



## **Análise do Campo de Pressões em Quebramares Submersos**

Ana Cristina Gomes Rodrigues Valente Neves  
2007



Ana Cristina Gomes Rodrigues Valente Neves

# ANÁLISE DO CAMPO DE PRESSÕES EM QUEBRAMARES SUBMERSOS

Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil  
na Faculdade de Engenharia Da Universidade do Porto



Universidade  
do Porto

Faculdade de  
Engenharia

**FEUP**

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007

## ERRATA

Durante a preparação da apresentação da dissertação constataram-se alguns erros que, por lapso, foram incluídos na versão impressa.

Assim, na:

- pág. 11 - onde se lê “...deposição das areias (acrecção) na zona abrigada da estrutura...” deveria ler-se “...deposição das areias (acrecção) na zona **exposta** da estrutura...”;
- pág. 14 - onde se lê “Os campos dinares desempenham um papel importante...” deveria ler-se “Os campos **dunares** desempenham um papel importante...”;
- pág. 139 - onde se lê “...um conjunto de equipamentos, que se pode dividir em quatro grupos: o sistema de geração da agitação, o sistema de medição das velocidades, o sistema de medição das pressões e o sistema de aquisição de dados.” deveria ler-se “...um conjunto de equipamentos, que se pode dividir em **cinco** grupos: o sistema de geração da agitação, **o sistema de medição dos níveis hidrodinâmicos**, o sistema de medição das velocidades, o sistema de medição das pressões e o sistema de aquisição de dados.”;
- pág. 155 - a frase “...Num escoamento oscilatório, as variáveis periódicas devem ser associadas à fase do fenómeno que as gera.” deveria desaparecer;
- pág. 164 - onde se lê “Constata-se que apenas o método de Le Mehauté, 1976, considera...” deveria ler-se “Constata-se que apenas o método de **Dean, 1970**, considera..”;
- pág. 166 - onde se lê “...aos valores medidos, nomeadamente o obtido pela teoria linear de ondas...” deveria ler-se “...aos valores medidos, nomeadamente o obtido pela **teoria de Stokes de 2ª ordem**...”;
- pág. 168 - onde se lê “...peso dos blocos constituintes do modelo de um quebramar submerso...” deveria ler-se “...peso dos blocos constituintes do **núcleo** do modelo de um quebramar submerso”;
- pág. 188 - onde se lê “...da agitação dá-se um pouco depois e de forma menos súbita...” deveria ler-se “...da agitação dá-se um pouco depois e de forma **mais** súbita...”;
- pág. 243 - onde se lê “ A formação de um segundo pico não é observável nos espectros das pressões, ao contrário do que acontecia nos espectros relativos à elevação da superfície livre.” deveria ler-se “A formação de um segundo pico é **também** observável nos espectros das pressões, **como acontecia** nos espectros relativos à elevação da superfície livre.”;
- págs 243, 244 e 245 - as figuras 6.111, 6.112 e 6.113 apresentam-se em valores do protótipo, onde deveriam ser apresentados os valores do modelo.

624(010) / NEVA / ANIA

95685<sup>4</sup>

25 12 12

## RESUMO

Os quebra-mares submersos, como obras costeiras que são, estão sujeitos a diversos tipos de acções, muitas vezes causadoras de danos, quer na estabilidade global da estrutura, quer na integridade de cada uma das suas partes constituintes. O conhecimento dessas acções reveste-se, portanto, de uma importância significativa para a sua concepção e dimensionamento e, uma vez que as forças actuantes resultam dos diagramas de pressões induzidos pela acção da agitação marítima, a sua análise detalhada torna-se por isso também importante.

Daí que os principais objectivos que motivaram esta dissertação estejam relacionados com a necessidade dessa análise particularizada, nomeadamente do escoamento e do campo de pressões e de velocidades em torno deste tipo de estruturas, uma vez que se considera que estes parâmetros interferem directamente com a funcionalidade da estrutura e a sua estabilidade, entre outros. Desta forma, foi analisada a variação do campo de oscilações, de velocidades e de pressões exercidas sobre modelos de quebra-mares submersos com características distintas, sob a acção de diferentes condições de agitação regular, bem como a distribuição destas variáveis para estados de agitação irregulares.

A análise apresentada baseia-se nos resultados de uma série de ensaios bidimensionais realizados no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP, com objectivos específicos, onde foram medidas as elevações da superfície livre, as pressões e as velocidades actuantes na sua superfície e nas suas imediações. A metodologia adoptada seguiu a considerada em Taveira-Pinto, 2001, embora tenham sido utilizados modelos distintos, a outras escalas e o trabalho experimental se tenha realizado num laboratório diferente.

Numa primeira fase determinaram-se as oscilações e o campo de velocidades nas imediações destas estruturas, para a análise das principais características do escoamento. As velocidades nas proximidades da estrutura foram avaliadas em diferentes secções, através da anemometria *Laser-Doppler* e, através de sondas de níveis colocadas a diferentes distâncias dos modelos, foram determinadas as envolventes máximas e mínimas da elevação da superfície livre da água. A execução de ensaios com modelos de rugosidades e de permeabilidades distintas permitiu a análise da influência destes factores nas características do escoamento.

Numa segunda fase, foram avaliadas as pressões e as velocidades tangenciais na superfície das estruturas, visando uma melhor compreensão da acção de escoamento sobre as estruturas, bem como a identificação de potenciais zonas críticas relativamente à sua estabilidade, em termos de pressões e de velocidades máximas resultantes da acção de diferentes condições de agitação marítima. A medição das pressões foi efectuada através de tomadas de pressão situadas no coroamento e nos taludes dos modelos (à superfície do quebramar), onde foram colocados os sensores de pressão, tendo sido igualmente medidas as velocidades paralelas à superfície das estruturas nos mesmos pontos. A medição simultânea destas duas grandezas foi feita com o intuito de avaliar a sua possível correlação.

A influência da submergência dos modelos no valor destas variáveis, fortemente relacionada com a eficiência destas estruturas, foi também analisada através da execução de ensaios com diferentes profundidades de água. Foi também investigada a influência de outras características da agitação incidente.

Os ensaios descritos foram realizados com condições de agitação regular, tendo sido efectuados igualmente ensaios com agitação irregular que pretenderam validar as conclusões retiradas dos

ensaios anteriores e complementá-las através da determinação dos espectros de energia da elevação da superfície livre, da pressão e das velocidades.

As principais conclusões desta dissertação apontam para que a zona superior dos modelos e, nomeadamente, a extremidade exposta do coroamento, sejam as secções mais críticas, quer em termos de pressões dinâmicas, quer em termos de velocidades registadas. A rugosidade da superfície dos modelos e, particularmente a sua permeabilidade, mostraram afectar consideravelmente o valor destas grandezas, permitindo assim confirmar igualmente o seu papel relevante na atenuação da energia da agitação incidente. A submergência dos modelos também se revelou ter uma influência significativa nos valores da pressão dinâmica e das velocidades, quer na superfície dos modelos, quer nas suas imediações, devido essencialmente ao facto de afectar a propagação e a rebentação da agitação sobre estas estruturas.

## ABSTRACT

Submerged breakwaters, as coastal structures, are subjected to different types of actions, that many times causing damages, in the global stability of the structure, or/and in the integrity of the blocks. The knowledge of these forces is, therefore, of a significant importance for its conception and design and, as the forces result from the wave-induced pressure diagrams, their detailed analysis also becomes important.

The main objectives motivating this thesis are related with the necessity of a comprehensive analysis, particularly of the pressure field and velocities in this type of structures, which is considered to interfere with the functionality of the structure and its stability.

The variation of the water surface elevations, the velocities and the pressures exerted on submerged breakwater models with distinct characteristics was analyzed under different conditions of regular waves and an investigation of the distribution of these variables for irregular sea states was also done.

The presented analysis is based on the results of a series of two dimensional experiments carried out in the wave tank of the Hydraulics Laboratory of FEUP, with specific purposes. The free water surface elevation, the pressures and the velocities in the surface of the models and their immediacy was measured and the adopted methodology followed the considered in Taveira-Pinto, 2001, though distinct models and other scales were used, and the experimental work was carried out in a different laboratory.

In a first phase, the water surface elevations and the velocity field in the immediacy of these structures was determined, for the analysis of the main characteristics of the flow. The velocities in the neighbourhoods of the structure were evaluated in different sections, through Laser-Doppler anemometry and through wave probes placed at different distances of the models, determining the water surface envelopes. The experiments considering models with different roughness and distinct permeabilities allowed the analysis of the influence of these factors in the characteristics of the flow.

In a second phase, the pressures and velocities acting in the surface of the structures was evaluated, aiming a better understanding of the flow on these structures, as well as the identification of potential critical zones relatively to its stability, in terms of pressures and maximum velocities for different sea state conditions. The measurement of the pressures was performed with pressure sensors situated in the crown and slopes of the models (at the surface of the models) and was done simultaneously with the measurement of the velocities parallel to the surface of the structures, in the same points. The simultaneous measurement of these two variables was made with intention to evaluate its possible correlation.

The influence of the submergence of the models in the value of these variables (strongly related with the efficiency of these structures) was also analyzed through the consideration of different water depths. The influence of other characteristics of the incident waves was also investigated.

The described experiments were carried out with of regular wave conditions and also with irregular waves, in order to validate the conclusions taken from the previous experiments and to complement them through the determination of the water surface elevation, the pressure and the velocities spectra.

The main conclusions of this thesis point that the upper zone of the models and, particularly, the exposed edge of the crown, are the most critical sections, in terms of wave-induced pressures and in terms of velocities. The roughness of the surface of the models and, namely their permeability, was shown to considerably affect the value of the pressures and the velocities, confirming its admirable role in the attenuation of the energy of the incident waves. The submergence of the models also showed to have a significant influence in the dynamic pressures and in the velocities, both in the surface of the models and in their immediacy, essentially due to its effect in the propagation and the breaking of the waves on these structures.

## RESUMÉ

Les brise-lames submergés, comme les structures côtières, sont faits subir aux différents types d'actions, cela en provoquant plusieurs fois des dommages, dans la stabilité globale de la structure, ou/et dans l'intégrité des blocs. La connaissance de ces forces est, donc, d'une importance significative pour sa conception et design et, comme les forces proviennent des diagrammes de pression incités de signe, leur analyse détaillée devient aussi importante. Les objectifs principaux de motiver cette thèse sont rattachés avec la nécessité de d'une analyse complète, particulièrement du champ de pression et des vitesses dans ce type de structures, qui est considéré se mêler de la fonctionnalité de la structure et de sa stabilité. La variation des élévations de surface d'eau, les vitesses et les pressions exercées sur les modèles de brise-lames submergés avec les caractéristiques distinctes a été analysée dans de différentes conditions de signes réguliers et une enquête de la distribution de ces variables pour les états marins irréguliers était aussi.

L'analyse présentée est fondée sur les résultats d'une série de deux expériences dimensionnelles réalisées dans le réservoir de signe du Laboratoire Hydraulique de FEUP, avec les buts spécifiques. L'élévation libre de surface d'eau, les pressions et les vitesses dans la surface des modèles et de leur immédiateté ont été mesurés et la méthodologie adoptée a suivi le bien réfléchi dans le Taveira-cheval-pie, 2001, bien que les modèles distincts et d'autre balance aient été utilisés et le travail expérimental a été réalisé dans différent laboratoires.

Dans une première phase, les élévations de surface d'eau et le champ accéléré dans l'immédiateté de ces structures a été déterminé, pour l'analyse des caractéristiques principales de l'écoulement. Les vitesses dans les quartiers de la structure ont été évaluées dans de différentes sections, par le Laser-Doppler anémométrie et par les sondes de signe placées à de différentes distances des modèles, en déterminant les enveloppes de surface d'eau. Les expériences considérant des modèles avec la différente âpreté et perméabilité distinct

Dans une deuxième phase, les pressions et les vitesses agissant dans la surface des structures ont été évalués, en visant une meilleure compréhension de l'écoulement sur ces structures, aussi bien que l'identification de zones critiques potentielles relativement à sa stabilité, du point de vue des pressions et des vitesses maximums pour de différentes conditions publiques marines. La mesure des pressions a été exécutée avec les détecteurs de pression situés dans la couronne et les pentes des modèles (à la surface des modèles) et a été faite simultanément avec la mesure des vitesses parallèles à la surface des structures, dans les mêmes points. La mesure simultanée de ces deux variables a été faite avec l'intention d'évaluer sa corrélation possible.

La mesure des pressions a été exécutée avec les détecteurs de pression situés dans la couronne et les pentes des modèles (à la surface des modèles) et a été faite simultanément avec la mesure des vitesses parallèles à la surface des structures, dans les mêmes points. La mesure simultanée de ces deux variables a été faite avec l'intention d'évaluer sa corrélation possible. L'influence de la submersion des modèles dans la valeur de ces variables (fortement rattaché avec l'efficacité de ces structures) a été aussi analysée par la considération de différentes profondeurs d'eau. L'influence d'autres caractéristiques des signes d'incident a été aussi enquêtée.

Les expériences décrites ont été réalisées avec des conditions de signe régulières et aussi avec les signes irréguliers, pour valider les conclusions prises des expériences précédentes et les compléter par la détermination de l'élévation de surface d'eau, la pression et les spectres de vitesses.

Les conclusions principales de ce point de thèse que la zone supérieure des modèles et, particulièrement, le bord exposé de la couronne, est les sections les plus critiques, du point de vue des pressions incitées de signe et du point de vue des vitesses. L'âpreté de la surface des modèles et, à savoir leur perméabilité, a été montrée pour considérablement affecter la valeur des pressions et des vitesses, en confirmant son rôle admirable dans l'atténuation de l'énergie des signes d'incident. La submersion des modèles a aussi montré pour avoir une influence significative dans les pressions dynamiques et dans les vitesses, tant dans la surface des modèles que dans leur immédiateté, essentiellement en raison de son effet dans la propagation et le brisement des signes sur ces structures.

## ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO .....	3
2.	ENQUADRAMENTO GERAL DO TEMA .....	9
2.1.	Introdução .....	9
2.2.	Estruturas de defesa costeira e sua função .....	9
2.2.1	Introdução .....	9
2.2.2	Estruturas transversais .....	11
2.2.3	Estruturas longitudinais .....	12
2.2.4	Alimentação artificial de praias .....	13
2.2.5	Protecção e Reforço de Dunas .....	14
2.2.6	Soluções Mistas .....	14
2.2.7	Quebramares destacados .....	15
2.2.7.1	Introdução .....	15
2.2.7.2	Princípio de funcionamento hidráulico .....	16
2.2.7.3	Propagação e deformação da agitação .....	18
2.2.7.4	Funções e objectivos .....	20
2.2.7.5	Impactos morfodinâmicos .....	21
2.2.7.6	Algumas vantagens e desvantagens .....	21
2.2.7.7	Classificação .....	24
2.2.7.8	Estudos e aplicações de quebramares submersos na costa portuguesa ....	27
2.3.	Motivação do estudo .....	32
3.	APLICAÇÕES E ESTUDOS ANTERIORES .....	37
3.1.	Introdução .....	37
3.2.	Notação utilizada .....	38
3.3.	Processos físicos na interacção agitação-quebramar submerso .....	39
3.3.1.	Introdução .....	39
3.3.2.	Reflexão da agitação .....	40
3.3.3.	Dissipação da energia .....	42
3.3.4.	Transmissão da agitação .....	48
3.4.	Métodos de dimensionamento estrutural e estabilidade .....	57
3.4.1.	Estabilidade de quebramares galgáveis .....	61
3.4.2.	Estabilidade de quebramares submersos .....	65
3.5.	Campo de pressões em quebramares .....	65
3.5.1.	Quebramares submersos de taludes, semicirculares e rectangulares .....	66

3.5.2. Quebramares de parede vertical, mistos e de configuração mais complexa e estruturas aderentes de parede inclinada e vertical .....	75
3.5.3. Metodologias e equipamentos utilizados, frequência de aquisição e efeitos de escala .....	84
3.6. Campo de velocidades e turbulência em quebramares .....	91
4. ABORDAGEM TEÓRICA DAS ELEVAÇÕES DA SUPERFÍCIE LIVRE, VELOCIDADES E PRESSÕES.....	105
4.1. Introdução .....	105
4.2. Agitação Regular.....	105
4.2.1. Teorias de onda.....	105
4.2.2. Nomenclatura utilizada.....	107
4.2.3. Domínio de Aplicabilidade .....	108
4.2.4. Teoria linear .....	109
4.2.4.1.Introdução .....	109
4.2.4.2.Ondas progressivas.....	110
4.2.4.3.Ondas estacionárias .....	114
4.2.5. Teoria de Stokes de 2ª ordem .....	118
4.2.5.1 Introdução .....	118
4.2.5.2 Ondas progressivas .....	118
4.3. Agitação irregular .....	119
4.3.1. Introdução.....	119
4.3.2. Análise no domínio do tempo .....	120
4.3.3. Análise no domínio da frequência .....	121
4.3.3.1 Introdução .....	121
4.3.3.2 Transformação de Fourier e definição de espectro de energia. ....	121
4.3.3.3 Noções básicas e de carácter prático para o cálculo de espectros .....	123
4.3.3.4 Propriedades dos espectros .....	128
4.3.3.5 Espectro de pressões.....	129
4.3.3.6 Espectro de velocidades e turbulência .....	130
5. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO .....	137
5.1. Introdução .....	137
5.2. Tanque de ondas e condições físicas .....	137
5.3. Sistema de geração .....	139
5.4. Sistema de medição dos níveis hidrodinâmicos .....	141
5.5. Sistema de medição das velocidades .....	141
5.5.1. Efeito Doppler .....	141
5.5.2. Componentes do sistema de medição e descrição do seu funcionamento.....	142

5.6.	Sistema de medição das pressões .....	145
5.7.	Sistema de aquisição dos dados .....	147
5.7.1.	Introdução .....	147
5.7.2.	Modelo SCXI 1000 da National Instruments e procedimento utilizado .....	149
5.7.3.	Burst Spectrum Analyser e procedimento utilizado.....	151
5.8.	Tratamento dos dados .....	153
5.8.1.	Ensaios com agitação regular .....	153
5.8.2.	Ensaios com agitação irregular .....	155
6	ANÁLISE EXPERIMENTAL DO CAMPO DE PRESSÕES E DE VELOCIDADES.....	163
6.1	Introdução .....	163
6.2	Ensaios preliminares na ausência de modelos .....	163
6.2.1	Introdução .....	163
6.2.2	Descrição dos ensaios e condições de teste .....	163
6.2.3	Aplicabilidade das teorias de onda.....	164
6.2.4	Características do escoamento .....	166
6.2.4.1	Introdução .....	166
6.2.4.2	Elevação da superfície livre .....	166
6.2.4.3	Pressões.....	167
6.2.4.4	Velocidades.....	170
6.2.4.5	Considerações finais.....	173
6.3	Ensaios na presença dos modelos .....	173
6.3.1	Introdução .....	173
6.3.2	Modelos utilizados.....	174
6.3.3	Classificação dos ensaios efectuados .....	176
6.3.4	Análise da reflexão e da dissipação dos modelos .....	178
6.3.5	Grupo A: Oscilações e campo de velocidades nas imediações dos modelos.....	180
6.3.5.1	Introdução .....	180
6.3.5.2	Descrição dos ensaios e condições de teste .....	180
6.3.5.3	Oscilações nas imediações da estrutura.....	182
6.3.5.4	Campo de velocidades nas imediações da estrutura.....	188
6.3.6	Grupo B: Pressões e velocidades tangenciais na superfície da estrutura.....	209
6.3.6.1	Introdução .....	209
6.3.6.2	Descrição dos ensaios e condições de teste .....	209
6.3.6.3	Comparação com os valores previstos pelas teorias .....	212
6.3.6.4	Valores médios máximos e mínimos das pressões dinâmicas e velocidades tangenciais .....	217

6.3.6.5	Influência das características dos modelos .....	219
6.3.6.6	Influência dos parâmetros característicos da agitação.....	230
6.3.6.7	Correlação da pressão com a velocidade.....	236
6.3.7	Grupo C: Espectros de energia, de pressão e de velocidades .....	239
6.3.7.1	Introdução .....	239
6.3.7.2	Descrição dos ensaios e condições de teste .....	239
6.3.7.3	Procedimento de análise espectral das velocidades e da turbulência ....	239
6.3.7.4	Características dos espectros de energia .....	241
6.3.7.5	Características dos espectros de pressão .....	244
6.3.7.6	Características dos espectros de velocidade .....	246
7.	SÍNTESE, CONCLUSOES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	255
	BIBLIOGRAFIA .....	261
	ANEXOS	

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Representação tri-dimensional da ocupação de duas zonas da região Centro da costa Portuguesa (adap. Pais Barbosa, 2003).....	10
Figura 2.2 - Exemplo do funcionamento de um esporão (adap. Burcharth e Hughes, 2002). ....	11
Figura 2.3 - Conjunto de esporões em Paramos, Espinho (foto de A. Dias, 1990). ....	12
Figura 2.4 - Utilização de quebramares destacados em conjunto (foto tirada pelo Virginia Intitute of Marine Science).13	
Figura 2.5 - Exemplo de uma praia alimentada artificialmente, Upham Beach, Florida ( <a href="http://coastal.er.usgs.gov/wfla/video/vidphotos.html">http://coastal.er.usgs.gov/wfla/video/vidphotos.html</a> ). ....	14
Figura 2.6 - Protecção de uma duna na praia da Apúlia, Portugal, através de cercas e replantação de vegetação ( <a href="http://milhasnauticas.blogspot.com">http://milhasnauticas.blogspot.com</a> ). ....	14
Figura 2.7 - Combinação da utilização de quebramares destacados com esporões em El Tuque, Porto Rico. 15	
Figura 2.8 - Combinação da utilização de esporões e uma obra longitudinal aderente (A. Dias, 13/03/1990).....	15
Figura 2.9 - Funcionamento de um quebramar destacado. ....	17
Figura 2.10 - Esquema das correntes de difracção geradas na zona abrigada de um quebramar submerso (adapt. Browder, 1996).....	17
Figura 2.11 - Formação de um tómbolo na zona abrigada de um quebramar destacado emerso e de um submerso (Pilarczyk, 2003).....	18
Figura 2.12 - Interacção agitação-quebramar submerso (adapt. Seabrook, 1998). ....	19
Figura 2.13 - Espectros da energia (a) incidente e (b) transmitida (adap. Bleck <i>et al.</i> , 2001).....	20
Figura 2.14 - Efeito-tipo de um quebramar submerso com funções de protecção de uma estrutura principal na propagação da agitação. ....	20
Figura 2.15 - Planta e corte do maciço submerso de protecção do extremo do quebramar (Vera-Cruz <i>et al.</i> , 1993, adapt. de Taveira Pinto, 2001).....	27
Figura 2.16 - Estudo da melhor localização de um quebramar submerso para a praia de Matosinhos, Portugal, Taveira Pinto <i>et al.</i> , 1999. ....	28
Figura 2.17 - Quebramar destacado da praia da Aguda na fase de projecto e na fase de construção ( <a href="http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf">http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf</a> ).....	29
Figura 2.18 - Fase de conclusão da construção do quebramar destacado da praia da Aguda ( <a href="http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf">http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf</a> ).....	29
Figura 2.19 - Quebramar destacado das Caxinas. ....	29
Figura 2.20 - Quebramar destacado da Pedra Alta. ....	30
Figura 2.21 - Configuração pretendida dos molhes do Douro. ....	31
Figura 2.22 - Fase de construção dos molhes do Douro. ....	31
Figura 2.23 - Marginal de Buarcos (Foto A. Dias, Junho de 1989). ....	32
Figura 3.1 - Configuração típica de um quebramar submerso e variáveis físicas associadas. ....	38
Figura 3.2 - Configuração típica de um quebramar submerso e variáveis físicas associadas ....	39

Figura 3.3 -	Influência da rugosidade e da permeabilidade no coeficiente de reflexão (adap. Bruun, 1985). .....	40
Figura 3.4 -	Variação do coeficiente de reflexão com a submersão relativa (adap. de Kriezi <i>et al.</i> , 2000). .....	41
Figura 3.5 -	Tipos de rebentação (adap. de Smith, 2003). .....	43
Figura 3.6 -	Factor de permeabilidade P, van der Meer, 1988 (adap. Burchart e Hughes, 2001). .....	44
Figura 3.7 -	Tipos de rebentação ocorrente num quebramar submerso, Bleck, 2006. ....	47
Figura 3.8 -	Critério de ocorrência dos diferentes tipos de rebentação num ebramar submerso, Bleck, 2006. 47	
Figura 3.9 -	Processos de dissipação de energia, na ausência e na ocorrência de rebentação da agitação, Bleck, 2006. ....	47
Figura 3.10 -	Rebentação da agitação do tipo wave front breaker e do tipo progressivo a) $H/d=0.27$ , $d/L=0.092$ , $R/d=0.33$ , b) $H/d=0.32$ , $d/L=0.219$ , $R/d=0.33$ , Saitoh <i>et al.</i> , 2001. ....	48
Figura 3.11 -	Espraiamento e refluxo numa estrutura de taludes impermeável e impermeável (adap. Burchart, 1993). ....	49
Figura 3.12 -	Espraiamento e refluxo numa estrutura de taludes com baixa cota de coroamento (adap. Burchart, 1993). ....	49
Figura 3.13 -	Forma-típica dos espectros de agitação incidente e transmitida num quebramar liso de baixa cota de coroamento. ....	50
Figura 3.14 -	Parâmetros influenciadores da transformação da agitação devido a quebramares submersos. ....	51
Figura 3.15 -	Análise espectral da a) agitação regular, b) agitação irregular, Yamashiro <i>et al.</i> , 2000..	53
Figura 3.16 -	Quocientes PL/PA, PF/PA e PH/PA para $T1/3 = 1.43$ s, Yamashiro <i>et al.</i> , 2000. ....	54
Figura 3.17 -	Variação espacial da elevação média da superfície livre adimensional, Yamashiro <i>et al.</i> , 2000. ....	54
Figura 3.18 -	Quociente entre a energia total da agitação transmitida, P1, e a energia total da agitação incidente, PA, em função do parâmetro não linear de Goda, Taveira-Pinto e Neves, 2005	55
Figura 3.19 -	Coefficiente de transmissão em quebramares de taludes de baixa cota de coroamento, Briganti <i>et al.</i> , 2003. ....	56
Figura 3.20 -	Forças actuantes num bloco unitário do manto resistente de uma estrutura de taludes. 58	
Figura 3.21 -	Variação das pressões de impacto com a submersão relativa do transdutor, Herbert e Waldron, 1992. ....	67
Figura 3.22 -	Localização dos pontos de medição das pressões, Bierawski <i>et al.</i> , 2002. ....	68
Figura 3.23 -	Variação da pressão nas tomadas de pressão à superfície do modelo permeável, caso IIIp, Bierawski <i>et al.</i> , 2002. ....	68
Figura 3.24 -	Variação da pressão nas diferentes tomadas de pressão da vertical 3, caso IIIp, Bierawski <i>et al.</i> , 2002. ....	69
Figura 3.25 -	Distribuição das pressões nos modelos aquando chegada da crista da onda, caso II, Bierawski <i>et al.</i> , 2002. ....	69
Figura 3.26 -	Distribuição das pressões nos modelos aquando chegada da crista da onda, caso II, Bierawski <i>et al.</i> , 2002. ....	69

Figura 3.27 - Distribuição das pressões nos modelos aquando da aproximação da cava da onda, caso II, Bierawski <i>et al.</i> , 2002.....	69
Figura 3.28 - Distribuição das pressões nos modelos aquando da chegada da cava da onda, caso II, Bierawski <i>et al.</i> , 2002.....	70
Figura 3.29 - Modelo do quebramar QSS utilizado e respectivas características, Priya <i>et al.</i> , 2000.....	70
Figura 3.30 - Variação de pressão adimensional com $k_a$ , para $d/ht$ igual a 1.0, Priya <i>et al.</i> , 2000. ....	71
Figura 3.31 - Variação das forças de pico adimensionais com a submergência relativa dos blocos, Tirindelli e Lamberti, 2004.....	73
Figura 3.32 - Variação da componente horizontal da velocidade média e da pressão dinâmica média ao longo da fase da onda: $x'=0.5$ , a) modelo liso, b) modelo rugoso, Taveira-Pinto e Neves, 2006. ....	74
Figura 3.33 - Densidade do espectro da pressão em $P_1$ ( $H_s/d=0.14, d/L_p=0.15$ e para igual a $30^\circ, 60^\circ$ e $90^\circ$ ).....	76
Figura 3.34 - Forças actuantes no caixão celular ( $T=8.5s, 12.0s$ e $15.5s$ ), Sakiyama <i>et al.</i> , 1994. ....	77
Figura 3.35 - Localização dos pontos de medição da estrutura, Lomónaco <i>et al.</i> , 2002 .....	78
Figura 3.36 - Divisão do talude da estrutura aderente de defesa costeira em diferentes zonas, consoante o tipo de pressão que nela actua, Neelamani <i>et al.</i> , 1999. ....	80
Figura 3.37 - Comparação entre os valores do coeficiente de pressão na base do talude medidos e os previstos pelas expressões propostas, Neelamani <i>et al.</i> , 1999.....	81
Figura 3.38 - Comparação entre os valores do coeficiente de pressão medidos e os previstos pelas expressões propostas, ao longo da profundidade da água: a) $d=0.8m, H_i=0.16m$ , , b) $d=0.7m, H_i=0.08m$ , , Neelamani <i>et al.</i> , 1999. ....	81
Figura 3.39 - Série temporal da elevação da superfície livre (a) e das pressões dinâmicas medidas e simuladas (b), Mallayachari e Sundar, 1995. ....	83
Figura 3.40 - Variação da intensidade da velocidade média nas imediações de dois quebramares de baixa cota de coroamento (a) variação de energia cinética turbulenta para diferentes intervalos de tempo nas imediações de uma das estruturas, (b) Losada <i>et al.</i> , 2004. ....	93
Figura 3.41 - Campo de velocidades de transporte de massa a barlar da estrutura, Saitoh e Ishida, 2003. ....	94
Figura 3.42 - Espectro da componente horizontal da velocidade ( $H/d=0.28, d/L=0.092, R/d=0.33$ ), Saitoh e Ishida, 2003. ....	95
Figura 3.43 - Média em profundidade da média temporal da componente horizontal da velocidade turbulenta ( $H/d=0.38, d/L=0.219, R/d=0.33$ ), Saitoh e Ishida, 2003.....	95
Figura 3.44 - Campo da energia cinética turbulenta: a) estrutura com porosidade igual a 0.475, b) estrutura com porosidade igual a 0.349 e c) estrutura com porosidade igual a 0, Chan <i>et al.</i> , 2007. ....	96
Figura 3.45 - Comparação do campo de velocidades horizontais e da energia cinética turbulenta nas imediações da estrutura, obtidos experimentalmente e numericamente, na estrutura com porosidade igual a 0.475, Chan <i>et al.</i> , 2007. ....	97
Figura 3.46 - Energia cinética média obtida em duas das condições de teste, Balzano <i>et al.</i> , 2002. ...	98

Figura 3.47 -	Variação da energia cinética ( $E_k$ ), potencial ( $E_p$ ), total ( $E_t$ ) e cinética turbulenta ( $E^k$ ) médias, em que S representa o modelo de taludes lisos e R o modelo de taludes rugosos, Taveira-Pinto, 2001. ....	98
Figura 3.48 -	Campo de velocidades médias nas imediações de um quebramar para diferentes fases da onda a) modelo liso, b) modelo rugoso, Taveira-Pinto, 2001. ....	99
Figura 3.49 -	Variação espacial da razão entre a velocidade horizontal média com quebramar e a velocidade horizontal média sem quebramar, $U_0/U_{ib}$ , Yamashiro <i>et al.</i> , 2000. ....	100
Figura 4.1 -	Definição de uma onda pela teoria linear (adap. Demerbilek e Vincent, 2002). ....	107
Figura 4.2 -	Ábaco para determinação do domínio de aplicabilidade de diversas teorias de onda, Dean, 1970. ....	109
Figura 4.3 -	Ábaco para determinação do domínio de aplicabilidade de diversas teorias de onda, Le Mehauté, 1976. ....	109
Figura 4.4 -	Variação do factor de resposta da pressão com a profundidade relativa. ....	112
Figura 4.5 -	Pressões devidas a uma onda progressiva. ....	113
Figura 4.6 -	Variação da pressão com a profundidade. ....	114
Figura 4.7 -	Ondas totalmente estacionárias. ....	115
Figura 4.8 -	Variação da superfície livre. ....	119
Figura 4.9 -	Análise de um sinal no domínio dos tempos e no domínio das frequências. ....	121
Figura 4.10 -	Segmentação dos dados. ....	124
Figura 4.11 -	Efeito aliasing. ....	127
Figura 4.12 -	Taxa de reamostragem em função da taxa de aquisição média. ....	131
Figura 4.13 -	Espectro de energia para os diferentes números de onda. ....	133
Figura 5.1 -	Tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP. ....	138
Figura 5.2 -	Vista da zona de ensaios. ....	138
Figura 5.3 -	Definição da zona de funcionamento do gerador. ....	140
Figura 5.4 -	Efeito Doppler. ....	142
Figura 5.5 -	Componentes fundamentais do sistema de medição de velocidades Dantec Dynamics. .	143
Figura 5.6 -	Mesa de coordenadas, sonda e módulos ópticos instalados. ....	144
Figura 5.7 -	Funcionamento em backscatter . ....	144
Figura 5.8 -	Transdutor de pressão utilizado, modelo miniatura PDCR 35/D da Druck. ....	146
Figura 5.9 -	Esquema de funcionamento do sistema de aquisição de dados. ....	148
Figura 5.10 -	Vista geral do chassis modelo SCXI 1000 com os respectivos módulos e acessórios e do PC1. ....	149
Figura 5.11 -	Detalhe do software de aquisição de dados. ....	150
Figura 5.12 -	Detalhe da medição da elevação da superfície livre em três sondas de nível. ....	150
Figura 5.13 -	Vista do software BSA Flow 1.30. ....	152

Figura 5.14 - Resultados directamente provenientes da leitura de uma sonda de nível e do BSA. ....	155
Figura 5.15 - Elevação da superfície livre e da velocidade médias em função da fase da onda.....	155
Figura 5.16 - Valores do desvio-padrão da elevação da superfície livre e da velocidade em função da fase da onda. ....	155
Figura 5.17 - Reconstrução do sinal das velocidades através de diferentes métodos.....	156
Figura 5.18 - Densidade espectral das velocidades, considerando diferentes métodos de reconstrução dos dados. ....	157
Figura 5.19 - Densidade espectral das velocidades em função da taxa de reamostragem. ....	157
Figura 6.1 - Localização dos pontos de medição das velocidades e das pressões (medidas em cm). .	164
Figura 6.2 - Ábaco para determinação do domínio de aplicabilidade das diversas teorias de onda, Dean, 1970. ....	165
Figura 6.3 - Ábaco para determinação do domínio de aplicabilidade das diversas teorias de onda, Le Mehauté, 1976. ....	165
Figura 6.4 - Variação da elevação da superfície livre média e respectivos desvios-padrão ao longo da fase da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ). ....	166
Figura 6.5 - Variação da elevação da superfície livre média e respectivos desvios-padrão ao longo da fase da onda ( $H_i=0.075\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ). ....	167
Figura 6.6 - Localização das tomadas de pressão (1 - sonda de nível, 2 - transdutores de pressão, medidas em cm). ....	167
Figura 6.7 - Variação da pressão total média e respectivos valores do desvio-padrão ao longo da fase da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ). ....	168
Figura 6.8 - Variação da pressão total média e respectivos valores dos desvios-padrão ao longo da fase da onda ( $H_i=0.075\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ). ....	168
Figura 6.9 - Comparação do valor da pressão total média medida com a pressão total média teórica (a) T. Linear de ondas, b) T. de Stokes de 2ª ordem, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ). ....	169
Figura 6.10 - Comparação do valor da pressão total média medida com a pressão total média teórica a) T. Linear de ondas, b) T. de Stokes de 2ª ordem, $H_i=0.075\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ). ....	169
Figura 6.11 - Localização dos pontos de medição das velocidades (medidas em cm). ....	170
Figura 6.12 - Variação da componente horizontal da velocidade média e respectivos desvios-padrão ao longo do período da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ , $z/d=0.05$ ). ....	170
Figura 6.13 - Variação da componente horizontal da velocidade média e respectivos desvios-padrão ao longo do período da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ , $z/d=0.65$ ). ....	171
Figura 6.14 - Variação da componente vertical da velocidade média e respectivos desvios-padrão ao longo do período da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ , $z/d=0.05$ ). ....	171
Figura 6.15 - Variação da componente vertical da velocidade média e respectivos desvios-padrão ao longo do período da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ , $z/d=0.65$ ). ....	171
Figura 6.16 - Distribuição vertical da componente horizontal e da componente vertical da velocidade média e respectivos desvios-padrão para duas fases de onda distintas, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ , a) $(13/50)^*360^\circ$ , b) $(30/50)^*360^\circ$ . ....	172

Figura 6.17 - Componente horizontal da velocidade média medida e respectivos valores dados pela teoria linear de ondas e pela teoria de Stokes de 2ª ordem, $T=1.5s$ , $d=0.40m$ , a) $H_i=0.065m$ , b) $H_i=0.075m$ . .....	172
Figura 6.18 - Componente vertical da velocidade média medida e respectivos valores dados pela teoria linear de ondas e pela teoria de Stokes de 2ª ordem, $T=1.5s$ , $d=0.40m$ , a) $H_i=0.065m$ , b) $H_i=0.075m$ . .....	173
Figura 6.19 - Modelo liso e impermeável e tomadas de pressão. ....	174
Figura 6.20 - Modelo rugoso e impermeável. ....	174
Figura 6.21 - Modelo rugoso e permeável (em fase de construção). ....	175
Figura 6.22 - Secção transversal dos modelos utilizados. ....	176
Figura 6.23 - Coeficientes de reflexão medidos dos diferentes modelos a) $R_c=-5cm$ b) $R_c=0$ . ....	178
Figura 6.24 - Variação do nível médio da água nas imediações da estrutura ( $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , modelo liso impermeável, a) $d=0.35m$ , b) $0.40m$ ). ....	179
Figura 6.25 - Localização dos perfis medidos (medidas em cm). ....	180
Figura 6.26 - Detalhe da localização dos pontos de medição da velocidade do escoamento nas imediações dos modelos. ....	181
Figura 6.27 - Variação da elevação da superfície livre média ao longo do tempo $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável. ....	182
Figura 6.28 - Variação da elevação da superfície livre média e respectivos desvios em relação à média ao longo do período da onda ( $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável). ....	183
Figura 6.29 - Variação da altura da onda nas imediações da estrutura, $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , a) modelo liso impermeável, b) modelo rugoso impermeável, c) modelo rugoso permeável). ....	184
Figura 6.30 - Variação do nível médio da água nas imediações da estrutura $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , a) modelo liso impermeável, b) modelo rugoso impermeável, c) modelo rugoso permeável. ....	185
Figura 6.31 - Envoltentes da superfície livre máxima e mínima $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , modelo liso impermeável, a) $d=0.35m$ , b) $d=0.45m$ . ....	185
Figura 6.32 - Envoltentes da superfície livre máxima e mínima $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável. ....	186
Figura 6.33 - Envoltentes da superfície livre máxima e mínima $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , modelo rugoso permeável, a) $d=0.35m$ , b) $d=0.45m$ . ....	186
Figura 6.34 - Variação do nível médio da água nas imediações da estrutura $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , modelo rugoso permeável, a) $d=0.40m$ , b) $0.45m$ . ....	187
Figura 6.35 - Variação do nível médio da água nas imediações da estrutura, $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , modelo liso impermeável, a) $d=0.35m$ , b) $0.40m$ . ....	187
Figura 6.36 - Propagação da agitação nas imediações do modelo liso impermeável $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , a) $d=0.35m$ , b) $0.40m$ ). ....	188
Figura 6.37 - Propagação da agitação nas imediações do modelo rugoso permeável $H_i=0.065m$ , $T=1.5s$ , a) $d=0.40m$ , b) $0.45m$ . ....	188

Figura 6.38 - Componente horizontal da velocidade medida em função do tempo modelo liso impermeável, $H=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , $x=0.707\text{m}$ , a) $z'=0.32\text{m}$ , b) $z'=0.40\text{m}$ , c) $z'=0.43\text{m}$ , d) $z'=0.45\text{m}$ .....	189
Figura 6.39 - Componente vertical da velocidade medida em função do tempo, modelo liso impermeável, $H=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , $x=0.707\text{m}$ , a) $z'=0.318\text{m}$ , b) $z'=0.40\text{m}$ , c) $z'=0.43\text{m}$ , d) $z'=0.45\text{m}$ .....	190
Figura 6.40 - Elevação da superfície livre média e componente horizontal da velocidade média e respectivos desvios-padrão ao longo da fase da onda, modelo liso impermeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , $x=0.707\text{m}$ , $z'=0.318\text{m}$ ).....	191
Figura 6.41 - Elevação da superfície livre média e componente vertical da velocidade média e respectivos desvios-padrão ao longo da fase da onda, modelo liso impermeável $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , $x=0.707\text{m}$ , $z'=0.400\text{m}$ . ....	191
Figura 6.42 - Variação das componentes horizontal e vertical médias da velocidade e respectivos desvios-padrão ao longo do período da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , $z/d=0.257$ , $0.561$ ). 192	
Figura 6.43 - Variação das componentes horizontal e vertical médias da velocidade e respectivos desvios-padrão ao longo do período da onda ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , $z/d=0.865$ e $0.933$ ). 192	
Figura 6.44 - Distribuição vertical das velocidades horizontais máximas, médias e mínimas registadas nos perfis C, 9, 19 e 27 ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ ). ....	193
Figura 6.45 - Distribuição vertical das velocidades verticais máximas, médias e mínimas registadas nos perfis C, 9, 19 e 27 ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ ).....	193
Figura 6.46 - Campo de velocidades médias nas imediações do modelo liso impermeável ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ ). ....	195
Figura 6.47 - Campo de velocidades médias nas imediações do modelo rugoso impermeável ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ ). ....	196
Figura 6.48 - Campo de velocidades médias nas imediações do modelo rugoso permeável ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ ). ....	197
Figura 6.49 - Distribuição espacial da componente horizontal a) e vertical b) da velocidade máxima, modelo liso impermeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ . ....	198
Figura 6.50 - Distribuição espacial da magnitude da velocidade média máxima, modelo liso impermeável $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ . ....	198
Figura 6.51 - Distribuição espacial da componente horizontal a) e vertical b) da velocidade média máxima, modelo rugoso impermeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ .....	198
Figura 6.52 - Distribuição espacial da magnitude da velocidade média máxima, modelo rugoso impermeável $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ . ....	199
Figura 6.53 - Distribuição espacial da componente horizontal a) e vertical b) da velocidade máxima modelo permeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ . ....	199
Figura 6.54 - Distribuição espacial da magnitude da velocidade média máxima, modelo rugoso permeável $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ . ....	199
Figura 6.55 - Distribuição vertical da componente horizontal e vertical das velocidades máximas e médias registadas nos perfis A e 27 ( $H=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.35\text{m}$ , modelo liso impermeável). ....	201

Figura 6.56 - Campo de velocidades e elevação da superfície livre nas imediações do modelo liso impermeável ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.35\text{m}$ ).....	202
Figura 6.57 - Campo de velocidades e elevação da superfície livre nas imediações do modelo rugoso permeável ( $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.40\text{m}$ ).....	203
Figura 6.58 - Distribuição vertical da componente horizontal da velocidade máxima, média e mínima (perfis 1, 3, 25 e 27, modelo rugoso permeável com $R_c=-5\text{cm}$ e $R_c=0$ , $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ ).....	204
Figura 6.59 - Distribuição vertical da componente vertical da velocidade máxima, média e mínima (perfis 1, 3, 25 e 27, modelo rugoso permeável com $R_c=-5\text{cm}$ e $R_c=0$ , $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ ).....	205
Figura 6.60 - Variação das componentes horizontal e vertical da velocidade turbulenta com $z/d$ (modelo liso impermeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $x=0.140\text{m}$ , $x=0.420\text{m}$ , $x=0.570\text{m}$ , $x=1.302$ e $x=1.439\text{m}$ ).....	206
Figura 6.61 - Variação da intensidade turbulenta média da componente horizontal da velocidade nas imediações dos três modelos, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ .....	206
Figura 6.62 - Variação da intensidade turbulenta média da componente vertical da velocidade nas imediações dos três modelos, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ .....	207
Figura 6.63 - Variação da intensidade turbulenta média das componentes horizontal e vertical da velocidade nas imediações do modelo rugoso permeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ e $d=0.40\text{m}$ .....	208
Figura 6.64 - Variação da intensidade turbulenta média das componentes horizontal e vertical da velocidade nas imediações do modelo liso impermeável, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.35\text{m}$ e $d=0.45\text{m}$ .....	208
Figura 6.65 - Localização dos pontos de medição e respectivas coordenadas (m).....	210
Figura 6.66 - Variação da elevação da superfície livre, da pressão total, da pressão dinâmica e da velocidade tangencial médias e respectivos desvios-padrão em função da fase da onda, tomada de pressão nº 9, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ .....	211
Figura 6.67 - Variação da pressão dinâmica em função da fase da onda $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , $d=0.45\text{m}$ , tomadas de pressão a) 3, b) 7, c) 21, d) 25.....	212
Figura 6.68 - Variação da velocidade tangencial em função da fase da onda $H_i=0.065\text{m}$ ; $T=1.5\text{s}$ ; $d=0.45\text{m}$ , tomadas de pressão a) 3, b) 7, c) 21, d) 25.....	212
Figura 6.69 - Variação das pressões médias máximas e mínimas registadas em cada uma das tomadas de pressão com a altura de medição relativa, a) $H_i=0.05\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , b) $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ c) $H_i=0.075\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , modelo liso impermeável, $d=0.35\text{m}$ ).....	213
Figura 6.70 - Variação das pressões médias máximas e mínimas registadas em cada uma das tomadas de pressão com a altura de medição relativa, $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , modelo liso impermeável, $d=0.45\text{m}$ .....	213
Figura 6.71 - Variação das pressões médias máximas e mínimas registadas em cada uma das tomadas de pressão com a altura de medição relativa, a) $H_i=0.05\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , b) $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , c) $H_i=0.075\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , d) $H_i=0.15\text{m}$ , $T=1.0\text{s}$ , e) $H_i=0.15\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ f) $H_i=0.15\text{m}$ , $T=2.0\text{s}$ , modelo rugoso impermeável, $d=0.45\text{m}$ .....	214
Figura 6.72 - Variação das pressões médias máximas e mínimas registadas em cada uma das tomadas de pressão com a altura de medição relativa, a) $H_i=0.05\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ , b) $H_i=0.065\text{m}$ , $T=1.5\text{s}$ ,	

	c) $H_i=0.075m, T=1.5s$ , d) $H_i=0.125m, T=1.5s$ , e) $H_i=0.15m, T=1.0s$ , f) $H_i=0.15m, T=1.5s$ , g) $H_i=0.15m, T=2.0s$ , modelo rugoso permeável, $d=0.45m$ . ....	215
Figura 6.73 -	Variação das pressões médias máximas e mínimas registadas em cada uma das tomadas de pressão com a altura de medição relativa, a) $H_i=0.05m, T=1.5s$ , b) $H_i=0.065m, T=1.5s$ , c) $H_i=0.075m, T=1.5s$ , d) $H_i=0.15m, T=1.0s$ , e) $H_i=0.15m, T=1.5s$ f) $H_i=0.15m, T=2.0s$ , modelo rugoso permeável, $d=0.45m$ . ....	216
Figura 6.74 -	Comparação das pressões dinâmicas médias máximas e mínimas. ....	217
Figura 6.75 -	Comparação das velocidades tangenciais médias máximas e mínimas ( $d=0.45m$ ). ....	218
Figura 6.76 -	Comparação das pressões dinâmicas médias máximas e médias mínimas registadas no talude anterior com as registadas no talude posterior. ....	218
Figura 6.77 -	Comparação das velocidades tangenciais médias máximas e médias mínimas registadas no talude anterior com as registadas no talude posterior. ....	219
Figura 6.78 -	Pressões dinâmicas e velocidades tangenciais médias máximas registadas em cada um dos pontos de medição, $d=0.45m$ , modelos liso e rugoso impermeáveis. ....	220
Figura 6.79 -	Pressões dinâmicas e velocidades tangenciais médias máximas registadas em cada um dos pontos de medição, $d=0.45m$ , modelos liso e rugoso impermeáveis. ....	221
Figura 6.80 -	Pressões dinâmicas e velocidades tangenciais médias mínimas registadas em cada um dos pontos de medição, $d=0.45m$ , modelos liso e rugoso impermeáveis. ....	221
Figura 6.81 -	Pressões dinâmicas e velocidades tangenciais médias mínimas registadas em cada um dos pontos de medição, $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável. ....	222
Figura 6.82 -	Variação entre a pressão dinâmica média máxima adimensional com a profundidade de água relativa, $d=0.45m$ , modelos liso e rugoso impermeáveis: a) talude anterior, b) talude posterior. ....	223
Figura 6.83 -	Variação entre a pressão dinâmica média máxima adimensional com a profundidade de água relativa, $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável: a) talude anterior, b) talude posterior. ....	224
Figura 6.84 -	Variação entre a velocidade tangencial média máxima com a profundidade de água relativa modelo liso e rugoso impermeáveis: a) talude anterior, b) talude posterior. ....	225
Figura 6.85 -	Variação entre a velocidade tangencial média máxima com a profundidade de água relativa modelo rugoso permeável: a) talude anterior, b) talude posterior. ....	226
Figura 6.86 -	Pressões médias máximas e mínimas registadas em cada uma das tomadas de pressão, modelo liso impermeável, $R_c=-5cm$ e $+5cm$ . ....	227
Figura 6.87 -	Velocidades tangenciais médias máximas e mínimas registadas em cada uma dos pontos de medição, modelo liso impermeável, $R_c=-5cm$ e $+5cm$ . ....	228
Figura 6.88 -	Pressões dinâmicas médias máximas e mínimas registadas nos diferentes pontos de medição, para diferentes condições de rugosidade dos taludes e permeabilidade dos modelos, $d=0.45m$ . ....	229
Figura 6.89 -	Velocidades tangenciais ao talude médias máximas e mínimas registadas nos diferentes pontos de medição, para diferentes condições de rugosidade dos taludes e permeabilidade dos modelos, $d=0.45m$ . ....	230
Figura 6.90 -	Variação da pressão dinâmica média máxima nas tomadas de pressão do talude anterior a) e no talude posterior b) com a altura de onda incidente ( $T=1.5s$ , $d=0.35m$ , modelo liso impermeável). ....	231

Figura 6.91 - Variação da pressão dinâmica média máxima nas tomadas de pressão do talude anterior a) e no talude posterior b) com a altura de onda incidente ( $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável).....	231
Figura 6.92 - Variação da pressão dinâmica média máxima nas tomadas de pressão do talude anterior a) e do talude posterior b) com a altura de onda incidente, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável. ....	231
Figura 6.93 - Variação da pressão dinâmica média máxima nas diferentes tomadas de pressão com o período de onda ( $H_i=0.15m$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável: a) talude anterior, b) talude posterior). ....	232
Figura 6.94 - Variação da pressão dinâmica média máxima nas diferentes tomadas de pressão com o período de onda ( $H_i=0.15m$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável: a) talude anterior, b) talude posterior). ....	232
Figura 6.95 - Variação da pressão dinâmica máxima adimensional com $d/L$ , $H_i=0.15m$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável: a) talude anterior, b) talude posterior. ....	233
Figura 6.96 - Variação da pressão dinâmica máxima adimensional com $d/L$ , $H_i=0.15m$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável: a) talude anterior, b) talude posterior. ....	233
Figura 6.97 - Variação da pressão dinâmica média máxima adimensional nas diferentes tomadas de pressão com a declividade da onda incidente ( $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável).234	
Figura 6.98 - Variação da pressão dinâmica média máxima adimensional nas diferentes tomadas de pressão com a declividade da onda incidente ( $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável). ..	234
Figura 6.99 - Variação da pressão dinâmica média máxima adimensional nas diferentes tomadas de pressão com o número de Iribarren, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso impermeável....	235
Figura 6.100 - Variação da pressão dinâmica média máxima adimensional nas diferentes tomadas de pressão com o número de Iribarren, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , modelo rugoso permeável.....	235
Figura 6.101 - Pressões dinâmicas médias, médias máximas e médias mínimas em função das velocidades tangenciais correspondentes (modelo rugoso impermeável, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ : a) $H=0.05m$ , b) $H=0.065m$ ).....	236
Figura 6.102 - Pressões dinâmicas médias, médias máximas e médias mínimas em função das velocidades tangenciais correspondentes (modelo liso impermeável, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ , $H=0.065m$ ).....	237
Figura 6.103 - Pressões dinâmicas médias, médias máximas e médias mínimas em função das velocidades tangenciais correspondentes (modelo rugoso impermeável, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ ).237	
Figura 6.104 - Pressões dinâmicas médias, médias máximas e médias mínimas em função das velocidades tangenciais correspondentes (modelo rugoso permeável, $T=1.5s$ , $d=0.45m$ ).237	
Figura 6.105 - Espectros da elevação da superfície livre considerando diferentes alisamentos. ....	240
Figura 6.106 - Espectros da elevação da superfície livre, $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45$ . ....	242
Figura 6.107 - Espectros da elevação da superfície livre, perfis localizados no talude a barlar $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45m$ . ....	243
Figura 6.108 - Espectros da elevação da superfície livre, perfis localizados no talude a sotamar $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45m$ . ....	243
Figura 6.109 - Variação da altura de onda significativa e do período de pico em função da localização do perfil $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45m$ .....	244

Figura 6.110 - Espectros da pressão total perfis localizados no talude a barlar, $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45m$ .....	245
Figura 6.111 - Espectros da pressão total perfis localizados no talude sotamar, $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45m$ . ....	245
Figura 6.112 - Espectros da elevação da superfície livre e da pressão total, perfis localizados no talude sotamar, $H_{si}=0.065m$ , $f_p=0.67Hz$ , $d=0.45m$ .....	246
Figura 6.113 - Densidade espectral da componente horizontal da velocidade a barlar do modelo, $H_{si}=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ . ....	247
Figura 6.114 - Densidade espectral da componente vertical da velocidade a barlar do modelo $H_{si}=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ . ....	248
Figura 6.115 - Densidade espectral das velocidades na superfície do modelo, perfis localizados no talude sotamar $H_{si}=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ .....	249
Figura 6.116 - Densidade espectral das velocidades na superfície do modelo, perfis localizados coroamento $H_{si}=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ . ....	249
Figura 6.117 - Densidade espectral das velocidades na superfície do modelo, perfis localizados no talude sotamar $H_{si}=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.45m$ .....	250
Figura 6.118 - Densidade espectral das velocidades na superfície do modelo, $H_{si}=0.065m$ , $T=1.5s$ , $d=0.40m$ . ....	251

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Fenómenos Físicos ocorrentes nas imediações de um quebramar submerso.....	19
Quadro 2.2 - Vantagens e desvantagens de quebramares destacados submersos.....	24
Quadro 2.3 - Frequência de ocorrência (%) de alturas de onda significativas para o período de pico entre 11 e 12 s em Portugal, Barata <i>et al.</i> , 1996. ....	26
Quadro 2.4 - Frequência de ocorrência de rebentação (%), para um nível de água igual a 2.0 m, Taveira-Pinto e Neves, 2003. ....	26
Quadro 2.5 - Frequência de ocorrência de rebentação (%), para um nível de água igual a 4.0 m, Taveira-Pinto e Neves, 2003. ....	27
Quadro 3.1 - Variáveis e conclusões mais relevantes no processo de transmissão da agitação, Seabrook, 1998. ....	83
Quadro 3.2 - Parâmetros que influenciam a estabilidade hidráulica do manto resistente (adapt. de Burcharth e Hughes, 2003). ....	91
Quadro 3.3 - Fórmulas de dimensionamento dos blocos do manto resistente de quebramares galgáveis ( $R_c > 0$ ) constituídos por duas camadas de enrocamento (adapt. Burcharth e Hughes, 2003). ....	69
Quadro 3.4 - Condições de teste utilizadas, Bierawski <i>et al.</i> , 2002, Bierawski <i>et al.</i> , 2002.....	72
Quadro 3.5 - Resultados finais obtidos (probabilidade de não excedência de 95%).....	80
Quadro 3.6 - Fórmulas propostas para o cálculo da pressão dinâmica em diferentes localizações do talude de uma obra aderente (Neelamani <i>et al.</i> , 1999). ....	84
Quadro 3.7 - Escalas das variáveis. ....	91
Quadro 3.8 - Limites propostos para consideração dos efeitos de escala associados à viscosidade como desprezáveis. ....	92
Quadro 3.9 - Determinação do valor de K, segundo Le Mehauté, 1965. ....	94
Quadro 3.10 - Comparação do campo de velocidades em termos de submergências distintas. ....	96
Quadro 3.11 - Comparação do campo de velocidades em termos de larguras de coroamento distintas. ....	96
Quadro 4.1 - Variação da celeridade, comprimento de onda e velocidade orbital com a profundidade de água. ....	111
Quadro 4.2 - Variação de pressão total com a profundidade de água. ....	113
Quadro 4.3 - Definição de alguns parâmetros descritores de um estado de agitação. ....	128
Quadro 4.4 - Métodos de reconstrução do sinal. ....	130
Quadro 5.1 - Ordem de grandeza dos parâmetros relevantes e escalas da turbulência do escoamento. ....	158
Quadro 6.1 - Características da agitação incidente nos ensaios na ausência de modelos.....	164
Quadro 6.2 - Designação e localização das tomadas de pressão no modelo. ....	176
Quadro 6.3 - Características dos ensaios realizados. ....	177

Quadro 6.4 - Quociente entre a altura de onda incidente e a profundidade de água no ponto de rebentação. ....	180
Quadro 6.5 - Características da agitação incidente nos ensaios do grupo A. ....	182
Quadro 6.6 - Características da agitação incidente nos ensaios do grupo B. ....	209
Quadro 6.7 - Variação da pressão dinâmica média máxima adimensional no talude anterior com a profundidade de água relativa. ....	223
Quadro 6.8 - Variação da pressão dinâmica média máxima adimensional no talude posterior com a profundidade de água relativa, ....	224
Quadro 6.9 - Variação da velocidade tangencial média máxima adimensional no talude anterior com a profundidade de água relativa. ....	225
Quadro 6.10 - Variação da velocidade tangencial média máxima adimensional no talude posterior com a profundidade de água relativa. ....	226
Quadro 6.11 - Determinação do número de Iribarren crítico, van der Meer, 1988 .....	234
Quadro 6.12 - Determinação do número de Iribarren e do tipo de rebentação, Burchart e Hughes, 2001 .....	234
Quadro 6.13 - Classificação dos ensaios com agitação irregular .....	239
Quadro 6.14 - Intervalos de confiança e graus de liberdade das diferentes estimativas espectrais. ....	240
Quadro 6.15 - Características dos ensaios e da análise dos ensaios CI com agitação irregular. ....	241
Quadro 6.16 - Características dos ensaios e da análise dos ensaios CII com agitação irregular. ....	241
Quadro 6.17 - Características dos ensaios e da análise dos ensaios CIII com agitação irregular.....	241



# CAPÍTULO 1

---

Introdução



# 1. Introdução

A utilização de quebramares submersos, ainda que represente uma alternativa com menores impactos a nível visual e ambiental que outro tipo de estruturas emersas de protecção costeira, é uma área da Engenharia ainda não muito desenvolvida, particularmente em Portugal, não existindo ainda por isso muitos exemplos deste tipo de construção na costa portuguesa.

O comportamento destas estruturas em alguns outros países (como Inglaterra, Itália, Japão e Espanha) tem sido na maioria das vezes positivo e a sua utilização tem servido como complemento ou substituição dos tradicionais esporões perpendiculares à linha de costa ou das obras longitudinais aderentes de defesa costeira. No Japão, por exemplo, a sua construção é já bastante comum, facto sustentado pela possibilidade das técnicas de dimensionamento poderem ser actualizadas/aperfeiçoadas através dos resultados de medições de campo e de dados resultantes da monitorização de vários projectos. O facto da costa portuguesa apresentar um elevado nível energético poderá influir na sua aplicabilidade e eficácia, fazendo com que o seu dimensionamento tenha que ser ainda mais cauteloso.

Outros aspectos, relacionados com a hidrodinâmica, a morfodinâmica e a ecologia são também pontos ainda não totalmente clarificados e que poderão afectar o seu correcto dimensionamento (retenção de sedimentos insuficiente, erosão nas extremidades ou entre os quebramares submersos). A falta de regras objectivas para o seu dimensionamento funcional, o facto das técnicas de previsão da resposta da praia e zonas adjacentes serem ainda empíricas, os custos de construção (por mar) serem elevados, a incapacidade de previsão ou de compensação de fenómenos como a erosão na base destas estruturas, a erosão verificada nas praias adjacentes, etc., constituem alguns exemplos de entraves a uma utilização mais corrente deste tipo de estruturas.

Como obras costeiras, os quebramares submersos estão sujeitos a diversos tipos de acções, que poderão ser avaliadas recorrendo à simulação física. Como muitas vezes são causadoras de diversos danos, quer na estabilidade global da estrutura, quer na integridade de cada uma das suas partes constituintes, o conhecimento dessas acções reveste-se de uma importância significativa na sua concepção e dimensionamento. As forças actuantes resultam dos diagramas de pressões induzidos pela acção da agitação, cuja análise tem merecido a atenção de vários investigadores.

O principal objectivo deste estudo é a análise da variação do campo de pressões exercidas sobre modelos de quebramares submersos, com diferentes geometrias sob a acção de diferentes condições de agitação, bem como a distribuição estatística desta variável em estados de agitação irregulares, a análise de várias fórmulas de dimensionamento existentes e a determinação de zonas críticas. A já referida complexidade da interacção escoamento-estrutura e o grande número de variáveis presentes nos vários fenómenos, faz com que uma análise baseada exclusivamente nas teorias de onda não seja possível, uma vez que são várias as simplificações e hipóteses em que assentam (Burcharth e Hughes, 2003).

O papel da investigação experimental deste tipo de estruturas e dos vários fenómenos subjacentes aquando da incidência da agitação é, portanto, de vital importância.

A medição das pressões foi efectuada através de tomadas de pressão situadas no coroamento e nos taludes do modelo (à superfície do quebramar) visando uma melhor compreensão da acção de escoamento sobre este tipo de estruturas, bem como a identificação de eventuais zonas críticas relativamente à sua estabilidade.

As velocidades nas proximidades da estrutura foram também avaliadas em diferentes secções, através da anemometria *Laser-Doppler*, de modo a permitir quantificar a interferência destas estruturas com o campo da

agitação incidente. Através de sondas de níveis, colocadas a diferentes distâncias dos modelos, foram analisadas igualmente as envolventes máximas e mínimas da elevação da superfície livre da água.

O Capítulo 1 da presente dissertação constitui uma pequena introdução ao tema e a descrição da importância deste, que constituiu a motivação da sua análise. Um breve referência a como foram desenvolvidos os objectivos da dissertação, pelos diferentes capítulos que a constituem, é também realizada.

No Capítulo 2 é feito o enquadramento geral dos quebramares destacados como estruturas de protecção. São analisados os vários tipos de estruturas de defesa costeira, sendo dado especial ênfase ao papel dos quebramares (submersos) na defesa costeira. São ainda referidos alguns estudos e exemplos de aplicação prática deste tipo de obras. Os objectivos que motivaram a dissertação são igualmente expostos.

O Capítulo 3 pretende dar-se uma ideia geral do estado da arte relativa à temática desta dissertação, evidenciando-se as fórmulas e teorias usadas na determinação das pressões actuantes em estruturas costeiras e igualmente estudos que se debruçaram sobre as velocidades nas imediações destas estruturas. O capítulo abrange análises sobre diferentes tipos de estruturas, que não apenas os quebramares submersos, sempre que se reconheceu que as conclusões poderiam ajudar na compreensão dos processos envolvidos na interacção da agitação com a estrutura e cujos conhecimentos pudessem de alguma forma ser úteis no caso dos quebramares submersos. Aspectos relacionados com os efeitos de escala são igualmente abordados, uma vez que se considerou que estes são essenciais em qualquer trabalho experimental em modelo reduzido que se pretenda desenvolver. O capítulo refere alguma da bibliografia considerada indispensável ao desenvolvimento do estudo do campo de pressões.

No Capítulo 4 é feita a introdução às várias teorias de onda utilizadas na descrição das variáveis associadas à agitação incidente, nomeadamente as forças, acelerações, velocidades e pressões. Este capítulo serve como ponto de partida para a posterior confrontação dos valores medidos com os valores correspondentes às várias teorias de onda, que é um assunto da maior importância na validação do processo de medição experimental adoptado e no desenvolvimento de formulações teóricas.

No Capítulo 5 é feita uma descrição do equipamento utilizado durante os ensaios laboratoriais, o seu modo de funcionamento e as técnicas e procedimentos utilizados no decorrer das medições efectuadas. É ainda referido o método de processamento e tratamento dos dados utilizado nos ensaios, distinguindo-se o procedimento empregado em relação aos dados provenientes dos ensaios com agitação regular e dos resultantes dos ensaios com agitação irregular.

No Capítulo 6 aborda os diferentes ensaios que se realizaram, começando por distinguir os ensaios feitos na ausência de modelos de quebramares submersos e os ensaios na presença desta estruturas. Os primeiros representam uma série de experiências preliminares na ausência de modelos, cujo objectivo principal foi a verificação o funcionamento geral do tanque de ondas e a caracterização do campo de oscilações da superfície livre da água, das pressões e das velocidades do escoamento, sem a influência de qualquer estrutura. O segundo tipo de ensaios corresponde a um conjunto de experiências realizadas com modelos de quebramares submersos. São apresentados os diferentes modelos que se testaram e as suas principais características. A esquematização da disposição dos transdutores de pressão na superfície dos modelos e da localização dos pontos de medição das velocidades e das elevações da superfície livre é exposta, sendo também definidas as condições de agitação que se reproduziram nos ensaios, com base em condições tipificadas da costa Portuguesa, quer como valores com maior probabilidade de ocorrência, quer como valores extremos.

São descritos os tipos de ensaios efectuados na presença dos modelos, que foram classificados em três categorias, consoante o objectivo a que se propunham:

- Grupo A: Oscilações e campo de velocidades nas imediações dos modelos;
- Grupo B: Pressões e velocidades tangenciais na superfície da estrutura;
- Grupo C: Espectros de energia, de pressão e de velocidades

Os dados resultantes das medições efectuadas são apresentados, sendo tecidas igualmente apreciações, nomeadamente quanto à acção do escoamento sobre a estrutura e às zonas críticas destas em termos de pressões e velocidades máximas resultantes da acção da agitação marítima. É ainda realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos para diferentes condições de teste e características dos modelos, evidenciando-se o efeito de vários parâmetros característicos da agitação e de outros relacionados com a rugosidade, a permeabilidade ou a submergência dos modelos nos resultados obtidos.

No capítulo 8 é feita uma análise sistemática dos resultados obtidos, sendo tecida ainda uma série de considerações finais, conclusões, recomendações e perspectivas de desenvolvimentos futuros da investigação no campo do presente trabalho.

Por último, é apresentada a bibliografia consultada no desenrolar das análises efectuadas.



# CAPÍTULO 2

---

Enquadramento geral do tema



## **2. Enquadramento geral do tema**

### **2.1. Introdução**

Nos últimos anos, o fenómeno da erosão costeira tem-se tornado num sério problema em várias partes do mundo, particularmente em zonas mais vulneráveis, como por exemplo, em costas arenosas. Bird, 1993, refere mesmo que cerca de 90% da zona costeira mundial se encontra em processo de erosão. As causas deste fenómeno estão relacionadas tanto com processos naturais (alterações climáticas, subida do nível médio da água do mar, subsidência da costa, acção da agitação, correntes, tempestades, marés e outros factores hidrodinâmicos), como com intervenções humanas.

Várias acções do Homem contribuíram para o enfraquecimento do volume e da capacidade de transporte de sedimentos transportados pelos rios, colaborando significativamente para acelerar a erosão da linha de costa. Seja por obstrução (construção de barragens), desvio para outros fins (dragagens de manutenção para fins de navegação ou para a indústria de construção civil efectuadas nos rios), por retenção (construção de quebramares para conservação das condições de operacionalidade e segurança da navegação) ou por alteração do equilíbrio (destruição das dunas e ocupação humana das frentes marítimas), estas situações entram em conflito com a evolução natural da costa, sobre a qual actuam acções também elas em mudança.

O agravamento da erosão, com a conseqüente redução e, no limite desaparecimento das praias, pode causar graves impactes no ambiente costeiro e na economia e turismo das regiões afectadas por este problema, particularmente em zonas onde existe uma ocupação humana importante.

A manutenção e a protecção duma zona costeira podem efectuar-se de variadas formas, implicando muitas vezes que, numa mesma zona, sejam utilizados diferentes tipos de estruturas para a redução, ou pelo menos, para o controlo da erosão costeira. Nas secções seguintes serão descritas algumas das soluções possíveis, que visam a defesa da costa relativamente à erosão, sendo dada particular relevância ao papel dos quebramares destacados, nomeadamente os submersos, objecto principal deste estudo, com impactes visuais e ambientais menores do que as construções emersas similares.

### **2.2. Estruturas de defesa costeira e sua função**

#### **2.2.1 Introdução**

O aumento da erosão atinge em algumas zonas do nosso país uma grande intensidade, podendo resultar em situações críticas, apesar da existência de obras de defesa costeira, Veloso-Gomes, 2002. Assim, apesar das áreas em risco estarem protegidas por este tipo de obras, estas poderão não ser suficientes para evitar alguns galgamentos, que poderão originar inundações dessas zonas. A Figura 2.1, onde estão representadas tridimensionalmente duas zonas da região Centro da costa Portuguesa, procura ilustrar esse mesmo facto.

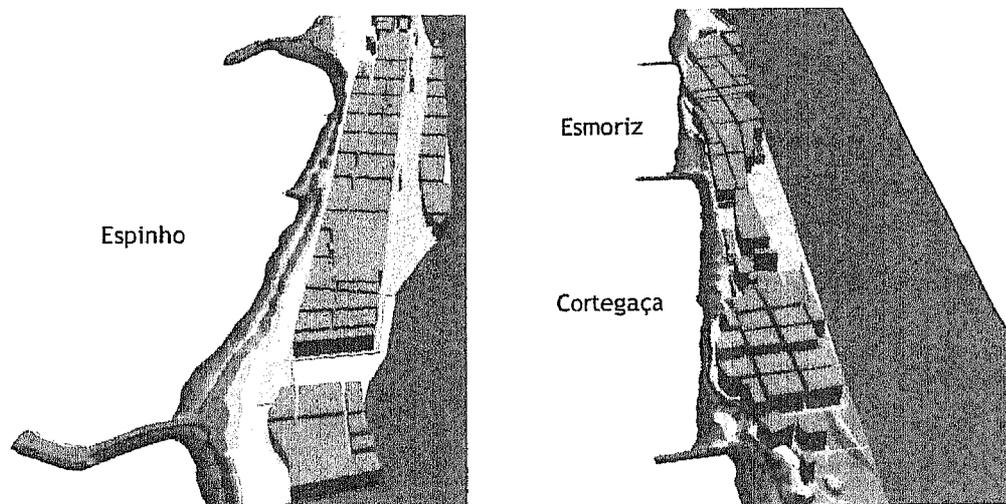


Figura 2.1 - Representação tri-dimensional da ocupação de duas zonas da região Centro da costa Portuguesa (adap. Pais Barbosa, 2003).

Como se pode constatar, a proximidade da área urbana e dos arruamentos em relação ao mar e a sobreocupação da faixa litoral é significativa. E se outrora, quando a zona litoral não se encontrava tão intensivamente ocupada e o fenómeno da erosão se restringia a reduzidas extensões do litoral, actualmente, face à corrente ocupação da faixa costeira, a erosão constitui um verdadeiro problema. Para além deste facto, as praias são bastante estreitas, pelo que estas áreas se tornam vulneráveis e se colocam em situação de risco, podendo resultar em situações de perigo.

Existem várias técnicas, associadas a diferentes tipos de estruturas, que podem ser utilizadas na defesa duma zona costeira, nomeadamente:

- estruturas transversais (esporões);
- estruturas longitudinais aderentes (muros cortina, revestimentos);
- estruturas longitudinais destacadas (quebramares destacados emersos ou submersos);
- alimentação artificial de praias e/ou transposição de areias;
- protecção e reforço das dunas;
- soluções mistas.

As duas primeiras classificações, bem como os quebramares destacados emersos, representam as designadas obras de defesa costeira passivas (também designadas por estruturas *hard*). A crescente procura das costas como espaço para actividades e para localização de infra estruturas de recreação, tem vindo a fazer com que estas estruturas tradicionais comecem a ser cada vez mais controversas, uma vez que afectam a paisagem marítima. Estas obras tem vindo a ser preteridas pelas medidas de protecção activa (também designadas por estruturas *soft*), como os quebramares submersos e a alimentação artificial, que influenciam as ondas antes de elas chegarem à costa e apresentam muito menores impactos sob o ponto de vista ambiental e estético. Por vezes, a protecção de uma costa utilizando apenas as medidas activas não é suficiente, pelo que a utilização de medidas passivas poderá ser necessária. Neste caso, as últimas não estarão sujeitas a condições de agitação tão severas ou a tão frequentes galgamentos, pelo que o seu período de vida útil pode ser aumentado e as estruturas podem ser construídas com menor dimensão.

Obviamente que a cada uma destas soluções estão associadas vantagens e desvantagens e que a opção por uma ou outra terá de ter em conta aspectos como a especificidade do problema a resolver, a existência de limitações relativas ao factor tempo e à disponibilidade de recursos, entre outros. A escolha passa, simultaneamente, pelo conhecimento das várias variáveis envolvidas, isto é, da interacção entre o ambiente marítimo (ventos, marés, agitação e correntes) e as condições físicas da zona costeira.

Convém ainda salientar que o sucesso ou não de uma determinada estrutura de defesa costeira será sempre função da dimensão dos vários factores hidrodinâmicos intervenientes, das características da linha de costa e da praia e dos efeitos da interacção água-linha de costa-estrutura.

### 2.2.2 Estruturas transversais

Alguns casos de erosão grave ocorrem em zonas onde o balanço sedimentar é negativo ou seja, a capacidade de transporte longitudinal é superior ao volume de sedimentos que entra no sistema, verificando-se assim um transporte litoral significativo. No sentido de obviar este problema e estabilizar determinado trecho de costa, natural ou alimentado artificialmente com areia, são utilizados os esporões (permeáveis ou não), individualmente ou formando um campo de esporões.

Os esporões constituem o tipo de estruturas transversais à costa mais utilizado e o seu funcionamento assenta basicamente na constituição de um obstáculo que provoca a interrupção das correntes e consequentemente do caudal sólido litoral, causando a deposição das areias (acrecção) na zona abrigada da estrutura, Figura 2.2.

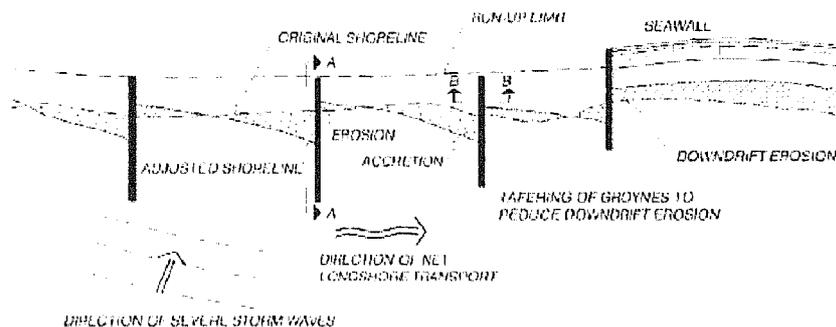


Figura 2.2 - Exemplo do funcionamento de um esporão (adap. Burcharth e Hughes, 2002).

Este tipo de estruturas apresenta, contudo, o inconveniente de causar ou intensificar a erosão na linha de costa na zona abrigada da estrutura, o que pode provocar a perda do equilíbrio dinâmico dessa zona. Se existirem valores patrimoniais importantes a defender, por exemplo, poderá ser necessário construir novos esporões, que irão transferir o problema para sotamar. No limite, um incorrecto dimensionamento e a falta de manutenção destas estruturas podem originar, localmente, situações mais graves que as que se verificariam na sua ausência. A Figura 2.2 representa uma situação em foram utilizados vários os esporões na defesa de um trecho da praia, constituindo um campo de esporões, mas é frequente a sua utilização singular.

Este tipo de obra é particularmente utilizado quando o trecho de costa a defender é mais extenso. Convirá ainda referir a importância do correcto faseamento da sua construção que deverá fazer-se de sotamar para barlar, de modo a permitir o enchimento equilibrado das praias com menor erosão na zona abrigada, Taveira-Pinto, 2001.

Os esporões podem ser permeáveis ou não, sendo estruturas em taludes constituídos por enrocamento ou blocos de betão e de núcleo com material de dimensão variada (T.O.T.). Este tipo de estruturas, se permeáveis, permite a passagem para a zona abrigada de algum volume de sedimentos através da estrutura, constituindo uma alternativa aos esporões tradicionais impermeáveis e possibilitando a redução da excessiva erosão frequentemente verificada na zona abrigada. Para além deste aspecto, têm a vantagem de apresentar uma menor reflexão da agitação e de gerarem correntes de retorno de menor intensidade. No caso de não existir transporte litoral, é aconselhável proceder-se adicionalmente à alimentação artificial da praia com areia, que será retida pelo esporão.

O padrão da agitação e das correntes devido à presença dos esporões é bastante complexo. Alguns dos parâmetros mais significativos a ter em conta aquando da sua implantação estão relacionados com a cota de coroamento do esporão (escolhida de modo a evitar a erosão excessiva na zona abrigada da estrutura e a permitir que as areias o possam transpor superiormente), o seu comprimento (que deverá atingir a faixa de rebentação, onde o transporte longitudinal de sedimentos é máximo), a amplitude de maré, o declive da praia

pretendido (que deverá ser suave e contínuo, de modo a permitir a normal utilização balnear), o ângulo de incidência da agitação (razão pela qual muitas vezes os esporões apresentam uma forma especial em L, S ou Z, provocando a ocorrência de difracção), a distância entre estas estruturas (no caso de um campo de esporões e em situações onde a área de protecção é mais extensa e um esporão isolado não oferece a defesa necessária e o perfil transversal tipo (que no caso de ser constituído por taludes verticais, poderá provocar alguns problemas associados a reflexões excessivas).

A Figura 2.3 mostra um exemplo de aplicação destas estruturas na defesa da costa portuguesa, num troço de costa perto de Espinho. A erosão verifica a sotamar destas estruturas levou a necessidade de colocação de enrocamento de protecção, nomeadamente em frente à pequena capela visível, em primeiro plano.

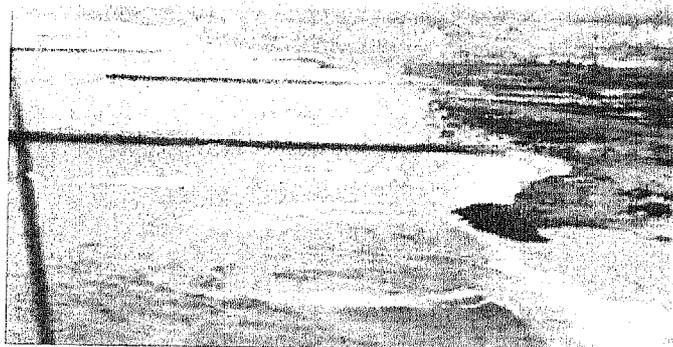


Figura 2.3 - Conjunto de esporões em Paramos, Espinho (foto de A. Dias, 1990).

### 2.2.3 Estruturas longitudinais

As estruturas longitudinais de defesa costeira têm uma direcção sensivelmente paralela à linha de costa, podendo estar ligadas a ela ou não. As construções aderentes à costa são geralmente utilizadas em zonas onde o ataque devido à agitação marítima é acentuado, na prevenção contra o movimento dos solos (muros-cortina) ou na delimitação de arruamentos e/ou aterros marginais (função de retenção de solos). Os muros cortina de parede vertical apresentam, relativamente aos de paramentos inclinados, o inconveniente de acelerarem a erosão na base da estrutura, uma vez que originam um processo de reflexão que aumenta a energia disponível localmente. Os revestimentos colocados sobre taludes constituem um outro exemplo de obras longitudinais aderentes, sendo a sua principal função a defesa relativamente à erosão de trechos de costa onde a agitação não é muito energética.

As estruturas não aderentes à linha de costa (também designadas por quebramares destacados) têm uma aplicação mais recente e poderão ser uma alternativa para a estabilização e acreção das praias. Encontram-se a uma certa distância da costa e a pequenas profundidades de água, podendo ser construídas com a função de defesa costeira relativamente à agitação, de criar uma zona mais protegida destinada a embarcações e/ou de alterar o padrão de deposição de sedimentos na entrada de um canal de navegação, por exemplo. Os quebramares destacados podem ser utilizados individualmente, na protecção local de um trecho de costa, ou em conjunto (Figura 2.4.), na defesa de uma secção de praia mais extensa, alterando obviamente a morfologia do trecho de costa. (é ilustrada igualmente a acumulação da areia na zona abrigada destas estruturas, que ocorre com a configuração de um tómbolo).

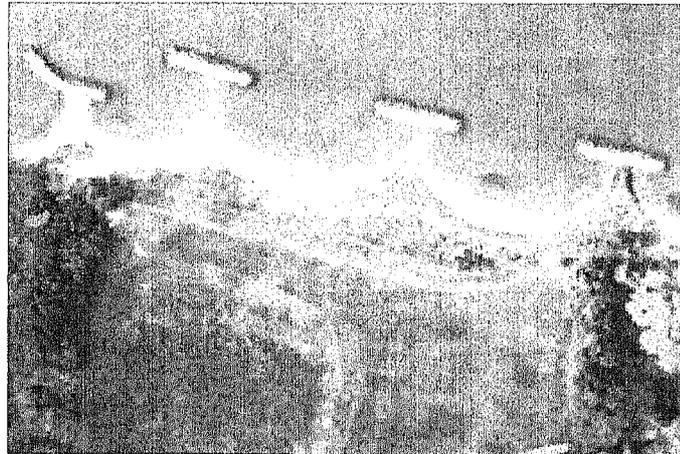


Figura 2.4 - Utilização de quebramares destacados em conjunto  
(foto tirada pelo Virginia Intitute of Marine Science).

Quando utilizados em conjunto, a sua disposição faz-se geralmente como indicado na Figura 2.4, apesar de existirem estudos sobre a sua aplicação em sequência transversal (quebramares destacados colocados sucessivamente na direcção transversal à costa), Goda, 1996. Este autor indica que se trata de uma alternativa à disposição tradicional, funcionando como um quebramar destacado de maior largura de coroamento, com a vantagem de ser menos obstrutiva em termos estéticos e ambientais (pois possibilita a circulação da água), apresentando um custo de construção semelhante ao das estruturas convencionais.

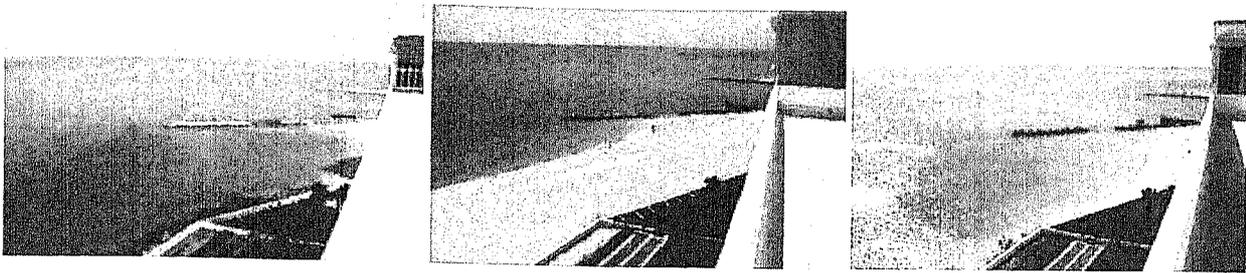
Estas estruturas podem ser emersas ou submersas em relação ao nível médio da água do mar. A sua distinção e análise serão desenvolvidas mais detalhadamente no sub-capítulo 2.2.7.7.

#### 2.2.4 Alimentação artificial de praias

A alimentação artificial de praias é utilizada para minimizar o fenómeno da erosão costeira ou como complemento a outros métodos de defesa costeira. Basicamente, este método consiste na compensação do deficiente transporte natural de sedimentos e na reposição artificial destes na parte erodida da praia. Para que tal seja possível, é necessário que sejam encontrados sedimentos com características idênticas (granulometria, densidade, cor, etc.) às da praia natural, sendo muitas vezes difícil obter areias que permitam o bom uso balnear, visto que as areias provenientes de dragagens são muitas vezes poluídas. Os elevados custos, a indisponibilidade de fontes sedimentares adequadas (na maioria das vezes são necessárias grandes volumes de sedimentos e sucessivas recargas periódicas) e a operacionalidade poderão constituir alguns dos inconvenientes deste método, Taveira-Pinto, 2001. O tipo de equipamento utilizado na deposição e na repulsão das areias e o nível energético a que o trecho a defender está sujeito (nomeadamente em zonas litorais muito energéticas, como é o caso da costa oeste portuguesa) e a durabilidade da intervenção são ainda outros aspectos que assumem particular relevância na aplicabilidade deste método.

A alimentação das praias erodidas pode ser feita com sedimentos provenientes de praias adjacentes a embocaduras, estuários ou estruturas portuárias, designando-se a operação por transposição de areias (*bypassing*) ou provenientes de locais de depósito para esse efeito. No primeiro caso, as areias retidas na zona exposta dessas estruturas são bombadas e recolocadas no local desejado.

A Figura 2.5 ilustra um exemplo de um trecho de costa que se alimentou artificialmente. A alínea a) mostra a praia sem qualquer intervenção de defesa costeira e a alínea b) representa a praia imediatamente após de ter sido alimentada. Cerca de dois anos depois foi tirada uma outra foto do mesmo local, onde se evidencia o quão rápido é o fenómeno da erosão. Convirá referir que este tipo de defesa da linha de costa requer a manutenção da nova praia com recargas de areia periódicas, podendo chegar-se à conclusão, que esta solução apenas poderá não ser suficiente.



a) b) c)  
 Figura 2.5 - Exemplo de uma praia alimentada artificialmente, Upham Beach, Florida  
 (<http://coastal.er.usgs.gov/wfla/video/vidphotos.html>).

### 2.2.5 Protecção e Reforço de Dunas

Os campos dunares desempenham um papel importante na defesa natural das áreas costeiras, podendo mesmo afirmar-se que as dunas funcionam são um dos melhores elementos naturais de defesa costeira. As dunas constituem um elemento de protecção em relação à ocupação indiscriminada do solo, pelo que a sua preservação e valorização deve constituir uma prioridade, Veloso-Gomes *et al.*, 2002. Para além de constituírem uma fonte/reserva de sedimentos, funcionam como uma barreira adaptável contra os galgamentos e os espraamentos.

A implantação de caminhos de acesso às praias e a defesa das dunas em relação a projectos de construção, a sua conservação, a sua reconstrução (durante as tempestades mais severas algumas das dunas ficam danificadas) e a sua estabilização através da replantação com vegetação e/ou de mecanismos especiais (que impeçam a remoção da areia pelo vento e conseqüentemente reforcem o seu papel na resistência à erosão) são exemplos de acções a encorajar pelas diversas entidades responsáveis, de modo a combater a sua degradação.

Em Portugal têm sido construídas algumas dunas artificiais transportando artificialmente areia da praia ou colocando cercas e paliçadas para aprisionar a areia levada pelo vento e minimizar a perturbação causada pelos visitantes das praias, como por exemplo na Apúlia, Figura 2.6.

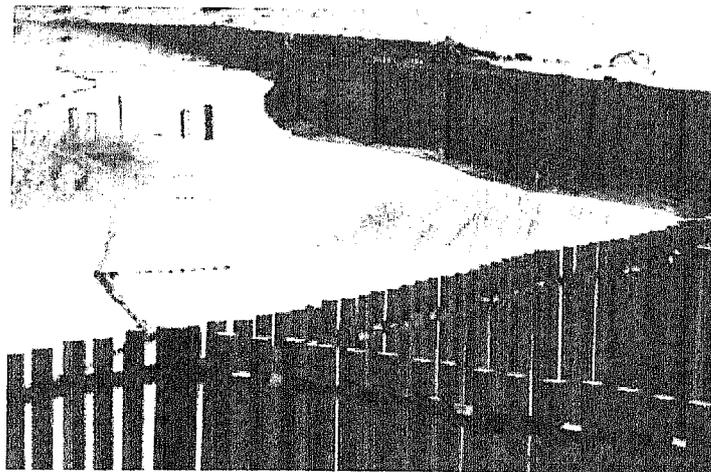


Figura 2.6 - Protecção de uma duna na praia da Apúlia, Portugal, através de cercas e replantação de vegetação  
 (<http://milhasnauticas.blogspot.com>).

### 2.2.6 Soluções Mistas

Em algumas situações é conveniente utilizarem-se em conjunto diferentes tipos de mecanismos de defesa costeira. A Figura 2.7 ilustra esse mesmo exemplo, onde foi utilizado um quebramar destacado em conjunto com um esporão. A Figura 2.8 é também um exemplo da aplicação de uma solução mista, onde após a construção dos molhes do porto da Figueira se verificaram, entre a Praia da Cova e a Costa de Lavos, recuos da

linha de costa, tendo-se optado pela protecção deste trecho de costa em processo de erosão através de esporões e de uma obra de defesa longitudinal aderente.

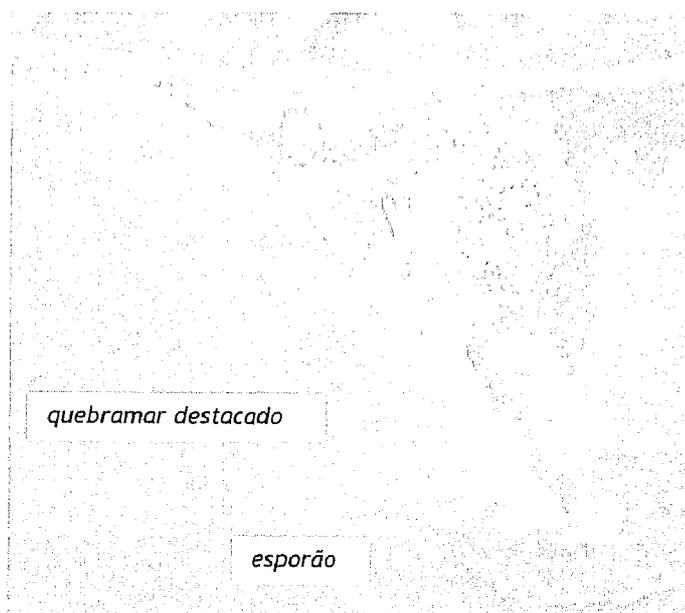


Figura 2.7 - Combinação da utilização de quebramares destacados com esporões em *El Tuque*, Porto Rico.



Figura 2.8 - Combinação da utilização de esporões e uma obra longitudinal aderente (A. Dias, 13/03/1990).

## 2.2.7 Quebramares destacados

### 2.2.7.1 Introdução

Os quebramares dividem-se em duas categorias de acordo com a sua função: quebramares com funções portuárias e quebramares com funções de protecção costeira ou quebramares destacados. É a esta última categoria que será dada especial relevância, uma vez que é nela que se inclui o objecto de estudo da presente dissertação.

A utilização de quebramares destacados para fins de protecção costeira tem vindo a aumentar um pouco por todo o mundo, constituindo na maioria das vezes casos de sucesso no combate à erosão e sendo frequentemente apontadas como eficientes e versáteis, em particular em ambientes de agitação marítima não muito severa (agitação baixa a moderada), Zeidler e Pilarczyk, 1996. De referir que no Japão, por exemplo, existiam já em 1987 cerca de 4000 segmentos de quebramares destacados. Noutros países, como os EUA, este tipo de estruturas não tem sido tão utilizado. O autor aponta algumas das razões: falta de referências para o seu dimensionamento funcional, falhas no desenvolvimento de técnicas de previsão da resposta da praia e

zonas adjacentes, incapacidade de previsão ou de compensação de certos fenómenos como a erosão na base da estrutura, a erosão nas praias adjacentes, as correntes de retorno, etc. De referir ainda que o custo de construção (quando comparado com o dos esporões, por exemplo), as dificuldades de construção por mar e as despesas de manutenção dos quebramares destacados são geralmente mais elevados, aumentando com o afastamento das estruturas relativamente à linha de costa. A profundidade da água, a severidade do clima de agitação a que estão expostos (uma exposição a elevados níveis energéticos resulta num aumento dos custos de construção, implicando a utilização de maiores volumes de material) e a exigência de um determinado tipo de fundação em que assentam são exemplos de outros factores que influenciam fortemente o seu dimensionamento e posicionamento e, conseqüentemente a sua maior utilização, Burcharth e Hughes, 2002.

### 2.2.7.2 Princípio de funcionamento hidráulico

Na presença de um quebramar submerso a energia da agitação incidente é parcialmente reflectida, parcialmente transmitida, sendo a restante parte dissipada. As duas primeiras parcelas são geralmente maiores no caso dos quebramares submersos (relativamente aos emersos).

A principal causa de dissipação da energia nestas estruturas é a rebentação da agitação devido à abrupta redução da profundidade da água (no talude ou no coroamento do quebramar), a geração de turbulência, o atrito da superfície e do fundo e a percolação através da camada porosa da estrutura. Após a ocorrência dessas interacções não-lineares, assiste-se à reformulação do movimento ondulatório, com ondas de menor altura e menor período que o da agitação incidente. No domínio das frequências, este fenómeno é expresso pela redução do integral do espectro de energia (redução da altura de onda) e pela deformação deste (alteração da forma da onda/período).

O campo de agitação incidente dá então origem a um campo de agitação parcialmente estacionário em frente da zona exposta da estrutura gerado devido à reflexão e a um campo de agitação progressiva na zona abrigada da estrutura.

A atenuação da agitação incidente é essencialmente causada por dois factores:

- dissipação da energia da agitação,
- formação de correntes de difracção nas extremidades da estrutura.

Estes fenómenos levam conseqüentemente à retenção ou à acumulação de sedimentos (no caso de haver transporte na direcção da costa) por detrás da estrutura, graças à diminuição da capacidade de transporte sólido litoral devida à atenuação das velocidades do escoamento na zona “abrigada” pela estrutura.

A Figura 2.9 sintetiza os principais aspectos relacionados com os quebramares destacados e o seu funcionamento hidráulico.

Por se considerar este assunto fora do âmbito principal da presente dissertação, apesar de relevante na análise do comportamento dos quebramares destacados, será apresentada de uma forma sucinta alguns aspectos gerais no que respeita às correntes de difracção geradas nas imediações destas estruturas e o seu papel na deposição de sedimentos por detrás destas. Para um estudo sobre este tema com maior detalhe sugere-se a leitura de Taveira-Pinto, 2001 [\(ver figura 2.9\)](#).

As correntes de difracção geradas pelos quebramares destacados são significativas e desenvolvem-se das zonas com maior nível de agitação em direcção às mais calmas, transportando a areia e levando ao reajuste dos fundos de modo a compensar a acção das correntes. A Figura 2.10 ilustra as correntes geradas no caso de um quebramar submerso (sendo também, na medida do possível, aplicável a quebramares emersos) e que evidencia que, mesmo que o transporte ao longo da costa não seja significativo, o papel destas estruturas é importante, o que por si só pode justificar a sua utilização.

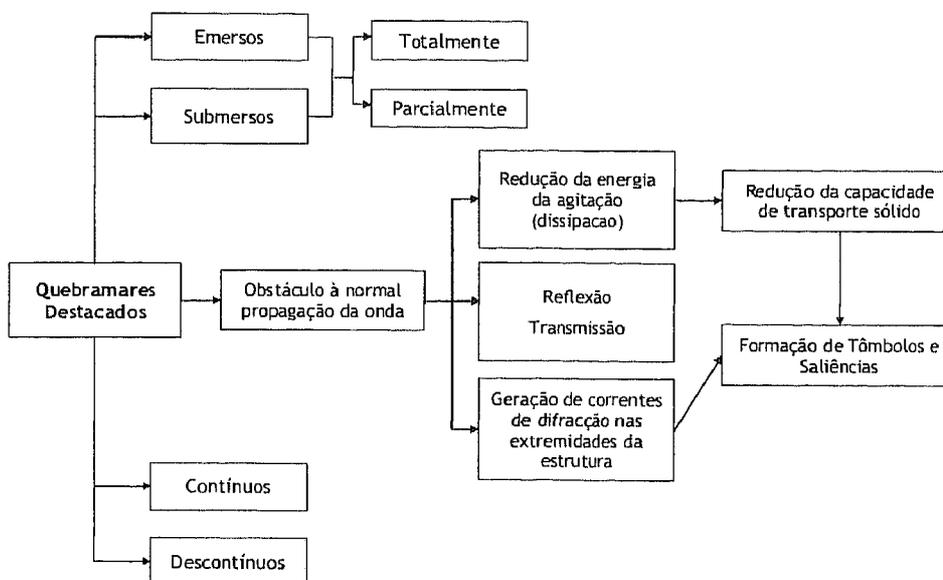


Figura 2.9 - Funcionamento de um quebramar destacado.

De salientar que os quebramares submersos apresentam a parcela de transmissão devido a galgamento maior que as estruturas emersas, o que proporciona um fornecimento de água adicional na área por detrás destas estruturas e, conseqüentemente, leva à formação de algumas correntes de compensação para fora da área abrigada.

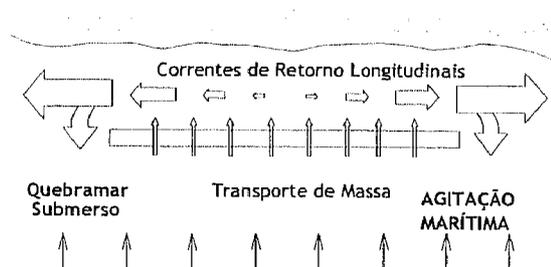


Figura 2.10 - Esquema das correntes de difracção geradas na zona abrigada de um quebramar submerso (adapt. Browder, 1996).

O fenómeno da difracção é controlado pelo comprimento da onda incidente, pela altura da onda incidente, pelo ângulo de incidência da onda incidente e pela distância relativa entre as estruturas, no caso de um campo de quebramares destacados, Pilarczyk, 1996. O seu efeito pode também ser influenciado pela disposição dos quebramares destacados, Goda, 1996. Este autor sugere que uma série de quebramares destacados sucessivos pode substituir de forma eficiente uma estrutura semelhante com uma largura maior de coroamento, aumentando assim o efeito de difracção e a possibilidade de rebentação da sua energia. Estas conclusões são apenas válidas, contudo, para amplitudes de maré moderadas.

A Figura 2.11 ilustra a forma como é efectuada a deposição dos sedimentos na zona abrigada da estrutura. O facto da estrutura ser emersa ou submersa interfere obviamente no seu desempenho em relação ao grau de protecção obtido e, conseqüentemente, na eficiência da formação dos tâmbolos.

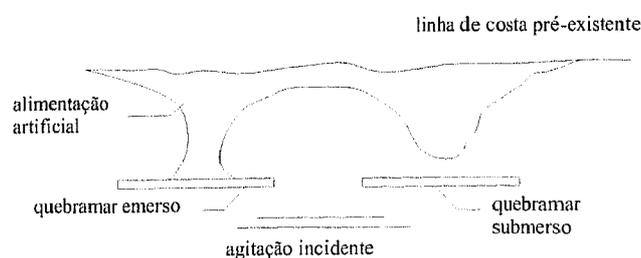


Figura 2.11 - Formação de um tómbolo na zona abrigada de um quebramar destacado emerso e de um submerso (Pilarczyk, 2003).

### 2.2.7.3 Propagação e deformação da agitação

A compreensão dos fenómenos que ocorrem na presença de um quebramar submerso e a sua influência na transformação do campo de agitação incidente constitui a fase inicial da análise do funcionamento e do conhecimento dos vários mecanismos presentes na complexa interação agitação-estrutura que, de certa forma, definirão as forças que influenciarão a estabilidade da estrutura.

Esta complexidade deve-se essencialmente à variabilidade das características destas estruturas no que diz respeito à reflexão e à fricção com a estrutura porosa, Taveira-Pinto, 1999, e ao facto de envolver uma série de fenómenos complexos (principalmente devidos ao facto de existir um elevado número de fenómenos físicos presentes, Seabrook, 1998). Segundo Drei *et al.*, 1996 o estudo dos quebramars submersos é bastante mais complexo que o de estruturas similares emersas, não estando os vários processos e variáveis envolvidos na sua interação com a agitação ainda bem compreendidos.

O campo de agitação junto a estruturas costeiras depende de dois processos (Muttray e Oumeraci, 2000):

- da evolução da agitação durante a sua propagação antes de chegar à estrutura (empolamento devido à diminuição da profundidade da água, refração e mesmo rebentação da agitação) e;
- da transformação da agitação provocada pela presença da estrutura (reflexão, transmissão e dissipação da energia devido à rebentação, geração de turbulência e fricção).

Estes processos influenciam-se mutuamente, interagindo também com a agitação incidente na estrutura, razão pela qual deverão ser analisados em simultâneo.

A abordagem utilizada em Seabrook, 1997, é bastante elucidativa dos vários processos físicos presentes na interação do escoamento com um quebramar submerso. Este autor sub-dividiu as imediações da estrutura em três zonas-tipo distintas, descrevendo os fenómenos físicos ocorrentes em cada uma delas (Figura 2.12):

- *região 1*: zona exposta da estrutura e talude anterior;
- *região 2*: coroamento;
- *região 3*: talude posterior e zona abrigada da estrutura.

No Quadro 2.1 resumem-se as principais conclusões retiradas desse estudo.

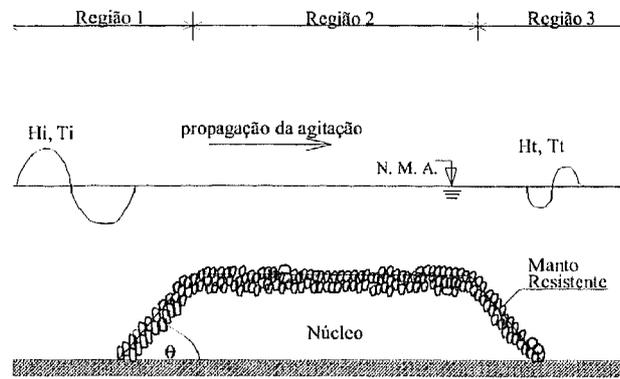


Figura 2.12 - Interação agitação-quebramar submerso (adapt. Seabrook, 1998).

Quadro 2.1 - Fenômenos Físicos ocorrentes nas imediações de um quebramar submerso

REGIÃO 1	REGIÃO 2	REGIÃO 3
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ campo de agitação bastante complexo e irregular, variando espacial e temporalmente;</li> <li>▪ refração pela batimetria local levando também ao aumento da não-linearidade do campo de agitação;</li> <li>▪ empolamento provocado pela diminuição da profundidade da água quando a agitação encontra o talude;</li> <li>▪ reflexão da agitação;</li> <li>▪ rebentação da agitação sobre o talude.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ transmissão da agitação;</li> <li>▪ dissipação de parte da energia por rebentação e à medida que a agitação passa/atravessa a estrutura, por resistência friccional e percolação do quebramar submerso (que gera fluxos laminares e turbulentos dentro da própria estrutura).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ elevada turbulência e conseqüente perda de energia imediatamente após a passagem do coroamento para uma profundidade de água novamente mais elevada;</li> <li>▪ reformulação do movimento ondulatório;</li> <li>▪ alargamento do espectro de agitação, com uma altura de onda significativa menor e de menor período de pico;</li> <li>▪ aumento local do nível médio de água na área protegida pelo quebramar.</li> </ul>

Globalmente, a transformação da agitação pode ser descrita através de coeficientes de energia, relacionando as alturas de onda antes e depois de passar a estrutura, como sejam:

- o coeficiente de reflexão, igual a  $\frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}}$
- o coeficiente de transmissão, igual a  $\frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}}$
- o coeficiente de dissipação, igual a  $\frac{H_d}{H_i} = \sqrt{\frac{E_d}{E_i}}$

em que  $H_r$ ,  $H_t$ ,  $H_d$  e  $H_i$  representam as alturas de onda reflectida, transmitida, dissipada e incidente e  $E_r$ ,  $E_t$ ,  $E_d$  e  $E_i$  as energias associadas às alturas de onda correspondentes.

Todos estes coeficientes são fortemente influenciados pela submergência relativa da estrutura  $R_c/H_i$  (em que  $R_c$  representa a distância do nível médio da água em repouso ao coroamento, negativa para o caso das estruturas submersas), entre outros.

Contudo, esta abordagem não contempla, para além da redução da altura da onda (ou da energia incidente), as transformações a nível da deformação do espectro da agitação, nem os processos físicos locais que ocorrem na interacção da agitação com a estrutura e que causam a deformação da agitação globalmente, como sejam a rebentação da onda, a transformação não linear da energia ou a formação de vórtices nas extremidades do seu coroamento, a fricção ou a resistência ao escoamento, Bleck 2003.

Em termos espectrais, a Figura 2.13 ilustra a forma geral dos espectros de agitação incidente e transmitida e as respectivas transformações respeitantes ao período da agitação, sendo notória a geração de agitação secundária, a diminuição da energia total e o alargamento do espectro de energia na zona abrigada do quebramar submerso. Convém salientar que o período de pico não é alterado, indicando que a energia mais elevada se mantém para a mesma frequência (o que não se verifica no que respeita ao período médio, que pode reduzir consideravelmente aquando da transmissão da agitação).

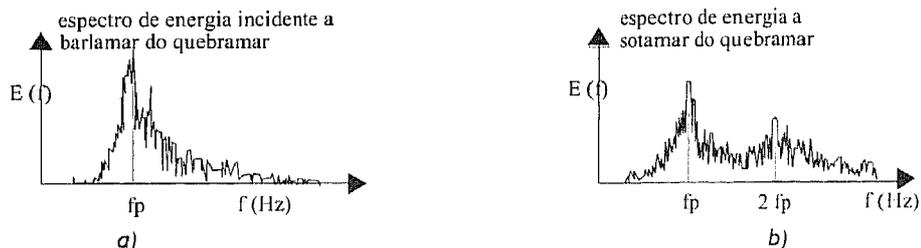


Figura 2.13 - Espectros da energia (a) incidente e (b) transmitida (adap. Bleck *et al.*, 2001).

No Capítulo 3 será apresentada uma abordagem mais detalhada dos mecanismos presentes na interacção agitação com um quebramar submerso e dos estudos que se debruçaram sobre esta temática.

#### 2.2.7.4 Funções e objectivos

A finalidade principal dos quebramares destacados é a diminuição da energia da agitação incidente graças ao efeito de dissipação e atenuação da agitação e a alteração das correntes a ela associadas, podendo no entanto ser construídos com vários outros objectivos como sejam (Zeidler e Pilarczyk, 1996):

- efeito de abrigo da zona costeira em relação à acção da agitação marítima;
- criação de uma zona mais abrigada e calma numa zona portuária, protegendo-a e prevenindo a sedimentação no acesso a esta (graças ao desvio das zonas de deposição de areias);
- protecção de uma estrutura de defesa costeira ou portuária principal, através da redução da intensidade da acção da agitação incidente nesta última e, reduzindo conseqüentemente o volume de material necessário para a construção desta;
- redistribuição do padrão de transporte de sedimentos, de modo a criar a configuração de praia desejada ou a alterar a área de deposição sedimentar na entrada dos canais de navegação;
- criação de condições para a prática do surf;
- constituição de zonas de lazer onde a qualidade da água para uso balnear seja preservada, assim como os de habitats naturais que ali povoam, etc.

A Figura 2.14 procura esquematizar um dos objectivos destas estruturas, nomeadamente o de protecção de uma estrutura principal.

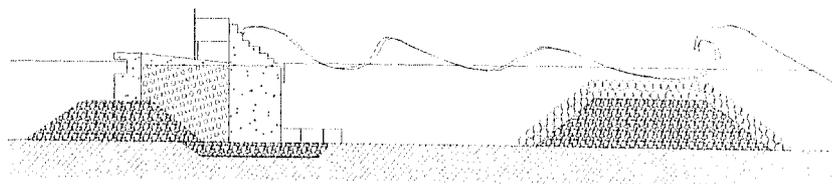


Figura 2.14 - Efeito-tipo de um quebramar submerso com funções de protecção de uma estrutura principal na propagação da agitação.

Os quebramares destacados que se referirão ao longo desta dissertação são construídos relativamente perto da costa, até cerca de duas vezes a largura da zona de rebentação, sendo sensivelmente paralelos à linha de costa. Quando correctamente dimensionados, permitem o transporte longitudinal sedimentar e reduzem os

efeitos adversos na zona abrigada da estrutura (ao contrário dos esporões e de outras estruturas transversais à costa).

#### 2.2.7.5 Impactos morfodinâmicos

A interacção estrutura-agitação, a dinâmica e o transporte sedimentar local condicionam o funcionamento destas estruturas e a formação dos tómbolos ou saliências. Vários factores influenciam o volume de areia depositado na zona abrigada destas estruturas, como por exemplo as características das próprias estruturas (forma e configuração estrutural, número de estruturas, existência de aberturas entre as estruturas adjacentes, alinhamento, dimensão, localização relativamente à costa, profundidade de implantação, altura e largura do coroamento, etc.), o clima de agitação, as correntes locais, a amplitude de maré, a inclinação do fundo, as fontes de sedimentos, o tipo e tamanho dos sedimentos, etc. Estudos laboratoriais, Ming *et al.*, 2000, indicam que a largura do tómbolo está directamente relacionada com o comprimento do quebramar destacado e é inversamente proporcional à distância original da estrutura à praia. Rosen *et al.*, 1982, referido por Herbich, 1999, indica que os quebramares destacados se deverão situar por detrás da linha de rebentação da agitação, de modo a garantir uma maior eficácia na deposição de areias. Este autor refere ainda que Shinohara, 1966, concluiu que a declividade da agitação também interfere com o volume de areia depositada na zona abrigada destas estruturas e que, à medida que a declividade aumenta, maior é a quantidade de sedimentos retidos. Chen *et al.*, 1994, referem o importante papel da geometria da estrutura na formação de tómbolos na zona abrigada da estrutura, sugerindo que uma secção transversal demasiado grande poderá reduzir a taxa de percolação da areia da zona exposta para a zona abrigada. Uma distância da estrutura à costa demasiado curta poderá não permitir que a agitação difractada se dissipe o suficiente, pelo que, segundo os autores, para que ocorra a formação de um tómbolo a relação distância à costa/comprimento do quebramar destacado ideal,  $X/B$ , deverá situar-se entre 0.7 e 1.0. Outros autores, como Mangor, 2004, referem que é geralmente aceite que quando o comprimento adimensional do quebramar destacado (igual ao quociente entre o comprimento deste e a sua distância à costa) é menor que cerca de 0.6 a 0.7, se forma uma saliência em forma de sino por detrás da estrutura. No caso do comprimento adimensional do quebramar ser maior que aproximadamente 0.9 a 1, esta acumulação de areia conectar-se-á à praia à estrutura, com a configuração de tómbolo. Este critério é meramente indicativo pois, como referido, muitos outros parâmetros influenciam o padrão de acumulação de areias por detrás destas estruturas.

#### 2.2.7.6 Algumas vantagens e desvantagens

Os quebramares destacados convencionais ou emersos são projectados de modo a eliminar totalmente a energia da agitação na zona abrigada da estrutura. Muitas vezes, a altura de onda de projecto é de tal modo elevada, que estas estruturas adquirem dimensões significativas, de forma a comportar as forças do impacto da rebentação da agitação, eliminando frequentemente ou degradando a circulação da água e os habitats naturais na zona protegida pelo quebramar.

O descontentamento público relativamente a outras estruturas de defesa costeira emersas tem contribuído para a procura de novas soluções onde os aspectos recreativos e ecológicos sejam preservados, como acontece de uma forma geral, com os quebramares submersos, dado o seu reduzido impacte estético e ambiental, nomeadamente em ambientes naturais ou mais sensíveis. Em contrapartida, o seu efeito é menos significativo nas praias mais próximas e a sua capacidade de retenção de sedimentos na zona abrigada é relativamente limitada, o que pode constituir alguma desvantagem destas estruturas relativamente às tradicionais. Estas obras de defesa costeira integram-se e ajustam-se melhor ao “ambiente”, uma vez que não formam barreiras impermeáveis como os esporões ou os muros cortina, Black *et al.*, 1999. Este tipo de estruturas é, portanto, particularmente atractivo do ponto de vista da diminuição do impacte visual e ambiental, pelo facto de possibilitarem os galgamentos e permitirem paralelamente a criação e preservação das praias ao longo da costa, com a contrapartida de garantirem um nível de protecção mais reduzido.

Os quebramares submersos permitem a criação de novos habitats para a fauna e a flora marítima, para além de muitas vezes criarem condições para a prática de surf. Estes pormenores, encarados sob o ponto de vista

económico, podem ser bastante vantajosos, uma vez que funcionam como ponto de atracção para o turismo, tornando as praias propícias para mergulho, pesca e aprazíveis para os surfistas.

Isoladamente ou em combinação com a alimentação artificial das praias, os quebramares submersos são cada vez mais utilizados para fins de controlo da erosão costeira e como forma de defesa de outras estruturas de protecção costeira, provocando a pré-rebentação da agitação de altura superior a um dado limite. Em situações em que a estrutura de defesa principal sofreu danos ou em zonas onde está previsto, a longo prazo, um aumento relativo do nível médio da água do mar ou das alturas de onda, a utilização de quebramares submersos poderá ser particularmente benéfica, Seabrook, 1997.

Presentemente, os quebramares submersos começam a ser encarados em muitos países como um método de defesa costeira alternativo, apesar dos métodos de definição da altura de coroamento, da distância entre as aberturas destas estruturas e a sua localização relativamente à costa, por exemplo, não se encontrarem ainda completamente definidos e estabelecidos. O facto de não existirem elementos suficientes para o dimensionamento destas estruturas (provenientes de dados relativos à monitorização de estruturas deste tipo, por exemplo) pode no entanto pesar na opção por outras estruturas para as quais o grau de segurança está já bastante mais comprovado, Knox, 2001. Bleck, 2003, refere que uma das causas para a pouca popularidade destas estruturas nalgumas zonas do mundo se deve ao conhecimento limitado do seu potencial e do desconhecimento das funções a que se propõem. Para além disso, o autor indica que o facto das fórmulas disponíveis para a determinação da sua performance hidráulica serem demasiado complexas e inconsistentes também poderá resultar alguma relutância em usar este tipo de estruturas. Nalguns mares, a grande amplitude de maré é também um inconveniente e entrave à sua construção em pois a profundidade de água acima do coroamento destas estruturas, para além da altura de onda incidente, particularmente durante tempestades mais severas, é um dos parâmetros que mais afecta a sua eficiência. O mar do Norte ou o Atlântico são exemplos disso. Já no Báltico, por exemplo, onde a amplitude de maré é bastante menor, o número destas estruturas é superior.

Para alguns autores, a utilização de quebramares submersos na protecção da linha de costa é já considerada como um dos mais promissores métodos para combate à “erosão estrutural” das praias, essencialmente como consequência da diminuição do transporte sedimentar ao longo da costa, causador da redução da deposição dos sedimentos. Em casos de erosão devida a tempestades, a utilização deste tipo de estruturas não é a mais recomendada, uma vez que neste casos o aumento significativo do nível de água verificado, provoca a diminuição da altura do quebramar submerso relativamente à profundidade da água, levando, consequentemente, à redução da sua eficácia.

Quando colocados próximos do quebramar principal, designam-se por bermas submersas, funcionando como parte integrante deste. Segundo Herbich, 1999, o comportamento destas estruturas poderá assemelhar-se a um filtro, atenuando as ondas de maior declividade e com maior capacidade de erosão. Quando colocados a certa distância da estrutura principal, permitem limitar a máxima altura de onda que atingiria a estrutura principal, reduzindo consequentemente os danos ao nível da segurança e do volume de material. Para além disso, as forças impulsivas devidas à agitação e os galgamentos da estrutura principal conseguem ser reduzidos, graças ao efeito deste elemento dissipador da energia, que obriga as ondas a rebentar previamente através do quebramar submerso, Sakakiyama *et al.*, 1994.

Como são estruturas galgáveis, a quantidade de massa e energia transmitida para a zona abrigada fazem com que a circulação da água entre a área protegida pela estrutura e a área exposta não seja eliminada, garantindo-se a suficiente movimentação de água e fazendo com que a qualidade desta para o uso balnear seja em geral preservada, o que não acontece no caso dos quebramares destacados emersos.

No caso dos quebramares destacados emersos, de modo a obviar este problema, são geralmente consideradas aberturas entre as barreiras emersas que muitas vezes levam à ocorrência de correntes de retorno, a irregularidades no fundo do mar ou a uma forte erosão nas suas imediações, resultando daí um elevado impacte ambiental, Zeidler e Pilarczyk, 1996. As estruturas submersas, em contrapartida, não oferecem este inconveniente, uma vez que podem ser construídas de uma forma mais extensa e contínua, sendo muito mais permeáveis à agitação de menor amplitude (não necessitam de aberturas para garantir a circulação da água).

A inerente melhoria da qualidade da água, a preservação dos habitats marinhos (devido ao menor impacto no ambiente aquático) e a melhor integração dos quebra-mares submersos na zona costeira, representam outras das vantagens destas estruturas em relação às obras de defesa costeira convencionais. Em compensação, o elevado fluxo de massa/energia poderá resultar em problemas de erosão na zona abrigada da estrutura, associados à rebentação da agitação, Gironella *et al.*, 2000. O dimensionamento destas estruturas torna-se, portanto, mais complexo do que o de estruturas similares emersas, podendo causar alguma renitência/moderação na sua utilização.

Dado que têm uma altura menor, os quebra-mares submersos estão sujeitos a menores acções, tornando o volume de material requerido inferior ao das estruturas similares emersas. O seu dimensionamento e projecto é no entanto mais complexo, sendo conveniente ter em conta certos aspectos para além do dimensionamento estrutural, como sejam a estabilidade dos taludes e o coeficiente de transmissão (relacionado com a largura da crista, a submergência e o clima de agitação). O coeficiente de transmissão é indubitavelmente de grande importância para o dimensionamento destas estruturas, uma vez que controlado este parâmetro, a turbulência junto à estrutura, na zona abrigada, poderá ser minimizada. Este aspecto relevante será analisado com maior detalhe em sub-capítulo próprio.

Uma submergência do coroamento reduzida, suficientes altura e largura do coroamento, que permitam a redução da agitação incidente, e uma distância da estrutura à costa suficiente são aspectos de igual importância, pelo que não deverão ser menosprezados.

O mesmo nível da atenuação da agitação pode ser conseguido com combinações diferentes da submergência da estrutura e da largura da crista, Losada *et al.*, 2005, pelo que, numa zona com fortes condicionantes a nível estético, por exemplo, poderá ser preferível utilizar um quebramar ligeiramente submerso com uma grande largura de crista em vez de uma estrutura emersa com uma largura de crista reduzida, com uma taxa similar da transmissão.

Em relação à distância à linha de costa, quando os quebra-mares se situam demasiado próximos em relação a esta, pode não haver distância capaz de fazer com que a energia da onda difractada se dissipe suficientemente, pelo que as areias são reenviadas para a zona exposta pelas correntes de retorno. Se, pelo contrário, esta distância for demasiado grande, pode-se verificar o enfraquecimento da circulação e da energia da onda e, conseqüentemente, da capacidade de transporte sedimentar para a área abrigada. Nalguns casos, a elevada severidade do clima da agitação a que os quebra-mares submersos estão expostos influencia também negativamente a sua eficácia na atenuação da agitação incidente.

Os quebra-mares submersos, tendo a particularidade de não serem visíveis, poderão constituir alguma dificuldade ou no limite, provocar acidentes na navegação e com os banhistas. Um adequado sistema de marcas ou bóias de modo a evitar acidentes de navegação é, neste caso, desejável.

Teoricamente, os quebra-mares submersos são estruturas mais económicas do que as tradicionais, uma vez que requerem um menor investimento e um menor volume de material (não estão tão expostos à acção directa da agitação). No entanto, do ponto de vista construtivo as técnicas utilizadas são mais delicadas, exigindo o emprego de equipamento flutuante, o que poderá não ser conveniente em zonas costeiras demasiado energéticas. A profundidade da água e a severidade do clima de agitação a que estas estruturas estão sujeitas tem também implicações a nível da definição da cota de trabalho e que poderá encarecer a obra significativamente. A existência de fundos rochosos ou móveis, isto é, o tipo de fundação é exemplo de outro factor igualmente importante. Aspectos relacionados com os elevados custos de construção e a dificuldade de previsão do comportamento de resposta das praias são exemplos de outras desvantagens que poderão impedir a sua utilização.

No Quadro 2.2 pretende-se resumir algumas das principais vantagens e desvantagens dos quebra-mares submersos face aos tradicionais quebra-mares destacados usados na defesa costeira.

Quadro 2.2 - Vantagens e desvantagens de quebramares destacados submersos

VANTAGENS	DESvantagens
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Menor volume de material para a sua construção</li> <li>▪ Possibilidade de circulação da água da zona exposta para a zona abrigada, garantindo a qualidade desta para uso balnear e recreativo</li> <li>▪ Prevenção da degradação dos habitats marinhos naturais na zona de abrigo", reduzindo o impacto a nível ambiental e ecológico</li> <li>▪ Cota de coroamento reduzida, diminuindo o impacto visual</li> <li>▪ Preservação das praias</li> <li>▪ Defesa de outras estruturas, aumentando o seu nível de segurança</li> <li>▪ Não necessitam de aberturas como nas estruturas emersas, que podem originar correntes de retorno e erosões nas suas imediações podendo ser construídas de forma mais extensa e contínua</li> <li>▪ Teoricamente mais económicas face aos menores volumes de material requeridos para a sua construção</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Dificuldade de percepção nomeadamente para banhistas e para a navegação</li> <li>▪ Eficácia afectada para grandes amplitudes de maré</li> <li>▪ Eficácia afectada em climas de agitação de elevada severidade</li> <li>▪ Técnicas de construção mais delicadas, com equipamento flutuante, que podem tornar a sua construção mais onerosa</li> <li>▪ Capacidade de retenção de sedimentos mais suave e conseqüentemente com menores efeitos nas praias adjacentes</li> <li>▪ Nível de protecção mais reduzido</li> <li>▪ Métodos de dimensionamento estrutural pouco desenvolvidos ou completamente definidos, nomeadamente em relação a estruturas cujos métodos de dimensionamento se encontram perfeitamente estabelecidos</li> <li>▪ Maior fluxo de massa/energia associado à rebentação da agitação, podendo levar à erosão nesta zona</li> <li>▪ O coeficiente de transmissão, fundamental no seu dimensionamento, é função de um elevado número de parâmetros</li> </ul>

### 2.2.7.7 Classificação

#### a) Tipo de paramento

Os quebramares, em geral, podem ser divididos quanto ao tipo de paramento em três grupos:

- paramentos inclinados (geralmente estruturas de taludes constituídas por enrocamento ou blocos de betão);
- paramentos verticais (estruturas geralmente constituídas por caixões celulares de betão que podem ser ou não cheios de areia sobre uma camada de enrocamento);
- paramentos compostos (estruturas mistas, constituídas por uma estrutura-base de taludes de enrocamento sobre a qual são colocados caixões celulares de betão ou uma superestrutura tipo muro-cortina para evitar galgamentos, que poderá ser vertical ou inclinada, de forma a, neste último caso, reduzir as forças actuantes). Os caixões podem ser de parede sólida ou perfurados, para maior dissipação da agitação incidente. Este tipo de estruturas poderá ser particularmente atractivo, por razões económicas, em águas mais profundas. Existem ainda estruturas em que na parte frontal dos caixões são colocados enrocamentos formando um talude, com o objectivo principal de diminuição da reflexão e do impacto da agitação.

A preferência por um destes tipos de estruturas depende, entre outros factores, do custo, da profundidade da água (que interferirá no custo da obra) e da disponibilidade de materiais. Quando implantados em águas profundas, os quebramares constituídos por caixões são geralmente estruturas mais económicas que os de taludes, uma vez que o volume do seu material constituinte é proporcional ao quadrado da profundidade da água, o que resulta num aumento do tempo de construção, agravando igualmente a dificuldade da sua manutenção. Em termos de feasibility económica dos diferentes tipos de estruturas são sugeridos alguns limites para os diferentes tipos de estruturas, devendo reter-se a ideia de que os quebramares de taludes são especialmente indicados para as profundidades de água menores. Para profundidades maiores deverão escolhidos os quebramares verticais e para profundidades maiores ainda deverá ser dada preferência aos quebramares mistos.

Enquanto que as estruturas de taludes, em geral, graças à sua elevada rugosidade e porosidade permitem a redução da reflexão e uma maior dissipação da energia, além de que podem ser assentes sobre qualquer tipo de fundação, os quebramares verticais, podem apresentar inconvenientes relativamente à fraca dissipação de

energia (a agitação incidente é altamente reflectida para o largo sem rebentação) e requerem técnicas de construção mais delicadas. Neste tipo de estruturas, os eventuais assentamentos ou roturas conduzem, em geral, à sua destruição total (e a uma rotura frágil), o que não se verifica nos quebramares de taludes, que apresentam um modo de rotura dúctil.

As estruturas de taludes podem apresentar diferentes inclinações que dependerão obviamente da severidade da acção da agitação marítima e, em particular, da possibilidade de existência ou não de galgamentos. Desta inclinação resultará uma maior ou menor reflexão da agitação, assim como uma maior ou menor dissipação da energia. A inclinação do talude anterior pode ser distinta da do posterior. Alguns estudos em modelo referem que os quebramares submersos, nomeadamente os construídos com um talude inclinado na zona exposta e um paramento vertical na zona abrigada (do tipo *Akhun*), garantem a mesma eficácia na dissipação da agitação incidente e apresentam uma forma geométrica igualmente conveniente para a acumulação sedimentar quando comparados com as estruturas convencionais (de secção transversal rectangular, por exemplo). Esta configuração pode mesmo minimizar o efeito da erosão na base, graças à redução das reflexões. O paramento anterior inclinado permite o galgamento dos sedimentos, enquanto que a face vertical não facultava a circulação dos sedimentos, Herbich, 1999.

#### b) Tipo de material

No que respeita ao tipo de material utilizado, os taludes dos quebramares podem ser constituídos por:

- blocos naturais de pedra (enrocamento de granito ou basalto por exemplo);
- blocos artificiais de betão com formas especiais, podendo ser reforçados ou não, sendo porventura os mais usados os tetrápodes, os acrópodes, os blocos cúbicos, os blocos cúbicos Antifer, os Core-loc e os dolos. As diferentes formas proporcionam diversidades a nível do imbricamento entre blocos, donde resultam coeficientes de estabilidade e porosidade do manto resistente distintos.

Enquanto que os blocos de enrocamento são quase sempre colocados aleatoriamente no talude, numa camada de espessura de duas unidades, os acrópodes e blocos CoreLoc® são colocados em camadas da espessura de um bloco e os blocos cúbicos são ordenadamente colocados num padrão regular.

#### c) Submergência

Em função da cota do coroamento da estrutura relativamente ao nível médio da água do mar (NMA), os quebramares destacados podem ser classificados em galgáveis e em não galgáveis.

Quando se utiliza o termo quebramar destacado emerso ou apenas quebramar destacado, far-se-á referência às estruturas não galgáveis, cuja cota de coroamento foi projectada de modo a não possibilitar o galgamento.

Dentro dos quebramares galgáveis, vulgarmente designados por de baixa cota de coroamento (na nomenclatura inglesa *Low Crested Structures*, LCS) podem encontrar-se ainda três sub-classificações:

- quebramares galgáveis dinamicamente estáveis, quando apenas são constituídos por um “amontoado” de blocos, não apresentando filtro ou núcleo. A sua cota de coroamento inicial, um pouco acima do NMA, pode reduzir-se para uma situação de maior equilíbrio perante situações de condições de agitação mais severas;
- quebramares galgáveis estaticamente estáveis, quando similares aos quebramares não galgáveis e possuem uma submergência maior que zero ( $R_c > 0$ ). O seu galgamento não se verifica, no entanto, ou é marginal, sendo no entanto mais estáveis que as estruturas anteriores pois parte da energia pode passar por cima destes;
- quebramares submersos estaticamente estáveis, quando a sua submergência é menor que zero ( $R_c < 0$ ), representando estruturas galgadas por todas as ondas. A sua estabilidade aumenta com a redução da cota de coroamento.

As estruturas incluídas na primeira classificação não serão objecto do presente estudo. Por motivos de simplicidade, sempre que for feita referência a quebramares submersos, estar-se-á a considerar as estruturas incluídas nas duas últimas sub-classificações, isto é, a quebramares de baixa cota de coroamento.

A eficiência dos quebramares submersos depende significativamente da profundidade da água acima do coroamento, entre muitos outros factores como já foi referido, como a largura do coroamento, as características do material poroso, etc. Em regiões de grande variação do nível de maré, durante o ciclo da maré, as características de reflexão, de transmissão e de dissipação podem alterar-se significativamente, Méndez, 2001. Mancinelli *et al.*, 1996 salientam igualmente a extrema influência da posição do nível médio das águas na eficiência dos quebramares submersos, fortemente influenciada pela combinação do efeito da maré, vento e espraiamento máximo ascendente das ondas. No caso de grandes amplitudes de maré, quando a cota de coroamento das estruturas galgáveis coincide ou é inferior ao nível médio da água do mar, a sua eficiência poderá ser afectada (dependendo da profundidade de água acima do seu coroamento obviamente) e o seu efeito não ser tão óbvio, Zeidler e Pilarczyk, 1996 e Pilarczyk 2003.

A sua eficiência na atenuação da agitação decresce com o aumento do nível de maré, uma vez que a maior parte da dissipação da energia é causada pela rebentação da agitação, função da relação entre a altura de onda e a profundidade da água. Dattatri, 1978, referido em Herbich, 1999, indica que para este tipo de estruturas ser eficaz na protecção da costa, a sua submergência não deverá ser superior a 40% da profundidade da água.

O comportamento destas estruturas é portanto afectado quando se verificam grandes níveis de maré, uma vez que uma parte da energia da agitação incidente não sendo dissipada pelo quebramar submerso poderá alterar a deposição sedimentar na zona abrigada da estrutura e uma vez que algumas ondas (particularmente as de menor amplitude) poderão não ser atenuadas, pelo que os quebramares submersos só funcionam para ondas superiores a um determinado limite. Com base nesse aspecto, Taveira-Pinto e Neves, 2003, fizeram uma análise básica da aplicabilidade de um quebramar submerso na costa portuguesa, sem considerar os aspectos estruturais e de manutenção associados à própria estrutura. O estudo teve como ponto de partida a percentagem das alturas de onda significativas registadas junto à costa em Portugal para o período de pico mais frequente, Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Frequência de ocorrência (%) de alturas de onda significativas para o período de pico entre 11 e 12 s em Portugal, Barata *et al.*, 1996.

Altura de Onda (m)	0-0.5	0.5-1.5	1.5-2.5	2.5-3.5	3.5-4.5	4.5-5.5	5.5-6.5	6.5-7.5	7.5-8.5
%	0	30	40	19	7	2	2	0	0

De acordo com um critério de rebentação sugerido por McCowan, 1891, que sugere que ocorrerá rebentação quando  $H > 0.78 d$  (em que H representa a altura de onda e d a profundidade de água). Com base neste critério foi calculada a percentagem de ondas que rebentaria sobre o coroamento destas estruturas, para dois níveis de água distintos (+2.0 e +4.0m), Quadro 2.4 e no Quadro 2.5.

Os autores concluíram, que para certos níveis de água e durante uma importante parte do ano e mesmo para alturas de ondas elevadas, a rebentação ocorreria de forma positiva. A sua aplicabilidade na costa portuguesa, de acordo com a análise efectuada, poderá ser significativa em termos de estados de agitação médios, devendo, no entanto, ser objecto de pesquisas futuras para o caso de estados de agitação extremos.

Quadro 2.4 - Frequência de ocorrência de rebentação (%), para um nível de água igual a 2.0 m, Taveira-Pinto e Neves, 2003.

	Altura de onda (m)	0-0.5	0.5-1.5	1.5-2.5	2.5-3.5	3.5-4.5	4.5-5.5	5.5-6.5	6.5-7.5	7.5-8.5	TOTAL
Nível do coroamento	0 (d=2 m)	0	0	38	19	7	2	2	0	0	68
	1 (d=1 m)	0	22	40	19	7	2	2	0	0	92
	2 (d=0 m)	0	30	40	19	7	2	2	0	0	100
	3 (d=-1 m)	0	30	40	19	7	2	2	0	0	100
	4 (d=-2 m)	0	30	40	19	7	2	2	0	0	100

Quadro 2.5 - Frequência de ocorrência de rebentação (%), para um nível de água igual a 4.0 m, Taveira-Pinto e Neves, 2003.

		Altura de onda (m)	0-0.5	0.5-1.5	1.5-2.5	2.5-3.5	3.5-4.5	4.5-5.5	5.5-6.5	6.5-7.5	7.5-8.5	TOTAL
Nível do cordão	0 (d=4 m)		0	0	0	12	7	2	2	0	0	23
	1 (d=3 m)		0	0	7	19	7	2	2	0	0	37
	2 (d=2 m)		0	0	38	19	7	2	2	0	0	68
	3 (d=1 m)		0	22	40	19	7	2	2	0	0	92
	4 (d= 0 m)		0	30	40	19	7	2	2	0	0	100

Este estudo poderá servir de base à explicação de não existirem muitas aplicações de quebramares submersos em Portugal e porventura à justificação da sua utilização ser frequente noutros países. Pois, se por exemplo, no Mediterrâneo as amplitudes de maré se apresentam na ordem dos 0.5m, a amplitude máxima em marés vivas que ocorre na costa portuguesa sobre para valores de cerca de 4m. Além disso, convirá não esquecer que a energia da agitação no Mediterrâneo também é bastante diferente da do Atlântico.

### 2.2.7.8 Estudos e aplicações de quebramares submersos na costa portuguesa

Não existem muitas aplicações de quebramares submersos na costa Portuguesa, podendo destacar-se o caso do porto de Leixões, onde este tipo de estrutura foi utilizado para protecção da estrutura de defesa principal, o quebramar norte.

O quebramar submerso foi construído com o intuito de diminuir o nível energético da agitação antes desta atingir a estrutura principal (provocando a sua pré-rebentação), que vinha sofrendo uma intensidade de galgamentos significativa, que provocou o receio pela estabilidade dos seus taludes constituintes.

Na Figura 2.15 apresenta-se o projecto em planta e corte do quebramar submerso construído.

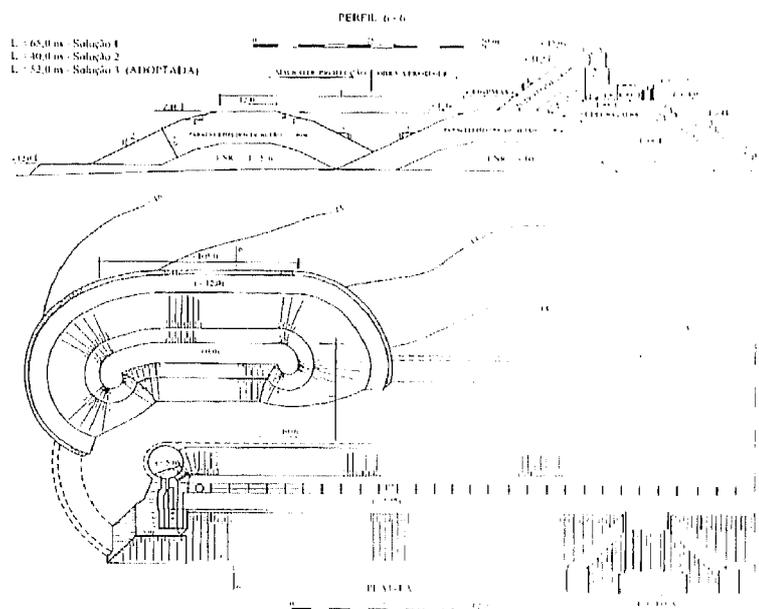


Figura 2.15 - Planta e corte do maciço submerso de protecção do extremo do quebramar (Vera-Cruz *et al.*, 1993, adapt. de Taveira Pinto, 2001).

Taveira-Pinto *et al.* 1999, estudaram a aplicação de um quebramar submerso na protecção da praia Internacional, em Matosinhos. O facto de esta praia, com problemas de erosão costeira localizada, se encontrar numa área potencialmente protegida, mostrar-se-ia bastante vantajoso no que respeita à eficácia de um quebramar submerso construído nessa área pois os autores referem que para um comportamento eficaz, é recomendado que esta estrutura seja construída numa zona relativamente protegida e que se tomem em consideração as possíveis correntes de difracção. A sua implantação em zonas de agitação muito energéticas

poderia resultar num fraco comportamento e a severidade da agitação, neste caso, levar a que a estrutura por si só não fosse capaz de proteger a costa, nem atenuar eficientemente a agitação incidente.

A erosão verificada nesta praia estaria relacionada com as correntes de difracção e de refracção existentes, à obstrução do transporte longitudinal de sedimentos causada pelo Porto de Leixões (a norte desta) e à concentração de energia verificada para determinadas condições de agitação. A Figura 2.16 representa algumas das soluções possíveis apresentadas para a determinação da melhor localização de um quebramar submerso (Taveira-Pinto *et al.*, 1999). É ainda sugerida a construção de um esporão e efectuar-se a alimentação artificial da praia, como complemento.

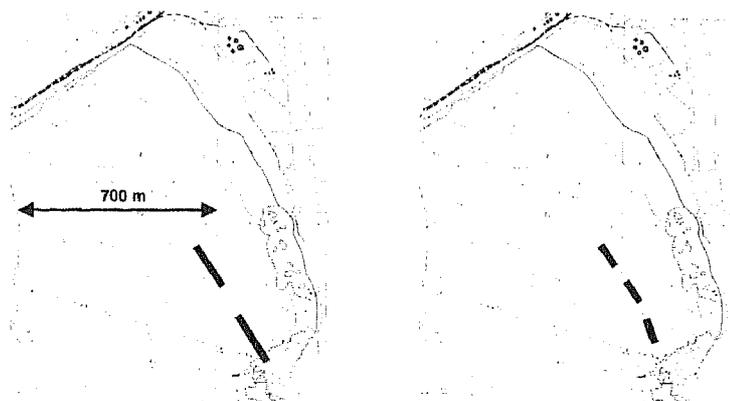


Figura 2.16 - Estudo da melhor localização de um quebramar submerso para a praia de Matosinhos, Portugal, Taveira Pinto *et al.*, 1999.

Na costa portuguesa não se encontram mais modelos da aplicação de quebramares submersos. No entanto apontam-se alguns exemplos de construções de quebramares destacados, mas emersos, como sejam o quebramar da praia da Aguda, o das Caxinas-Vila do Conde (ligeiramente destacado), o de Castelo de Neiva e o dos molhes do Douro.

#### Quebramar destacado da Aguda

A Praia da Aguda situa-se no Concelho de Vila Nova de Gaia, a cerca de 10 km a Sul da embocadura do Rio Douro. Uma das vantagens desta praia em relação a outras, como Espinho e zonas a Sul, relaciona-se com a existência de significativos afloramentos rochosos (frequentemente com cotas acima do Zero Hidrográfico) e que de certa forma “travou” durante anos o avanço do processo erosivo dessa zona. Contudo, a crescente degradação das praias em relação a há alguns anos atrás e a existência de alguns galgamentos da rua marginal que começaram a pôr em causa a segurança das habitações aí existentes, despertaram o interesse do Plano de Ordenamento da Orla Costeira Caminha-Espinho, no seu programa de Execução e Plano de Intervenção (Maio de 1997), de onde saiu a proposta para a “construção de um pequeno quebramar de abrigo” destacado.

Dos vários impactos previstos para esta obra destacam-se os sedimentares, nomeadamente a formação de um tómbolo por efeitos de difracção, a acumulação de sedimentos a norte e a diminuição a sul, durante a sua construção (Weber, 2005). Pouco tempo depois, uma importante variação de sedimentos teve lugar na praia: uma acumulação de areia no lado norte e uma diminuição a sul (Santos *et al.*, 2002; Weber, 2005). não se prevendo impactos muito significativos a sul. O tómbolo formado criou uma baía de águas calmas, passando a parte central da praia da Aguda de exposta a abrigada.

Das várias soluções analisadas, optou-se pela construção de uma obra de enrocamento e betão ciclópico, com uma cota de coroamento a +5.50m (Z.H.), largura de 6m e 330m de comprimento. A Figura 2.17 apresenta-se a secção transversal da solução e uma foto da fase de construção da obra, que teve início em 2001 e conclusão em 2003, onde esta ainda se encontra ligada à terra através de um esporão de acesso provisório.

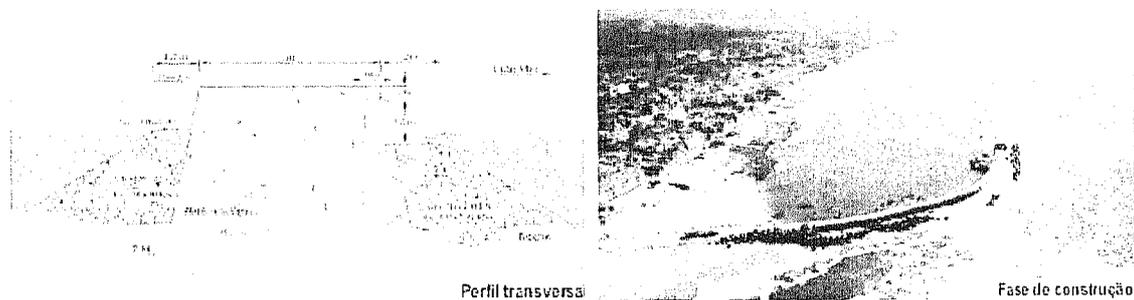


Figura 2.17 - Quebramar destacado da praia da Aguda na fase de projecto e na fase de construção ([http://www.inag.pt/inag2004/port/a\\_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf](http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf)).

O esporão de acesso foi posteriormente removido, tendo o quebramar ficado com o aspecto final apresentado na Figura 2.18. Na figura é ainda apresentado o efeito desejado com a construção do quebramar.

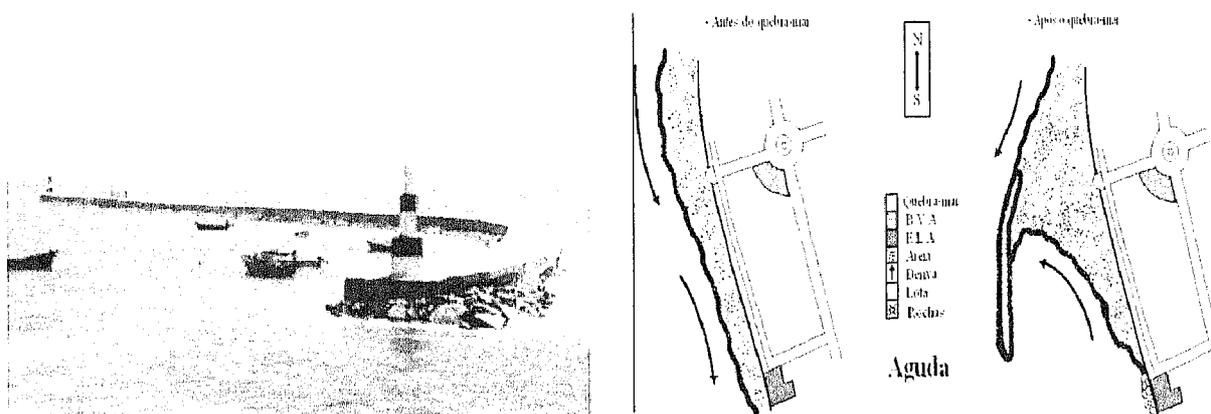


Figura 2.18 - Fase de conclusão da construção do quebramar destacado da praia da Aguda ([http://www.inag.pt/inag2004/port/a\\_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf](http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/obras/pdf/Aguda.pdf)).

Segundo o relatório da Fase 1 da “Alteração ao Plano de Ordenamento da Orla Costeira - POOC Caminha-Espinho”, a construção do quebra-mar destacado da Aguda em 2002, promoveu a criação de um tómbolo de areia, alterando a dinâmica costeira local.

### Portinho de Caxinas

Caxinas fica situada a Norte de Portugal; sendo uma localidade de Vila do Conde. O seu “portinho” é uma enseada formada por uma cordilheira de rochedos (quebra mar) que a abriga dos ventos de Noroeste, nos maiores temporais. Ali outrora atracavam os barcos de pesca artesanal e até grandes lanchas, em tempos agrestes e violentos, pois era impossível a entrada no porto da Póvoa de Varzim.



Figura 2.19 -Quebramar destacado das Caxinas.

### Quebramar destacado de Castelo do Neiva

Muito pouca informação se conseguiu obter relativamente ao quebramar destacado de Castelo de Neiva. Esta estrutura implantada na praia da Pedra Alta, no concelho de Viana do Castelo encontrava-se em construção em 2000. A Figura 2.20 ilustra o quebramar destacado agora existente.



Figura 2.20 -Quebramar destacado da Pedra Alta.

A colocação de um quebramar destacado nesta praia fez com que nos últimos anos a praia, na sua envolvente, tivesse aumentado significativamente, chegando mesmo a cobrir uma zona de enrocamento que até então era visível. Este mesmo facto potenciou, no entanto, uma erosão mais acentuada a jusante da referida obra o que, neste caso, veio revelar a presença de um antigo enrocamento, Granja, 2000. A autora refere a acentuada instabilidade da faixa costeira no trecho de litoral Caminha-Espinho, onde identifica dois casos críticos, sendo um deles o da Pedra Alta (e o outro o da praia do Belinho). O relatório da Fase 1 da “Alteração ao Plano de Ordenamento da Orla Costeira - POOC Caminha-Espinho”, em que é feito o balanço da implementação das intervenções previstas no POOC, de Julho de 2006, concluiu que para Sul da Pedra Alta a erosão tem sido muito intensa e que, após a construção do quebra-mar de Pedra Alta, o areal da praia (a Norte) desapareceu. Este acontecimento vem reforçar a importância da consideração dos potenciais efeitos e consequências negativos das obras de engenharia costeira, responsáveis pela perturbação da dinâmica costeira e, por vezes, da migração acelerada das praias a sul.

### Quebramar destacado do Molhe Sul do Douro

A construção dos molhes do Douro teve início em 2004 e prevê-se terminar em 2008. Este projecto teve como principal objectivo a estabilização das margens do Douro, a melhoria da acessibilidade marítima e segurança das embarcações compatíveis com a utilização das eclusas do Douro, a protecção marginal da cidade do Porto e a estabilização sedimentar do Cabedelo, em Gaia. A preservação dos valores ambientais foi também tido em conta, como refere a equipa projectista, com especial ênfase na salvaguarda dos valores paisagísticos e estéticos, de modo a não provocar maiores dificuldades no escoamento das grandes cheias do Douro, não agravando desta forma as cotas das mesmas a montante do Cabedelo e a manter o mecanismo natural do seu galgamento e rompimento. A facilitação da transposição para Sul das areias depois de saturadas as praias a Norte, com melhoria do passe da barra e da auto-manutenção do canal de acesso foi igualmente um objectivo ter em consideração, obrigando a uma abordagem integrada dos problemas que se colocavam na barra do Douro.

O projecto consiste na construção de um molhe vertical a Norte (do lado do Porto) numa articulação com o molhe de Felgueiras já existente no local, essencial do ponto de vista portuário para garantia da adequabilidade do acesso marítimo e a limitação dos níveis de agitação de noroeste, e de um quebramar destacado a Sul, de menor visibilidade a Norte e de menor impacto ambiental a Sul que servirá para garantir os níveis adequados de agitação sobre a marginal portuense. O molhe vertical terá 350 metros de extensão e 7m

de altura acima do nível das águas e o quebramar tem 450m de extensão e 6m de altura, tendo um manto resistente composto por blocos cúbicos Antifer de 80 KN. O molhe ficará dois metros acima da água na baixa-mar, tendo uma cota de coroamento igual a +6.00m. A Figura 2.21 ilustra a localização dos dois molhes na foz do rio Douro.

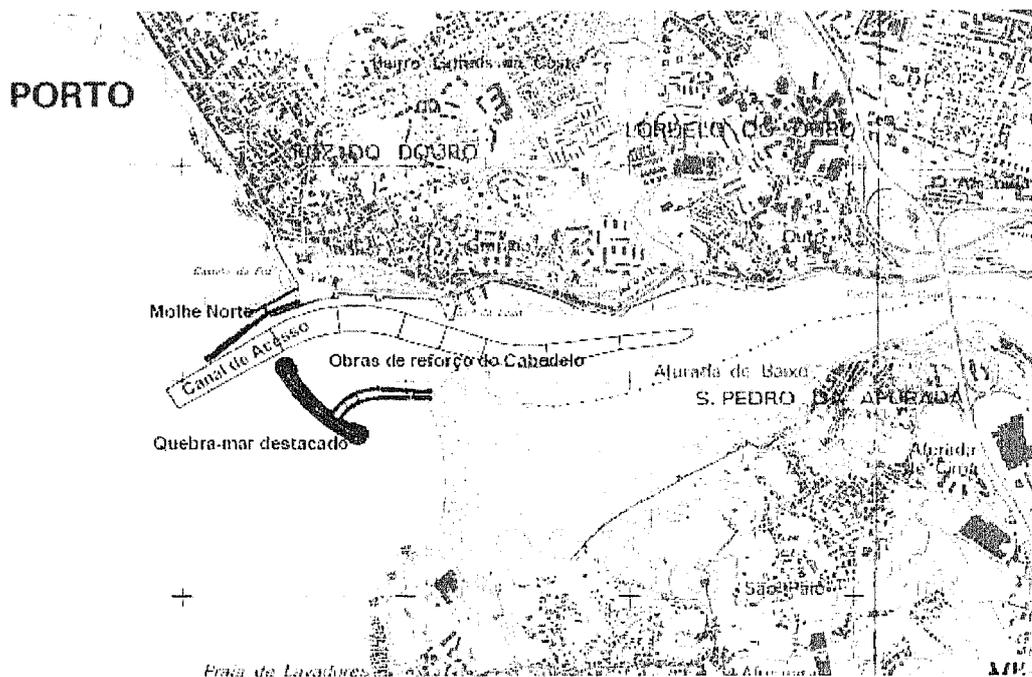


Figura 2.21 - Configuração pretendida dos molhes do Douro.

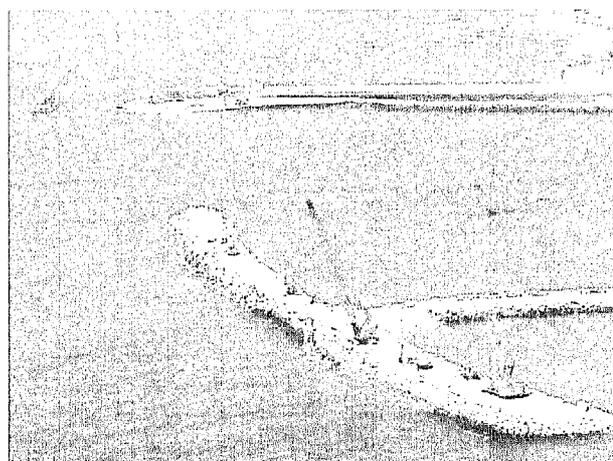


Figura 2.22 - Fase de construção dos molhes do Douro.

O Molhe Sul, junto ao Cabedelo, já se encontra em fase de acabamentos e o Molhe Norte, apesar de estar também já concluído o seu esqueleto, prevê-se que esteja completo em Abril de 2008, Figura 2.22. O molhe Sul encontra-se ligado à obra do cabedelo por uma estrutura galgável em situações de maré mais alta, com cotas variáveis entre +6.00 e +3.50m e +3.50 e +1.00m.

#### Sistema de quebramares destacados em Buarcos

Em Taveira-Pinto, 2001, é referido que se encontrava em estudo a aplicação de um sistema de quebramares destacados para estabilização da marginal de Buarcos, na Figueira da Foz. Apesar de não ter sido encontrada

referência a este estudo, encontram-se reportadas várias situações em que se verifica a necessidade de alguma intervenção de defesa costeira nesse trecho da costa.



Figura 2.23 - Marginal de Buarcos (Foto A. Dias, Junho de 1989).

Dias *et al.*, 1994, referem que apesar da acumulação de areia verificada em Buarcos, a marginal é ainda esporadicamente atingida por ocasiões de temporais, tendo há poucos anos sido efectuada a reconstrução do enrocamento de protecção à marginal. A marginal é frequentemente galgada pelas águas, sobretudo em tempestades de sudoeste. Contudo, os autores referem que, de forma genérica, os problemas deste troço litoral não são graves.

### 2.3. Motivação do estudo

As obras costeiras, e em particular os quebramares destacados, estão sujeitas a diversos tipos de acções, muitas vezes causadoras de diversos danos, tendo impactos quer na estabilidade global da estrutura, quer na integridade de cada uma das suas partes constituintes. Uma vez que as forças actuantes resultam dos diagramas de pressões (induzidos pela passagem da agitação), o seu conhecimento reveste-se portanto de uma importância significativa na concepção e no dimensionamento de estruturas marítimas.

Os principais objectivos que motivaram a presente dissertação prendem-se com a necessidade de uma análise detalhada do escoamento e do campo de pressões e de velocidades em torno deste tipo de estruturas, uma vez que se considera que estes parâmetros interferem com a funcionalidade da estrutura e a sua estabilidade, tendo igualmente consequências ao nível da circulação de sedimentos e na evolução morfodinâmica das áreas que lhe são adjacentes.

No que respeita ao campo de pressões actuantes sobre quebramares submersos, apesar da sua confirmada relevância, o assunto não se encontra suficientemente aprofundado, destacando-se o facto de a maior parte dos estudos que se debruçaram sobre a temática das pressões dizer respeito às pressões “impulsivas” associadas ao impacto de uma onda sobre quebramares verticais ou mistos e não às pressões “pulsatórias”, de menor magnitude mas por serem de maior duração, têm maior relevância em termos da estabilidade geral dos blocos constituintes destas estruturas e logo, de maior interesse para o projectista. Na bibliografia disponível não existem muitas referências relativas a estudos de pressões actuantes sobre quebramares de taludes submersos.

De igual modo, apenas um número limitado (apesar de elevado) de experiências laboratoriais se concentra na temática das velocidades em torno de quebramares submersos, sendo a sua grande maioria efectuada com estruturas simplificadas, como pequenos obstáculos submersos ou estruturas impermeáveis lisas ou rugosas, Taveira-Pinto, 2001. Além disso alguns dos trabalhos apresentam insuficiente definição espacial ou uma frequência de aquisição de dados reduzida que não permite avaliar a turbulência nas suas imediações, Losada *et al.*, 2005.

Este trabalho surge também, portanto, para aprofundar o conhecimento do campo de velocidades nas imediações destas estruturas, uma vez que se reconhece a sua importância e influência na erosão junto da base destas estruturas, e que se considera que o assunto não se encontra ainda suficientemente desenvolvido.

O projecto DELOS (*Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures*), iniciado em 2004 sob financiamento da Comissão Europeia, desenvolveu uma série de estudos no que diz respeito aos quebra-mares de baixa cota de coroamento, agregando uma equipa pluridisciplinar que analisou os aspectos hidrodinâmicos, morfodinâmicos e ecológicos inerentes à sua construção. Este projecto iniciou-se com um inventário das estruturas e da literatura existente sobre este tipo de obras, tendo sido posteriormente analisados os aspectos relacionados com a sua hidrodinâmica e a estabilidade, assim como os seus efeitos na morfologia das praias (através de monitorização no campo, de ensaios laboratoriais e de modelos numéricos). Foram também investigados os seus impactos a nível da biodiversidade e desenvolvida uma metodologia geral para quantificação dos seus benefícios e sua aplicação numa gestão da zona costeira integrada. Como objectivo último, este projecto pretendeu providenciar recomendações para as autoridades locais, a comunidade de engenheiros, a indústria do turismo e recreio, as autoridades marítimas, as organizações de consultoria de gestão de áreas costeiras e as autoridades políticas, em termos do dimensionamento destas estruturas, de acordo com os conhecimentos adquiridos de hidrodinâmica e estabilidade, de circulação da água, da morfologia das praias, dos impactos ecológicos, da percepção humana e dos benefícios económicos.

As conclusões retiradas do projecto DELOS funcionaram como um complemento dos conhecimentos sobre o comportamento destas estruturas, apesar de não conterem grande informação quanto ao tema das pressões actuantes e a sua relação com as velocidades, por exemplo.

Algumas das conclusões retiradas deste projecto poderão ser confirmadas com os ensaios realizados no âmbito desta dissertação, servindo para a validação dos resultados medidos mas também, paralelamente, como um incentivo a um maior aprofundamento dos temas não abordados neste projecto.

Nesse sentido, a presente dissertação pretende detalhar a temática das pressões actuantes nos elementos constituintes dos taludes e do coroamento dos quebra-mares submersos, considerando-se que um estudo pormenorizado da sua distribuição e uma avaliação da sua magnitude são matérias do maior interesse e potencialmente úteis no seu dimensionamento hidráulico e na formulação de critérios de dimensionamento.

O conhecimento detalhado do campo de pressões e de velocidades, bem como os fenómenos físicos associados à interacção fluido-estrutura é um assunto que merece, portanto, a abordagem aqui efectuada.

Como referido anteriormente, as acções a que uma estrutura deste tipo está sujeita e a forma como esta dá resposta às diversas solicitações dependem das características da agitação incidente, mas conjuntamente das características da própria estrutura. Dado o elevado número de parâmetros intervenientes na interacção destas estruturas com o escoamento, alguns deles já suficientemente analisados em estudos anteriores, e face ao período de tempo estabelecido para os ensaios experimentais, foi dada relevância apenas a alguns deles, como sejam a altura e o período da onda incidente, a submergência da estrutura, a rugosidade dos taludes e a permeabilidade do quebramar submerso, tendo sido analisada a sua interferência com o campo de oscilações, de pressões e de velocidades em redor destas estruturas.

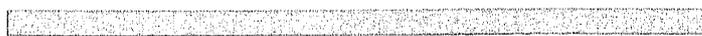
O aprofundamento destes temas será igualmente extremamente benéfico na calibração de modelos numéricos de propagação da agitação marítima e de interacção da agitação com estas estruturas e/ou de modelos hidrodinâmicos de transporte de sedimentos.

Com o intuito da prossecução dos objectivos definidos foram realizados diversos ensaios com modelos de quebra-mares com diferentes características, sob condições de agitação diversas. As pressões foram medidas em tomadas de pressão situadas no coroamento e nos taludes do modelo (à superfície do quebramar), tendo-se igualmente medido as velocidades à superfície deste nos mesmos pontos. As velocidades nas proximidades da estrutura e a elevação da superfície livre da água foram também avaliadas em diferentes secções.

Resumidamente, apresentam-se de seguida os pontos-chave que motivaram a presente dissertação:

- Enquadramento da importância da medição do campo de pressões e de velocidades devido à acção da agitação marítima em quebra-mares submersos;
- Compreensão dos principais processos envolvidos na interacção de um quebra-mar submerso com o escoamento;
- Análise da influência da presença de um quebra-mar submerso num escoamento comparativamente à situação da ausência deste;
- Análise das oscilações nas imediações de quebra-mares submersos e nomeadamente o impacto destas estruturas na variação local da altura de onda e do nível médio da água;
- Análise detalhada do campo de velocidades nas imediações de quebra-mares submersos, com distinção da sua componente média e da sua componente turbulenta, e estudo da influência das características de rugosidade e de permeabilidade destas estruturas no campo de velocidades, com modelos e escalas diferentes dos estudos já efectuados sobre esta temática;
- Determinação das pressões actuantes nestas estruturas e seu enquadramento com os valores previstos pelas teorias ou estudos semelhantes;
- Investigação da influência de diferentes condições de agitação incidente e de diferentes características das estruturas nas pressões actuantes nos seus taludes e coroamento;
- Avaliação das pressões e das velocidades à superfície e determinação do seu valor máximo, médio e mínimo, de modo a detectar potenciais áreas críticas;
- Investigação da possível correlação entre os valores das pressões e das velocidades à superfície destas estruturas;
- Análise espectral, com base em ensaios com agitação irregular, relativamente às medições da elevação da superfície livre, pressões e velocidades no sentido de complementar algumas das conclusões retiradas com os ensaios com agitação irregular relativa à produção e dissipação da turbulência.

# CAPÍTULO 3



Aplicações e estudos anteriores



## 3. Aplicações e estudos anteriores

### 3.1. Introdução

A determinação das pressões e das forças actuantes em quebramares submersos (nos blocos constituintes do manto resistente) constitui um importante aspecto no seu dimensionamento e, enquanto que no caso de estruturas de parede vertical as forças actuantes nas suas paredes podem ser calculadas pela teoria, no caso de estruturas de taludes de enrocamento, as forças actuantes nos seus blocos constituintes não podem ser determinadas por essa via. A variabilidade das formas dos blocos distribuídos aleatoriamente no manto resistente, torna a determinação das forças de reacção entre os blocos adjacentes complexa e, conseqüentemente, não podem ser levados a cabo cálculos determinísticos das condições instantâneas de estabilidade dos blocos, pelo que as fórmulas de dimensionamento destas estruturas são baseadas apenas em resultados de ensaios experimentais, Burcharth e Hughes, 2003.

Este capítulo pretende dar uma ideia do estado da arte da temática dos quebramares submersos, nomeadamente no que respeita à determinação do campo de pressões associado a estas estruturas devido à acção da agitação e ao campo de velocidades gerado nas suas imediações. Serão descritas algumas análises cujos resultados se consideraram relevantes na presente investigação.

O grande número de estudos encontrados sobre estas estruturas reflecte o crescente interesse e reconhecimento das suas potencialidades na defesa costeira e a procura de um melhor entendimento da sua interacção com a agitação e dos factores que mais determinam a sua eficiência. Deixando de parte as análises relativas ao seu impacte ambiental e relacionadas com aspectos económicos, referem-se apenas algumas pesquisas que se consideraram relevantes na compreensão dos processos físicos intervenientes na transformação da agitação aquando da presença destas estruturas e as análises que se debruçaram sobre os parâmetros que dominam o seu dimensionamento, quer funcional, quer estrutural.

A apresentação dos estudos é feita em vários sub-capítulos, cada um deles com o seu propósito específico.

Após uma pequena descrição da nomenclatura utilizada na descrição da agitação e das características dos quebramares submersos, nesta dissertação, segue-se o sub-capítulo 3.3. Nesta secção é dada especial atenção aos processos físicos presentes na interacção do escoamento com estruturas como os quebramares submersos, pois reconhece-se que um melhor entendimento dos fenómenos envolvidos nesta interacção servirá para uma melhor compreensão da distribuição das pressões e das velocidades nestas estruturas. São assim apresentadas algumas referências cujas conclusões se mostraram valiosas no entendimento da propagação da agitação e dos respectivos processos intervenientes que são relevantes extremamente importantes no dimensionamento funcional destas estruturas.

No sub-capítulo 3.4, são brevemente apresentados os métodos utilizados no dimensionamento estrutural destas estruturas e ainda algumas outras questões relacionadas com a estabilidade dos quebramares galgáveis. Considerou-se de todo o interesse incluir esta secção uma vez que é lógico esperar-se que os parâmetros intervenientes nas fórmulas de dimensionamento tenham relevância na estabilidade destas estruturas, que se relaciona obviamente com as pressões actuantes nestas.

No sub-capítulo seguinte, 3.5, reportam-se alguns estudos relativos à medição de pressões em quebramares. Apesar de existir uma grande variedade de estudos relativos a este tema, a maioria deles respeita a quebramares de parede vertical ou mistos, não havendo muita referência a esta temática em quebramares de taludes, e nomeadamente submersos. Por este facto, optou-se por sub-dividir este sub-capítulo em dois, um relativo a estudos respeitantes a estruturas de parede vertical, pois o facto serem relativos a quebramares verticais ou mistos, não implica que as suas conclusões não possam eventualmente ser “transportadas” para o

caso dos quebramares de taludes submersos ou que se aprofunde o conhecimento da temática das pressões; e um outro relativo a estruturas de taludes.

Grande parte dos estudos e métodos que serão apresentados baseia-se em resultados de ensaios laboratoriais (com modelos hidráulicos, geralmente respeitando a escala de Froude) mas são também apontados alguns exemplos de modelos numéricos, que Herbach, 2000, refere como menos simples e confiáveis que os anteriores e algumas situações onde foram medidas e/ou monitorizadas estruturas no protótipo. Para além de servirem para a calibração dos métodos numéricos, os ensaios laboratoriais permitem um estudo mais detalhado dos fenómenos complexos da agitação marítima, podendo ainda ser utilizados para testar estruturas. Dos seus resultados podem, muitas vezes, retirar-se sugestões aplicáveis a melhorias na concepção e dimensionamento dos quebramares de taludes. Apesar da crescente utilização de modelos numéricos, a modelação física continua ainda a ser bastante utilizada, nomeadamente na área da engenharia marítima, podendo (e devendo) a última funcionar como complemento à primeira. A bibliografia sugere mesmo que o ideal será conjugar os resultados de métodos numéricos simples com os coeficientes empíricos retirados da modelação física, isto é, recorrer a uma abordagem integrada que combine as diferentes técnicas: estudos em modelos físicos e no protótipo e estudos numéricos. Os resultados dos modelos físicos providenciarão uma descrição detalhada dos vários fenómenos, servindo para calibrar ou como guia de interpretação dos resultados obtidos a partir dos modelos numéricos. A utilização de dados medidos em campo possibilitará, idealmente, a calibração de ambas as técnicas. Smith *et al.*, 1996, sugerem mesmo que a utilização de uma só técnica no dimensionamento de um quebramar submerso poderá induzir em conclusões perigosas, mais propriamente relacionadas com os impactes destas nos processos costeiros, do que com a estabilidade da estrutura, pelo que existem diversos estudos em que são utilizadas pelo menos duas das técnicas mencionadas.

O capítulo termina com uma abordagem aos efeitos de escala presentes nas experiências laboratoriais em modelo reduzido.

### 3.2. Notação utilizada

A Figura 3.1 exemplifica a configuração de um quebramar de baixa cota de coroamento e um quebramar submerso típico, incluindo a notação das várias variáveis físicas que irão ser utilizadas no decorrer deste estudo. Outras variáveis intervenientes nos estudos referidos serão oportunamente descritas.

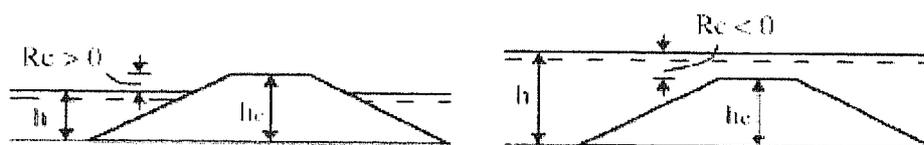


Figura 3.1 - Configuração típica de um quebramar submerso e variáveis físicas associadas.

#### Variáveis

$d$  - profundidade de água (geralmente na junto da base da estrutura)

$H, H_s$  - altura de onda, altura de onda significativa

$T$  - período da onda

$L$  - comprimento da onda

$B$  - largura do coroamento

$h_c$  - altura da estrutura

$R_c$  - submergência da estrutura (igual a  $d-h_c$ )

$d_r$  - profundidade de água acima da estrutura (igual a  $h_c-d$ )

$\alpha$  - ângulo do talude com a horizontal (ou inclinação do talude)

$D_{n50}$  - diâmetro nominal dos blocos do manto resistente

P - porosidade da estrutura

Os caracteres “<sub>i</sub>”, “<sub>p</sub>” e “<sub>o</sub>” em *subscript* estão associados aos valores da agitação incidente, aos valores de pico, e aos valores offshore, ao largo (a grandes profundidades de água).

Nas situações em que se referem quebramares com uma secção transversal que não a trapezoidal, os parâmetros são definidos através da Figura 3.2.

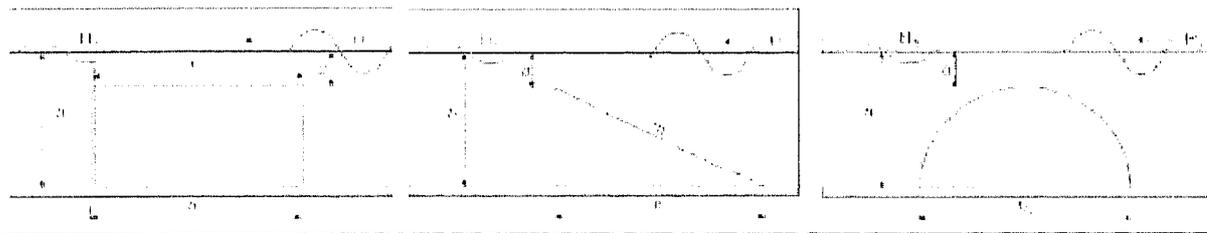


Figura 3.2 - Configuração típica de um quebramar submerso e variáveis físicas associadas

### 3.3. Processos físicos na interacção agitação-quebramar submerso

#### 3.3.1. Introdução

A interacção entre a agitação e um quebramar submerso é bastante complexa. Esse facto deve-se basicamente à variabilidade do estado de agitação local e aos numerosos processos físicos associados à interacção entre um qualquer estado de agitação e as características específicas de determinada configuração da estrutura. A elevada complexidade e o número de variáveis envolvidas neste processo é assim limitativo da existência de uma única teoria de onda capaz de descrever totalmente os vários fenómenos que ocorrem aquando da incidência da agitação num quebramar submerso.

A modelação física torna-se, portanto, numa importante ferramenta na análise destas estruturas e no estudo da sua influência nas características da agitação sendo, como referem alguns autores, a técnica mais adequada à simulação da acção da agitação sobre quebramares de taludes dada a complexidade dos processos intervenientes. Este facto, talvez explique o grande número de investigações laboratoriais nesta temática.

Como já foi referido, o campo de agitação sofre uma série de modificações à medida que interage com a costa e, ainda mais, com estruturas costeiras, nomeadamente quebramares submersos. Essas alterações estão relacionadas tanto com a evolução da agitação durante a sua propagação antes de chegar às estruturas, como com a transformação da agitação provocada pela presença destas.

Durante a evolução da agitação ocorrem vários fenómenos, como o empolamento da onda devido à diminuição da profundidade da água, a refacção devido à batimetria dos fundos e a (alguma) rebentação da agitação, assim como alguma atenuação da agitação devido à sua fricção ou percolação no fundo. A transformação da agitação provocada pela presença dos quebramares submersos está relacionada essencialmente com a difracção, a reflexão, a transmissão e a dissipação da energia devido à rebentação, à geração de turbulência e à fricção com os seus taludes.

No presente capítulo será dada muito pouca relevância ao primeiro tipo de processos, uma vez que estes não estão associados directamente à interacção da agitação com os quebramares submersos, mas sim, às condições de profundidade de água e de batimetria. O fenómeno da difracção, já relativamente abordado no Capítulo 2, também não será detalhado uma vez que se considera que este fenómeno está mais relacionado com os padrões de sedimentação do que propriamente com a atenuação da agitação, que melhor interessa considerar de momento. Serão então descritos alguns dos fenómenos mais pronunciados que intervêm na transformação da agitação: a reflexão, a transmissão, a dissipação da energia, assim como serão igualmente referidos alguns

estudos que contribuíram para um melhor entendimento dos processos físicos ocorrentes na interação agitação-quebramar submerso.

### 3.3.2. Reflexão da agitação

A propagação da agitação reflectida pode levar ao aumento das velocidades de pico e interferir com o movimento dos sedimentos, Pilarkczyk e Zeidler, 1996. No caso da agitação oblíqua, a reflexão pode ainda provocar o aumento das correntes litorais e consequentemente influenciar o transporte de sedimentos.

A reflexão é geralmente quantificada através do coeficiente de reflexão, igual à razão entre a altura de onda reflectida ( $H_r$ ) e a altura de onda incidente ( $H_i$ ) numa estrutura (ou praia), isto é:

$$C_r = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (3.1)$$

Existem várias fórmulas de previsão do valor deste coeficiente, sendo o propósito deste sub-capítulo a determinação dos factores mais relevantes na reflexão da agitação e não a apresentação das fórmulas existentes para a sua estimativa.

As expressões disponíveis para a previsão do coeficiente de reflexão dizem respeito, na sua maioria, a quebra-mares de taludes não-galgáveis e a maioria delas envolve:

- a rugosidade dos taludes (os taludes lisos conduzem a um maior  $C_r$  que os taludes rugosos);
- o número de Iribarren (um aumento do número de Iribarren provoca um aumento de  $C_r$ );
- a inclinação do talude (um talude mais inclinado provoca um maior  $C_r$ );
- a declividade da onda (quanto menor for a declividade da onda, maior é o valor de  $C_r$ );
- a permeabilidade da estrutura (quanto menos permeável é a estrutura, maior é o  $C_r$ ).

Brunn, 1985, refere um estudo de Mattsson, 1963, onde foram analisados laboratorialmente os coeficientes de reflexão de modelos de quebra-mares de taludes lisos e rugosos e impermeáveis e rugosos permeáveis, com uma inclinação igual a 1/3, sujeitos a diferentes condições de agitação incidente. O autor concluiu que para número de Iribarren reduzidos, associados a rebentação do tipo mergulhante,  $C_r$  era constante, sendo o efeito da permeabilidade ineficaz na redução da reflexão da agitação. A Figura 3.4 ilustra os resultados obtidos.

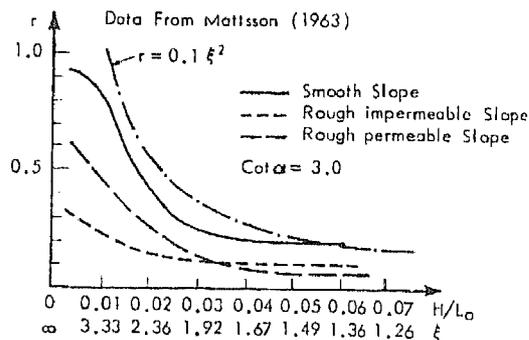


Figura 3.3 -Influência da rugosidade e da permeabilidade no coeficiente de reflexão (adapt. Bruun, 1985).

Outros estudos referentes à análise da rebentação em quebra-mares submersos serão referidos oportunamente.

Existem, no entanto, alguns estudos que se debruçaram sobre a reflexão da agitação em quebra-mares submersos, onde outros parâmetros serão certamente mais influentes.

Kriezi *et al.*, 2000, por exemplo, analisaram laboratorialmente a reflexão de quebra-mares submersos rectangulares, de diferentes geometrias e sob condições de agitação distintas. Os autores compararam os resultados obtidos para diferentes situações de submersão, podendo-se concluir que, de uma maneira geral

$C_r$  diminuía com o aumento de  $H_{s1}/L$ . O valor de  $H_{s1}/L$  está relacionado com as condições de rebentação, tendo os autores sugerido que para:

- $0.016 < H_{s1}/L < 0.033$ , não ocorria rebentação;
- $0.033 < H_{s1}/L < 0.066$ , ocorria rebentação, após passagem a estrutura;
- $0.066 < H_{s1}/L < 1.330$ , ocorria rebentação, sobre o coroamento da estrutura ou na zona abrigada junto à sua base.

Analisando as diferentes submergências, verificou-se uma ténue tendência geral para a diminuição do valor do coeficiente de reflexão com submergência relativa, igual a  $d_r/L$ , conforme a Figura 3.4 ilustra.

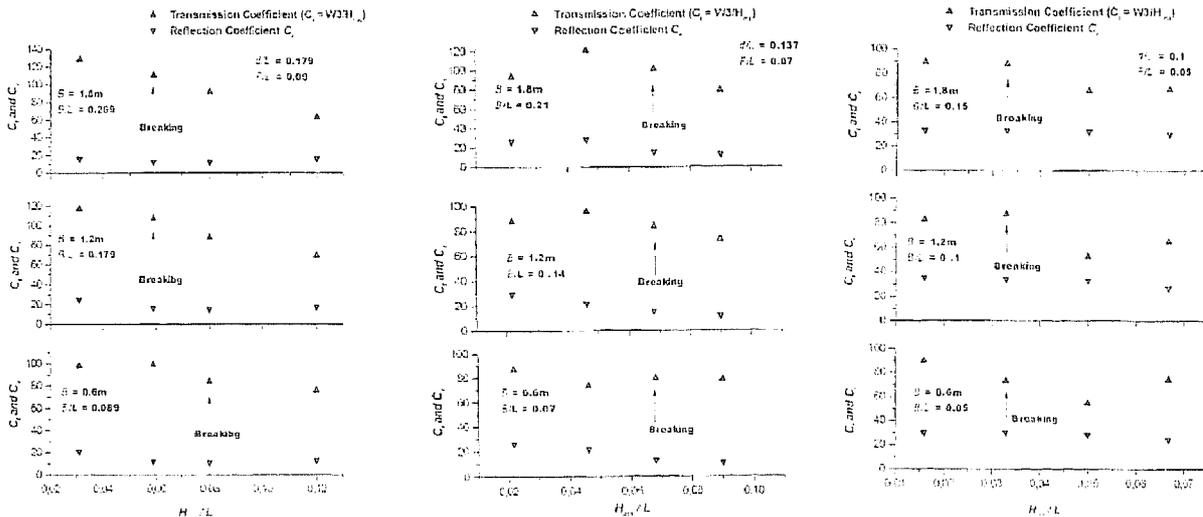


Figura 3.4 - Variação do coeficiente de reflexão com a submergência relativa (adap. de Kriezi *et al.*, 2000).

Os resultados obtidos experimentalmente foram comparados com os resultantes da aplicação de um modelo numérico desenvolvido pelos autores, e classificaram-se os resultados em dois casos: na ocorrência de rebentação e na não ocorrência de rebentação. As maiores discrepâncias entre os valores de  $C_r$  foram obtidas na ocorrência de rebentação, tendo os valores numéricos variado entre 0.20 e 0.30 e os valores experimentais entre 0.15 e 0.30. No caso de ocorrência de rebentação o valor de  $C_r$  variou aproximadamente entre 0.10 e 0.30.

Seabrook, 1998, como será referido oportunamente, considerando uma série de resultados obtidos experimentalmente com modelos que quebramares submersos sob a acção de agitação irregular, observou que o coeficiente de reflexão era igualmente sensível à profundidade de submergência destas estruturas e ao período da agitação. Contudo, esta influência não era tão expressiva quanto a que se verificava no coeficiente de transmissão.

Ahren, 1987, através de ensaios laboratoriais com quebramares de baixa cota de coroamento, concluiu que o coeficiente de reflexão não era muito dependente da submergência relativa, propondo uma expressão para o seu cálculo:

$$C_r = \exp \left[ -0.6774 \left( \frac{d}{L_p} \right) - 0.293 \left( \frac{h_c}{d} \right) - 0.0860 \left( \frac{A_t}{h_c^2} \right) + 0.0833 \left( \frac{-d_r}{H_s} \right) \right] \quad (3.2)$$

em que  $A_t$  representa a área da secção transversal da estrutura e as restantes variáveis têm o significado apresentado em 3.2.

Elkamhawy, 1995, (citado por Pramono, 1997) através de ensaios com modelos de quebramares submersos de diferentes geometrias, também desenvolveram uma fórmula para previsão do coeficiente de reflexão em quebramares submersos:

$$C_r = \frac{h_c}{d} \left( A_r + B_r \frac{H_i}{L_0} \right) \quad (3.3)$$

em que  $A_r$  e  $B_r$  são parâmetros que podem ser determinados através de:

$$A_r = 8.16 - 8 \left( \frac{B}{h_c} \right)^{-0.003} \quad (3.4)$$

$$B_r = 117.5 - 115.5 \left( \frac{B}{h_c} \right)^{-0.002} \quad (3.5)$$

Bleck *et al.*, 2006, como também será brevemente referido, propõe uma expressão para a determinação do coeficiente de reflexão, com base em ensaios laboratoriais com modelos de quebramares submersos de secção transversal rectangular, em que a submergência relativa,  $d_r/H_i$ , é assumida como preponderante no processo de reflexão. A expressão é dada por:

$$C_r = 0.57 \cdot \exp \left[ -0.23 \frac{d_r}{H_i} \right] \quad (3.6)$$

, apresentando um desvio-padrão igual a  $\sigma' = 26.5\%$

Baseando-se nos resultados dos vários ensaios laboratoriais realizados no decorrer do projecto DELOS, concluiu-se que os coeficientes de reflexão apresentavam alguma dispersão, apesar de ser notório que as estruturas de menor altura apresentavam menores valores de  $C_r$  e que, a partir de valores de  $R_c/H_i > 0.5$ , este coeficiente tomava o valor nulo ou muito próximo de zero.

É sugerido que os valores de  $C_r$  determinados a partir das fórmulas relativas existentes respeitantes a quebramares não-galgáveis sejam afectados de um factor de redução igual a:

$$f = \begin{cases} 0.2 \frac{R_c}{H_i} + 0.9, & \text{se } \frac{R_c}{H_i} < 0.5 \\ 0, & \text{se } \frac{R_c}{H_i} \geq 0.5 \end{cases} \quad (3.7)$$

### 3.3.3. Dissipação da energia

A dissipação da energia num quebramar submerso deve-se essencialmente à rebentação da agitação, à geração de turbulência e de turbilhões e à fricção nos taludes e interior da estrutura.

O conhecimento das propriedades da rebentação interfere fortemente com as correntes formadas nas imediações destas estruturas, no nível de água tanto na zona exposta como na zona abrigada, no transporte de sedimentos e na evolução da morfologia da praia adjacente.

A determinada altura da propagação da agitação, a redução da profundidade da água é tão óbvia que o perfil da onda se torna demasiado instável e a rebentação é inevitável. A velocidade horizontal das partículas na crista da onda excede a celeridade da onda, fazendo com que estas se “desencaixem” da forma da onda e se desintegrem em borbulhas, espuma e turbulência. Na prática, este fenómeno ocorre quando determinado limite da relação entre a altura de onda e a profundidade de água é ultrapassado. A rebentação induz igualmente em alterações do comprimento de onda e do período.

A forma como se dá a rebentação da agitação está relacionada com o ângulo do talude e com a declividade da onda, parâmetros intimamente ligados ao número de *Iribarren*, que para águas profundas,  $\xi_0$ , pode ser obtido a partir da expressão:

$$\xi_0 = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{H_0/L_0}} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{2\pi H_0/gT^2}} \quad (\text{ou } \xi_{0m} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{2\pi H_s/gT_m^2}} \quad \text{ou } \xi_{0p} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{2\pi H_s/gT_p^2}}) \quad (3.8)$$

em as variáveis têm o significado apresentado em 3.2. As expressões entre parêntesis aplicam-se a ondas irregulares.

Consoante o valor do parâmetro de Iribarren ao largo,  $\xi_0$ , Burchart e Hughes, 2001, definem quatro tipos de rebentação que podem ocorrer, Figura 3.5.

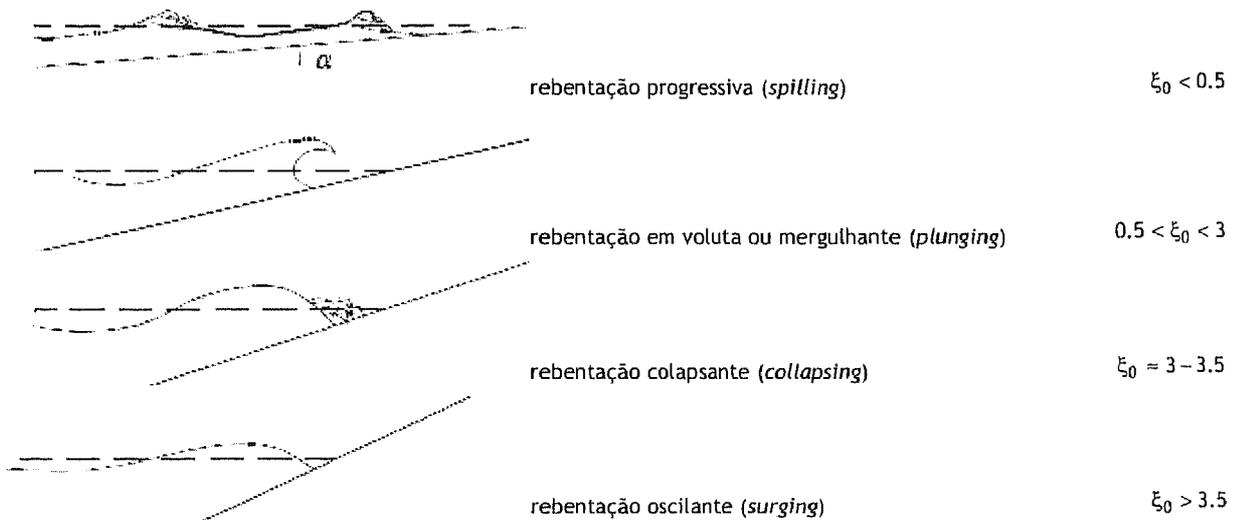


Figura 3.5 - Tipos de rebentação (adap. de Smith, 2003).

Será conveniente referir que estes critérios, apenas aproximados, foram desenvolvidos para taludes impermeáveis.

No que respeita aos quebra-mares submersos, alguns autores, como já será referido, sugerem a ocorrência de outros tipos de rebentação, para além dos usuais.

Smith e Kraus, 1991, com base em ensaios laboratoriais com quebra-mares submersos de secção transversal triangular, propõem limites para a ocorrência dos diferentes tipos de agitação ligeiramente diferentes, como sejam:

- rebentação progressiva:  $\xi_0 < 0.4$
- rebentação mergulhante:  $0.4 < \xi_0 < 1.2$
- rebentação colapsante ou oscilante:  $\xi_0 > 1.2$

A rebentação progressiva tende a ocorrer em ondas com elevada declividade, sobre taludes suaves. Em taludes mais inclinados e ondas com uma declividade intermédia, a rebentação geralmente ocorre em voluta. Quando o talude é ainda mais inclinado e as ondas de reduzida declividade, a rebentação costuma ocorrer de forma oscilante e/ou colapsante. Uma agitação com uma declividade muito reduzida pode nem chegar a rebentar e apenas ser reflectida, formando uma agitação do tipo parcialmente estacionário, a qual será abordada com maior detalhe no Capítulo 4.

Uma rebentação do tipo mergulhante, caracterizada por ocorrer de forma súbita é potencialmente mais gravosa para a estabilidade do manto resistente. Tendo em conta que este aspecto seria relevante na estabilidade dos quebra-mares de taludes, van der Meer, 1988, sugere a determinação do número crítico de Iribarren,  $\xi_{mc}$ , cujo valor permitirá determinar o tipo de rebentação que ocorrerá, em princípio, na estrutura. A sua expressão de cálculo é dada pela expressão (3.9) e as suas principais conclusões dadas por (3.10) e (3.11).

$$\xi_{mc} = [6.2P^{0.31} \sqrt{\text{tg}\alpha}]^{1/(P+0.5)} \quad (3.9)$$

$$\xi_0 < \xi_{mc} \Rightarrow \text{Rebentação mergulhante} \quad (3.10)$$

$$\xi_0 \geq \xi_{mc} \Rightarrow \text{Rebentação oscilante} \quad (3.11)$$

em que P representa a permeabilidade da estrutura. A determinação do valor de P é feita através da consideração da Figura 3.6, segundo van der Meer, 1981, mas resumidamente pode-se considerar que para uma:

- a) estrutura com o núcleo impermeável: P=0.1;
- b) estrutura com o núcleo algo permeável: P=0.3;
- c) estrutura com o núcleo permeável P=0.5;
- d) estrutura homogénea: P=0.6.

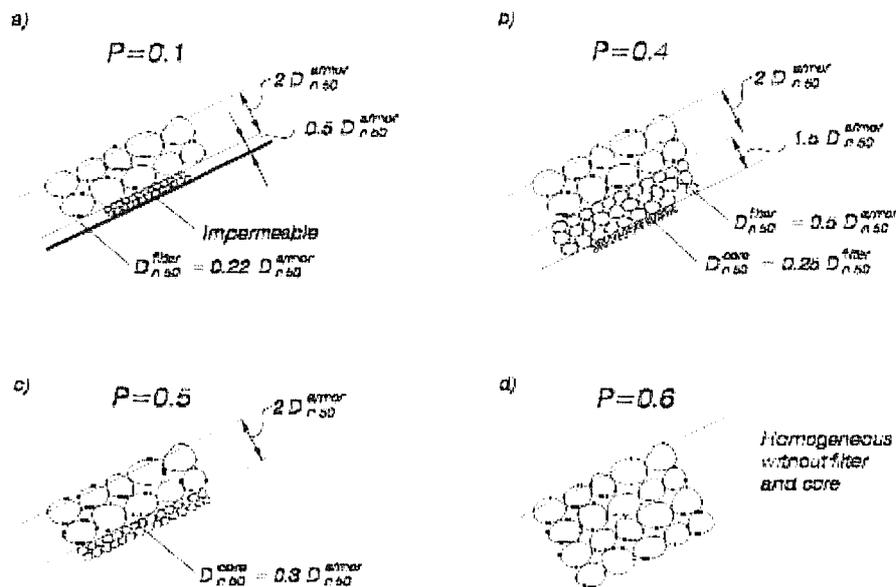


Figura 3.6 - Factor de permeabilidade P, van der Meer, 1988 (adap. Burchart e Hughes, 2001).

O autor estimou que, com a consideração de um núcleo impermeável (P=0.1) em vez de uma estrutura homogénea (P=0.6), a estabilidade da estrutura aumentava em 35% na ocorrência de rebentação do tipo mergulhante. Para o caso de ocorrência de rebentação do tipo oscilante, a estabilidade aumentava com a permeabilidade, mas apenas para os períodos de onda maiores.

O valor do quociente entre a altura de onda e a profundidade de água no ponto de rebentação (designado na nomenclatura inglesa por *breaker index*),  $\gamma_b$ , é quem determina na prática, a ocorrência ou não de rebentação. Vários estudos se debruçaram sobre a determinação da expressão que melhor estimava este quociente, para o caso de praias de talude mais ou menos suave. Como exemplos de alguns estudos, válidos para qualquer profundidade de água, salientam-se os de Miche, 1944, que sugere que  $(H/L)_{max} = 0.142$ , Galvin, 1969, que propõe que  $(H/d)_{max} = 0.72$  e Weggel, 1972, que indica que  $(H/d)_{max} = 0.78$ .

No que respeita, à previsão deste valor para o caso dos quebramares submersos não se encontram tantas referências, apontando-se alguns estudos, com sejam Smith e Kraus, 1991, Hara *et al.*, 1992, Nelson, 1994 e Bleck e Oumeraci, 2002.

Smith e Kraus, 1991, propõem duas fórmulas para determinação de  $\gamma_b$  num quebramar submerso de secção transversal triangular:

$$\gamma_b = 0.41 + 0.98\xi_0, \text{ para } 0.3 \leq \xi_0 \leq 0.85 \quad (3.12)$$

$$\gamma_b = 1.45 - 0.22\xi_0, \text{ para } 1.6 \leq \xi_0 \leq 3.5 \quad (3.13)$$

Hara *et al.*, 1992, analisaram numericamente a rebentação em quebramares submersos de secção transversal trapezoidal sujeitos a ondas solitárias e propuseram uma expressão de cálculo para a relação entre altura de onda incidente crítica e a profundidade de água:

$$\frac{H_c}{d} = 0.952 - 0.591\lambda^{0.76}, \text{ } 0.2 \leq \lambda < 1.4 \quad (3.14)$$

em que  $\lambda = \left[ (B/d) + \frac{(h_c/d)}{2} \text{tg}\alpha \right]^{0.4} (h_c/d)$ .

Os autores propuseram igualmente uma fórmula para a previsão de  $\gamma_b$ , função de um número de Iribarren alterado:

$$\gamma_b = -0.463\xi_0''^{0.133} + 1.039, \text{ para } 0.2 \leq \xi_0'' \leq 2.0 \quad (3.15)$$

em que

$$\xi_0'' = \left[ B/d + \frac{(h_c/d)}{3.5} \text{tg}\alpha \right]^{0.2} \left( \frac{h_c}{d} \right) \left( \frac{H_i}{d} \right)^{0.4} \quad (3.16)$$

Nelson, 1994, também desenvolveu laboratorialmente um critério de rebentação para quebramares submersos, onde se estabeleceu que:

$$\left( \frac{H_i}{d} \right)_{\max} = \frac{F_c}{22 + 1.82F_c} \quad (3.17)$$

em que

$$F_c = \left( \frac{H_i}{d} \right)^{0.5} \left( T \sqrt{\frac{g}{d}} \right)^{2.5} \quad (3.18)$$

Bleck e Oumeraci, 2002, também formularam uma expressão para determinar a ocorrência de rebentação em quebramares submersos rectangulares, que se baseia basicamente na fórmula definida por Miche, 1944, à qual se incorporou um coeficiente correctivo.

$$\frac{H_i}{L_i} = 0.142 \text{ tgh} \left( M_k \frac{2\pi}{L_i} d_r \right) \quad (3.19)$$

em que  $M_k$  é um coeficiente empírico determinado experimentalmente e sugerido como igual a 0.74 para o caso de quebramares submersos rectangulares.

Tajziehchi, 2006, através dos resultados de um conjunto de ensaios laboratoriais com quebramares de submersos de secção trapezoidal, refere que a aplicação do critério de rebentação de Miche, 1944, modificado também se mostrou válido para os resultados dos seus ensaios. No entanto, possivelmente devido às diferentes secções transversais dos modelos, propõe que se tome para  $M_k$  um valor igual a 0.63.

Bleck *et al.*, 2002, observaram três tipos distintos de rebentação da agitação em ensaios laboratoriais realizados com quebramares submersos de secção transversal rectangular sugerindo fórmulas para a determinação das condições em que ocorriam os diferentes tipos de rebentação.

Concluíram ainda que tanto a dissipação da energia, como a intensidade com que se dava a rebentação (intensidade da turbulência e número de zonas turbulentas) aumentavam quando a profundidade de água acima do coroamento,  $d_r$ , diminuía. Com base nesta conclusão, os autores concluíram que os vórtices não são os únicos responsáveis pela dissipação de energia, sugerindo que as zonas de turbulência acima do coroamento da estrutura também contribuem para a dissipação de energia.

É sugerido que  $d_r/H_i$  interfere igualmente com o tipo de rebentação da agitação na estrutura e com a geração de vórtices nas suas extremidades, influenciando igualmente a deformação da agitação, que aumenta quando  $d_r/H_i$  se reduz. A energia contida nestes aumentava com a diminuição de  $d_r$  e cerca de 58% (em média) das perdas de energia eram atribuídas a estas. O autor estabelece que o coeficiente de dissipação de energia pode ser calculado a partir de:

$$C_T = 0.80 \cdot \exp \left[ -0.27 \cdot \frac{d_r}{H_i} \right]^1 \quad (3.20)$$

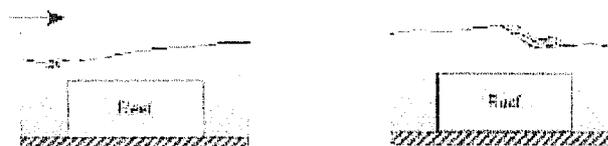
Bleck, 2006, através dos resultados dos ensaios laboratoriais, observou a forma como se dava a rebentação da agitação num quebramar submerso de secção transversal rectangular, chegando a dois novos tipos de rebentação, para além dos comumente referidos na literatura. A rebentação podia então dar-se na forma de progressiva, de *two-step breaker* e de *drop-type breaker*, Figura 3.7. A maior dissipação da energia da agitação incidente verificou-se nos dois últimos tipos de rebentação.

Os critérios de ocorrência de cada um dos tipos de rebentação encontram-se definidos na Figura 3.8.

O autor define a profundidade de água crítica a partir da qual se verifica a rebentação no coroamento de um quebramar submerso como sendo igual a  $(d_r/H_i)_{crit} = 1.51$ , o que equivale a dizer  $H_{i,crit} = 0.66d_r$ . A progressiva diminuição da profundidade de água conduzirá à ocorrência da rebentação do tipo “*drop*”, que se dará para  $(d_r/H_i)_{drop} = 0.70$ .



*Progressiva*: A declividade da onda torna-se cada vez maior devido ao fluxo de retorno sobre o coroamento até que a onda rebenta. Após a rebentação a onda desloca-se para a zona a jusante como um *boya*, enquanto a próxima onda atinge a estrutura.



*Two-step breaker*: O fluxo de retorno é mais intenso e a onda incidente “choca” com este, formando-se uma primeira zona de turbulência. Enquanto a onda se desloca para jusante, esta zona de turbulência mantém-se. Devido ao aumento da assimetria, a onda começa rebenta e a zona de turbulência em frente da estrutura diminui. A onda rebentada desloca-se então como um *boya* sobre coroamento, dissipando a zona de turbulência.



*Drop-type breaker*: O fluxo de retorno é suficientemente violento para formar um grande vórtice a jusante da estrutura. A onda incidente atinge este vórtice, que não desaparece durante todo o ciclo da onda. Como consequência da geração desta

<sup>1</sup> O desvio-padrão da fórmula em relação aos valores medidos experimentalmente rondou cerca de  $\sigma = 16.4\%$ .

primeira zona de turbulência, a onda já se encontra rebentada quando chega ao coroamento da estrutura e continua a deslocar-se com uma “superfície” muito turbulenta.

Figura 3.7 - Tipos de rebentação ocorrente num quebramar submerso, Bleck, 2006.

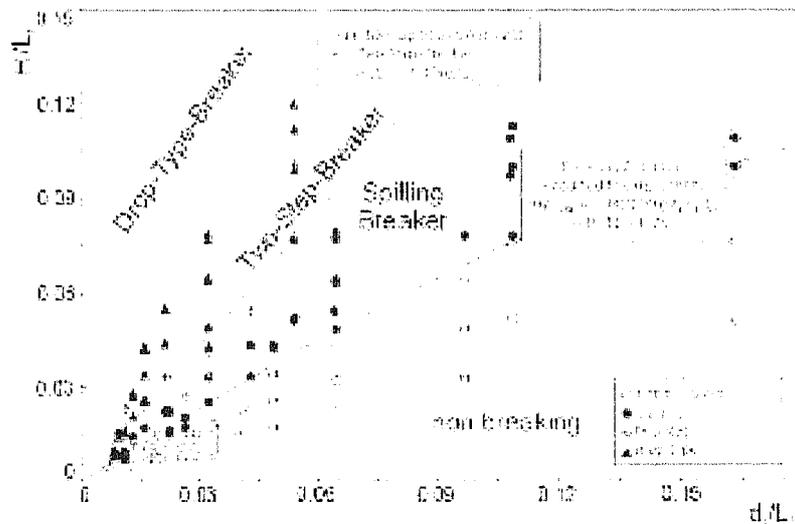


Figura 3.8 - Critério de ocorrência dos diferentes tipos de rebentação num ebramar submerso, Bleck, 2006.

Quando não ocorre a rebentação da agitação, é referido que a dissipação de energia deve-se a vários factores, como sejam:

- a geração de vórtices a barlar e a sotamar da estrutura;
- a resistência ao escoamento proporcionada pela estrutura (relacionada com o coeficiente de resistência) e;
- a fricção, tanto na própria massa de água, como no fundo por exemplo.

Quando se verifica a rebentação da agitação, os vórtices formados a sotamar da estrutura são menores e os gerados a barlar maiores, gerando-se uma zona de mistura muito turbulenta nessa zona. A dissipação, nesse caso, também acontece na rebentação da “superfície” da onda. A Figura 3.9 procura esquematizar os diferentes processos de dissipação de energia apresentados.

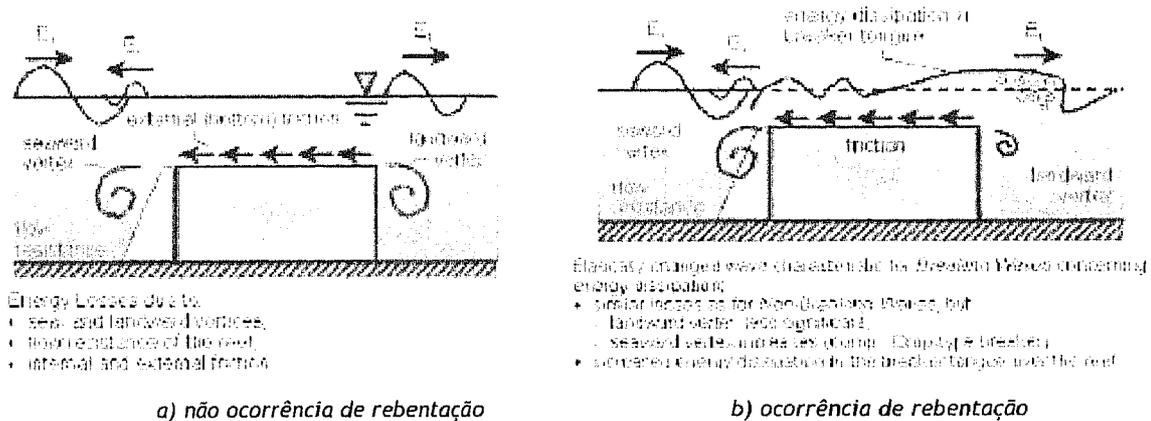


Figura 3.9 - Processos de dissipação de energia, na ausência e na ocorrência de rebentação da agitação, Bleck, 2006.

Saitoh e Ishida, 2001, referem que apesar de existirem bastantes estudos e projectos de investigação relativos a quebramares emersos, o mesmo não se verifica em relação aos quebramares submersos, designadamente no que diz respeito à interacção entre a agitação e estas estruturas. Este estudo teve, portanto, o objectivo de aprofundar o conhecimento do funcionamento do processo de transformação da agitação e das características do campo de velocidades na sua proximidade. As conclusões obtidas tiveram como base os resultados de

medições laboratoriais com o modelo de um quebramar submerso impermeável sob a acção de agitação marítima regular, tendo sido testados 150 casos, resultantes da combinação de diferentes profundidades de água, alturas de onda e períodos de onda. A cinemática da agitação foi analisada através da anemometria Laser-Doppler (LDV) e da Velocimetria de Análise de Partículas (PIV).

Os autores identificaram um tipo de rebentação da agitação ocorrente nos taludes do quebramar, distinto do comumente referido na literatura, designado por *wave front breaker*. A rebentação da onda é caracterizada por se iniciar pela sua parte frontal e não pelo topo, ou seja pela crista (como acontece na rebentação tradicional da agitação, como a mergulhante ou a progressiva), passando a crista de seguida sobre a estrutura (onde conserva a sua altura, antes de, progressivamente, decrescer), conforme se pode observar na Figura 3.10, alínea a). Uma forte interacção entre a velocidade do refluxo e a parte frontal da onda, no talude anterior da estrutura, é também observada.

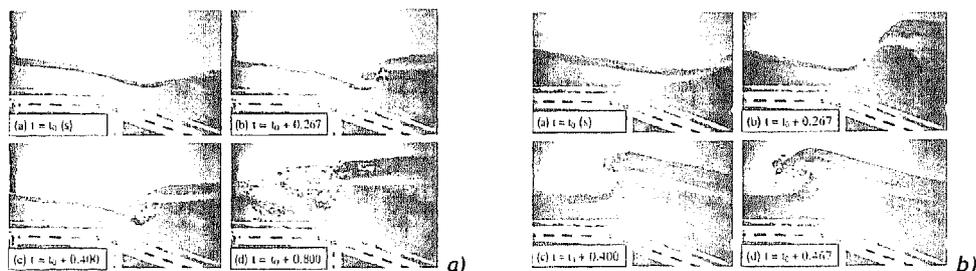


Figura 3.10 - Rebentação da agitação do tipo wave front breaker e do tipo progressivo  
a)  $H/d=0.27$ ,  $d/L=0.092$ ,  $R/d=0.33$ , b)  $H/d=0.32$ ,  $d/L=0.219$ ,  $R/d=0.33$ , Saitoh *et al.*, 2001.

As condições que levavam à ocorrência deste tipo de rebentação foram comparadas com as que geravam a rebentação da agitação do tipo mergulhante (Figura 3.10, alínea b), tendo os autores concluído que este tipo de rebentação dependia significativamente do comprimento da agitação incidente e ocorria para valores de  $d/L$  menores que 0.15 (em que  $d$  representa a profundidade de água e  $L$  o comprimento da onda).

Os coeficientes de transmissão foram calculados para os dois tipos de agitação, tendo-se observado que este tipo de rebentação conduzia a valores do coeficiente de transmissão maiores, na ordem de, o que indica que na sua ocorrência, não existe grande dissipação de energia.

### 3.3.4. Transmissão da agitação

A transmissão da agitação em quebramares de baixa cota de coroamento e/ou submersos deve-se essencialmente ao galgamento destas estruturas e à percolação da agitação na estrutura porosa. Este fenómeno é, como já foi referido várias vezes, da maior relevância no dimensionamento funcional destas estruturas, tendo um elevado impacto do transporte de sedimentos para sua zona abrigada. A determinação da quantidade de energia transmitida para a zona abrigada destas estruturas é um ponto crucial no seu dimensionamento, tendo motivado um número significativo de estudos sobre o coeficiente de transmissão  $e$ , mais recente, sobre as alterações a nível espectral, ocorrentes na transmissão da agitação.

O coeficiente de transmissão é um parâmetro que foi desenvolvido para a quantificação da transmissão da agitação, sendo igual a:

$$C_T = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (3.21)$$

em que  $H_t$  e  $H_i$  representam as alturas de onda transmitida e incidente, respectivamente, e  $E_t$  e  $E_i$  as correspondentes energias.

A permeabilidade e a cota de coroamento dos quebramares relativamente ao NMA em repouso interferem com a propagação da agitação nos taludes destas, Burcharth e Hughes, 2003. A Figura 3.11 e na Figura 3.12 pretendem ilustrar a influencia destes dois parâmetros. O movimento de encontro da onda, em que o

escoamento se dá de forma ascendente sobre o talude designa-se por espraçamento, sendo o movimento de retorno da onda (de sentido descendente) designado por refluxo.

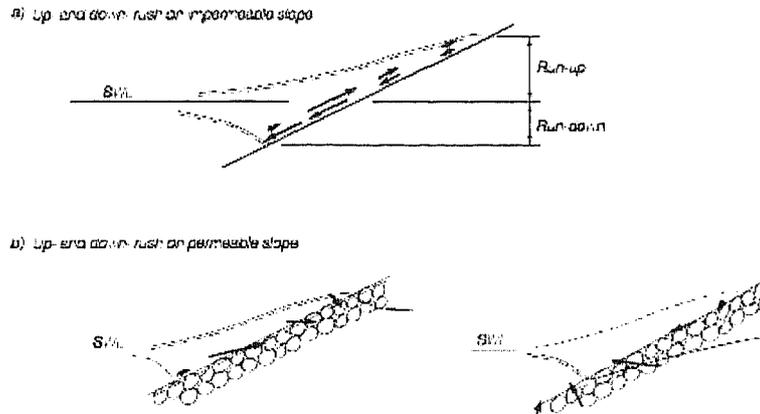


Figura 3.11 - Espraçamento e refluxo numa estrutura de taludes impermeável e impermeável (adap. Burchart, 1993).



Figura 3.12 - Espraçamento e refluxo numa estrutura de taludes com baixa cota de coroamento (adap. Burchart, 1993).

O campo de velocidades ao longo de um talude impermeável é bastante distinto do verificado num talude permeável. Tanto a magnitude, como a direcção do vector velocidades são importantes na estabilidade dos blocos constituintes do manto resistente, sendo ambas distintas consoante a estrutura é permeável ou não. O aumento da permeabilidade do talude reduz as velocidades do escoamento ao longo da superfície do talude uma vez que uma maior proporção de escoamento que penetra na estrutura, que é como que armazenada nos seus poros. A acção da onda provoca um aumento (*setup*) do nível de água interno, do nível freático, levando ao aumento das pressões médias nos poros. A subida do nível freático continua até que o fluxo para fora iguale o de dentro, sendo tanto maior, quanto menos permeável a estrutura for. As forças desestabilizadoras, no caso de um grande *setup* interno são por essa razão atenuadas, sendo o positivo efeito dos poros reduzido, no caso de um grande *setup* interno.

Nos quebramares de baixa cota de coroamento, onde o nível de espraçamento é menor que a cota da estrutura, as velocidades no espraçamento são muito semelhantes às verificadas nas estruturas não galgáveis e as velocidades no refluxo são, em contrapartida mais reduzidas, devido ao galgamento de parte da energia incidente. Quanto maior o galgamento, menor é o refluxo e menores são as forças desestabilizadoras actuantes nos blocos.

Seabrook, 1998, comparou os registos laboratoriais da elevação da superfície livre da agitação incidente e da agitação transmitida, a sotamar de diferentes modelos de quebramares submersos. As observações foram comuns para todos os ensaios, tendo-se verificado, para o caso dos ensaios com ondas regulares.

- uma redução da altura de onda e, simultaneamente;
- um aumento da frequência da agitação a sotamar da estrutura

Para o caso dos ensaios com ondas irregulares, recorrendo à análise espectral, as conclusões apontaram basicamente para duas alterações:

- o deslocamento em frequência do espectro de energia durante a passagem da agitação na estrutura, quer ocorra ou não rebentação, com transferência da energia da onda fundamental para as componentes da onda de frequência mais elevada e;

- a redução da energia correspondente à frequência de pico, evidente quando ocorre rebentação da agitação.

A largura do coroamento do quebramar submerso e a sua influência nas transformações ocorridas no espectro de energia foi também analisada, tendo-se concluído que um aumento do valor deste parâmetros provocava uma redução da transmissão (quer ocorresse ou não ocorresse rebentação), facto que poderia ser explicado pela fricção turbulenta (nomeadamente na ocorrência de rebentação da agitação), pela geração de harmónicas e pela dissipação da energia dentro da estrutura (designadamente para as profundidades de submergência reduzidas).

Bleck e Oumeraci, 2001, também desenvolveram um estudo sobre as transformações da agitação devido à presença de quebramares submersos e, a nível espectral, os autores apontam para algumas diferenças genéricas entre o espectro da agitação incidente e o da transmitida, como sejam a redução do espectro de energia a sotamar destas estruturas e a sua deformação, com alteração da forma e do seu período (embora o período de pico da agitação transmitida seja sensivelmente igual ao incidente, o período médio da agitação regista uma redução significativa na zona abrigada destas estruturas). O espectro de agitação transmitida passa a conter mais do que um pico e são geradas ondas secundárias, que provocam o alargamento do espectro.

Neste estudo é sugerido um novo método para a descrição das alterações na forma do espectro de agitação. O método baseia-se no cálculo dos períodos  $T_{01}$  e  $T_{-10}$ , em que  $T_{01}$  funciona como uma medida das componentes de frequência mais elevada do espectro e  $T_{-10}$  das de frequência mais baixa.  $T_{01}$  e  $T_{-10}$ , são iguais a  $m_0/m_1$  e  $m_1/m_0$  respectivamente, em que  $m_0$  representa o momento espectral de ordem zero,  $m_1$  o momento de primeira ordem e  $m_{-1}$  o momento de ordem menos um.

A deformação do espectro pode então ser expressa pelo quociente entre  $T_{01}$  a jusante e a montante da estrutura e pelo quociente entre  $T_{-10}$  a jusante e a montante da estrutura:

$$C_{T_{01}} = \frac{T_{01,t}}{T_{01,i}} = \frac{m_{0,t} \cdot m_{1,i}}{m_{1,t} \cdot m_{0,i}} \quad (3.22)$$

$$C_{T_{-10}} = \frac{T_{-10,t}}{T_{-10,i}} = \frac{m_{-1,t} \cdot m_{0,i}}{m_{0,t} \cdot m_{-1,i}} \quad (3.23)$$

Foi observado que o deslocamento do período variava consoante a submergência relativa da estrutura,  $d_r/H_{s1}$ , com a declividade da onda incidente,  $H_r/L_i$ , e com o comprimento relativo da estrutura,  $B/L_i$ , sendo o primeiro parâmetro o mais influente.

Partindo da configuração típica dos espectros da agitação na zona abrigada dos quebramares submersos (de taludes lisos), Figura 3.13 a), van der Meer *et al.*, 2000, através de um método simples e rude, que em média 60% da agitação transmitida está presente nas frequências abaixo de  $1.5f_p$  e que os restantes 40% se encontram distribuídos entre as frequências  $1.5f_p$  e  $3.5f_p$ .

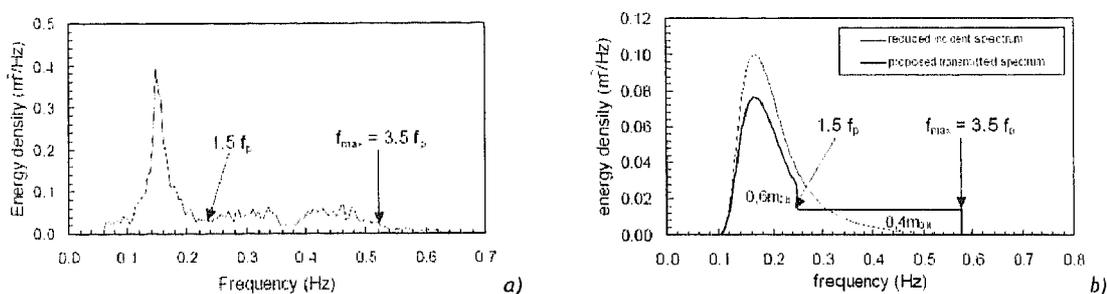


Figura 3.13 -Forma-típica dos espectros de agitação incidente e transmitida num quebramar liso de baixa cota de coroamento.

As conclusões encontram-se ilustradas na Figura 3.13 b), sendo também válidas para quebramares submersos e, segundo o autor, também aplicáveis a quebramares de taludes rugosos e permeáveis, sendo de referir que neste caso os valores obtidos serão ligeiramente menores.

O comportamento de modelos de quebramares submersos de diferentes geometrias e sob a acção de várias condições de agitação incidente foi analisado por Seabrook, 1998, no sentido de identificar as variáveis que mais influenciam o processo de transmissão, quantificada através do coeficiente de transmissão,  $K_t$ . No Quadro 3.1 encontram-se algumas das conclusões mais relevantes.

Quadro 3.1 - Variáveis e conclusões mais relevantes no processo de transmissão da agitação, Seabrook, 1998.

Variável	Conclusões
Profundidade de submergência, $d_r$	$K_t$ aumenta com $d_r$ . Esta variável parece influenciar significativamente o coeficiente de transmissão.
Altura de onda incidente significativa, $H_{s1}$	$K_t$ diminui com $H_{s1}$ . Esta variável parece influenciar significativamente o coeficiente de transmissão.
Período de onda, T (ou comprimento de onda, L)	$K_t$ aumenta com T, apesar do seu efeito não aparentar ser muito significativo.
Largura do coroamento, B	$K_t$ diminui com B. Esta variável parece influenciar significativamente o coeficiente de transmissão.
Ângulo do talude com a horizontal, $\alpha$	$K_t$ aumenta com $\alpha$ , ainda que essa variação não seja muito significativa e não seja possível confirmar a presença de uma tendência.
Dimensão dos blocos resistentes, $D_{50}$	Pequeno aumento de $K_t$ com $D_{50}$ , apesar da variabilidade dos resultados não permitir confirmar a presença de uma tendência. Os resultados vieram contradizer os obtidos em estudos anteriores.

Um outro estudo muito interessante e detalhado sobre os processos físicos intervenientes na interacção da agitação com quebramares submersos é o já apresentado Bleck, 2006. Nesta investigação, foi desenvolvido um modelo analítico para determinação das deformações sofridas pela agitação, com base nos resultados experimentais obtidos pelo mesmo autor. A abordagem do autor é inovadora uma vez que este formula um modelo analítico para quantificar as transformações ocorridas na agitação, com recurso aos resultados dos ensaios laboratoriais realizados. O autor compara ainda os seus resultados com os propostos por outros autores.

São identificados onze parâmetros como os que mais influenciam a transformação da agitação e intervêm na sua performance hidráulica. De forma a reduzir o número de parâmetros intervenientes, através da análise dimensional, o autor reduz este número a três parâmetros adimensionais, que considera como os principais controladores dos processos físicos intervenientes na transformação da agitação, Figura 3.14.

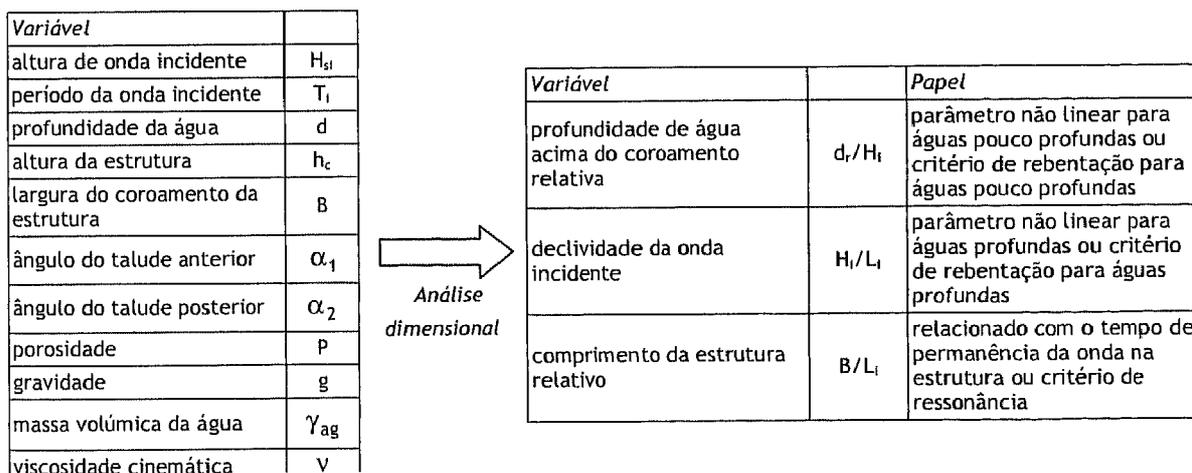


Figura 3.14 - Parâmetros influenciadores da transformação da agitação devido a quebramares submersos.

O autor salienta a especial importância do parâmetro  $d_r/H_1$  na performance e eficiência dos quebramares submersos, que é identificado como governador dos coeficientes de reflexão, transmissão e dissipação. Através de uma análise de regressão, o autor propõe que o coeficiente de transmissão seja dado por:

$$C_T = 1.0 - 0.83 \exp\left[-0.72 \cdot \frac{d_r}{H_i}\right]^2 \quad (3.24)$$

O modelo analítico foi desenvolvido com base na divisão da área imediatamente próxima do quebramar em três zonas distintas, governadas por expressões igualmente distintas, com base na teoria linear de ondas. Os resultados obtidos a partir deste modelo relativamente aos coeficientes de reflexão, transmissão e dissipação foram comparados com os medidos experimentalmente e com os propostos por Oumeraci e Bleck, 2001, para as mesmas condições de agitação regular. A qualidade dos resultados analíticos mostrou-se boa, nomeadamente no que respeita ao coeficiente de transmissão. Os piores resultados foram obtidos para a estimativa do coeficiente de reflexão, que mostrou um desvio padrão relativo superior. A precisão dos resultados revelou-se menor quando ocorria rebentação da agitação (fenómeno que pode ser explicado pela formulação analítica ter como base a teoria linear).

O autor refere que uma das vantagens deste método em relação às fórmulas empíricas é o facto da interacção entre o escoamento e a estrutura poder ser bem compreendida e se considerarem todos os parâmetros intervenientes. Além disso, a sua aplicabilidade é maior pois todos os processos físicos foram considerados explicitamente, enquanto que a extrapolação das fórmulas empíricas para além da gama de aplicabilidade pode levar a resultados absurdos.

Com base nas condições de teste referidas em Bleck e Oumeraci, 2001, Bleck e Oumeraci, 2002, referem que os vários fenómenos que ocorrem nas imediações de um quebramar podem ser observados:

- a nível local, como a rebentação da agitação, separação do escoamento, geração de vórtices, etc) e;
- a nível global, como a redução da altura de onda transmitida e do seu período, isto é, as variações a nível do perfil da superfície livre).

Yamashiro *et al.*, 2000, com base em resultados de ensaios experimentais com modelos de quebramares submersos, concluíram que o campo de agitação a sotamar destas estruturas é bastante complexo, devido essencialmente à não linearidade da interacção estrutura-agitação (geração de ondas de ordem superior) e à rebentação da agitação nos taludes da estrutura. Para além destes aspectos, analisaram a erosão local e a alteração da topografia dos fundos, normalmente associadas a estas estruturas, salientando a necessidade de ser dada maior atenção às características da agitação a sotamar de modo a compreender integralmente os fenómenos ocorridos nas suas imediações. O estudo teve como ponto de partida medições laboratoriais com agitação regular e irregular, com diversas alturas de onda e períodos e onde foram utilizados profundidades de água e larguras de coroamento distintas. Foi medida a elevação da superfície livre a barlar e a sotamar da estrutura e a componente horizontal da velocidade, através de velocímetros acústicos *Doppler* espaçados entre si.

Os espectros de energia incidente e transmitida foram calculados e, através da sua integração para a gama de frequências válidas obtiveram-se as energias relativas às componentes da agitação incidente ( $P_1$ ) e às de ordem superior da agitação transmitida ( $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$ ), Figura 3.15 a), no caso dos ensaios com ondas regulares. No que respeita aos ensaios com agitação irregular, foram consideradas duas frequências-limite, designadas por  $F_H$  e  $F_L$ , de modo a ser possível determinar a energia da agitação de ordem superior gerada pelas interacções não lineares, Figura 3.15 b). A energia espectral relativa às frequências superiores a  $F_H$  correspondia a 10% da energia total da agitação incidente, pelo que se concluiu que a energia espectral da agitação transmitida a partir de  $F_H$  era basicamente constituída pela agitação de ordem superior gerada. Na Figura 3.15 a) e na Figura 3.15 b) são apresentados dois exemplo dos resultados obtidos em dois ensaios, onde ocorreu a rebentação da agitação.

Agitação incidente

Agitação transmitida

<sup>2</sup> O desvio padrão entre a fórmula e os resultados medidos experimentalmente é de  $\sigma' = 26.5\%$

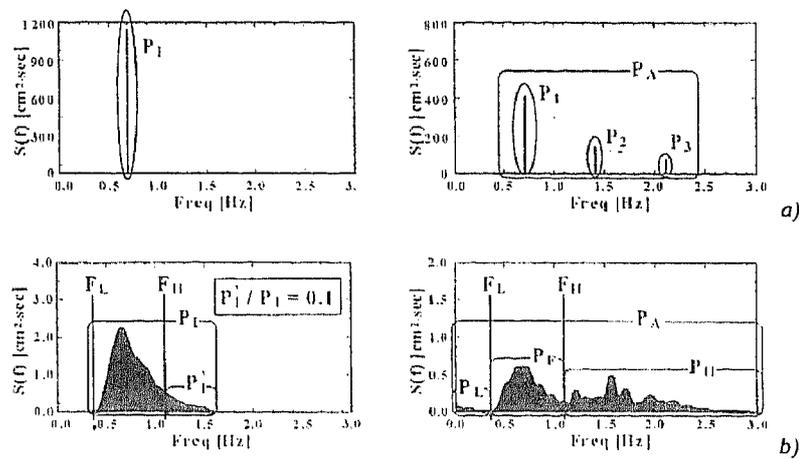


Figura 3.15 - Análise espectral da a) agitação regular, b) agitação irregular, Yamashiro *et al.*, 2000.

No espectro relativo à agitação regular, as harmónicas de 2ª e 3ª ordem da agitação incidente são geradas pela interacção não-linear estrutura-agitação. No que respeita à agitação irregular, verificou-se que a agitação de ordem superior se dava principalmente a partir de  $F_H$  e para as frequências inferiores a  $F_L$ , apesar da energia espectral neste último caso ser bastante menor do que a primeira.

De modo a avaliar a influência do modelo na atenuação da agitação incidente, foi calculada a razão entre a energia total transmitida,  $P_A$ , e a energia total incidente,  $P_I$ , em função de um parâmetro não-linear,  $\Pi$ , definido pela seguinte equação.

$$\Pi = (H/L_q) \coth^3 k_q d_T \quad (3.25)$$

em que  $H$  representava a altura de onda incidente (ou  $H_{1/3}$  para o caso da agitação irregular),  $L_q$  o comprimento de onda no coroamento do quebramar ou o comprimento significativo da onda no coroamento,  $k_q$  o número de onda no coroamento ou o número de onda significativa no coroamento.

Uma vez que este parâmetro aumenta com a altura da onda incidente e diminui com a profundidade de água no coroamento, considerou-se que permitia avaliar a intensidade da rebentação ocorrida nos taludes da estrutura, tendo-se verificado que  $P_A/P_I$  diminuía exponencialmente com  $\Pi$ , devido ao aumento da reflexão e da dissipação da energia causada pelos vórtices formados e pela rebentação da agitação.

Os autores verificaram também que a largura do coroamento quase não influenciava o valor de  $P_A/P_I$  (pelo menos, para as condições de teste ensaiadas) mas afectava consideravelmente o espectro de energia da agitação transmitida. Assim, foi calculada a variação dos quocientes  $P_1/P_A$ ,  $P_2/P_A$  e  $P_3/P_A$  para diferentes valores de  $\Pi$  e larguras de coroamento e verificou-se que para  $\Pi < 1.0$  (quando não ocorria rebentação ou pelo menos esta não era tão intensa), o valor destes quocientes apresentava grande variabilidade, mas que para  $\Pi > 1.0$ , quando a rebentação da agitação era mais significativa, este valor tendia a ser constante. O mesmo procedimento foi realizado para a agitação irregular, calculando-se, neste caso, os quocientes  $P_L/P_A$ ,  $P_F/P_A$  e  $P_H/P_A$  em função de  $\Pi$ , para  $B/h = 2.0$  e  $B/h = 4.0$ . A Figura 3.16 apresenta os resultados obtidos.

Para  $\Pi < 1.0$ , verificou-se que os quocientes  $P_F/P_A$  e  $P_H/P_A$  eram mais elevados, enquanto que para  $\Pi > 1.0$  (quando a rebentação se torna mais intensa),  $P_F/P_A$  e  $P_H/P_A$  decresciam e  $P_L/P_A$  aumentava. Convém ainda referir que para  $B/h = 2.0$ ,  $P_F/P_A$  apresentou sempre um valor superior a  $P_H/P_A$  mas que para  $B/h = 4.0$ , se verificou o inverso, o que indica que no primeiro caso, para  $B/h = 4.0$ , a contribuição de ondas de ordem superior era maior do que para  $B/h = 2.0$ , podendo afectar o transporte de sedimentos na região protegida dos quebramares submersos. Foi possível também concluir que a energia espectral da agitação de baixa frequência aumentava com a largura do coroamento da estrutura, embora o autor não tenha clarificado como estas se transmitiam nesta região.

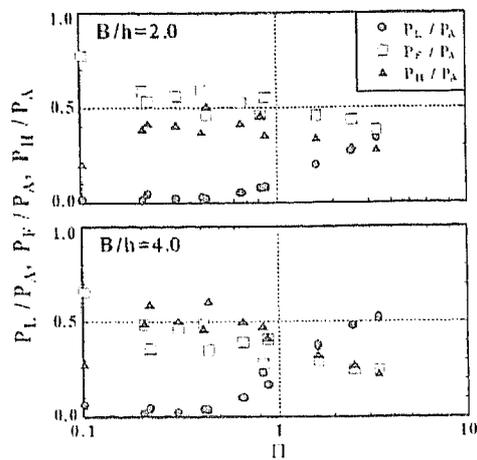


Figura 3.16 - Quocientes  $P_L/P_A$ ,  $P_F/P_A$  e  $P_H/P_A$  para  $T_{1/3} = 1.43$  s, Yamashiro *et al.*, 2000.

A variação da superfície livre (adimensionalizada pela altura de onda) nas imediações do modelo, Figura 3.17, permitiu constatar que imediatamente antes da agitação atingir a estrutura, o nível de água diminuía e que, atingido o seu coroamento, o nível de água valor aumentava rapidamente, mantendo-se quase constante a sotamar da estrutura.

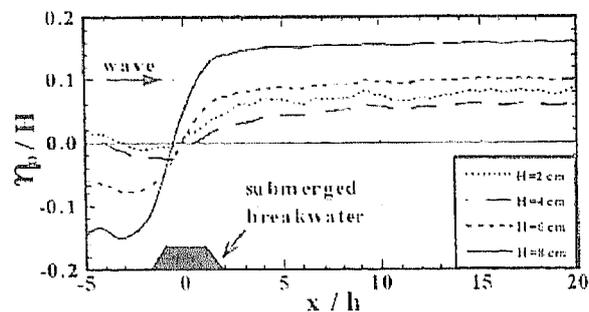


Figura 3.17 - Variação espacial da elevação média da superfície livre adimensional, Yamashiro *et al.*, 2000.

Verificou-se que em ambos os tipos de agitação, regular e irregular, a influência da largura do coroamento na elevação média da superfície livre a sotamar da estrutura era quase insignificante mas que por outro lado, quando  $\Pi > 0.5$ , a variação do valor médio da superfície livre em relação à altura de onda significativa era elevada, chegando a atingir cerca de 30% da altura de onda significativa, no caso da agitação regular (sendo um pouco mais baixa no caso da agitação irregular).

Taveira-Pinto e Neves, 2005, analisaram também a influência dos quebra-mares submersos no que respeita às alterações que estas estruturas provocam no espectro de agitação e no processo de transmissão da agitação. Os ensaios laboratoriais em que basearam as suas conclusões foram realizados com um modelo rugoso e impermeável, de taludes de inclinação igual a 2:1. sujeitos a agitação irregular de diferentes alturas de onda significativas e períodos de pico distintos. Os ensaios foram conduzidos com gamas de profundidades de água distintas, possibilitando a distinção entre testes executados com um regime de agitação curta ( $H_s/L \leq 0.03$ ) e longa ( $H_s/L > 0.03$ ).

O coeficiente de transmissão foi calculado e analisada a sua variação com a profundidade de água relativa,  $d_r/H_i$ , partindo da abordagem de Bleck e Oumeraci, 2001 e 2002, tendo sido propostas duas novas expressões, para cada um dos regimes de agitação estudado:

$$C_T = 1.0 - 0.43 \exp\left[-0.662 \frac{d_r}{H_i}\right], \text{ com } R^2=0.89, \text{ regime de agitação curta} \quad (3.26)$$

$$C_T = 1.0 - 0.36 \exp\left[-0.793 \frac{d_r}{H_i}\right], \text{ com } R^2=0.82, \text{ regime de agitação longa} \quad (3.27)$$

Algumas das discrepâncias verificadas entre estes resultados experimentais e os conduzidos por Bleck e Oumeraci (2001 e 2002), foram atribuídas às diferenças na geometria dos modelos e à rugosidade dos taludes. Para além disso, a gama de valores de profundidades relativas testadas era distinta ( $d_r/H_i$  no presente estudo era significativamente mais reduzida e próxima de zero, entre 0 e 1.67, enquanto em Bleck e Oumeraci (2001 e 2002) este parâmetro variava entre 0.5 e 12).

O quociente entre a energia total da agitação transmitida,  $P_1$ , e a energia total da agitação incidente,  $P_A$ , foi também calculado através da integração dos respectivos espectros sobre as frequências correspondentes e analisou-se a sua variação com o parâmetro não-linear de Goda,  $\Pi$ , conforme sugerido em Yamashiro *et al.*, 2000. Os dados medidos foram comparados com os obtidos nesse mesmo estudo e encontram-se sintetizados na Figura 3.18.

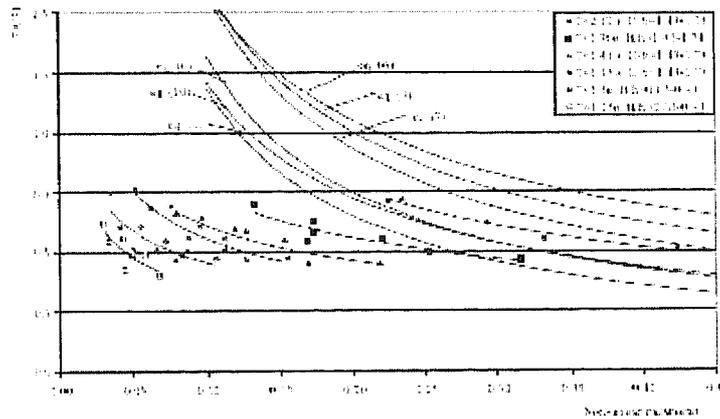


Figura 3.18 - Quociente entre a energia total da agitação transmitida,  $P_1$ , e a energia total da agitação incidente,  $P_A$ , em função do parâmetro não linear de Goda, Taveira-Pinto e Neves, 2005

Foram propostas expressões para a variação de  $P_A/P_1$  com  $\Pi$ , salientando-se que as eventuais diferenças entre estes resultados e os obtidos por Yamashiro *et al.*, 2000, se pudessem dever às diferentes geometrias dos modelos testados (no último estudo, o modelo era constituído por taludes lisos, impermeáveis e de inclinação igual a 1:1 e larguras de coroamento variadas).

Em van der Meer *et al.*, 2005, são as propostas expressões para a determinação do coeficiente de transmissão em quebramares de baixa cota de coroamento. As conclusões partem dos resultados experimentais recolhidos durante o projecto DELOS, juntamente com uma extensa base de dados relativos a resultados de 2337 ensaios sobre a transmissão da agitação. A base de dados contem resultados dos ensaios realizados no decorrer do Projecto DELOS, assim como os obtidos em van der Meer e Daeman, 1994, d'Angremond *et al.*, 1996, Calbrese *et al.*, 2002, Seabrook e Hall, 1998, Hirose *et al.*, 2000, Melito e Melby, 2000.

Propõem-se duas fórmulas para a determinação do coeficiente de transmissão destas estruturas, consoante a sua largura de coroamento:

$$C_T = -0.4 \frac{R_c}{H_i} + 0.640 \left(\frac{B}{H_i}\right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5\xi}), \text{ para } B/H_i < 10 \quad (3.28)$$

$$C_T = -0.35 \frac{R_c}{H_i} + 0.51 \left(\frac{B}{H_i}\right)^{-0.65} (1 - e^{-0.43\xi}), \text{ para } B/H_i > 10 \quad (3.29)$$

A expressão (3.31) apresenta o valor mínimo de 0.05, sendo o valor máximo dependente da largura de coroamento da estrutura.

Para larguras de coroamento muito grandes, os autores propõem ainda uma outra expressão que propõe valores máximos menores:

$$C_T = -0.006 \frac{B}{H_i} + 0.93 \quad (3.30)$$

Os valores obtidos em cada um dos ensaios foram calculados com os resultantes das fórmulas propostas, observando-se alguma dispersão. O erro quadrático médio obtido para a expressão para a (3.28) rondou os 0.072 e o associado às formulas (3.29) + (3.30), um valor igual a 0.082.

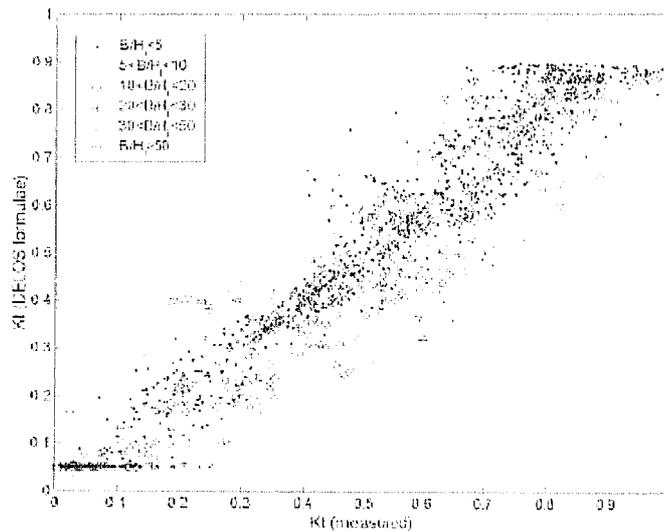


Figura 3.19 - Coeficiente de transmissão em quebramares de taludes de baixo cota de coroamento, Briganti et al., 2003.

Foi concluído que estas expressões podiam ser utilizadas para agitação com ângulos de ataque até 70°, uma vez que até este valor o efeito do ângulo de incidência da agitação numa estrutura deste tipo não tinha ou tinha uma influência marginal na transmissão da agitação (correspondendo 0° a um ataque perpendicular da agitação).

Aquando do ataque oblíquo da agitação, verificou-se que o ângulo d agitação transmitida era igual a 0.8 do ângulo agitação incidente.

Para os quebramares de baixa cota de coroamento impermeáveis e de taludes lisos, os autores propõem-se a seguinte expressão:

$$C_T = \left[ -0.3 \frac{R_C}{H_i} + 0.75 \left[ 1 - \exp(-0.5\xi_{0p}) \right] \right] \cos \beta^{2/3}, \quad (3.31)$$

, em que  $\beta$  representa o ângulo de ataque da agitação incidente.

que pode ser aplicada desde que se verifique que  $0^\circ < \beta < 70^\circ$ ,  $1 < \xi_{0p} < 3$  e  $1 < B/H_i < 4$ .

A expressão (3.31) fornece um valor mínimo do coeficiente de transmissão igual a 0.075 e um valor máximo igual a 0.8. Constata-se, portanto que a transmissão nestas estruturas depende também do ângulo d ataque da onda incidente. Além disso, este ângulo interfere também do o ângulo da agitação transmitida, da forma:

$$\begin{cases} \beta_t = \beta_i, \beta_i \leq 45^\circ \\ \beta_t = 45^\circ, \beta_i > 45^\circ \end{cases} \quad (3.32)$$

, em que  $\beta_t$  e  $\beta_i$  representam o ângulo de ataque da agitação incidente.

Muitas outras formulas são propostas para a determinação do coeficiente de transmissão dos quebramares de baixa cota de coroamento, envolvendo parâmetros relacionados com as características da agitação mas

também com a geometria destas estruturas como sejam as relações:  $R_c / H_i$ ,  $H_i / D_{n50}$ ,  $B / H_i$ ,  $B / L_{0p}$ ,  $\xi$  e  $H_i / d$ , saindo fora do âmbito da presente dissertação uma apresentação mais desenvolvida deste tema.

### 3.4. Métodos de dimensionamento estrutural e estabilidade

A inclusão deste sub-capítulo deve-se essencialmente a duas razões. A primeira está relacionada com o facto de se considerar importante fazer um enquadramento das fórmulas existentes para o dimensionamento prático deste tipo de estruturas. A outra justificação prende-se principalmente com o facto de se ter considerado relevante reflectir sobre os parâmetros intervenientes nestas fórmulas, que certamente contribuirão para um maior conhecimento dos factores que influenciam a estabilidade dos quebra-mares submersos e que decididamente fornecerão informações úteis sobre a explicação do comportamento do campo de pressões nestas estruturas.

O dimensionamento de estruturas de taludes está intimamente associado aos limites de estabilidade dos blocos constituintes do manto resistente, à estabilidade (geotécnica) do talude e da sua fundação e, em menor grau, à estabilidade da eventual da super-estrutura à acção da agitação, Burcharth e Hughes, 2003. O dimensionamento do seu manto resistente procura definir a adequada massa unitária dos blocos constituintes necessária à resistência ao movimento.

Durante muito tempo, o dimensionamento dos quebra-mares de taludes era feito por comparação com outras estruturas já construídas e que haviam dado bom resultado, tendo a experiência se encarregado de pôr em evidência os vários erros, Novais-Barbosa, 1962.

O ponto de partida das fórmulas propostas para o seu dimensionamento era o balanço das forças actuantes em cada um dos blocos da estrutura, tendo em conta:

- as características resistentes da estrutura (como por exemplo, o peso dos seus blocos constituintes, a densidade do material que os constitui, a espessura do manto resistente, o ângulo do talude) e;
- as características da onda mais severa que pode atacar a estrutura.

A acção da onda sobre uma estrutura de taludes pode provocar o movimento dos seus blocos constituintes, que se designa por instabilidade hidráulica, e que se traduz geralmente pelo deslocamento dos blocos dentro do manto resistente, pelo seu movimento individual para fora do manto ou mesmo pelo escorregamento de vários blocos pelo talude.

Como já foi referido, o impacto da agitação nos blocos constituintes dos quebra-mares de taludes torna o cálculo das forças actuantes nestes impossível. Além disso, uma vez que a sua forma é complexa e a sua disposição aleatória, torna-se impossível igualmente a determinação das forças de reacção entre os blocos adjacentes. Consequentemente, não são exequíveis cálculos determinísticos das condições de estabilidade instantânea dos blocos, pelo que as fórmulas de estabilidade existentes são baseadas em modelos hidráulicos. A resposta dos blocos em termos de movimento está relacionada directamente com os parâmetros da agitação incidente, Burcharth e Hughes, 2003.

Considere-se a Figura 3.20 representativa das forças actuantes nos blocos unitários dos quebra-mares de taludes, quando uma onda atinge a estrutura, no sentido ascendente, e o movimento correspondente de retorno, quando se afasta da estrutura.

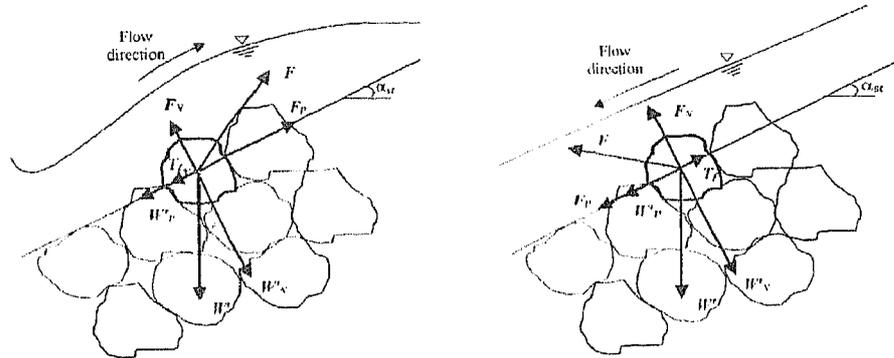


Figura 3.20 - Forças actuantes num bloco unitário do manto resistente de uma estrutura de taludes.

A condição de equilíbrio ao escorregamento determina que:

$$W \left( 1 - \frac{\rho_{\text{ág.}}}{\rho} \right) \text{sen } \alpha = \mu \left[ W \left( 1 - \frac{\rho_{\text{ág.}}}{\rho} \right) \text{cos } \alpha - F \right] \quad (3.33)$$

em que  $W$  representa o peso bloco,  $\rho$  e  $\rho_{\text{ág.}}$  são as massas volúmicas do material constituinte dos blocos e da água, respectivamente,  $\mu$  é o coeficiente de atrito entre as camadas de blocos,  $\alpha$  é o ângulo que o talude faz com a horizontal e  $F$  é a força ascensional que actua no bloco. Esta força pode ser determinada considerando que:

$$F = k \rho g A H = k' \rho g H \left( \frac{W}{\rho g} \right)^{2/3} \quad (3.34)$$

em que  $k$  e  $k'$  são constantes.

O peso de cada bloco unitário pode ser calculado então através de:

$$W = \frac{K \mu^3 \rho g H^3}{\left( \frac{\rho}{\rho_{\text{ág.}}} - 1 \right)^3 (\mu \text{cos } \alpha - \text{sen } \alpha)^3} \quad (3.35)$$

, expressão conhecida como a fórmula de Iribarren.

Várias considerações geométricas simples acerca do balanço das forças actuantes num bloco unitário foram desenvolvidas por diferentes autores com o intuito de resolver o valor de  $K$  e, conseqüentemente, para o cálculo do peso dos blocos.

Apresenta-se apenas uma delas, dada a sua grande aplicação do dimensionamento de quebra-mares de taludes, de Hudson, 1958:

$$W = \frac{\gamma g H^3}{K_D (\Delta - 1)^3 \cot g \alpha} \quad (3.36)$$

em que  $K_D$  representa o parâmetro de forma, cujo valor difere do tipo de bloco utilizado, nas condições de agitação a que estará exposto, da irregularidade da superfície, da porosidade da estrutura, etc.

As fórmulas de dimensionamento são também habitualmente expressas em função do número de estabilidade da estrutura,  $N_s$ , dado por:

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_n} \quad (3.37)$$

em que  $D_n$  representa o diâmetro nominal dos blocos constituintes do manto da estrutura, igual a  $(M_{\text{bloco}}/\rho_{\text{bloco}})^{1/3}$  e  $\Delta$  é dado por  $\rho_{\text{bloco}}/\rho_{\text{ág.}} - 1$ .

O valor do parâmetro de estabilidade está associado a determinado número de estragos ou danificação permitida da estrutura, sendo influenciado por vários factores. Transcrevem-se os parâmetros sugeridos pelo Burcharth e Hughes, 2003, como influenciadores da estabilidade do manto resistente de um quebramar de taludes, Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Parâmetros que influenciam a estabilidade hidráulica do manto resistente (adap.dDe Burcharth e Hughes, 2003).

<b>Parâmetros característicos da agitação</b>	
Altura da onda	$H_s, H_{m0}, H_{1/10}$
Comprimento da onda	$L_m, L_{0m}, L_p$
Declividade da onda	$s_m, s_{0m}, s_p$
Assimetria da onda	
Forma do espectro da onda	
Grupos de onda	
Profundidade da água	$d$
Ângulo de incidência da onda	$\beta$
Número de ondas	$N_z$
Massa volúmica da água	$\gamma_{ag}$
<b>Parâmetros estruturais</b>	
Perfil anterior da estrutura, incluindo submergência, ângulo do talude	$R_c, \alpha$
Massa volúmica dos blocos	$\gamma$
Massa e forma dos blocos	$M$
Gradação dos blocos	$D_{n50}, D_{n15}, D_{n85}$
Densidade de empacotamento, padrão de colocação e espessura do manto resistente	
Porosidade e permeabilidade dos filtros e núcleo	
<b>Parâmetros combinados</b>	
$\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_{ag}} - 1$	
$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$	Shore Protection Manual, 1984
$N_s^* = N_s s_p^{-1/3}$	Ahrens, 1987
$H_0 T_0 = N_s T_m \sqrt{g/D_n}$	van der Meer, 1988
$s_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{0m}}}$	Battjes, 1974b
onde $s_p$ representa a declividade local, $T_m$ o período da onda médio e $s_{0m} = \frac{2\pi H_s}{g T_m^2}$ .	

As fórmulas de estabilidade muitas vezes não contêm explicitamente esses parâmetros intervenientes na estabilidade do manto resistente de estruturas de taludes e esse facto, juntamente com a natureza estocástica da acção da agitação e da resposta do manto, introduz alguma incerteza nas fórmulas existentes. As fórmulas disponíveis para o dimensionamento de estruturas de taludes diferenciam-se por se referirem a:

- diferentes tipos de blocos constituintes do manto
- condições de agitação específicas (relacionadas com a ocorrência de rebentação antes ou na própria estrutura)
- determinada cota de coroamento relativamente ao nível médio da água

- existência ou não de uma super-estrutura.

Bruun, 1985, referem alguns outros parâmetros que podem interferir com a estabilidade de uma estrutura de taludes, como sejam:

- as velocidades durante a subida e a descida (no espraçamento e no refluxo) da agitação ao longo do talude e as forças que lhe estão associadas;
- a permeabilidade do manto resistente, das sub-camadas e do núcleo e;
- a fricção entre blocos do manto e entre estes e as sub-camadas, que depende da forma de colocação dos blocos.

Rufin Jr. *et al.*, 1996, analisaram os parâmetros que mais influenciavam a estabilidade dos blocos unitários constituintes de um quebramar submerso com uma grande largura de coroamento, através da concepção de uma estrutura idealizada. A estrutura era constituída por blocos esféricos, simulando os blocos constituintes da estrutura. O objectivo dos autores foi determinar o peso dos blocos necessário para “fazer frente” à acção da agitação marítima, assim como determinar os parâmetros físicos que mais afectavam a sua estabilidade. Os autores referem que como o peso dos blocos depende largamente das forças induzidas pela agitação neste, é necessário relacionar a sua estabilidade com as forças actuantes e as suas características mais pertinentes.

Os autores salientam que, dada a complexidade da interacção entre as forças devido à agitação e os blocos, em particular devido à sua forma irregular, é difícil determinar correctamente as características, a magnitude e a distribuição das forças com a adequada aplicabilidade a um dimensionamento seguro e económico. A interacção da agitação com a estrutura é então discutida através da estrutura idealizada, sendo de notar que nas formulações dos autores o ângulo de contacto entre pontos de contacto dos blocos, o seu método de colocação, a direcção do movimento dos blocos e a maneira como se pode dar o seu movimento (escorregamento, rolamento (*rolling*), levantamento) foram consideradas, de modo a poder extrapolar algumas das conclusões obtidas para blocos de enrocamento reais.

É então considerado que o peso crítico estável de um bloco esférico constituinte de um quebramar submerso com elevada largura de coroamento, posicionado num fundo horizontal é determinado pela força exercida sobre o bloco pela agitação ( $F$ ), pela inclinação do talude ( $\theta$ ); pelo ângulo de contacto entre os blocos ( $\beta$ ), pelo coeficiente de atrito ( $\mu$ ), pela localização do centro da força actuante ( $\epsilon$ ), pela massa volúmica do fluido ( $\rho$ ), pela aceleração de gravidade ( $g$ ) e pela massa volúmica do bloco esférico ( $\rho_s$ ).

A força actuante em cada bloco, variável no tempo ( $t$ ), é por sua vez dependente do diâmetro da esfera ( $D$ ), da profundidade da água junto da base da estrutura ( $d$ ), da distância horizontal da extremidade barlar do coroamento ( $x$ , positiva na direcção *onshore*), do comprimento da onda na base do talude ( $L$ ), da altura da onda incidente ( $H_i$ ), da profundidade de água acima do coroamento ( $d_r$ ), da largura do coroamento ( $B$ ), da viscosidade cinemática ( $\nu$ ) e da porosidade da estrutura ( $P$ ).

O peso dos blocos e acção da agitação depende portanto de muitos parâmetros físicos, pelo que se torna difícil investigar os efeitos de todos eles. Nesse sentido, em cada um dos ensaios, o valor da inclinação do ângulo foi mantido constante, pelo que apenas se teve de considerar a influência do tamanho do bloco, a massa volúmica e a localização do bloco na estrutura. A forma de colocação das esferas também foi mantida constante, pelo que a porosidade, a localização do centro da força actuante e o ângulo de contacto entre os blocos foram também fixados. Os níveis de turbulência foram considerados suficientemente grandes para o efeito da viscosidade ser considerado insignificante. Dada a grande largura do coroamento, também o seu efeito na estabilidade e na força actuante pôde ser desprezado.

Consequentemente, o peso crítico dos blocos e a força adimensionalizados podem ser expressos pelas seguintes variáveis adimensionais:

$$\frac{W'}{\rho g H_i D^2} = \phi \left\{ \frac{x}{L}, \frac{d}{L}, \frac{H_i}{d}, \frac{D}{d_r}, \frac{H_i}{D}, \frac{\rho_s}{\rho} \right\} \quad (3.38)$$

$$\frac{F'}{\rho g H_i D^2} = \Phi \left\{ \frac{x}{L}, \frac{d}{L}, \frac{H_i}{d}, \frac{D}{d_r}, \frac{H_i}{D}, \frac{t}{\sqrt{L/g}} \right\} \quad (3.39)$$

Se se considerar a força máxima actuante nos blocos, independente do tempo, o último termo pode ser desprezado.

De entre as principais conclusões salienta-se que foi referida que a localização mais crítica destas estruturas era a extremidade exposta do coroamento. Os blocos estavam expostos as forças gradualmente variáveis, estando os blocos junto do NMA frequentemente sujeitos à acção da água em “queda livre” resultante da rebentação da agitação. Por essa razão, o autor salienta que a localização destes blocos poderá afectar a estabilidade da estrutura.

Juhl e Jensen, 1990, também analisaram laboratorialmente as forças exercidas sobre “blocos” constituintes de quebramares, formado por um amontoado de tubos. Foi concluído que os blocos estavam sujeitos a elevadas forças de impacto, particularmente durante o espraçamento, mas que apesar da sua grande magnitude (atingida muito rapidamente), tinham uma duração muito curta, pelo que não foram consideradas críticas para a estabilidade geral dos blocos. A ocorrência destas forças era largamente influenciada pelo tipo de rebentação, tendo-se verificado que eram máximas junto do NMA e na parte superior do talude exposto e para ondas rebentando na transição entre rebentação mergulhante e rebentação oscilante. Foi concluído que as forças medidas sobre os blocos dependiam da altura de onda, do período, do número de Iribarren para águas profundas e da posição do “tubo”.

Referir-se-ão de seguida algumas expressões sugeridas para o dimensionamento de quebramares de taludes galgáveis (estaticamente estáveis) e quebramares submersos (estaticamente estáveis). Não será dada relevância às fórmulas propostas para estruturas não galgáveis ou marginalmente galgáveis, nem para as galgáveis dinamicamente estáveis, por se considerar que estas se enquadrarem for do âmbito da presente dissertação.

#### 3.4.1.1. Estabilidade de quebramares galgáveis

O facto de permitirem o galgamento e a passagem de alguma da energia incidente para sotamar, torna os quebramares galgáveis ( $R_c > 0$ ) mais estáveis relativamente aos quebramares tradicionais, razão pela qual podem ser utilizados blocos de menores dimensões e peso, que nos quebramares não-galgáveis expostos às mesmas condições de agitação. Nos quebramares tradicionais, apenas uma muito pequena quantidade de energia galga a estrutura, pelo que a sua danificação tenderá a ocorrer no talude anterior. No caso dos quebramares de baixa cota de coroamento, a danificação poderá também ocorrer no coroamento e no talude posterior. No entanto, como parte da energia é transmitida, estes são relativamente mais estáveis, pelo que poderão ser utilizados blocos menores que os que seriam esperados no caso dos quebramares tradicionais. Em águas pouco profundas, nomeadamente, é importante analisar a estabilidade destas estruturas para todas as combinações de níveis de água e agitação relevantes, sendo importante salientar que os impactos da agitação na estrutura são diferentes na ocorrência ou não de rebentação na estrutura e antes desta atingir a estrutura.

O dimensionamento dos blocos do manto resistente destas últimas estruturas é geralmente feito pela fórmula de Hudson, 1959, ou pelas mais recentes fórmulas de van der Meer, 1991, ou de Powell e Allsop, 1985, Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Fórmulas de dimensionamento dos blocos do manto resistente de quebramares galgáveis ( $R_c > 0$ ) constituídos por duas camadas de entrocamento (adapt. Burcharth e Hughes, 2003).

Expressão	validade																				
$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_p^{1/3}}{b} \ln \left( \frac{1 N_{od}}{a N_a} \right)$ <p>(Powell e Alsop, 1985)</p>	<p>a e b são coeficientes empíricos, função da submergência e da profundidade da água:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th><math>R_c / d</math></th> <th><math>a \cdot 10^4</math></th> <th>b</th> <th><math>s_p = H_s / L_p</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.29</td> <td>0.07</td> <td>1.66</td> <td>&lt;0.03</td> </tr> <tr> <td>0.39</td> <td>0.18</td> <td>1.58</td> <td>&lt;0.03</td> </tr> <tr> <td>0.57</td> <td>0.09</td> <td>1.92</td> <td>&lt;0.03</td> </tr> <tr> <td>0.38</td> <td>0.59</td> <td>1.07</td> <td>&gt;0.03</td> </tr> </tbody> </table> <p>Em que <math>N_{od}</math> representa o nº de blocos deslocados para fora do manto, <math>N_a</math> o nº total de blocos.</p>	$R_c / d$	$a \cdot 10^4$	b	$s_p = H_s / L_p$	0.29	0.07	1.66	<0.03	0.39	0.18	1.58	<0.03	0.57	0.09	1.92	<0.03	0.38	0.59	1.07	>0.03
$R_c / d$	$a \cdot 10^4$	b	$s_p = H_s / L_p$																		
0.29	0.07	1.66	<0.03																		
0.39	0.18	1.58	<0.03																		
0.57	0.09	1.92	<0.03																		
0.38	0.59	1.07	>0.03																		
$\frac{H_s}{f_i \Delta D_{n50}} = 6.2 S^{0.2} P^{0.8} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5}$ <p>para rebentação mergulhante em que <math>\xi_m &lt; \xi_{mc}</math> (incerteza estimada em 6.5%) (van der Meer, 1988)</p>	<p>ondas não limitadas pela profundidade. Para ondas limitadas pela profundidade em vez de <math>H_s</math> usar <math>H_{2\%} / 1.4</math></p> <p>para <math>\cot \alpha \geq 4</math> apenas usar a eq. (3.41)</p> <p><math>N_z \leq 7500</math>, após o qual é atingido a danificação de equilíbrio</p> <p><math>0.1 \leq P \leq 0.6</math></p> <p><math>0.005 \leq s_{0m} \leq 0.06</math></p> <p><math>2.0 \text{ ton/m}^3 \leq P \leq 3.1 \text{ ton/m}^3</math></p> <p><math>0 &lt; \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{0p}}{2\pi}} &lt; 0.052</math></p> <p>Baseadas em ensaios na presença de rebentação do tipo progressivo, elo que pode não ser conservativas nalgumas condições de rebentação.</p> <p>Em que <math>\xi_m = s_m^{-0.5} \tan \alpha</math>, <math>\xi_{mc} = (6.2 P^{0.31} (\tan \alpha)^{0.5})^{1/(P+0.5)}</math>, <math>S</math> é a área erodida relativa, <math>P</math> a permeabilidade, <math>N_z</math> o nº de ondas, <math>\alpha</math> o ângulo do talude anterior, <math>s_m</math> a declividade da onda dada por <math>H_s / L_{0m}</math> em que <math>L_{0m}</math> é o comprimento de onda em águas profundas de acordo com o período de onda médio considerado, <math>s_{0p}</math> a declividade da onda dada por <math>H_s / L_{0p}</math> em que <math>L_{0mp}</math> é o comprimento de onda em águas profundas de acordo com o período de onda de pico considerado.</p>																				
$\frac{H_s}{f_i \Delta D_{n50}} = 1.0 S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{-0.5} \xi_m^P$ <p>para rebentação oscilante em que <math>\xi_m &gt; \xi_{mc}</math> (incerteza estimada em 8.0%) (van der Meer, 1988)</p>	<p>redução do diâmetro nominal: <math>f_i = \left( 1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{0p}}{2\pi}} \right)^{-1}</math></p> <p>(van der Meer, 1991)</p>																				

(3.40)

(3.41)

(3.42)

(3.43)

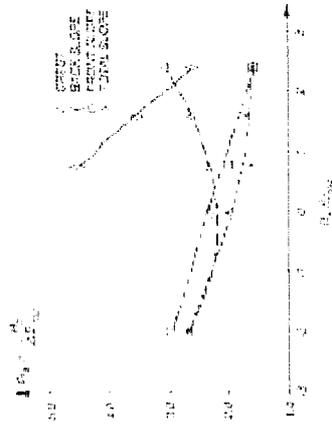
Quadro 3.4 - Fórmulas de dimensionamento dos blocos do manto resistente de quebra-mares submersos ( $R_c < 0$ ) constituídos por duas camadas de enrocamento (adapt. Burcharth e Hughes, 2003).

Expressão	validade
$\frac{h_c}{d} = (2.1 + 0.15) \exp(-0.14N_s^*)$	<p>Em que <math>h_c</math> representa a cota de coroamento da estrutura, <math>d</math> é a profundidade da água, <math>S</math> é a área erodida relativa e <math>N_s^*</math> é o parâmetro de estabilidade espectral igual a</p>
<p>van der Meer, 1991</p>	$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D n 50} S_p - 1/3$
<p>▲ Relative crest height <math>H_c/d</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ coeficiente de variação igual a 17%</li> <li>▪ deduzida a partir dos ensaios de Givier e Sprensen, 1986 (com agitação regular e uma inclinação do talude igual 1 1/1.5) e de van der Meer, 1991 (com agitação irregular e uma inclinação do talude igual 1 1/2).</li> </ul>
<p>Van der Meer Chlorssen Givier eq.</p>	<p>(3.44)</p>

Quadro 3.4 - cont.) Fórmulas de dimensionamento dos blocos do manto resistente de quebramares submersos ( $R_c < 0$ ) constituídos por duas camadas de enrocamento (adapt. Burcharth e Hughes, 2003).

- quebramares submersos ou de baixa cota de coroamento
- agitação irregular
- $0.05m < H_s < 0.19m$
- $T_p = 1.4$  e  $1.8s$
- $-2.0 < \frac{R_c}{D_{n50}} < 2.4$
- $-0.05m < R_c < 0.06m$ .

$S=0.5-1.5$ , início da danificação

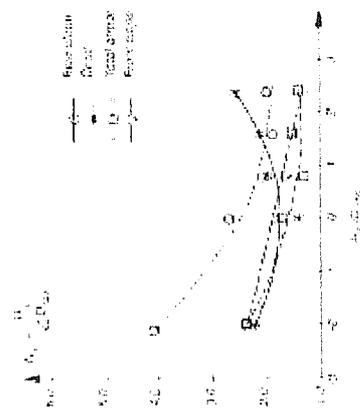


$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}}$  em função de  $R_c / D_{n50}$ , da zona da estrutura onde os blocos estarão localizados: talude anterior, talude posterior, coroamento ou secção genérica e do nível de danificação permitido

Vidal et al., 1992

(3.45)

$S=2.0$ , extração de alguns blocos da camada anterior



### 3.4.1.2. Estabilidade de quebramares submersos

A estabilidade das estruturas submersas ( $R_c < 0$ ) não depende tanto da inclinação do seu talude anterior, uma vez que o ataque da onda se concentra mais no coroamento e menos no talude anterior. Por essa razão, considera-se que este parâmetro não interfere de forma preponderante na estabilidade destas estruturas, van der Meer e Pilarczyk, 1990.

Van der Meer, 1991, propõe que a estabilidade destas estruturas seja influenciada:

- pela submergência relativa, isto é, pela relação entre a altura de coroamento e a profundidade de água;
- nível de danificação;
- número de estabilidade espectral.

, pelo que o cálculo do peso dos blocos necessário para “fazer frente” a determinada altura e período da agitação é feito em função da altura de coroamento e da profundidade de água e do nível de danificação da estrutura permitido.

A abordagem de Vidal e tal, 1992 é diferente e o autor propõe fórmulas para a determinação dos quebramares galgáveis consoante a secção da estrutura em que se encontram os blocos. A estrutura é dividida em várias secções de modo a analisar a distribuição da danificação (de salientar que a definição utilizada pelo autor na definição do coroamento, inclui igualmente as partes superiores dos dois taludes).

São então apresentados vários diagramas caracterizando os vários níveis de danificação nas várias secções da estrutura analisadas em função do parâmetro de estabilidade e da submergência relativa  $R_c/D_{n50}$ . Verificou-se que a secção relativa à cabeça das estruturas era a menos estável para condições de emergência da estrutura.

Os dois métodos de dimensionamento existentes para quebramares submersos são apresentados no Quadro 3.4.

## 3.5. Campo de pressões em quebramares

Um mesmo estado de agitação pode dar origem a pressões e a forças na estrutura significativamente diferentes, dependendo da forma como se dá a rebentação na proximidade ou na própria estrutura, Herbich, 2001. Será conveniente, portanto, referir que existem três categorias de forças actuantes sobre uma estrutura:

- forças pulsatórias ou quasi-estáticas, que ocorrem com maior frequência e cujas pressões que originam apresentam uma variação temporal suave, estando quase em fase com a elevação da superfície livre. Alguns dos fenómenos inerentes a estas forças podem ser tratados através de teorias de onda simples, como a linear, estando os seus métodos de previsão já bastante desenvolvidos e aceites; São geradas para valores da declividade ou da altura da onda em frente da estrutura são relativamente pequenos. As pressões geradas, do tipo pulsatório, induzem uma resposta similar por parte da estrutura.
- forças impulsivas, que geralmente ocorrem quando a rebentação se processa directamente na estrutura. Quando em águas menos profundas e perto das condições de rebentação, a forma das ondas altera-se e, conseqüentemente, de certa forma, a variação temporal das pressões também se modifica, tornando-se cada vez mais assimétrica. A deformação da agitação resulta numa frente de onda mais inclinada e, aquando da rebentação da onda, pode ser observado um pico de pressão no registo quasi-estático da pressão. A duração deste “choque” é muito mais pequena que o período da pressão quasi-estática. Na maioria das estruturas estas forças acontecem raramente, apesar de noutras estruturas, a sua ocorrência ser já mais frequente o que, face à sua intensidade, implica que estas devam ser consideradas nos métodos de dimensionamento. O seu valor é muito elevado, chegando a atingir pressões de pico cerca de 10 vezes superiores às pressões pulsatórias. A previsão da ocorrência e da magnitude destas forças é substancialmente mais complexa, existindo também um certo grau de incerteza associado à sua determinação;

- forças associadas à agitação que já sofreu uma rebentação inicial mas que é forçada a rebentar novamente por diminuição da profundidade da água, antes de atingir a estrutura. Estas forças são inferiores às impulsivas, podendo ser também menores que as pulsatórias. Geralmente no seu registo temporal das pressões podem observar-se dois picos.

As forças actuantes sobre as estruturas estão obviamente associadas às pressões que as geram e como tal, o conhecimento e previsão destas é fundamental na determinação da acção da agitação sobre estas.

A previsão das pressões do primeiro tipo (ondas periódicas regulares e progressivas) é tradicionalmente utilizada para o dimensionamento das estruturas. Assim, com métodos de dimensionamento relativamente simples, a resposta quasi-estática da estrutura pode ser calculada, desprezando-se a resposta da estrutura aos picos súbitos induzidos pela rebentação da agitação directamente nesta. No caso de ondas de pequena amplitude e de grande período, o período de aumento e diminuição da pressão é muito maior que o *eigenperiod* da estrutura, pelo que a resposta da estrutura será quasi-estática. A magnitude das pressões quando a resposta da estrutura é quasi-estática é substancialmente menor que a das pressões de impacto associadas à rebentação da agitação.

No que respeita à previsão das outras categorias de forças, o processo não é tão simples.

Também o tipo de estrutura costeira influencia a ocorrência dos diferentes tipos de pressões/forças. Assim, se num quebramar de taludes convencional (não galgável), a pressões de “choque”, de muito curta duração, são frequentemente a causa da rotura geotécnica, nos quebramares submersos isso não acontece. Nestas estruturas, a grande quantidade de energia induzida pela rebentação, pode deslocar-se sobre a estrutura, reduzindo a possibilidade da rotura, quando a inclinação do talude é bem dimensionada, Pramono, 1997.

### 3.5.1. Quebramares submersos de taludes, semicirculares e rectangulares

Herbert e Waldron, 1992, realizaram estudos experimentais com o intuito de avaliar as forças e pressões associadas à acção da agitação marítima sobre quebramares de taludes constituídos por cubos vazios (*hollow*), que geralmente se dispõem de forma regular numa camada, providenciando uma porosidade de cerca de 0.6, o que contribui para a sua elevada estabilidade hidráulica. A dissipação da energia da agitação é conseguida nos vazios dos blocos unitários e não nos vazios entre os blocos adjacentes, com geralmente acontece nos blocos convencionais. A observação de estruturas onde estes blocos foram utilizados na sua construção, revelou que os blocos danificados se concentravam nas localizações na zona inter-marés não existindo praticamente blocos danificados junto do coroamento das estruturas, onde eventos de impacto significativo são raramente observáveis. A confirmação da suspeita de que a fractura de alguns dos blocos estava relacionada com a severidade impactos nas arestas esbeltas e não reforçadas mais expostas dos blocos foi um dos objectivos deste estudo.

Foram executados vários ensaios em laboratório com agitação irregular, a uma escala de 1:31.25. Três transdutores de força foram posicionados nalguns blocos em três posições do talude, em que foram isolados dos blocos adjacentes e da sub-camada de modo a possibilitar a medição das forças actuantes em todo o bloco, quer paralelamente ao talude, quer na direcção perpendicular a este. E seis transdutores de pressão foram posicionados em três localizações, de modo a medir a pressão numa aresta exposta, numa aresta da base e numa das arestas laterais do cubo.

As pressões de impacto máximas apresentaram períodos de pico na ordem dos 10-20 ms. Os autores concluíram que a intensidade e frequência destes impactos dependia da profundidade do transdutor de pressão em relação ao NMA em repouso.

A Figura 3.21 ilustra a variação da pressão máxima medida e da pressão com probabilidade de não-excedência igual a 2% com a submergência relativa,  $F^*$ , igual à relação entre a distância do transdutor de pressão acima do NMA e a altura de onda incidente.

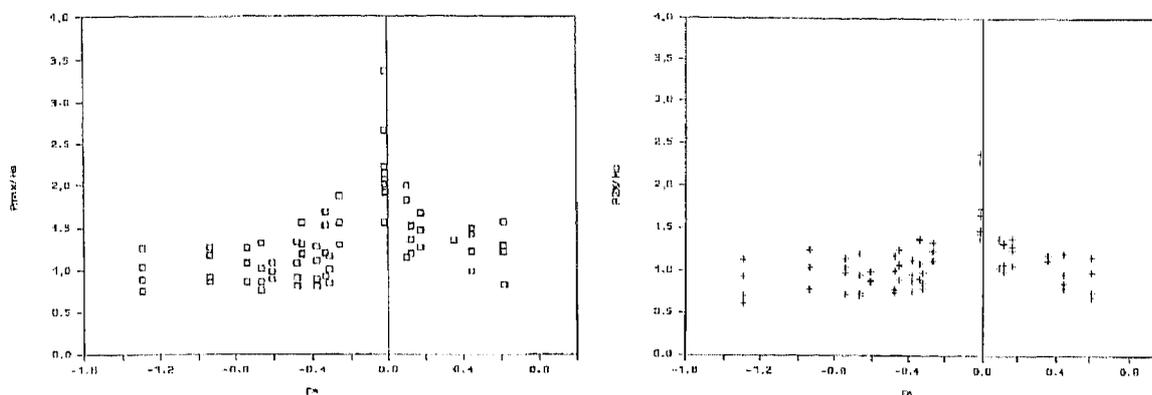


Figura 3.21 - Variação das pressões de impacto com a submergência relativa do transdutor, Herbert e Waldron, 1992.

Os impactos mais significativos ocorreram nas situações em que a submergência relativa se situava entre  $-0.2$  e  $0.2$ , o que, para a gama de alturas de onda testadas, limitava os eventos aos três blocos situados junto do nível de água. Para  $F^* < -0.2$ , verificaram-se muito raramente eventos de impacto, uma vez que os blocos se encontravam quase sempre submersos. Em contrapartida, para  $F^* > 0.2$ , a agitação rebentava antes de chegar aos transdutores de pressão, pelo que estes só registavam a acção quasi-hidrostática devido ao espraçamento da agitação. Os maiores e mais frequentes impactos localizaram-se nas arestas expostas e nas laterais, com valores na ordem de  $3.5H_s$ .

As forças medidas mostraram um comportamento semelhante ao das pressões, na medida em que exibiram igualmente uma dependência da submergência do bloco. A força ascendente de arrastamento mostrou um valor máximo nos blocos situados no NMA ou mesmo acima deste. Foi observado igualmente que a força de levantamento apresentou uma magnitude da ordem de grandeza do peso submerso do bloco nessa direcção. Esta força é particularmente significativa durante o refluxo, quando a água forçada a entrar na estrutura durante o espraçamento, é drenada para fora desta.

Foram igualmente realizados ensaios no protótipo, no sentido de analisar potenciais feitos de escala, dado que muitas vezes, o elevado grau de presença de ar na emulsão ar-água é geralmente subestimado nos ensaios com modelos reduzidos, determinando impactos de menor duração e de maior magnitude que os ocorrentes na realidade. Os resultados no protótipo mostraram-se em concordância com os medidos laboratorialmente, tanto no que respeita à magnitude, à duração e a localização dos maiores impactos.

Bierawski *et al.*, 2002, realizaram uma série de ensaios laboratoriais com vista à análise do campo de pressões num quebramar submerso (no seu talude e no seu interior). Foram estudados dois tipos de estruturas: permeáveis e impermeáveis, para três relações entre o nível médio da água em repouso, NMA, e a cota do coroamento (coincidente com o NMA, 15cm abaixo do NMA e 30cm abaixo do NMA). Ambos os modelos apresentavam a mesma configuração e características de rugosidade semelhantes, tendo o modelo impermeável sido construído a partir da colocação de uma membrana a cerca de  $3/4$ cm abaixo da superfície do talude, que depois foi coberta por  $2/3$  camadas de enrocamento (permitindo eliminar o processo de troca de água dentro da estrutura, mas não a eliminando ao nível da fundação ou do campo de agitação exterior). Deste modo, foi possível a análise da influência da permeabilidade nas flutuações de pressão.

A variação da altura de onda devido à presença da estrutura a barlar e a sotamar desta foi medida, assim como a flutuação da pressão hidrostática em diferentes pontos. Trinta e sete sensores de pressão foram colocados à superfície do modelo (a cerca de 1cm para o exterior), dentro do modelo e na sua fundação, debaixo deste, como a Figura 3.22 indica.

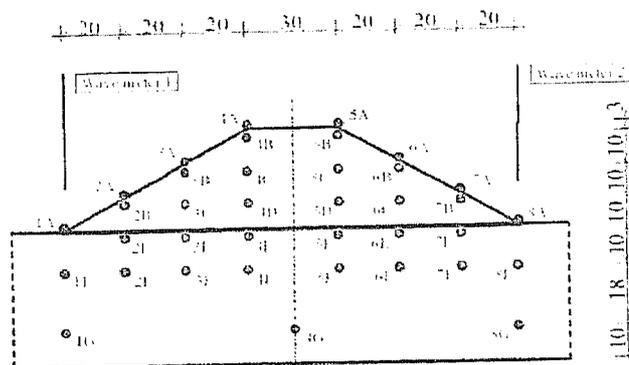


Figura 3.22 - Localização dos pontos de medição das pressões, Bierawski *et al.*, 2002.

As condições de teste são apresentadas no Quadro 3.4, tendo as alturas de onda incidente sido definidas com base na maior onda que não causasse destruição da estrutura. Verificou-se a ocorrência de rebentação em todos os casos testados.

Quadro 3.4 - Condições de teste utilizadas, Bierawski *et al.*, 2002, Bierawski *et al.*, 2002.

$H$ (m)	$T$ (s)	$d$ (m)	$R_c$ (m)	Modelo	Caso
0.06	2	0.30	0	permeável, impermeável	Ip, Ii
0.09	2	0.45	-0.15	permeável, impermeável	IIp, IIi
0.20	2	0.60	-0.30	permeável, impermeável	IIIp, IIIi

A Figura 3.23 ilustra os resultados obtidos num dos seis ensaios, que evidenciaram características gerais similares: as maiores flutuações de pressão verificaram-se nos pontos localizados na parte superior do talude e na extremidade a barlar do coroamento (sensores 3A e 4A), o que segundo os autores vem de encontro com os resultados obtidos por Hudson, 1959 e van der Meer, 1987, que concluíram que a área de maior risco de destruição dos quebra-mares submersos se localizava junto do coroamento, nomeadamente na face a anterior da estrutura. A variação da pressão nos pontos localizados no talude dos modelos mostrou-se próxima da variação da superfície livre da água.

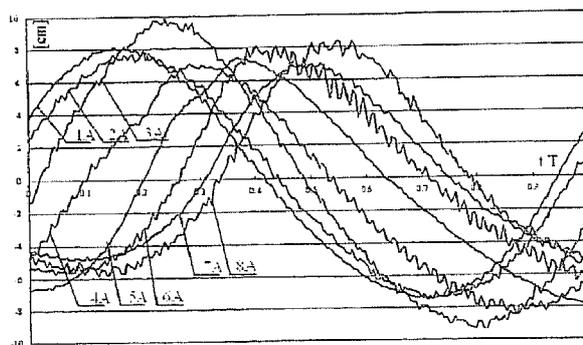


Figura 3.23 - Variação da pressão nas tomadas de pressão à superfície do modelo permeável, caso IIIp, Bierawski *et al.*, 2002.

Relativamente, à variação da pressão registada numa mesma vertical, isto é em pontos localizados desde o talude ao interior da estrutura e fundação, Figura 3.24, os autores verificaram que os perfis de pressão se apresentaram significativamente diferentes: observou-se uma diferença de fase entre estes e uma atenuação das pressões com a profundidade da água, reflexo dos diferentes coeficientes de permeabilidade hidráulica.

A comparação dos resultados registados nos dois modelos mostrou que o efeito da permeabilidade se mostrou pouco significativo nos pontos localizados no talude das estruturas uma vez que a variação da pressão em ambos se mostrou praticamente igual (de referir que os resultados dos casos Ip e Ii não foram comparados). Por outro lado nos pontos localizados dentro da estrutura, a redução das pressões registadas no modelo impermeável em relação ao modelo permeável foi evidente, fenómeno explicado pelo facto de as flutuações transmitidas ao seu interior serem consideravelmente inferiores.

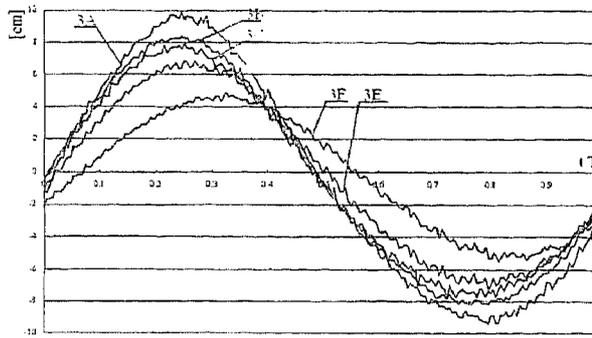


Figura 3.24 - Variação da pressão nas diferentes tomadas de pressão da vertical 3, caso IIIp, Bierawski *et al.*, 2002.

Foram traçados os campos de pressões em ambos os modelos para quatro fases da onda, Figura 3.25, Figura 3.26, Figura 3.27 e Figura 3.28.

Verificou-se que no modelo impermeável, os blocos foram deslocados da sua posição inicial e escorregaram sobre a membrana, levando à destruição do coroamento, Figura 3.28 b). Esta observação faz com que os autores apontem esta zona como potencialmente crítica para a estabilidade da estrutura, sendo o fenômeno essencialmente devido ao elevado gradiente de pressão registado entre a superfície e o interior da estrutura.

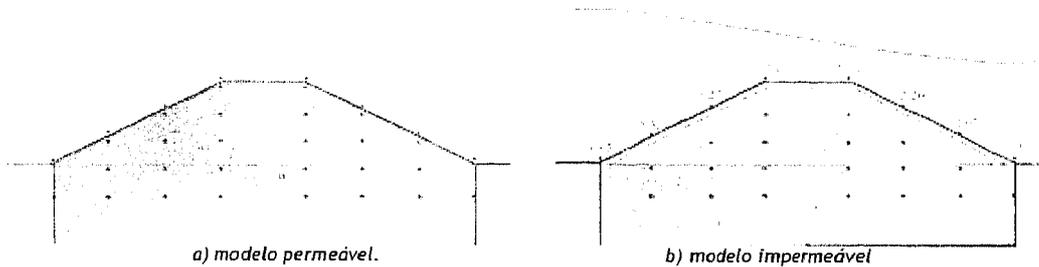


Figura 3.25 - Distribuição das pressões nos modelos aquando da aproximação da crista da onda, caso II, Bierawski *et al.*, 2002.

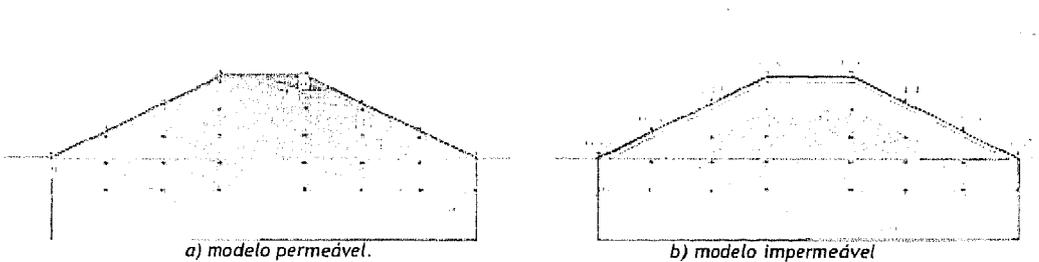


Figura 3.26 - Distribuição das pressões nos modelos aquando chegada da crista da onda, caso II, Bierawski *et al.*, 2002.

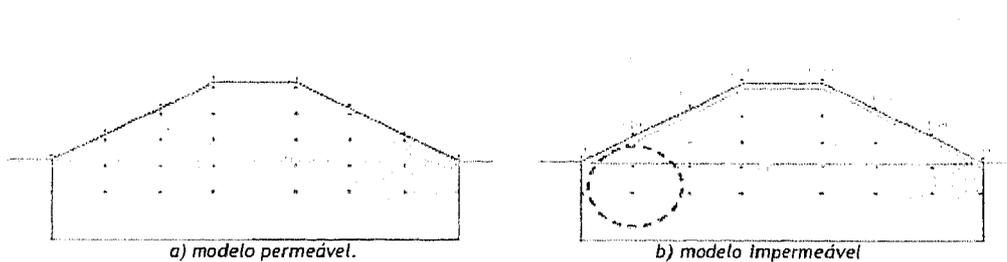


Figura 3.27 - Distribuição das pressões nos modelos aquando da aproximação da cava da onda, caso II, Bierawski *et al.*, 2002.

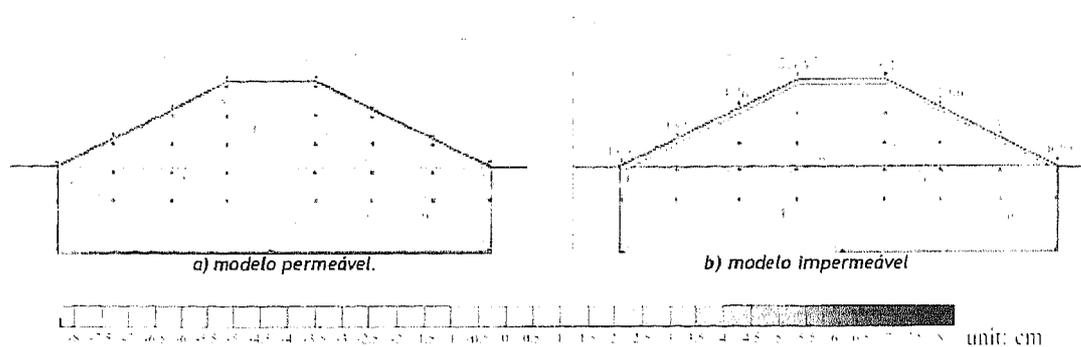


Figura 3.28 - Distribuição das pressões nos modelos aquando da chegada da cava da onda, caso II, Bierawski *et al.*, 2002.

Os autores salientam ainda a importância da relativamente grande distância entre pontos de medição, advertindo para o facto do número de pontos de medição e a distância entre si ser um aspecto importante, na medida em que estes condicionam a fiabilidade/reprodução da realidade dos resultados.

Apontam também para a existência de uma outra área crítica para a estabilidade dos quebramares submersos, a zona junto à base do talude. Nesta zona, verificaram-se grandes gradientes de pressão com sentido para o exterior, que poderão justificar a erosão frequentemente observada na proximidade da base ou o conseqüente colapso do talude. No modelo permeável verificou-se um menor gradiente de pressões, que permitiu concluir que esta estrutura seria à partida mais estável. Os autores concluíram ainda que a permeabilidade da estrutura interferia significativamente na propagação da agitação (no seu interior e na sua fundação), pelo que a obstrução dos poros dos quebramares por partículas de areia, por exemplo, poderá ser encarada como potencial causadora de erosão na base do talude.

Priya *et al.*, 2000, elaboraram um estudo que teve como principal objectivo a determinação das pressões e respectivas forças actuantes num novo tipo de estrutura de protecção costeira, os quebramares semicirculares submersos (QSS). Estas estruturas são constituídas por um caixão oco de betão pré-esforçado assente numa base de enrocamento em talude, pelo que o seu peso e a quantidade de material utilizado na sua construção é consideravelmente menor que nos quebramares convencionais. Dada a sua grande estabilidade face à acção da agitação marítima, os autores pensam que os QSS podem vir a ser utilizados como quebramares destacados para fins de protecção costeira ou como defesa de estruturas principais (cuja presença contribuirá para a redução das pressões e forças actuantes nas primeiras).

As medições foram efectuadas num modelo semelhante ao ilustrado na Figura 3.29, tendo sido testadas 60 condições de agitação distintas.

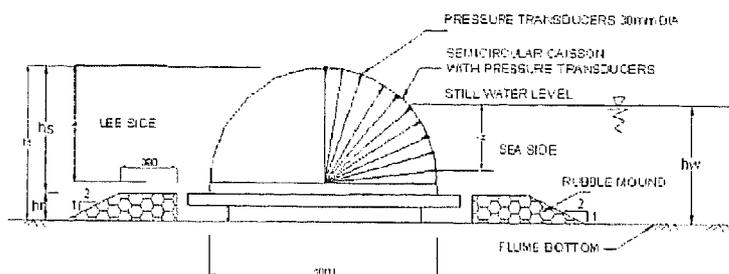


Figura 3.29 - Modelo do quebramar QSS utilizado e respectivas características, Priya *et al.*, 2000.

A profundidade relativa da água,  $d/h_t$ , em que  $h_t$  representa a altura total da estrutura, variou entre 1.0, 1.2 e 1.4. As pressões foram medidas através de dez sensores de pressão distanciados entre si de 70 mm e a elevação da superfície livre através de três sondas colocadas a barlar do modelo.

O coeficiente de reflexão foi calculado para os vários ensaios, em função do parâmetro  $ka = 2\pi a/L$ , em que  $a$  representa o raio do caixão semicircular, e obtiveram-se valores entre 0.15 e 0.5 para  $d/h_t$  igual a 1.0 e 1.2,

sendo bastantes menores, entre 0.15 e 0.25 para  $d/h_t$  igual a 1.4. Este facto pode ser explicado pelo facto de nas profundidades de água mais elevadas, haver mais energia transmitida através do obstáculo, pelo que a reflexão será menor, facto também comprovado pelos valores do coeficiente de transmissão obtidos, que variaram entre 0.5 e 0.9 para  $d/h_t$  igual a 1.2 e 1.4 e 0.25 e 0.75 para  $d/h_t$  igual a 1.0. O coeficiente de dissipação da energia foi também calculado tendo-se verificado uma ligeira redução do seu valor com  $ka$  para  $d/h_t$  igual a 1.0 e 1.2 e o inverso para  $d/h_t$  igual a 1.4.

Os valores medidos da pressão de pico dinâmica foram adimensionalizados por  $\gamma H$  e analisados em função de  $ka$ , para diferentes posições dos sensores de pressão,  $z/d$ , sendo  $z$  a distância do ponto acima do NMA. Verificou-se que o valor da pressão adimensional diminuía com  $ka$ , situando-se entre 0.1 e 0.7. De uma maneira geral, as pressões registadas mostraram-se menores para as maiores submergências dos modelos.

Foi calculada a função que mais se aproximava dos resultados obtidos e compararam-se com os valores resultantes da aplicação do modelo numérico de Sundar *et al.*, 2000, verificando-se uma boa concordância, em particular para  $d/h_t$  igual a 1.4, conforme ilustra a Figura 3.30.

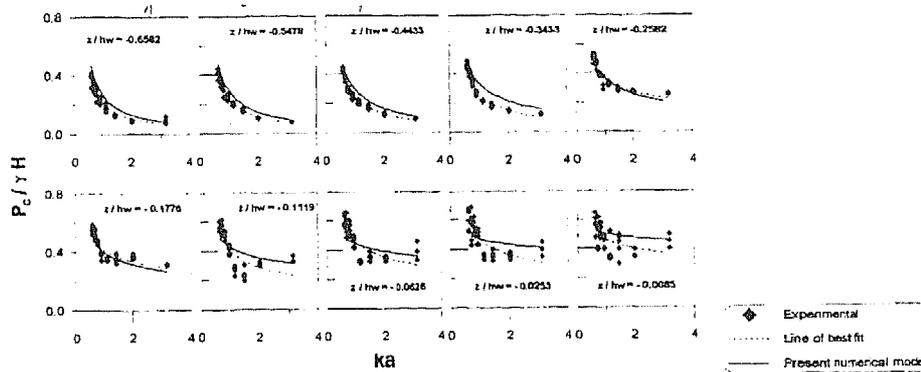


Figura 3.30 - Variação de pressão adimensional com  $ka$ , para  $d/h_t$  igual a 1.0, Priya *et al.*, 2000.

Constatou-se que os valores numéricos eram superiores aos obtidos pela recta de regressão, nomeadamente junto do NMA, facto que poderá ser justificado pela não inclusão no modelo numérico de efeitos não-lineares. Verificou-se também, de uma maneira geral, a redução da pressão com o aumento da profundidade relativa.

Também Dhinakran *et al.*, 2002, analisaram as pressões dinâmicas induzidas pela agitação em quebra-mares semicirculares. Foi testada laboratorialmente a situação em que o caixão apresentava parede sólida e duas situações, em que o caixão apresentava 7% e 11 % da sua área exposta perfurada, respectivamente. A importância deste tipo de estruturas reside no facto de se esperar que as forças a que se encontram sujeitas, seja menor do que as que se verificam num caixão de parede vertical. Além deste aspecto, espera-se que estas estruturas causem uma maior dissipação da agitação, uma vez que as ondas têm de galgar a superfície curva, particularmente quando a parte exposta directamente à agitação é perfurada. Os ensaios foram realizados com agitação do tipo regular, para diferentes alturas e períodos de onda incidentes e com três profundidades de água distintas, em que a altura do quebra-mar era sempre inferior à profundidade da água.

Os resultados permitiram concluir que o coeficiente de reflexão se reduzia em cerca de 15-39% e de 29-57% quando se passava de um quebra-mar de parede sólida para um com 7% da área exposta perfurada e para um com 11% da área exposta perfurada, respectivamente.

Foram medidas as pressões em diversos pontos ao longo da superfície exposta do caixão e os valores de pico foram adimensionalizados através da sua divisão pelo peso volúmico e pela altura de onda incidente,  $p_c / \gamma H$  e analisada a sua variação com a profundidade de água relativa,  $d/L$ , para cada uma das tomadas de pressão. Foram determinadas as curvas que melhor se ajustavam aos resultados medidos experimentalmente. Na generalidade dos casos, verificou-se que a pressão adimensional diminuía com o aumento de  $d/L$  em todas as tomadas de pressão,  $z/d$ , o que significa que pressões exercidas por ondas de período longo são superiores às exercidas por ondas de período curto. Verificou-se também que as pressões adimensionais eram mais

reduzidas para  $z/d$  maiores, e vice-versa para  $z/d$  menores (perto do NMA). Neste último caso foi encontrada uma maior dispersão de valores, que se pode explicar pelo efeito de intermitência

A influência da profundidade da água no valor das pressões adimensionais foi também investigada, tendo-se chegado à conclusão que os maiores valores se verificavam para menores valores de  $d/h_t$ , isto é, quando este se encontrava com uma profundidade de água relativamente à sua altura total maior (menos emerso), o que poderá ser explicado pelo facto de um menor  $d/h_t$  resultar num maior coeficiente de reflexão, o que consequentemente origina maior agitação nas imediações da estrutura e naturalmente maiores pressões sobre esta.

Tirindelli e Lamberti, 2004, analisaram laboratorialmente as forças actuantes nos blocos constituintes de modelos construídos à escala 1:20 de quebramares de taludes de baixa cota de coroamento. Varias larguras de coroamento foram analisadas, para diferentes condições de agitação e profundidades de água. As velocidades foram medidas em três localizações distintas dos taludes anterior e posterior, junto da base, sensivelmente a meio e junto do topo dos taludes.

Partindo das velocidades medidas na proximidade destes, os autores utilizaram a equação de Morison para o cálculo das forças actuantes, que indica que:

$$F = \frac{1}{2} \rho_{\text{ág}} C_D A u |u| + \rho_{\text{ág}} C_M V \frac{du}{dt} \quad (3.40)$$

em que  $C_D$  e  $C_M$  representa os coeficientes de arrastamento e de inércia, respectivamente,  $A$  a área do bloco projectada na direcção do escoamento,  $V$  o volume do bloco e  $u$  a velocidade do escoamento. Foram usados os coeficientes de arrastamento e de inércia sugeridos por Torum, 1994, Rufin *et al.*, 1994 e Denny, 1995.

As forças calculadas foram projectadas na direcção paralela ao talude, considerada como a direcção crítica em termos de estabilidade em termos de translacção dos blocos.

Foi analisada a sua distribuição espacial das forças ao longo da estrutura, tendo-se chegado à conclusão que a soma magnitude era primeiramente dependente da localização dos blocos. Assim, verificou-se o seguinte comportamento:

- no talude anterior: as forças aumentavam dos blocos localizados no fundo para os localizados na parte superior do talude;
- no coroamento: não se observou qualquer tendência, sendo de notar que geralmente eram mais baixas que as verificadas na parte superior do talude anterior;
- ou no talude posterior: as forças diminuíam dos blocos localizados na parte superior do talude para o fundo.

A posição dos blocos no talude anterior era especialmente influente no valor das forças máximas, como a Figura 3.31 pretende ilustrar. A submergência relativa dos blocos é representada por  $p_r^+$ , igual à razão entre a submergência dos blocos e a altura de onda significativa e que assume um valor negativo quando o bloco se encontra emerso. A força de pico medida nos blocos do talude anterior foi adimensionalizada por  $\rho_{\text{ág}} g H_{s1} D_{50}^2$ .

Os resultados mostraram que a localização mais crítica era a extremidade exposta do coroamento, junto do NMA, tendo-se verificado um decréscimo da força de pico adimensional com a distância vertical do bloco ao NMA, tanto nos blocos submersos como nos emersos.

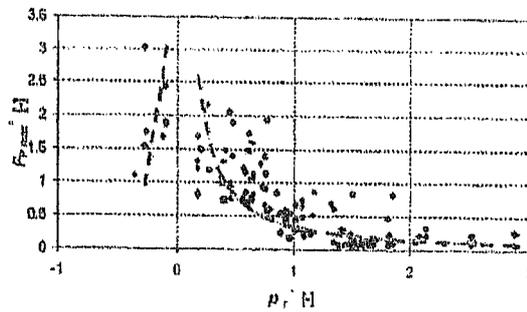


Figura 3.31 -Variação das forças de pico adimensionais com a submersão relativa dos blocos, Tirindelli e Lamberti, 2004.

Os autores demonstraram a importância na estabilidade das estruturas de taludes da estabilidade dos blocos unitários que, por sua vez, dependem das forças que lhes são aplicadas pela agitação e as forças de resistência que o próprio bloco oferece a esta. Por esta razão, salientam a relevância do conhecimento das velocidades e da aceleração das partículas do escoamento na proximidade dos blocos, uma vez que as forças induzidas pela acção da agitação nos blocos resultam destas variáveis.

Taveira-Pinto e Neves, 2003, provaram existir uma relação entre o valor da pressão dinâmica num ponto e a componente horizontal da velocidade do escoamento nesse mesmo ponto, para uma agitação do tipo progressivo, partindo do desenvolvimento da teoria linear de ondas e da teoria de Stokes de 2ª ordem. O estudo surgiu no seguimento de um projecto de investigação anterior, onde foi medida esta componente da velocidade do escoamento, tendo-se considerado interessante analisar em que medida as medições poderiam ser utilizadas na previsão das pressões dinâmicas.

Os autores provaram que a pressão dinâmica, pela teoria linear de ondas, podia ser obtida através do conhecimento da celeridade da onda e da componente horizontal da velocidade:

$$p_d = \rho C u \quad (3.41)$$

Considerando a teoria de Stokes de 2ª ordem, a pressão dinâmica relacionava-se com a componente horizontal da velocidade através de:

$$p_d = \rho C \left[ u - \frac{3}{4} \left( \frac{\pi H}{T} \right) \left( \frac{\pi H}{L} \right) \frac{\cosh [2k(d+z)]}{\sinh^4(kd)} \sin [2(kx - \sigma t)] \right] + \frac{3}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh(kd)}{\sinh^3(kd)} \left[ \frac{\cosh [2k(d+z)]}{\sinh^3(kd)} - \frac{1}{3} \right] \cos [2(kx - \sigma t)] - \frac{1}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh(kd)}{\sinh^2(kd)} (\cosh [2k(d+z)] - 1) \quad (3.42)$$

em que  $g$  representa a aceleração da gravidade e as restantes variáveis assumem a designação descrita em 3.2.

Os valores da pressão dinâmica foram calculados através destas expressões e através da expressão geral,

$$p_d = \rho g \eta \frac{\cosh [k(d+z)]}{\cosh(kd)} \quad (3.43)$$

onde se considerou a elevação da superfície livre medida, a calculada através da teoria linear de ondas e a calculada através da teoria de Stokes de 2ª ordem.

Das conclusões obtidas, salienta-se que a variação da pressão dinâmica com a profundidade relativa,  $z/d$ , calculada através das diferentes expressões, mostrou de uma maneira geral uma boa concordância. As diferenças entre valores verificaram-se menores, quanto mais próximas as elevações da superfície livre (calculadas e medidas) se mostraram. Observou-se igualmente que as pressões dinâmicas calculadas através da