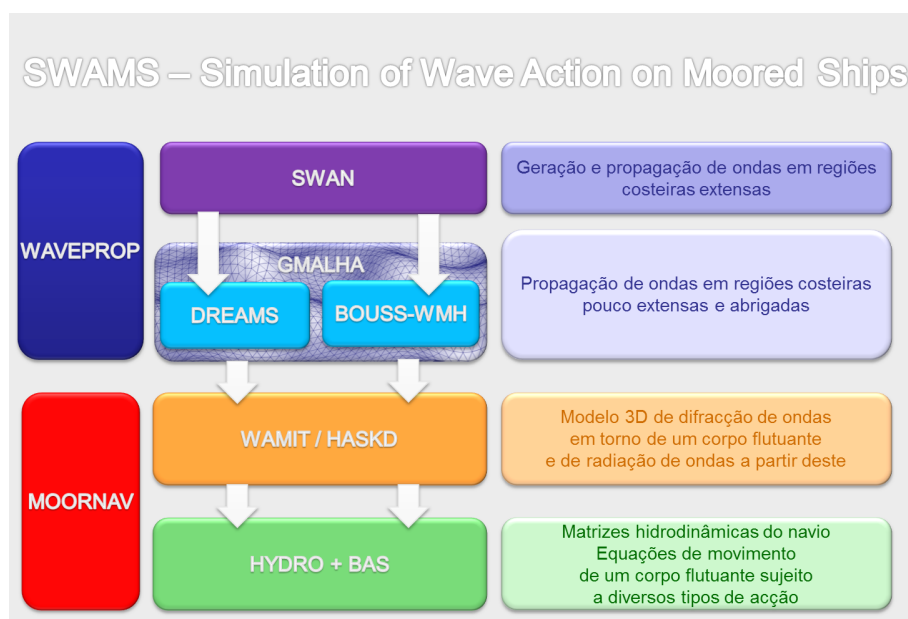


Figura 1. Ferramenta SWAMS.

- SWAN é um modelo não linear espectral, Booij et al. (1996), baseado na equação de conservação da ação da onda e capaz de simular a propagação de ondas irregulares;
- DREAMS é um modelo linear de elementos finitos, Fortes (2002), baseado na equação de declive suave para simular a propagação de ondas regulares;
- BOUSS-WMH é um modelo não linear de elementos finitos, Pinheiro et al. (2011), baseado nas equações de Boussinesq estendidas deduzidas por Nwogu (1993) sendo capaz de simular a propagação de ondas regulares e irregulares;
- GMALHA é um gerador de malhas de elementos finitos triangulares, Pinheiro et al. (2008), especialmente definidas para serem utilizadas pelos modelos DREAMS e BOUSS-WMH, sendo a densidade de nós das malhas variável de acordo com o comprimento de onda local.

2.2 Módulo de comportamento de navios amarrados

A determinação do movimento do navio amarrado num posto de acostagem sujeito à agitação incidente é realizada utilizando o pacote numérico MOORNAV, Santos (1994). Trata-se essencialmente de dois modelos numéricos e um conjunto de rotinas que faz a interligação entre eles:

- WAMIT, Korsemeyer et al. (1988), que resolve, no domínio da frequência, os problemas de radiação e de difração da interação de um corpo flutuante livre com as ondas nele incidentes;
- BAS, Mynett et al. (1985), que monta e resolve, no domínio do tempo, as equações de movimento de um navio amarrado no posto de acostagem levando em conta as séries temporais das forças devidas às ondas incidentes no navio, as funções de resposta a impulso do navio e as relações constitutivas dos elementos do sistema de amarração (cabos de amarração e defensas).

2.2.1 Interação de corpos flutuantes com onda monocromáticas

O WAMIT, Korsemeyer et al. (1988) é um modelo desenvolvido no Departamento de Engenharia Oceânica do *Massachusetts Institute of Technology* e que utiliza um método de painel para resolver no domínio da frequência os problemas de radiação e de difração de um corpo flutuante livre. Este modelo baseia-se na segunda igualdade de Green para determinar a intensidade das distribuições de fontes e dipolos nos painéis utilizados na discretização da superfície molhada do casco do navio com as quais é possível gerar os potenciais harmônicos dos escoamentos associados aos problemas de radiação e de difração de um navio livre colocado numa zona de profundidade constante mas não limitada horizontalmente. Nos pontos seguintes apresenta-se a formulação analítica dos problemas de radiação e de difração no domínio da frequência.

Potencial de velocidades

Seja ϕ o potencial de escoamento quando o navio se move sob a ação de ondas. Da linearidade do sistema navio / ondas é possível decompor o potencial na soma de vários potenciais devidos cada um deles a uma das seguintes causas: a) onda incidente, ϕ_0 ; b) onda difratada pelo navio parado, ϕ_7 ; c) ondas geradas pelo movimento do navio em águas de outro modo paradas, segundo cada uma das seis coordenadas generalizadas ϕ_1 a ϕ_6

$$\phi = \text{Re} \left[\sum_{j=0}^7 \phi_j \right] \quad (1)$$

Escrevendo cada um dos potenciais devidos ao movimento segundo a coordenada j em função da amplitude complexa da velocidade do mesmo movimento, a Eq. (1) fica

$$\phi = \left[\varphi_0 + \varphi_7 + \sum_{j=1}^6 -i\omega\varphi_j \varepsilon_j \right] e^{-i\alpha} \quad (2)$$

onde φ_j é um potencial complexo estacionário e ε_j é a amplitude complexa do movimento do corpo segundo a coordenada j . Assim consegue separar-se o problema do escoamento do movimento do corpo, sendo apenas necessário determinar os potenciais do escoamento para velocidades de amplitude unitária segundo cada uma das coordenadas generalizadas.

Conhecido o potencial de velocidade, a pressão sobre o corpo flutuante pode ser determinada a partir da equação de Bernoulli linearizada. Considerando apenas a parcela dinâmica da pressão, já que a parcela hidrostática está contabilizada no cálculo da matriz de restituição hidrostática, a força atuante segundo cada uma das coordenadas k vem dada por:

$$F_k = i\rho\omega \int_S (\varphi_0 + \varphi_7) n_k e^{-i\alpha} dS + \sum_{j=1}^6 -\rho\omega^2 \varepsilon_j \int_S \varphi_j n_k e^{-i\alpha} dS \quad (3)$$

A primeira parcela da soma anterior representa a força associada ao problema de difração (força exercida pela onda incidente no navio parado)

$$F_k^D = i\rho\omega \int_S (\varphi_0 + \varphi_7) n_k e^{-i\alpha} dS \quad (4)$$

enquanto a segunda força está associada ao problema de radiação (força que é necessário fazer para que o navio oscile segundo cada uma das coordenadas j em água de outra forma parada)

$$F_k^R = \sum_{j=1}^6 T_{kj} \varepsilon_j e^{-i\alpha} \quad (5)$$

Nas expressões anteriores, S representa a superfície molhada do corpo flutuante e n_k a normal segundo a coordenada generalizada k . Da parte real e da parte imaginária de cada elemento da matriz T_{kj} obtêm-se os coeficientes de massa adicionada, a_{kj} , e de amortecimento b_{kj}

$$T_{kj}(\omega) = \omega^2 a_{kj}(\omega) + i\omega b_{kj}(\omega) \quad (6)$$

Relações de Haskind

Utilizando a segunda igualdade de Green é possível mostrar que não é necessário determinar o potencial da onda difratada pelo corpo, φ_7 , para calcular as componentes da força associada ao problema de difração, Eq. (4). Com efeito, atendendo à equação da continuidade e às condições de fronteira satisfeitas pelos potenciais φ_1 a φ_7 , a seleção de um volume adequado permite escrever a força associada ao problema de difração da forma apresentada em Haskind (1957), habitualmente conhecida por relações de Haskind:

$$F_k^D = -i\rho\omega \int_S \left(\varphi_0 \frac{\partial \varphi_k}{\partial n} - \varphi_k \frac{\partial \varphi_0}{\partial n} \right) dS e^{-i\alpha x} \quad (7)$$

Com base nestas relações, em vez de se determinar o potencial associado ao problema da difração φ_D para conhecer o valor da componente segundo k da força exercida pelas ondas no navio parado, basta conhecer o potencial da onda incidente nos pontos ocupados pela superfície molhada do corpo φ_0 , bem como os potenciais associados ao problema de radiação para os mesmos pontos φ_k .

Ora, para o problema de radiação, obtém-se uma boa aproximação considerando apenas a fronteira do porto mais próxima do navio, o que torna mais simples a determinação destes potenciais.

Implementação numérica

A utilização do teorema de Green permite transformar em equações integrais as equações diferenciais que controlam os potenciais associados aos problemas de radiação e de difração. Em vez de se ter um conjunto de equações válidas em todo o domínio, obtém-se um conjunto de equações a satisfazer apenas nas fronteiras desse domínio, a região mais relevante para a determinação das forças induzidas pelo escoamento.

Aproximando a posição média da superfície molhada do corpo flutuante por um conjunto de painéis, triangulares ou quadrangulares, em cada um dos quais se assume um valor constante do potencial de velocidades, as equações integrais reduzem-se a um sistema de equações lineares para os valores do potencial de velocidade em cada um dos painéis. Para os potenciais de radiação vem

$$2\pi\varphi_j(x_i) + \sum_{k=1}^N D_{ik}\varphi_j(x_k) = \sum_{k=1}^N S_{ik} \frac{\partial \varphi_j(x_k)}{\partial n} \quad (8)$$

em que $i = 1, \dots, N$, sendo N o número de painéis. Para o potencial de difração, o sistema de equações é dado por:

$$2\pi\varphi_D(x_i) + \sum_{k=1}^N D_{ik}\varphi_D(x_k) = 4\pi\varphi_0(x_i) \quad (9)$$

As matrizes D_{ik} e S_{ik} são definidas por:

$$D_{ik} = \int_{S_k} \frac{\partial G(x_i, \xi)}{\partial n} d\xi \quad (10)$$

$$S_{ik} = \int_{S_k} G(x_i, \xi) d\xi \quad (11)$$

em que S_k representa a superfície do painel k , n a normal a essa superfície e ξ uma variável de posição na mesma superfície e $G(x_i, \xi)$ é a função Green, o potencial de velocidade num ponto ξ devido a uma fonte de intensidade -4π colocada em x_i e que satisfaz não só a condição de fronteira da superfície livre como a condição de radiação. Embora os pontos onde são escritas as equações integrais estejam localizados no centróide de cada um dos painéis, x_i e x_k , os integrais da Eq. (10) e da Eq. (11) a realizar em cada um dos painéis k são obtidos utilizando uma fórmula de quadratura de Gauss com quatro pontos selecionados no painel k . A mesma fórmula de quadratura é utilizada pelo modelo WAMIT para calcular as forças de difração através das relações de Haskind (1957), Eq. (7).

Na implementação das relações de Haskind a onda monocromática incidente na posição do navio poderá já ter sido refratada ou difratada antes de chegar a esta posição. O campo correspondente a esta onda pode ser caracterizada a partir das amplitudes complexas da elevação da superfície livre, $\eta(x, y)$, e das componentes horizontais, $U_0(x, y)$ e $V_0(x, y)$ no nível de repouso, $z = 0$, da velocidade do escoamento por ela induzido.

3. CASO DE ESTUDO – TERMINAL XXI DO PORTO DE SINES

A bacia do Terminal de Contentores do Porto de Sines, designado por Terminal XXI, situa-se na zona mais a Sul do porto e é protegida da agitação incidente pelo quebra-mar leste, Fig. 2. É presentemente constituída por um quebra-mar de 1500 m e um cais acostável de 730 m. Junto à cabeça do quebra-mar, as profundidades variam entre 18 e 20 m, aproximadamente, enquanto no interior da bacia variam entre 1 e 21 m, aproximadamente.

Nesta bacia, são frequentes os relatos de agitação importante que induz movimentos excessivos nos navios amarrados aos cais.

Pretende-se avaliar, aplicando a ferramenta SWAMS, o comportamento de um navio amarrado no primeiro posto de acostagem, Fig. 3.

A aplicação do SWAMS iniciou-se com a propagação de uma condição de agitação marítima ($H=1$ m, Direção de Sul e $T=10$ s) para o interior da bacia do Terminal XXI, com o modelo BOUSS-WMH.

Seguidamente com os modelos WAMIT e BAS determinaram-se as funções de resposta a impulso do navio livre, as massas adicionadas para frequência infinita e, a partir daqui, as séries temporais das forças exercidas pela agitação marítima incidente no navio. Finalmente, foram resolvidas, no domínio do tempo, as equações de movimento de um navio amarrado levando em conta as relações constitutivas dos elementos do sistema de amarração. Testaram-se situações sem e com vento (velocidade de 15 ms^{-1} , proveniente de Sul, isto é, com 30° de ângulo de ataque ao navio - ângulo entre a direcção do vento e o eixo longitudinal do navio), sem e com pré-tensionamento das amarras (10% da carga máxima, ou seja 186.2 kN).

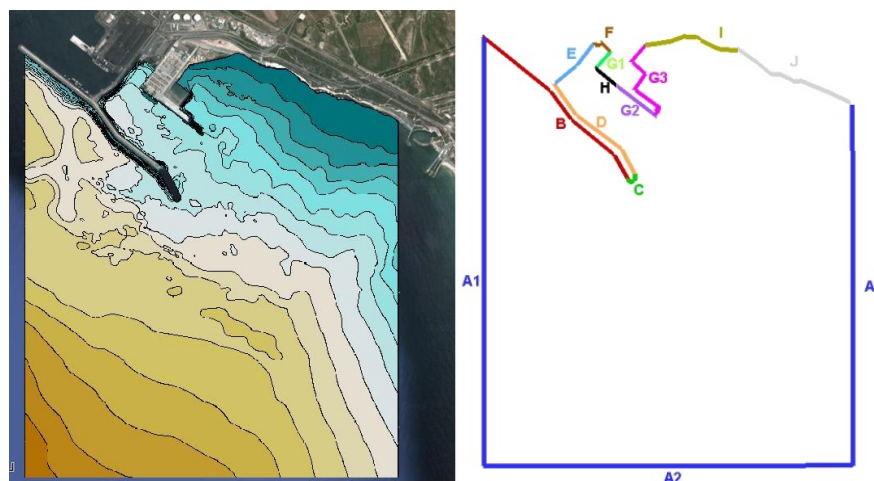


Figura 2. Terminal XXI do Porto de Sines. Batimetria e fronteiras do domínio de cálculo.

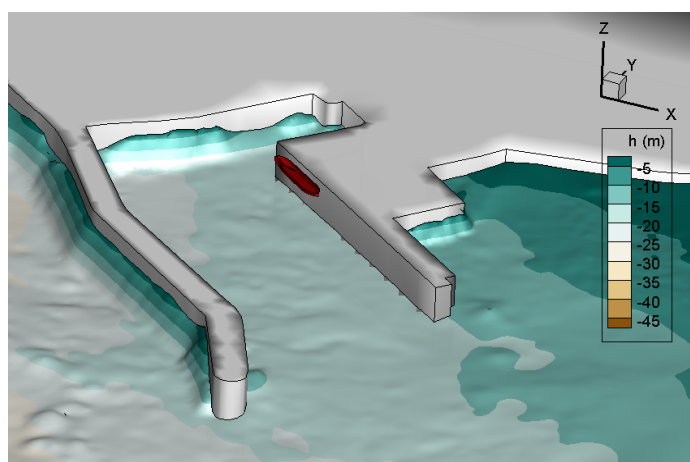


Figura 3. Terminal XXI do Porto de Sines. Pormenor da bacia do terminal.

3.1 Condições de aplicação dos modelos BOUSS-WMH, WAMIT e BAS

Para a aplicação do modelo BOUSS-WMH, é necessária a definição do domínio de cálculo e da batimetria da zona de estudo, a sua discretização por elementos finitos e o estabelecimento de condições de fronteira. O domínio e batimetria da zona em estudo são apresentados na Fig. 2.

A malha de elementos finitos foi gerada com o GMALHA de modo ter um mínimo de oito pontos por comprimento de onda para um período de 10 s, para que a variação espacial da elevação da superfície livre possa ser adequadamente descrita pelo modelo numérico, Pinheiro et al. (2011). Resultou então uma malha com 504 925 elementos e largura de banda de 978. Quanto às condições de fronteira, os troços A2, I e F são de saída (dissipativos). Nos restantes troços, foram estabelecidas condições de fronteira com reflexão parcial. Os valores

dos coeficientes de reflexão foram determinados com base nas características de cada troço (tais como porosidade, declive do talude e profundidade no pé do talude) e ainda, as características da onda.

Para a aplicação dos modelos WAMIT e BAS, é necessário definir as características do navio e do sistema de amarração. O navio estudado tinha um volume deslocado de $108\,416\text{ m}^3$, um comprimento na flutuação de 243 m, uma boca de 42 m e um calado de 14.35 m. A forma do casco foi discretizada com 2694 painéis retangulares e triangulares, Fig. 4. Considerou-se que o navio estava colocado numa zona de fundo horizontal com a profundidade de 17 m.

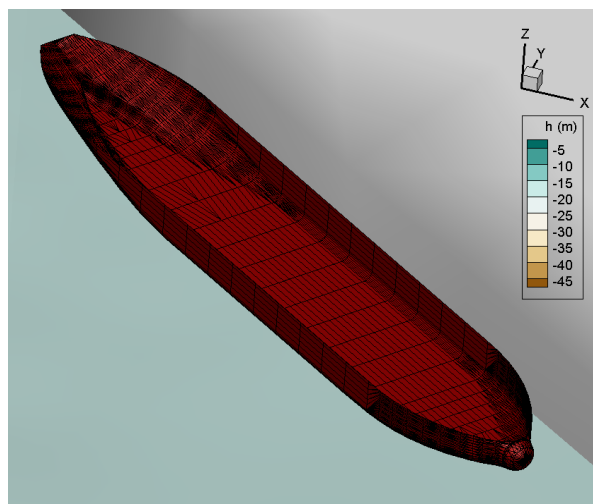


Figura 4. Painelização do casco do navio simulado.

Na Fig. 5 apresenta-se a configuração do sistema de amarração no qual o navio está amarrado ao cais por 8 amarras (2 lançantes à popa, L1 e L2, dois lançantes à proa, L7 e L8, e quatro traveses, L3, L6, L4 e L5). O contato entre o navio e o cais é impedido por duas defensas pneumáticas (D1 e D2). Considerou-se a mesma relação constitutiva para todos os cabos do sistema de amarração: variação linear desde 0 kN até à carga máxima de 1862 kN a que corresponde uma extensão de 4%. A relação constitutiva das defensas também é linear sendo a força de compressão máxima 8900 kN para uma deflexão de 1 m.

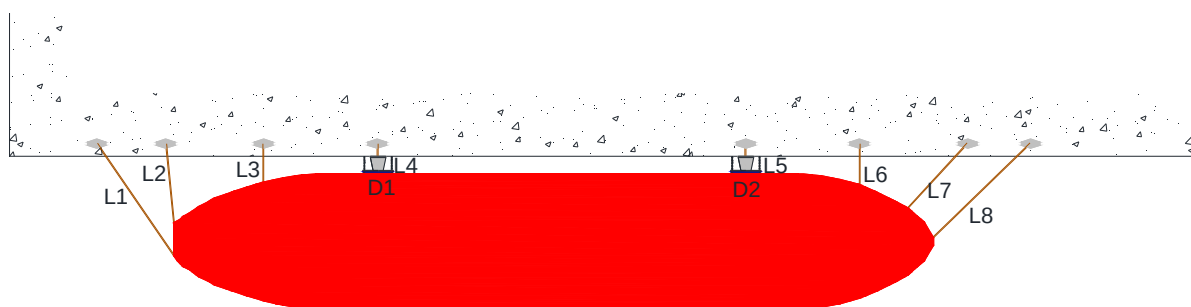


Figura 5. Esquema do sistema de amarração.

3.2 Resultados

O modelo BOUSS-WMH para a condição de agitação marítima admitida ($T=10\text{ s}$, $H=1\text{ m}$, Direção Sul), permite obter a série temporal da elevação da superfície livre no centróide do navio.

Utilizou-se o modelo numérico WAMIT para resolver os problemas de radiação e de difração do navio livre para 87 frequências entre 0.0125 rad/s e 1.04 rad/s. Todas funções resposta a impulso foram calculadas com intervalo de tempo de 0.1 s e uma duração máxima de 50 s. Efetuaram-se cálculos considerando as situações, sem e com vento (15 m/s, proveniente de Sul), sem e com pré-tensionamento das amarras (10% da carga máxima). Na Fig. 6 apresentam-se as séries temporais do movimento de avanço e de afundamento do navio amarrado.

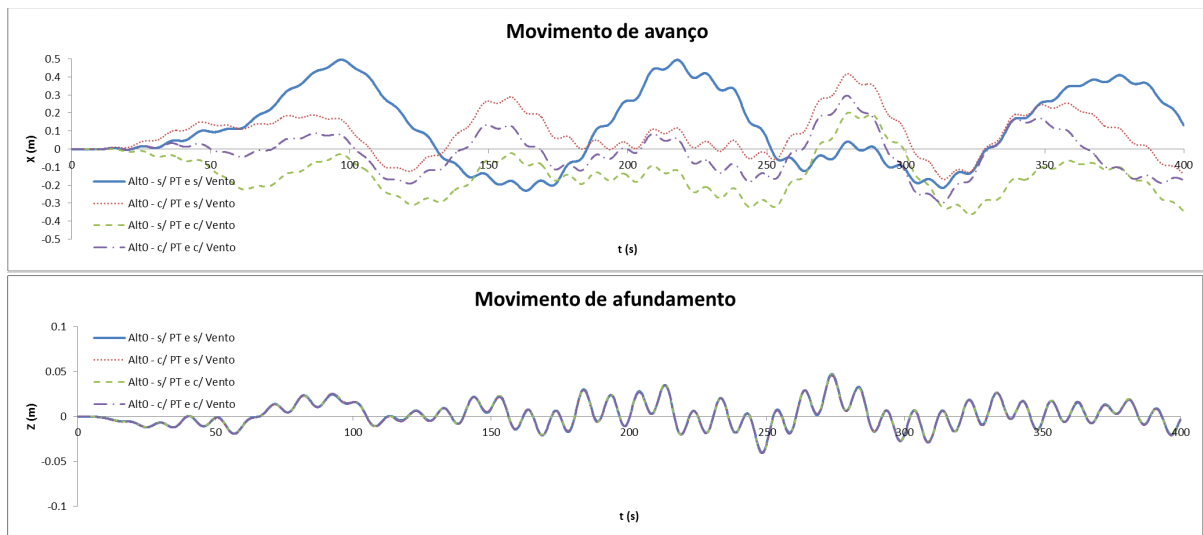


Figura 6. Séries temporais da elevação da superfície livre na posição do centróide do navio e dos movimentos de avanço e de afundamento do navio amarrado.

A primeira série temporal ilustra bem o carácter não linear da resposta do conjunto navio + sistema de amarração. Com efeito, para ondas oscilações da superfície livre cujo período é cerca de 10 s, observam-se oscilações de período muito superior. O período destas oscilações é controlado pela existência das amarras e das defensas, como pode confirmar-se na Fig. 7, com as séries temporais dos esforços na defesa D1 e na amarra L1. Uma vez que os elementos do sistema de amarração produzem forças atuantes no navio maioritariamente no plano horizontal, é para os movimentos neste plano que o comportamento não linear é mais evidente.

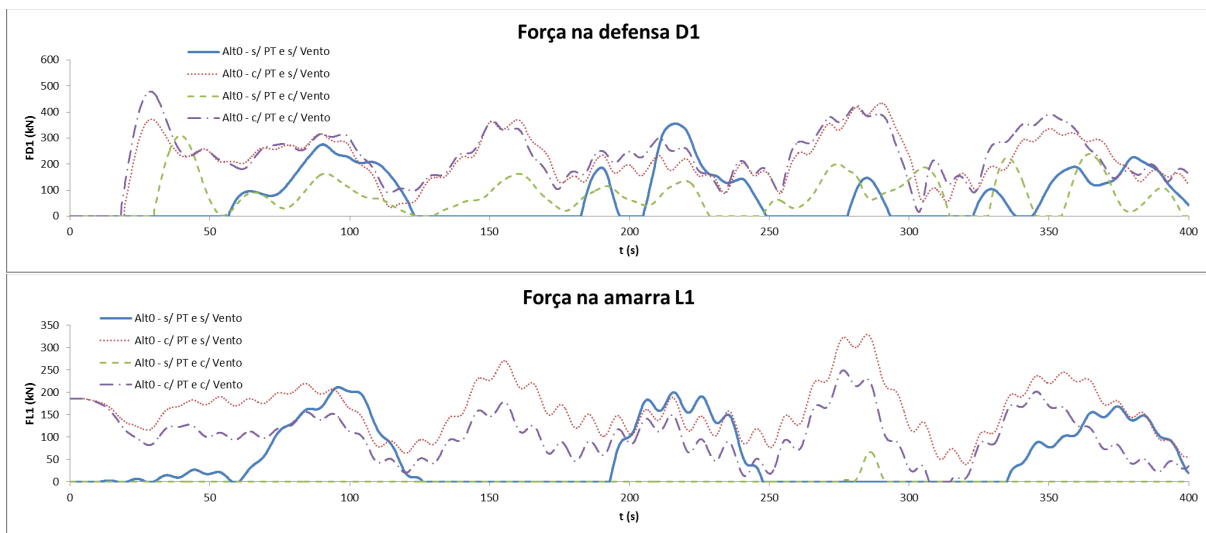


Figura 7. Séries temporais dos esforços na defesa D1 e na amarra L1 sem e com vento (15 ms⁻¹), sem e com pré-tensionamento das amarras (10% da carga máxima).

Os resultados obtidos mostram que o vento, neste caso de Sul, empurra o navio para trás e contra o cais. Isto traduz-se em maiores forças nas defensas e um alívio nas forças das amarras. A aplicação de pré-tensão nas amarras diminui o movimento de avanço mas aumenta os esforços nas amarras. Os movimentos rotacionais, rolo, arfagem e guinada, não são influenciados pelo vento nem pelo pré-tensionamento.

Fizeram-se também simulações do comportamento do navio amarrado sujeito a um conjunto de ondas longas, desde 54 s até 390 s, para se analisar as ocorrências de problemas com navios amarrados no Terminal XXI identificadas pelos utilizadores do mesmo. O nível de maré testado foi 2.0 m (Z.H.) e as ondas longas eram provenientes de Sul.

Para a gama de períodos indicada, utilizou-se o modelo numérico DREAMS para se obter os coeficientes de amplificação (relação entre a altura da onda fora da bacia portuária e a altura da onda no ponto de interesse) no canto NW do cais, local onde está colocado um marégrafo e que está próximo da posição de amarração do navio. Na Fig. 8 pode verificar-se que os máximos daquela curva coincidem com os períodos identificados nos registos

do marógrafo nos dias em que ocorreram problemas com navios amarrados ao cais do Terminal XXI, fossem eles movimentos excessivos do navio amarrado (“Navio a mexer”) ou rotura de amarras (“Cabos partidos”).

Considerando depois uma altura de 1.00 m para a onda incidente no exterior do porto e a configuração do sistema de amarração já descrita (amarras sem pré-tensionamento), avaliou-se a tração máxima em cada uma das 8 amarras para simulações com duração de 3000 s. Os resultados apresentados na Fig. 9 confirmam que as gamas de períodos onde se observam maiores amplitudes da onda na vizinhança da posição do navio amarrado são as mesmas para as quais ocorrem os maiores esforços nas amarras, sendo claramente ultrapassados o limite de rotura das mesmas (1860 kN).

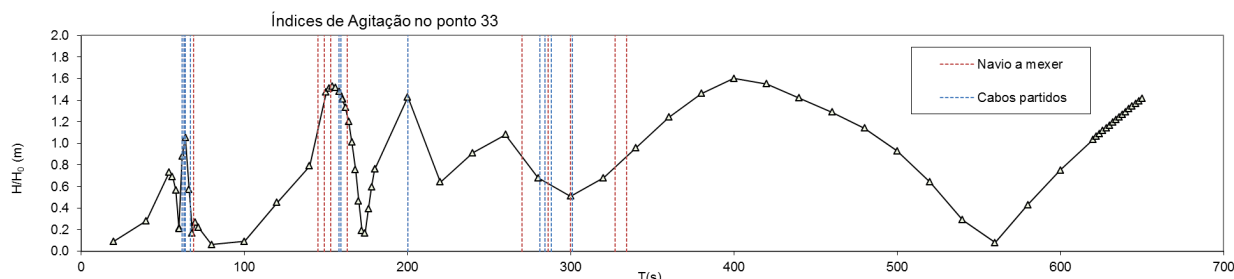


Figura 8. Coeficientes de amplificação na posição do marógrafo. Ondas longas provenientes de Sul, nível de maré 2.0 m (Z.H.)

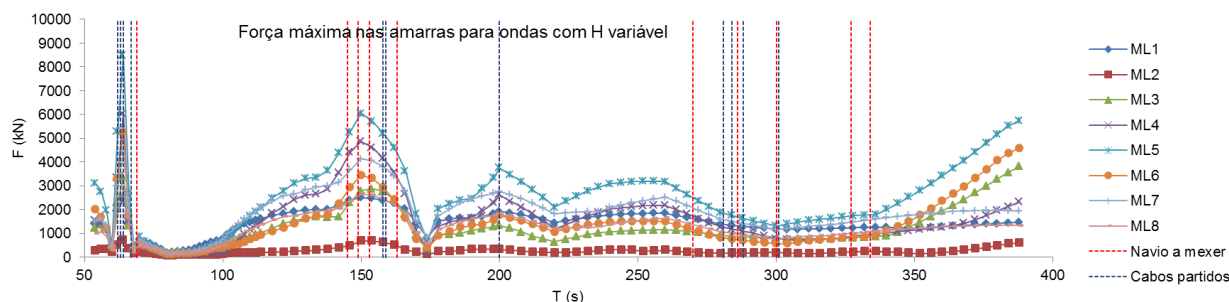


Figura 9. Força máxima nas amarras para ondas longas provenientes de Sul e nível de maré 2.0 m (ZH). Amarras sem pré-tensão.

4. CONCLUSÕES

Descreveu-se uma ferramenta numérica integrada, SWAMS, capaz de caracterizar a resposta dum navio amarrado no interior dum porto sujeito à ação da agitação marítima. A ferramenta foi aplicada para avaliar a resposta de um navio estacionado no cais do terminal de contentores do porto de Sines, quando sujeito a ondas curtas e ondas longas. No caso de ondas curtas estudou-se também a influência do vento e do pré-tensionamento das amarras.

Os resultados obtidos com este exemplo para o caso das ondas curtas permitiram concluir que, o vento, neste caso de Sul, empurra o navio para trás e contra o cais. Isto traduz-se em maiores forças nas defensas e um alívio nas forças das amarras. A aplicação de pré-tensão nas amarras diminui o movimento de avanço mas aumenta os esforços nas amarras. Os movimentos rotacionais, rolo, arfagem e guinada, não são influenciados pelo vento nem pelo pré tensionamento.

Os resultados obtidos para as ondas longas mostraram que a ocorrência de problemas com navios amarrados no Terminal XXI (movimentos excessivos do navio amarrado e rotura de amarras) pode dever-se à ocorrência da amplificação pela bacia portuária da altura da onda na posição em que o navio está amarrado.

5. AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao Porto de Sines, pela autorização concedida para a utilização dos dados de base.

Agradece-se ainda à Fundação Para a Ciência e Tecnologia pelo financiamento concedido ao projecto HIDRALERTA - Sistema de previsão e alerta de inundações em zonas costeiras e portuárias, PTDC/AAC-AMB/120702/2010, bem como da bolsa de doutoramento da primeira autora da comunicação, SFRH / BD / 82637 / 2011.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Booij, N.R., Holthuijsen, L.H. and Ris, R.C., 1996. The SWAN wave model for shallow water, ICCE'96, Orlando, pp. 668-676.
- Fortes, C.J.E.M., 2002. Transformações não lineares de ondas em portos. Análise pelo método dos elementos finitos. Tese de doutoramento, IST/DEM, Lisboa.
- Haskind, M.D., 1957. The exciting forces and wetting of ships in waves, Izvestia Akademii Nauk S.S.S.R, Otdelenie Tekhnicheskikh Nauk, 7, 65-79. (David Taylor Model Basin Translation N°.307, March 1962).
- Korsemeier F.T., Lee C.-H., Newman J.N. and Sclavounos P.D., 1988. The analysis of wave effects on tension-leg platforms, 7th International Conference Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Houston, Texas, pp. 1-14.
- Mynett, A.E., Keunig, P.J. and Vis, F.C., 1985. The dynamic behaviour of moored vessels inside a harbour configuration. Int. Conf. on Numerical Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England: 23-25 April 1985. Cranfield: BHRA, The Fluid Engineering Centre.
- Nwogu, O., 1993. Alternative form of Boussinesq equations for near-shore wave propagation. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 119(6):618-638.
- Pinheiro L., Fortes C.J.E.M., Santos J.A., Fernandes L. and Walkley M., 2011. Boussinesq-type Numerical Model for Wave Propagation Near Shore and Wave Penetration in Harbors. MARTECH 2011 1st International Conference on Maritime Technology and Engineering. Lisboa 10 - 12 May.
- Pinheiro, L.V., Fortes, C.J. and Fernandes J.L., 2008. Gerador de Malhas de Elementos Finitos para a Simulação Numérica de Propagação de Ondas Marítimas. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería (RIMNI). Volume 24, número 4 de Dezembro 2008.
- Santos, J.A., 1994. MOORNAV – Numerical model for the behaviour of moored ships. Final report. Lisbon: Report 3/94-B, Projecto NATO PO-Waves.