

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE UM QUEBRA-MAR DE CAIXÃO VERTICAL COM
A FINALIDADE DE PROTEÇÃO E ABRIGO DE UMA ZONA PORTUÁRIA

JOSÉ MAURICIO AZEVEDO FERREIRA
ROBÉRIO ESTEPHANELI CORTY RIBEIRO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JANEIRO - 2016

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE UM QUEBRA-MAR DE CAIXÃO VERTICAL COM
A FINALIDADE DE PROTEÇÃO E ABRIGO DE UMA ZONA PORTUÁRIA

JOSÉ MAURICIO AZEVEDO FERREIRA
ROBÉRIO ESTEPHANELI CORTY RIBEIRO

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil.”

Orientador: Prof. Sérgio Tibana

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JANEIRO – 2016

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE UM QUEBRA-MAR DE CAIXÃO VERTICAL COM
A FINALIDADE DE PROTEÇÃO E ABRIGO DE UMA ZONA PORTUÁRIA

JOSÉ MAURICIO AZEVEDO FERREIRA
ROBÉRIO ESTEPHANELI CORTY RIBEIRO

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil.”

Comissão Examinadora:

Profa. Aline Dias Pinheiro (M.Sc., Geotecnia) – IFF

Prof. Aldo Durand Farfán (D.Sc., Geotecnia) – UENF

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr. (Coorientador, D.Sc., Geotecnia) – UENF

Prof. Sérgio Tibana (Orientador, D.Sc, Geotecnia) – UENF

RESUMO	v
LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E UNIDADES	xii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - OBJETIVOS	4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 - QUEBRA-MARES: TIPOS E SEUS FUNCIONAMENTOS HIDRÁULICOS ...	5
2.1.1 - Quebra-mares de Talude	5
2.1.2 - Quebra-mares de Parede Vertical.....	6
2.1.3 - Quebra-mares Mistos.....	7
2.2 - HIDRÁULICA MARÍTIMA.....	9
2.2.1 - Introdução sobre Ondas Marítimas	9
2.2.2 - Propriedades Estatísticas das Ondas	10
2.2.2.1 - Definição dos Parâmetros Representativos da Onda	10
2.2.2.2 - Distribuição de Probabilidade da Altura da Onda.....	11
2.2.2.3 - Relações entre Alturas Representativas das Ondas.....	13
2.2.2.4 - Distribuição de Probabilidade do Período da Onda	15
2.2.3 - Processos de Transformação e Deformação das Ondas do Mar.....	16
2.2.3.1 - Refração da Onda.....	16
2.2.3.2 - Difração da Onda	17
2.2.3.3 - Ondas Equivalentes de Alto-mar.....	19
2.2.3.4 - Empolamento da Onda	20
2.2.3.5 - Arrebentação das Ondas	21
2.2.3.6 - Transmissão de Ondas sobre Quebra-mares	23
2.2.3.7 - Reflexão e Dissipação da Onda.....	25
2.3 - PROJETO DE QUEBRA-MARES DE PAREDE VERTICAL	25
2.3.1 - Histórico dos Quebra-mares de Parede Vertical	25
2.3.2 - Tipos de Quebra-mar de Parede Vertical.....	34
2.3.2.1 - Quebra-mar convencional de caixão vertical	34
2.3.2.2 - Quebra-mar de Caixão Vertical Misto	34
2.3.2.3 - Quebra-mar de Caixão Misto na Horizontal	35
2.3.2.4 - Quebra-mar de Blocos de Concreto.....	35
2.3.2.5 - Quebra-mar de Estaca-prancha.....	36
2.3.2.6 - Quebra-mar de Caixão com Topo Inclinado.....	36
2.3.2.7 - Quebra-mar de Caixão com Parede Frontal Perfurada.....	37
2.3.3 - Quebra-mares de Caixão Vertical: Terminologias e Método Construtivo ...	37
2.3.4 - Principais Tipos de Ruptura de um Quebra-mar de Caixão Vertical	39
2.3.5 - Equações para Cálculo da Pressão de Onda	41
2.3.5.1 - Pressões sob a Crista da Onda	42
2.3.5.2 - Pressões sob o Cavado da Onda	51

2.3.6 - Condição de Estabilidade para uma Seção Vertical.....	53
2.3.7 - Largura da Seção Vertical.....	55
2.3.8 - Comentários sobre o Dimensionamento dos Caixões de Concreto	58
2.3.9 - Dimensionamento da Banqueta de Fundação	59
2.3.9.1 - Dimensionamento do Maciço	59
2.3.9.2 - Blocos de Proteção do Pé do Caixão e Blocos de Armadura	60
2.3.9.3 - Proteção contra Erosão do Leito do Mar em Frente ao Quebra-mar ..	62
CAPÍTULO III - DIMENSIONAMENTOS E ANÁLISES	63
3.1 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO CAIXÃO: DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO VERTICAL	63
3.2 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE GEOTÉCNICA.....	79
3.2.1 - Análise dos Recalques da Fundação	79
3.2.2 - Análise da Estabilidade Global da Fundação	90
CAPÍTULO IV - CONCLUSÃO	96
BIBLIOGRAFIA	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
ANEXO A.....	101

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo o dimensionamento de um quebra-mar de caixão vertical com a finalidade de prover abrigo a uma zona portuária. Para tanto fez-se inicialmente uma análise da estabilidade da seção vertical do caixão a dois tipos de ruptura: deslizamento e tombamento. Baseado nesta análise dimensionou-se a largura necessária da seção para resistir com segurança a estes dois tipos de ruptura. Em seguida, seguindo recomendações práticas a respeito das dimensões comuns da seção transversal de um quebra-mar de caixão vertical, fez-se um pré-dimensionamento da estrutura. O próximo passo foi a etapa das análises geotécnicas. Nesta etapa verificou-se a estabilidade da seção pré-dimensionada aos vários carregamentos que ocorrem na prática. Inicialmente, definiram-se as várias fases de cálculo da estrutura baseando-se no método construtivo da mesma. Entre cada fase de cálculo definiram-se etapas de adensamento, de forma que os excessos de poropressões gerados ao final de cada etapa construtiva pudesse se dissipar parcialmente, aumentando assim a resistência dos solos para as próximas etapas de carregamento. Ao final desta análise puderam-se calcular os recalques sofridos pela estrutura ao fim de cada fase e ao fim da construção, no longo prazo. Por último, analisou-se a estabilidade geotécnica da estrutura a uma ruptura global da fundação com o auxílio de softwares de Engenharia Geotécnica, identificando-se as potenciais superfícies de ruptura da estrutura, em cada fase do processo construtivo e ao final da construção, bem como o coeficiente de segurança para cada situação.

Palavras-chave: deslizamento, estabilidade geotécnica, quebra-mar de caixão vertical, recalque, tombamento

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Molhe do Porto de Suape, PE. Fonte: Site do Porto de Suape.....	1
Figura 2 - Quebra-mar de parede vertical do Terminal 1 do Porto do Açu, RJ. Fonte: Site da Prumo Logística.	2
Figura 3 - Molhes da Barra de Rio Grande, RS. Fonte: Site da Prefeitura Municipal do Rio Grande.....	2
Figura 4 - Seção transversal típica de um quebra-mar de talude. Fonte: CIRIA;CUR;CETMEF, 2007.	6
Figura 5 - Seção transversal típica de um quebra-mar de parede vertical. Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009.	7
Figura 6 - Seção transversal típica de um quebra-mar misto. Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009.	8
Figura 7 - Exemplo de um histograma de alturas de ondas. Fonte: Goda, 2000.	12
Figura 8 - Histograma normalizado das alturas de onda. Fonte: Goda, 2000.	12
Figura 9 - Diagrama de refração de ondas regulares. Fonte: Goda, 2000	17
Figura 10 - Ilustração do fenômeno de difração da onda do mar. Fonte: Sorensen e Thompson, 2008.	18
Figura 11 - Diagrama de difração da onda para um ângulo de incidência de 60°. Coeficiente de difração representado por K' . Fonte: Sorensen e Thompson, 2008.	19
Figura 12 - Diagrama para avaliação do empolamento da onda. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.....	21
Figura 13 - Diagrama para cálculo do coeficiente de transmissão de onda. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.	24
Figura 14 - Evolução da seção transversal do quebra-mar do Porto de Cherbourg, França. Fonte: Takahashi, 2002.....	26
Figura 15 - Seção transversal do quebra-mar de parede vertical de Dover, Reino Unido. Fonte: Takahashi, 2002.....	27

Figura 16 - Seção transversal do quebra-mar de parede vertical de Nápolis, Itália. Fonte: Institution of Civil Engineers, 1992.	27
Figura 17 - Seção transversal do quebra-mar de parede vertical de Marseille, França. Construído de 1930 a 1953. Fonte: Institution of Civil Engineers, 1992.	28
Figura 18 - Seção típica do quebra-mar de parede vertical do Porto de Yokohama, Japão. Construído de 1890 a 1896. Fonte: Goda, 2000.	29
Figura 19 - Seção típica do quebra-mar vertical de blocos de concreto do Porto de Otaru em Hokkaido, Japão. Construído de 1897 a 1907. Fonte: Goda, 2000.	29
Figura 20 - Seção típica do quebra-mar vertical de caixão do Porto de Otaru em Hokkaido, Japão. Construído de 1912 a 1917. Fonte: Goda, 2000.	30
Figura 21 - Seção típica do quebra-mar de caixão com enchimento de blocos de concreto do Porto de Onahama em Fukushima, Japão. Construído de 1929 a 1938. Fonte: Goda, 2000.	30
Figura 22 - Seção típica do quebra-mar de caixão assentado sobre solo mole do Porto Norte de Wakayama, Japão. Construído de 1957 a 1960. Fonte: Goda, 2000.	31
Figura 23 - Seção típica do quebra-mar de caixão do Porto de Ofunato em Iwate, Japão, cuja base da fundação foi assentada a 35 m de profundidade. Construído de 1962 a 1968. Fonte: Goda, 2000.	32
Figura 24 - Seção típica do quebra-mar de caixão do Porto de Hosojima em Miyazaki, Japão. Um dos maiores caixões já utilizados até aquele momento. Construído de 1974 a 1985. Fonte: Goda, 2000.	32
Figura 25 - Seção transversal típica inicialmente proposta para o quebra-mar de caixão do Porto de Kamaishi em Iwate, Japão. O maior quebra-mar já construído até o momento. Construído de 1978 a 2009. Fonte: Goda, 2000.	33
Figura 26 - Tipo convencional de quebra-mar de caixão com frente vertical. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.	34
Figura 27 - Exemplo de quebra-mar de caixão vertical misto. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.	35

Figura 28 - Exemplo de quebra-mar de caixão misto na horizontal. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.	35
Figura 29 - Exemplo de quebra-mar de blocos de concreto. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.	36
Figura 30 - Exemplo de quebra-mar de estaca-prancha. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.	36
Figura 31 - Exemplo de quebra-mar de caixão com topo inclinado. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.	37
Figura 32 - Exemplo de quebra-mar de caixão com parede frontal perfurada. Fonte: Burcharth <i>et al.</i> , 2005.	37
Figura 33 - Terminologia das partes relevantes de um quebra-mar de caixão vertical. .	38
Figura 34 - Principais tipos de ruptura última de um quebra-mar de caixão vertical.	40
Figura 35 - Principal tipo de falha de serviço de um quebra-mar de caixão vertical.....	41
Figura 36 - Distribuição de pressão na seção vertical de um quebra-mar de parede vertical. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.	42
Figura 37 - Forma de obtenção do valor do ângulo de incidência da onda, β . Fonte: Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009. ...	44
Figura 38 - Diagramas de cálculo para o coeficiente α_1 . Fonte: Goda, 2000.	47
Figura 39 - Diagramas de cálculo para o fator $1/\cosh(2\pi hL)$. Fonte: Goda, 2000.....	47
Figura 40 - Esboço da pressão total da onda e seu respectivo momento resultante. Fonte: Goda, 2000.	48
Figura 41 - Esboço da subpressão total e seu respectivo momento resultante. Fonte: Goda, 2000.....	49
Figura 42 - Distribuição da pressão de onda negativa. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.	51
Figura 43 - Esboço da pressão e subpressão total sob o cavado da onda.	53

Figura 44 - Seção típica de um quebra-mar de caixão.....	56
Figura 45 - Posição das Seções 1 e 2 no quebra-mar. Fonte: Adaptado do Relatório do Porto do Açú.....	64
Figura 46 - Definição do ângulo β para as Seções 1 e 2.....	65
Figura 47 - Perfil estratigráfico do subsolo marinho na seção 1.....	66
Figura 48 - Perfil estratigráfico do subsolo marinho na seção 2.....	66
Figura 49 - Gráfico para determinação do valor de κ_2 para seção 1.	68
Figura 50 - Gráfico para determinação do valor de κ_2 para seção 2.	69
Figura 51 - Predefinição de dimensões da Seção 1 para cálculo de B. Dimensões em m.	71
Figura 52 - Predefinição de dimensões da Seção 2 para cálculo de B. Dimensões em m.	72
Figura 53 - Caixaão pré-dimensionado da seção 1. Dimensões em m.....	78
Figura 54 - Caixaão pré-dimensionado da seção 2. Dimensões em m.....	78
Figura 55 - Pontos da seção 1 analisados no software Plaxis.	84
Figura 56 - Excesso de poropressão nas camadas argilosas da seção 1 em função do tempo.	85
Figura 57 - Evolução do recalque com o tempo, Seção 1.....	86
Figura 58 - Pontos da seção 2 analisados no software Plaxis.	87
Figura 59 - Excesso de poropressão nas camadas argilosas da seção 2 em função do tempo.	88
Figura 60 - Evolução do recalque com o tempo, Seção 2.....	89
Figura 61 - Superfície potencial de ruptura da seção 1 (SLIDE).	90
Figura 62 - Superfície potencial de ruptura da seção 2 (SLIDE).	91
Figura 63 - Análise da estabilidade da seção 1, ao fim da construção (PLAXIS).....	92
Figura 64 - Análise da estabilidade da seção 2, ao fim da construção (PLAXIS).....	92

Figura 65 - Análise da estabilidade da seção 1 após a execução do coroamento.	94
Figura 66 - Análise da estabilidade da seção 2 após fundeio do caixão.	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores aproximados de coeficientes de reflexão.	25
Tabela 2. Valores recomendados de coeficientes de atrito, μ	55
Tabela 3 - Cálculo da massa dos blocos da camada de proteção da seção 1.....	68
Tabela 4 - Cálculo da massa dos blocos da camada de proteção da seção 2.....	69
Tabela 5 - Dados iniciais para dimensionamento da seção 1.	73
Tabela 6 - Cálculo das pressões da onda totais na seção 1.	74
Tabela 7 - Cálculo da largura B da seção 1.	74
Tabela 8 - Dados iniciais para dimensionamento da seção 2.	75
Tabela 9 - Cálculo das pressões da onda totais na seção 2.	76
Tabela 10 - Cálculo da largura B da seção 2.	76
Tabela 11 - Parâmetros dos solos arenosos.....	79
Tabela 12 - Parâmetros dos solos argilosos.	80
Tabela 13 - Parâmetros dos materiais da estrutura de enrocamento.....	80
Tabela 14 - Diferença entre as dimensões reais e as representadas no Plaxis.	81
Tabela 15 - Diferença entre as dimensões reais e as representadas no Plaxis.	81
Tabela 16 - Parâmetros dos caixões das seções 1 e 2.....	82
Tabela 17 - Tempo de construção da seção 1.	85
Tabela 18 - Magnitude dos recalques da seção 1, imediatos e por adensamento.....	86
Tabela 19. Tempo de construção da seção 2.	87
Tabela 20 - Magnitude dos recalques da seção 2, imediatos e por adensamento.....	89
Tabela 21 - Fatores de segurança gerados em diferentes fases de cálculo da seção 1.	93
Tabela 22. Fatores de segurança gerados em diferentes fases de cálculo da seção 2.	93

LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E UNIDADES

H_{max} – Altura da maior onda registrada;

T_{max} – Período da maior onda registrada;

$H_{1/10}$ – Altura média do 1/10 mais alto das ondas;

$T_{1/10}$ – Período médio do 1/10 mais alto das ondas;

$H_{1/3}$ – Altura média do 1/3 mais alto das ondas;

$T_{1/3}$ – Período médio do 1/3 mais alto das ondas;

H_s - Altura significativa das ondas;

T_s – Período significativo das ondas;

\bar{H} – Altura média de ondas registradas;

\bar{T} – Período médio de ondas registradas;

n – Número de ondas de determinada altura;

N_0 – Número total de ondas;

$p(x)$ – Densidade de probabilidade;

b – Distância entre dois rumos de onda;

b_0 – Distância entre dois rumos de onda em alto mar;

H – Altura de onda;

H_0 – Altura de onda em alto mar;

K_d – Coeficiente de refração da onda;

H_d – Altura da onda refratada;

H_i – Altura da onda incidente;

r – Distância radial;

β – Ângulo entre o quebra mar e a linha radial;

θ – Inclinação do leito do mar;

L – Comprimento da onda;

H'_0 - Onda equivalente em alto mar;

K_s – Coeficiente de empolamento da onda;

K_T - Coeficiente de transmissão de onda;

K_R – Coeficiente de reflexão de onda;

p – Pressão da onda;

ρ_w – Densidade da água do mar;

g – Aceleração da gravidade;

h - Profundidade em frente a parede vertical;

d – Distância do nível d'água ao topo da banquetta;

p_1 - Intensidade da pressão de onda à altura do nível d'água de projeto;

p_2 - Intensidade da pressão de onda à altura do leito do mar;

p_3 - Intensidade da pressão de onda no pé da parede vertical;

p_u – Subpressão;

η^* - Elevação até a qual a pressão de onda é exercida;

h' - Distância do nível d'água de projeto à base da seção vertical;

λ_1 – Fator de correção da pressão da onda;

λ_2 - Fator de correção da pressão da onda;

λ_3 – Fator de correção para a subpressão;

P – Pressões totais;

h_c - Elevação da crista do quebra-mar acima do nível d'água de projeto;

M_p – Momento causado por P ;

U – Subpressão total;

M_U – Momento causado por U;

p_n - Intensidade da pressão de onda na região constante;

P_n – Pressão total (negativa) sob o cavado da onda;

U_n – Subpressão total (negativa) sob o cavado da onda;

H_D - Altura de onda utilizada na verificação do desempenho;

SF_s – Fator de segurança contra deslizamento;

SF_t – Fator de segurança contra tombamento;

W_0 - Peso da seção vertical na água por unidade de comprimento;

μ - Coeficiente de atrito entre a seção vertical e o enrocamento da banquetta de fundação;

t - Distância horizontal entre o centro de gravidade e o pé de jusante da seção vertical;

γ_{cr} - Peso específico do coroamento do caixão;

γ_{cx} - Peso específico do caixão;

B – Largura da seção vertical;

α_I - Pressão impulsiva de ondas de arrebentação;

$h_{caixão}$ – Altura do caixão;

M - Massa o bloco de armadura;

ρ_r - Densidade do bloco de armadura;

S_r - Densidade relativa do bloco em relação à água do mar;

N_s - Número de estabilidade;

h' - Profundidade a que os blocos de armadura estão assentados;

L' - Comprimento de onda na profundidade h' ;

B_M - Largura da berma;

κ - Parâmetro para determinação do número de estabilidade;

γ_w - Peso específico da água;

ϕ' - Ângulo de atrito do solo ou rocha;

c' - Coesão do solo ou rocha;

FS – Fator de Segurança;

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As obras de abrigo portuárias são estruturas marítimas construídas com a finalidade de proteger uma área, a jusante da construção, contra as ações das ondas geradas pelo vento ou das correntes marítimas.

Segundo Alfredini e Arasaki (2009), existem três tipos de obras de abrigo: os quebra-mares, os molhes e os espigões. Os quebra-mares e molhes protegem contra as ondas, enquanto os espigões protegem contra as correntes marítimas. Além disso, os quebra-mares e os molhes se diferenciam pela disposição construtiva: a estrutura dos molhes é enraizada na costa, ou seja, ela inicia-se na costa e estende-se mar adentro, enquanto a estrutura do quebra-mar é isolada da costa.

Nas figuras a seguir são mostrados alguns exemplos de obras de abrigo portuárias construídas no Brasil.



Figura 1 - Molhe do Porto de Suape, PE. Fonte: Site do Porto de Suape.



Figura 2 - Quebra-mar de parede vertical do Terminal 1 do Porto do Açú, RJ. Fonte: Site da Prumo Logística.

Na Figura 2, a estrutura do quebra-mar não é totalmente isolada da costa, pois existe uma ponte de acesso. Porém, isto não descaracteriza sua classificação como quebra-mar, pois a estrutura propriamente dita do quebra-mar não está enraizada na costa.



Figura 3 - Molhes da Barra de Rio Grande, RS. Fonte: Site da Prefeitura Municipal do Rio Grande.

A estrutura destes três tipos de obra é basicamente a mesma: um maciço de enrocamento de seção transversal trapezoidal parcialmente submerso sendo submetido às ações das ondas na sua face de montante. O que diferencia uma obra de outra é sua disposição construtiva e sua função frente à dinâmica marítima das ondas e correntes. Porém, por serem construídos isolados da costa e frequentemente a grandes profundidades, os quebra-mares podem apresentar seções mais complexas do que a seção trapezoidal convencional.

Segundo Alfredini e Arasaki (2009), as finalidades de implantação de obras de abrigo podem ser:

- Criação de uma bacia portuária. No caso, os quebra-mares e molhes com a finalidade de proteger a bacia da agitação ondulatória e os espigões com finalidade de agir como corta-corrente. Quando utilizados com esta função, estas obras devem ser capazes de criar uma bacia de águas suficientemente calmas para que as operações de atracação, manuseio e carregamento dos navios possam ser realizadas com segurança. Além disso, devem também prover a proteção necessária às instalações portuárias;
- Proteção do canal de acesso de portos situados em embocaduras costeiras, quando se denominam molhes guias-correntes. Um exemplo deste tipo de molhe pode ser visto na Figura 3. Neste caso, as obras de abrigo proveem: abrigo do canal de acesso, melhora nas condições de manobra dos navios nas entradas dos canais e a regulação da sedimentação do leito marinho pelo direcionamento das correntes;
- Defesa do litoral contra a erosão provocada pelas ondas. São utilizados com esta função, principalmente, os quebra-mares e espigões.

O custo de construção de obras de abrigo portuárias aumenta drasticamente com a profundidade da água e a severidade do clima das ondas. Além disso, um solo marinho de baixa qualidade para fundação também contribui significativamente neste aumento. Estes três fatores ambientais exercem grande influência no projeto e posicionamento das obras de abrigo, assim como no planejamento do arranjo construtivo do terminal portuário (Burcharth e Hughes, 2005).

O presente projeto trata do dimensionamento de um quebra-mar hipotético, que não será implantado na prática, e que faz parte de um complexo portuário fictício, o qual será hipoteticamente construído na cidade de São João da Barra, RJ.

Para dar um direcionamento inicial ao projeto, partiu-se de algumas considerações iniciais, que são expostas a seguir:

- Considera-se que a posição ótima do quebra-mar já foi predefinida, baseada em estudos geotécnicos e geofísicos fictícios executados e no estudo da dinâmica local das ondas e corrente;
- Considera-se que o quebra-mar será localizado a 3 km da costa, fora da zona de arrebentação;
- Por fim, considera-se que o perfil estratigráfico do subsolo marinho, nas seções onde será realizado o dimensionamento, é conhecido, com base em investigações geotécnicas hipotéticas executadas no local.

1.2 - OBJETIVOS

O objetivo deste projeto foi o dimensionamento geotécnico de um tipo específico de obra de abrigo portuária: o quebra-mar. Além disso, dentre os vários tipos de quebra-mar existentes, escolheu-se um tipo bem particular: o quebra-mar de caixão vertical.

Os objetivos específicos do dimensionamento foram:

- Dimensionamento da seção transversal do caixão do quebra-mar para resistir a rupturas por deslizamento e tombamento;
- Análise da estabilidade geotécnica da estrutura do quebra-mar a uma ruptura global da fundação, com o auxílio de softwares específicos de Engenharia Geotécnica;
- Análise dos recalques desenvolvidos durante o processo construtivo da estrutura e após o término da construção.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - QUEBRA-MARES: TIPOS E SEUS FUNCIONAMENTOS HIDRÁULICOS

Os quebra-mares são basicamente classificados em três tipos fundamentais: quebra-mares de talude, quebra-mares de parede vertical e quebra-mares mistos. Segue abaixo uma breve descrição de cada um destes tipos de quebra-mar, detalhando as características que os diferenciam uns dos outros e seus respectivos funcionamentos hidráulicos.

2.1.1 - Quebra-mares de Talude

Estas estruturas são formadas por maciços de seção transversal trapezoidal constituídos por camadas de blocos de enrocamento de graduações distintas, são elas: o núcleo (*core*, em inglês), a camada de filtro (*filter layer* ou *underlayer*, em inglês) e a camada de proteção ou de armadura (*armour layer*, em inglês).

A camada de proteção é a mais externa e tem a função de proteger os taludes do maciço contra a ação da arrebentação das ondas, por isso devem ser executadas com blocos mais robustos. Esta camada de armadura pode ser eventualmente constituída de blocos de concreto, principalmente em regiões onde as formações geológicas impossibilitem a extração de blocos grandes de rocha sã, sem fissurações. A camada do núcleo, a mais interna, é construída com enrocamento ou material dragado bem graduados e constitui a estrutura principal do maciço. A camada de filtro tem a função de evitar que as partículas mais finas do núcleo sejam carreadas para fora da estrutura provocando erosão interna e instabilidade, podendo levar inclusive à ruptura da estrutura. Além disso, a camada de filtro fornece, junto à camada de armadura, uma proteção extra ao núcleo contra a ação agressiva das ondas. Uma seção típica de um quebra-mar de talude pode ser vista na Figura 4.

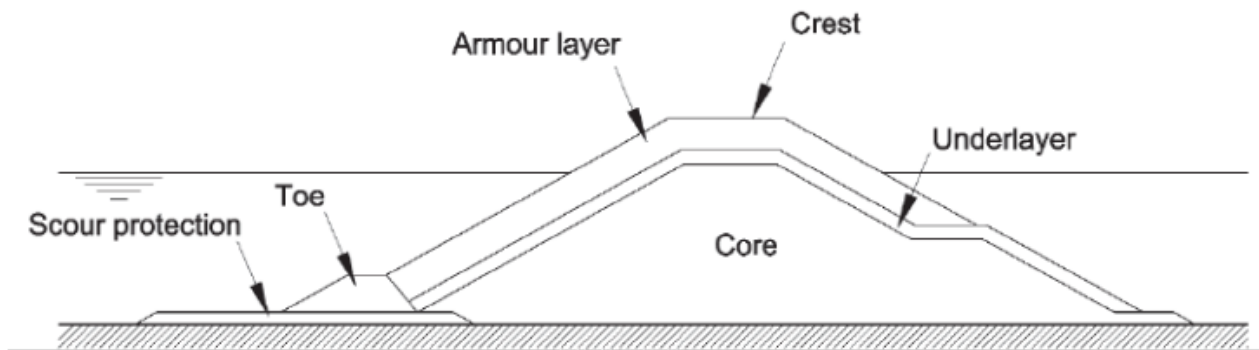


Figura 4 - Seção transversal típica de um quebra-mar de talude. Fonte: CIRIA;CUR;CETMEF, 2007.

Quando construídos sobre uma camada de solo arenoso, os quebra-mares de talude devem conter uma proteção contra erosão (*scour protection*, em inglês) no pé do talude de montante. Esta proteção é necessária para manter a estabilidade do talude em caso de erosão do leito marinho. (CIRIA; CUR; CETMEF, 2007)

O quebra-mar de talude é o mais tradicional e é de fácil construção e manutenção. Quanto ao funcionamento hidráulico, este tipo de quebra-mar é bastante eficiente no amortecimento das ondas, sendo que esta dissipação de energia se dá por turbulência na arrebentação e por atrito das ondas sobre o talude. (Alfredini e Arasaki, 2009)

No entanto, apesar de serem bons dissipadores de energia, parte da energia das ondas é transmitida para a área protegida a jusante do quebra-mar. Esta transmissão pode ocorrer tanto por galgamento como por penetração das ondas através do maciço de enrocamento.

2.1.2- Quebra-mares de Parede Vertical

Segundo a definição de Alfredini e Arasaki (2009), estes quebra-mares são estruturas formadas por uma parede vertical, impermeável, constituída por caixões de concreto armado preenchidos com areia, blocos maciços de concreto ou estacas-prancha e cujas fundações são constituídas por um simples manto de regularização de enrocamento. A Figura 5 ilustra a seção transversal de um quebra-mar de parede vertical.

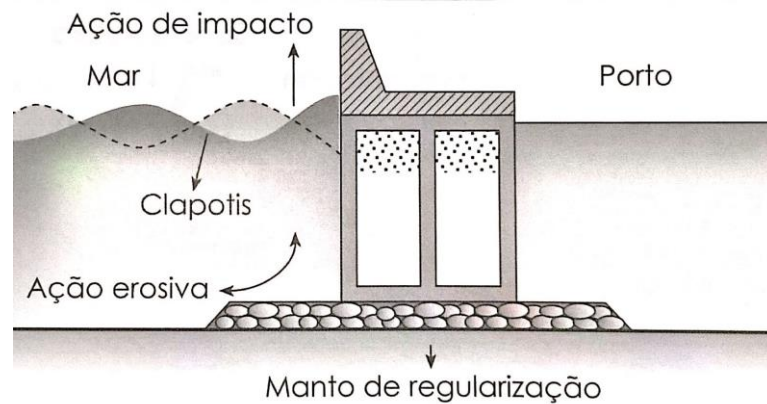


Figura 5 - Seção transversal típica de um quebra-mar de parede vertical. Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009.

Os quebra-mares de parede vertical são frequentemente preferidos em águas profundas, já que a quantidade de enrocamento necessária para a construção de um maciço trapezoidal aumenta significativamente com o aumento da profundidade. A profundidade a qual os quebra-mares de parede vertical se tornam mais econômicos variam de acordo com o local, mas existe uma preferência geral em utilizar este tipo de estrutura, assim como os quebra-mares mistos, a profundidades maiores ou iguais a 15 m. (CIRIA; CUR; CETMEF, 2007)

Quanto ao funcionamento hidráulico, os quebra-mares de parede vertical refletem as ondas incidentes de volta ao mar, produzindo uma onda estacionária (denominada clapotis) a montante da estrutura, formada pela sobreposição das ondas incidentes e refletidas. (Alfredini e Arasaki, 2009)

A única forma de transmissão da energia das ondas através deste tipo de estrutura é por galgamento. Portanto, em situações onde a agitação da água no interior da bacia abrigada pelo quebra-mar tiver que ser muito restringida, é mais recomendável a utilização deste tipo de estrutura do que a utilização do quebra-mar de talude.

2.1.3- Quebra-mares Mistos

Segundo a definição de Alfredini e Arasaki (2009), estes quebra-mares são um tipo intermediário aos anteriores, compostos por um maciço de enrocamento submerso sobre o qual é assentada uma parede vertical. Portanto, eles permitem aplicar a

tecnologia de quebra-mares de parede vertical a profundidades maiores ou em terrenos de menor resistência (argilas marinhas moles, por exemplo). Veja Figura 6.

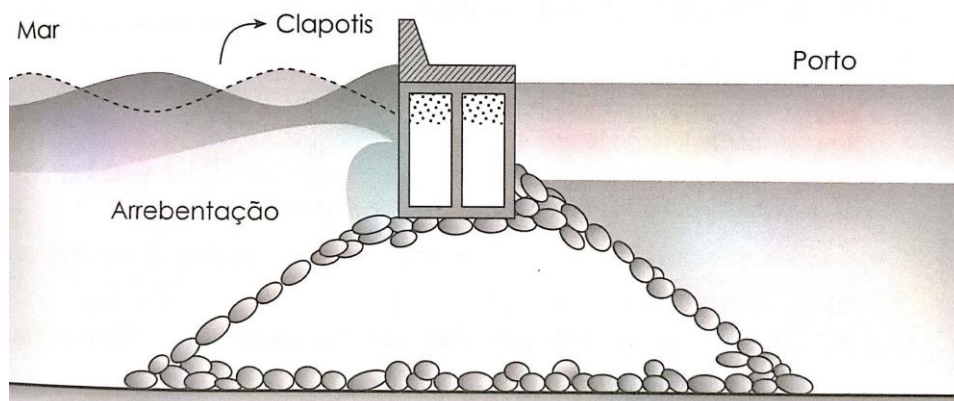


Figura 6 - Seção transversal típica de um quebra-mar misto. Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009.

Quanto ao funcionamento hidráulico, este tipo de estrutura também apresenta um comportamento misto em relação aos anteriores, isto é, podem ocorrer os fenômenos de reflexão, arrebentação ou ambos. Na preamar (maré no nível máximo) as ondas são refletidas pela parede vertical, porém na baixa-mar (maré no nível mínimo) as ondas podem arrebentar tanto contra a parede como no talude de enrocamento. (Alfredini e Arasaki, 2009)

Diferente de Alfredini e Arasaki (2009), que adotam uma classificação baseada em características da seção transversal, Goda (2000) apresenta uma classificação baseada no funcionamento hidráulico dos quebra-mares.

Para Goda (2000), os quebra-mares de talude dissipam a energia das ondas incidentes forçando-as a arrebentar no talude, não produzindo reflexão significativa. Os quebra-mares de parede vertical, por outro lado, refletem as ondas incidentes sem dissipar muita energia da onda. Por fim, os quebra-mares mistos funcionam como quebra-mares de talude na baixa-mar e como quebra-mares de parede vertical na preamar. Portanto, de acordo com este ponto de vista funcional, os quebra-mares de parede vertical não estão limitados àqueles construídos diretamente sobre o leito do mar, apenas sobre um manto de regularização de enrocamento, mas também incluem estruturas construídas sobre maciços de enrocamento.

Levando em consideração que a metodologia aplicada neste projeto é totalmente baseada na teoria de pressões de ondas desenvolvida por Goda (1974), então iremos adotar a classificação deste autor, baseada no funcionamento hidráulico do quebra-mar.

2.2 - HIDRÁULICA MARÍTIMA

2.2.1 - Introdução sobre Ondas Marítimas

Dentre as condições ambientais que afetam as estruturas marítimas, as ondas são o fenômeno que mais exercem influência sobre estas estruturas. A presença de ondas torna o projeto de estruturas marítimas bastante diferente dos projetos de estruturas construídas em terra, pois, visto que as ondas são um dos fenômenos mais complexos e variáveis da natureza, não é fácil atingir um completo entendimento das suas características fundamentais e do seu comportamento. (Goda, 2000)

Na área de influência do vento sobre a superfície da água, zona de geração das ondas, estas se apresentam com formas irregulares, denominadas vagas, e constantemente mutáveis por causa das irregularidades da ação do vento e da sua variabilidade no rumo de propagação (tridimensionalidade). Quando as ondas movem-se para fora da zona onde são diretamente afetadas pelo vento, assumem um aspecto mais ordenado e são denominadas ondulações ou marulhos, com a configuração de cristas e cavados definidos e com uma subida e descida mais rítmicas. Essas ondulações são aproximadamente paralelas e propagam-se, de modo sensivelmente uniforme e sem grandes deformações, em direção à costa ou às margens, sendo, portanto, ondas bidimensionais. (Alfredini e Arasaki, 2009)

As vagas são denominadas ondas de crista curta por conta das interseções de ondas que se propagam em diferentes rumos, e são usualmente compostas por ondas mais esbeltas (sua esbeltez ou encurvamento – relação entre a altura e o comprimento de onda – é maior) com períodos e comprimentos de ondas mais curtos e superfície d'água muito mais perturbada pela ação direta do vento. E as ondulações ou marulhos são denominados de ondas longas e são muito mais regulares, pois não estão sujeitos

à ação intensa do vento. (Alfredini e Arasaki, 2009)

A geração de ondas na superfície da água pelo vento, que sopra sobre a superfície do mar, e sua propagação resultante, que acontece principalmente no rumo em que os ventos sopram, foram observadas ao longo da história e muitas teorias foram desenvolvidas para descrever o movimento das ondas do mar. No geral, o fenômeno das ondas marítimas é complexo e difícil de ser descrito matematicamente devido às características de não-linearidade, tridimensionalidade e aleatoriedade. Entretanto, há duas teorias clássicas, uma desenvolvida por Airy e outra por Stokes, que descrevem as ondas simples e que preveem bem o comportamento das ondas, principalmente em profundidades maiores com relação ao comprimento de onda. (Alfredini e Arasaki, 2009)

A teoria de onda desenvolvida por Airy é mais elementar. Esta teoria é referida como de pequena amplitude ou linear e é de fundamental importância, uma vez que não somente é de fácil aplicação mas também confiável, abrangendo toda a faixa de profundidades, de águas profundas até rasas. Matematicamente, essa teoria pode ser considerada como uma primeira aproximação de uma completa descrição teórica do comportamento da onda. A teoria de Stokes é uma teoria de ordem superior, ou de amplitude finita, como também é conhecida. (Alfredini e Arasaki, 2009)

2.2.2 - Propriedades Estatísticas das Ondas

2.2.2.1 - Definição dos Parâmetros Representativos da Onda

A partir de um levantamento estatístico dos períodos e alturas das ondas individuais registrados durante um certo período de tempo em uma região de interesse de estudo é possível obter parâmetros representativos das ondas. Existem quatro tipos de parâmetros representativos das ondas que são definidos a seguir:

(a) Onda mais alta: H_{max} , T_{max} . Estes parâmetros referem-se à onda com a altura e o período da maior onda individual registrada. Estas quantidades são denotadas por H_{max} e T_{max} respectivamente.

(b) O um décimo mais alto das ondas: $H_{1/10}$, $T_{1/10}$. As ondas registradas são contadas e selecionadas em ordem decrescente de altura, partindo da onda mais alta

até que um décimo do número de ondas seja alcançado. As médias de suas alturas e períodos são calculadas e são denotadas por $H_{1/10}$ e $T_{1/10}$.

(c) Onda significativa, ou o um terço mais alto das ondas: $H_{1/3}$, $T_{1/3}$ ou H_s , T_s . As ondas são contadas e selecionadas em ordem decrescente, partindo da onda mais alta até atingir um terço do número de ondas. As médias de suas alturas e períodos são calculadas e denotadas por $H_{1/3}$ e $T_{1/3}$. Também é comum denotá-los por H_s e T_s (altura significativa e período significativo).

(d) Onda média: \bar{H} , \bar{T} . As médias das alturas e dos períodos de todas as ondas registradas são calculadas e denotadas por \bar{H} e \bar{T} , respectivamente.

Entre os parâmetros representativos das ondas definidos anteriormente, os parâmetros de onda significativa e de onda mais alta são os mais frequentemente usados.

2.2.2.2 - Distribuição de Probabilidade da Altura da Onda

São várias as propriedades estatísticas que podem ser obtidas das ondas aleatórias do mar, porém uma propriedade importante, de fácil determinação e de vasta aplicação é a distribuição de probabilidade das alturas das ondas individuais. A Figura 7 mostra o exemplo de um histograma das alturas de ondas. A ordenada n é o número de ondas na respectiva classe de altura de onda. (Goda, 2000)

O histograma das alturas de onda, obtido de um registro contendo uma pequena quantidade de amostras, exhibe contornos com muitas reentrâncias, como pode ser visto na Figura 7. No entanto, como sugere Goda (2000), ao reunir-se uma grande quantidade de amostras, pode-se obter uma distribuição mais suave das alturas de onda. Esta suavização da distribuição é alcançada através da normalização das alturas pela altura média do registro e, em seguida, contando-se as frequências relativas das alturas de onda normalizadas em suas respectivas classes.

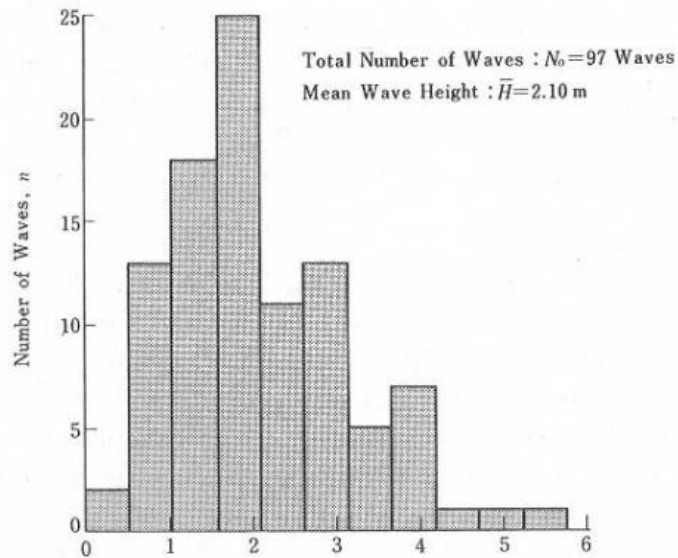


Figura 7 - Exemplo de um histograma de alturas de ondas. Fonte: Goda, 2000.

A Figura 8 apresenta um resultado típico desta manipulação, na qual a ordenada é a frequência relativa, n/N_0 (N_0 é o número total de ondas), dividida pelo intervalo da classe da altura de onda normalizada, $\Delta(H/\bar{H})$, de tal forma que a área abaixo do histograma seja igual à unidade.

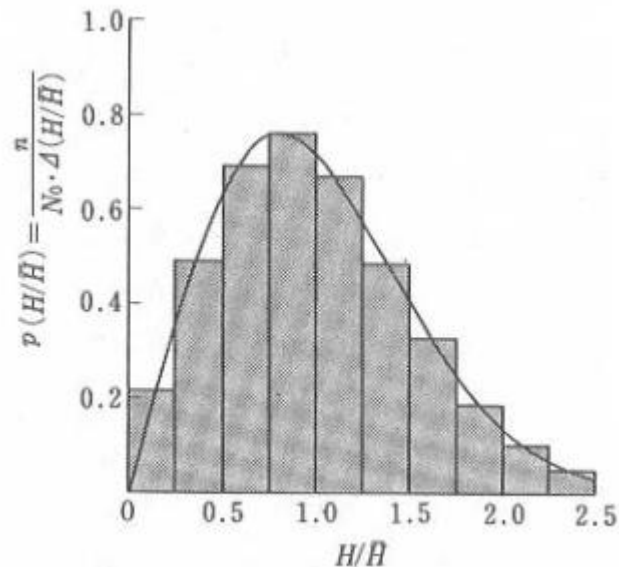


Figura 8 - Histograma normalizado das alturas de onda. Fonte: Goda, 2000.

Este histograma suavizado das alturas de onda normalizadas mostrado na Figura 8, sugere a existência de uma função de distribuição de probabilidade teórica. Para descrever esta distribuição de probabilidade de alturas de ondas individuais Goda (2000) propõe a distribuição de probabilidade de Rayleigh, que está representada pela linha sólida na Figura 8 e que tem a seguinte equação:

$$p(x) = \frac{\pi}{2} x e^{\left(-\frac{\pi}{4}x^2\right)}, \quad \text{onde } x = \frac{H}{\bar{H}} \quad (1)$$

A distribuição de Rayleigh é universalmente empregada para descrever as alturas de ondas. Esta distribuição de probabilidade tem uma boa aplicabilidade para ondas irregulares que possuem uma variação muito pequena nos períodos das ondas individuais e cujas alturas apresentam um padrão de flutuação, tal como ondas sonoras. No entanto, as ondas marítimas reais exibem razoavelmente grandes flutuações nos períodos das ondas individuais. (Goda, 2000)

A avaliação de alguns registros de ondas já indicaram várias vezes uma ligeira diferença entre a distribuição real de altura de onda que ocorre no mar e a distribuição de Rayleigh. Apesar disso, ainda não foi desenvolvida nenhuma teoria que seja precisamente aplicável às ondas marítimas reais. Portanto, como a distribuição de Rayleigh produz uma boa aproximação para o problema, sua utilização é justificável. Esta distribuição pode ser aplicada tanto a vagas e marulhos individualmente, como para o estado combinado de vagas e marulhos propagando-se simultaneamente. (Goda, 2000)

2.2.2.3 - Relações entre Alturas Representativas das Ondas

Adotando-se a distribuição de Rayleigh como uma aproximação da distribuição das alturas de onda individuais, torna-se possível avaliar os valores representativos das alturas de ondas, tais como $H_{1/10}$ e $H_{1/3}$, por manipulação da função densidade de probabilidade. Logo, temos:

$$H_{1/10} = 1,27H_{1/3} = 2,03\bar{H} \quad (2)$$

$$H_{1/3} = 1,60\bar{H} \quad (3)$$

As relações entre H_{max} e $H_{1/3}$ também podem ser obtidas pela distribuição de Rayleigh. No entanto, a natureza básica do valor de H_{max} é tal que registros de ondas individuais que têm o mesmo valor de $H_{1/3}$ podem ter diferentes valores de H_{max} porque H_{max} refere-se à altura de uma única onda (a maior altura) dentro de um amplo registro com várias amostras. (Goda, 2000)

A previsão determinística dos valores de H_{max} para trens de onda individuais é impossível. Porém, pela distribuição de Rayleigh, a densidade de probabilidade pode ser razoavelmente determinada para a razão $H_{max}/H_{1/3}$. O valor mais provável, ou seja a moda, é uma função do número de ondas em um trem de ondas. De acordo com Goda (2000), esta função é dada por:

$$(H_{max}/H_{1/3})_{moda} \cong 0,706\sqrt{\ln N_0} \quad (4)$$

Onde N_0 refere-se à quantidade de ondas.

A média aritmética de $H_{max}/H_{1/3}$ é maior que o valor mais provável. A média é dada aproximadamente por:

$$(H_{max}/H_{1/3})_{média} \cong 0,706[\sqrt{\ln N_0} + \gamma/(2\sqrt{\ln N_0})] \quad (5)$$

Onde γ é a constante de Euler que tem o valor de $0,577\bar{2}$.

Além do mais, pode-se definir a quantidade $(H_{max})_\mu$, cuja probabilidade deste valor ser excedido é de μ , isto é, a integração da densidade de probabilidade de $H_{max}/H_{1/3}$ para valores além de $(H_{max})_\mu$ resulta na probabilidade μ . A altura $(H_{max})_\mu$ é dada por:

$$\frac{(H_{max})_\mu}{H_{1/3}} \cong 0,706 \sqrt{\ln \left[\frac{N_0}{\ln 1/(1-\mu)} \right]} \quad (6)$$

A propriedade não determinística da onda mais alta causa inconveniência e também incerteza no projeto de estruturas marítimas. No entanto, esta é uma consequência inevitável da natureza aleatória das ondas do mar. O valor de H_{max} deve ser estimado baseado na consideração da duração de ondas de tempestade e da

quantidade de ondas, e também pela permissão de alguma tolerância dentro de uma faixa de desvio. A previsão geralmente empregada cai dentro da faixa:

$$H_{max} = (1,6 \sim 2,0)H_{1/3} \quad (7)$$

No qual o valor final para cada situação é escolhido pela consideração da confiabilidade da estimativa das ondas de tempestade de projeto, a precisão da fórmula de projeto, a importância da estrutura, o tipo e natureza da possível falha da estrutura, e outros fatores. No projeto de estruturas offshore, $H_{max} = 2,0H_{1/3}$ ou um valor ainda maior é frequentemente adotado. Para o projeto de quebra-mares de parede vertical, Goda (2000) propõe o uso da relação $H_{max} = 1,8H_{1/3}$.

2.2.2.4 - Distribuição de Probabilidade do Período da Onda

Os períodos de ondas individuais em um trem de ondas exibem uma distribuição mais estreita que a distribuição das alturas de onda, com seus valores variando numa faixa de 0,5 a 2,0 vezes o período médio. No entanto, quando vagas e marulhos coexistem, a distribuição do período torna-se mais ampla. Em alguns casos, a distribuição do período é bimodal (dois valores mais prováveis, ou seja, duas modas), com dois picos correspondentes aos períodos médios das vagas e marulhos. Logo, o período de onda não exibe uma lei de distribuição universal tal como a distribuição de Rayleigh para alturas de onda. (Goda, 2000)

Apesar disso, foi determinado empiricamente que os parâmetros representativos do período estão correlacionados. Pela análise de dados de campo das ondas, os seguintes resultados foram relatados:

$$\begin{cases} T_{max} = (0,6 \sim 1,3)T_{1/3} \\ T_{1/10} = (0,9 \sim 1,1)T_{1/3} \\ T_{1/3} = (0,9 \sim 1,4)\bar{T} \end{cases} \quad (8)$$

As equações (8) indicam as faixas de variações. Os valores médios são resumidos na equação (9).

$$T_{max} \cong T_{1/10} \cong T_{1/3} \cong 1,2\bar{T} \quad (9)$$

2.2.3 - Processos de Transformação e Deformação das Ondas do Mar

2.2.3.1 - Refração da Onda

De acordo com Goda (2000), em áreas onde a profundidade da água é maior que aproximadamente metade do comprimento da onda, isto é, uma região de águas profundas, as ondas se propagam sem serem afetadas pelo leito marinho. Quando as ondas entram em uma região de águas mais rasas, no entanto, a direção de propagação das mesmas começa a mudar gradualmente e as frentes de onda vão sendo moldadas de acordo com o padrão das curvas de nível do leito marinho. Este fenômeno é conhecido como refração da onda e é produzido pela variação da velocidade de propagação das ondas com a profundidade do leito marinho. Segundo Vincent *et al.* (2002), quanto menor a profundidade do leito, menor a velocidade da onda.

A Figura 9 mostra um exemplo da variação da direção da onda, para ondas regulares, com um período de 12 s e incidentes do su-sudeste (SSE) em direção a uma área costeira fictícia ilustrada. As linhas sólidas com setas representam o rumo de propagação das ondas. Apesar de a distância entre rumos de propagação das ondas ser constante em águas profundas ou de profundidade uniforme, estes rumos convergem e divergem conforme eles se aproximam da costa, dependendo das características do leito marinho. (Goda, 2000)

Como o fluxo de energia da onda delimitada por dois rumos de propagação é conservado, se a dissipação da energia da onda é desprezível, então, a variação na distância de separação entre rumos significa que a densidade de energia das ondas varia inversamente com esta distância. A variação na altura da onda devido à refração é dada pela seguinte equação:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{b_0}{b}} = K_r \quad (10)$$

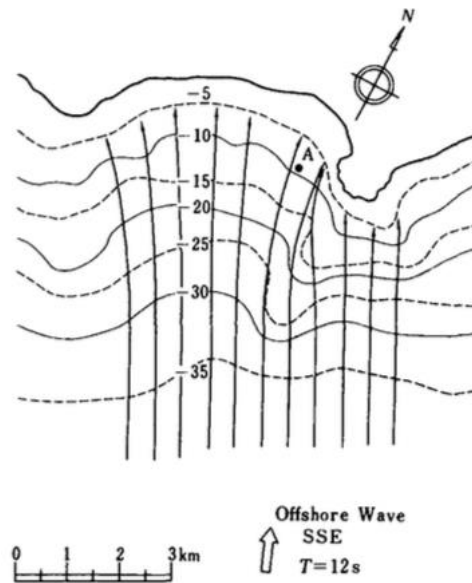


Figura 9 - Diagrama de refração de ondas regulares. Fonte: Goda, 2000

Onde b e H denotam, respectivamente, a distância entre dois rumos de onda e a altura da onda na região de interesse. Enquanto b_0 e H_0 denotam a distância entre dois rumos de onda e a altura da onda em alto-mar, respectivamente. O coeficiente K_r é chamado de coeficiente de refração da onda.

2.2.3.2 - Difração da Onda

Quando uma onda encontra um obstáculo tal como um quebra-mar, uma ilha ou uma pequena península durante sua propagação, ela gira em torno da extremidade deste obstáculo e move-se em direção à zona de sombra do mesmo. Este fenômeno é chamado de difração das ondas do mar. (Goda, 2000)

A extremidade do obstáculo, como mostrado na Figura 10, pode ser considerada como uma fonte de geração de ondas que se propagam progressiva e radialmente na zona de sombra, com mesmo período e fase da onda incidente. (Alfredini e Arasaki, 2009)

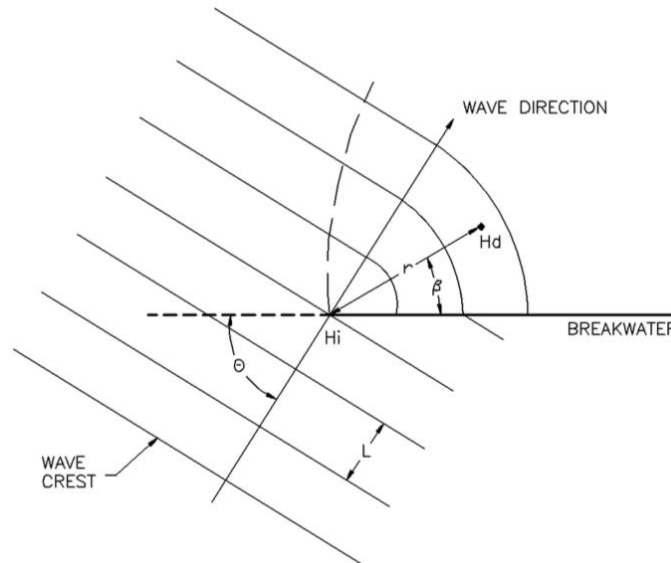


Figura 10 - Ilustração do fenômeno de difração da onda do mar. Fonte: Sorensen e Thompson, 2008.

O coeficiente de difração K_d é definido pela equação (11).

$$K_d = \frac{H_d}{H_i} \quad (11)$$

Onde H_d é a altura da onda difratada em algum ponto de interesse na região abrigada do quebra-mar e H_i é a altura da onda incidente na extremidade do quebra-mar.

Seja r a distância radial da extremidade do quebra-mar até o ponto onde K_d deve ser determinado, β o ângulo entre o quebra-mar e a linha radial até este ponto, θ a direção de incidência da onda e L o comprimento de onda, como mostrados na Figura 10. O coeficiente de difração K_d é uma função de todos estes parâmetros, isto é, $K_d = f(r/L, \beta, \theta)$. (Sorensen e Thompson, 2008)

Na Figura 11 está ilustrado um diagrama de difração da onda para um ângulo de incidência $\theta = 60^\circ$.

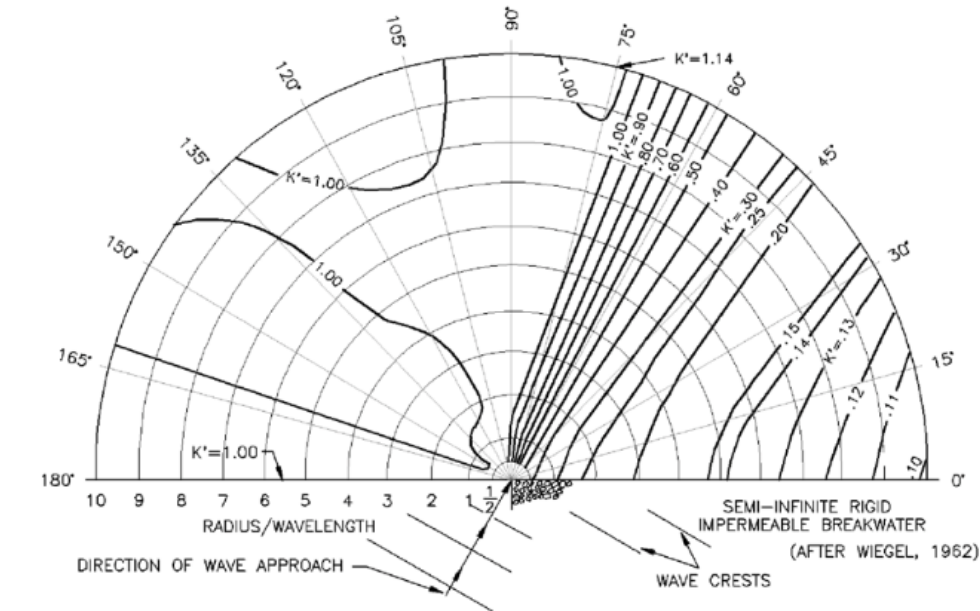


Figura 11 - Diagrama de difração da onda para um ângulo de incidência de 60°. Coeficiente de difração representado por K' . Fonte: Sorensen e Thompson, 2008.

Na região fora da zona de sombra do obstáculo o coeficiente de difração é $K_d = 1$, como pode ser visto na Figura 11.

2.2.3.3 - Ondas Equivalentes de Alto-mar

De acordo com Goda (2000), a análise da transformação da onda é frequentemente facilitada pela introdução do conceito de onda equivalente de alto-mar. Esta onda hipotética é idealizada com o propósito de ajustar as alturas das ondas que possam, eventualmente, ter sofrido refração, difração e outras transformações, de tal forma que a estimativa da transformação e deformação da onda possa ser realizada mais facilmente quando estivermos lidando com topografias complexas. A altura e o período da onda equivalente de alto-mar são definidos como:

$$H'_0 = K_d K_r (H_{1/3})_0 \quad (12)$$

$$T_{1/3} = (T_{1/3})_0 \quad (13)$$

Onde:

H'_0 = onda equivalente de alto-mar (correspondente à onda significativa);

$(H_{1/3})_0$ = altura significativa da onda de alto-mar;

$(T_{1/3})_0$ = período significativo da onda de alto-mar;

E K_r e K_d denotam os coeficientes de refração e difração das ondas, respectivamente.

2.2.3.4 - Empolamento da Onda

O empolamento é um dos fatores mais importantes que leva à mudança na altura da onda em águas rasas próximas à costa. Esta variação na altura ocorre por causa da variação na velocidade de propagação da energia da onda com a diminuição da profundidade da água. O fenômeno de empolamento exemplifica o fato de que a altura da onda em águas rasas também é governada pela profundidade da água e pelo período da onda. Pouco antes da arrebentação a onda atinge sua altura máxima. (Alfredini e Arasaki, 2009)

O coeficiente de empolamento, K_s , é definido através da equação (14).

$$K_s = \frac{H}{H'_0} \quad (14)$$

A Figura 12 apresenta um método gráfico para obtenção do coeficiente de empolamento. No gráfico, H'_0 é a altura da onda equivalente de alto-mar, H é a altura da onda à profundidade h e L_0 é o comprimento de onda em alto-mar.

O diagrama da Figura 12 permite a determinação do coeficiente de empolamento de águas profundas até águas rasas. A parte do gráfico no canto superior direito refere-se a águas de profundidade relativa, h/L_0 , maior do que 0,09.

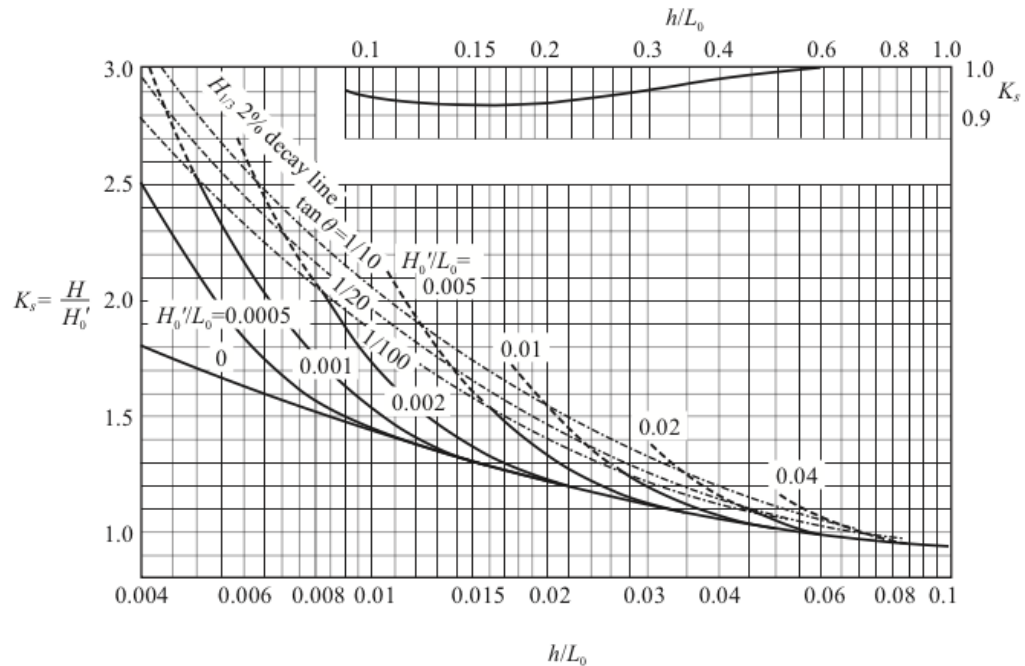


Figura 12 - Diagrama para avaliação do empolamento da onda. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.

2.2.3.5 - Arrebentação das Ondas

Após o aumento da altura das ondas devido ao empolamento, estas atingem uma certa profundidade onde as ondas começam a “quebrar” e, a partir deste ponto, a altura das ondas decresce rapidamente. Este fenômeno é chamado de arrebentação das ondas. Em lugares onde a profundidade da água é menor que aproximadamente três vezes a altura da onda equivalente de alto-mar, isto é, $h < 3H'_0$, a variação da altura da onda devido à arrebentação deve ser considerada. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

A arrebentação é um importante fator a ser considerado quando da determinação das ações que as ondas exercem sobre uma estrutura costeira. Para ondas regulares, o lugar onde as ondas arrebentam é sempre o mesmo, este ponto é referido como o ponto de arrebentação das ondas. Para ondas aleatórias, como é o caso das ondas do mar, a localização do ponto de arrebentação depende da altura e do período de cada onda individual, portanto, a arrebentação das ondas ocorre ao longo de uma certa área,

esta área é chamada de zona de arrebentação. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

Existem dois fatores que são determinantes na estimativa da altura da onda na zona de arrebentação. O primeiro deles refere-se à inclinação da onda; ondas com grande inclinação começam a arrebentar antes mesmo de obter um aumento apreciável na altura devido ao empolamento. O segundo diz respeito à inclinação do leito marinho; quando as ondas se aproximam da costa numa região onde o leito marinho é íngreme, as ondas não arrebentam até estarem bem perto da praia. (Goda, 2000)

O cálculo das variações na altura da onda, baseado no modelo teórico para arrebentação de ondas, geralmente requer o uso de um computador. No entanto, a seguinte aproximação pode ser conveniente para se empregar quando uma expressão matemática para a altura da onda for necessária. (Goda, 2000)

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & , \quad \text{se } h/L_0 \geq 0,2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h); \beta_{max} H'_0; K_s H'_0\} & , \quad \text{se } h/L_0 < 0,2 \end{cases} \quad (15)$$

Onde:

$$\beta_0 = 0,028(H'_0/L_0)^{-0,38} \exp[20(\tan \theta)^{1,5}] \quad (16)$$

$$\beta_1 = 0,52 \exp[4,2 \tan \theta] \quad (17)$$

$$\beta_{max} = \max\{0,92; 0,32(H'_0/L_0)^{-0,29} \exp[2,4 \tan \theta]\} \quad (18)$$

A expressão $\tan \theta$ representa a inclinação do leito marinho. O coeficiente de empolamento K_s deve ser determinado através do diagrama da Figura 12.

Similarmente, uma fórmula aproximada para o cálculo da maior altura de onda H_{max} é dada a seguir:

$$H_{max} \equiv H_{1/250} = \begin{cases} 1,8K_s H'_0 & , \quad \text{se } h/L_0 \geq 0,2 \\ \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h); \beta_{max}^* H'_0; 1,8K_s H'_0\} & , \quad \text{se } h/L_0 < 0,2 \end{cases} \quad (19)$$

Onde:

$$\beta_0^* = 0,052(H'_0/L_0)^{-0,38} \exp[20(\tan \theta)^{1,5}] \quad (20)$$

$$\beta_1^* = 0,63 \exp[3,8 \tan \theta] \quad (21)$$

$$\beta_{max}^* = \max\{1,65; 0,53(H'_0/L_0)^{-0,29} \exp[2,4 \tan \theta]\} \quad (22)$$

A altura da maior onda, H_{max} , é estabelecida no cálculo como a média do um duzentos e cinquenta avos mais altos das alturas das ondas, ou seja, $H_{1/250}$. Esta definição resulta na relação aproximada de $H_{max} \cong 1,8H_{1/3}$ fora da zona de arrebentação. (Goda, 2000)

2.2.3.6 - Transmissão de Ondas sobre Quebra-mares

A principal função de um quebra-mar é obviamente a de prevenir a penetração de ondas incidentes dentro da zona portuária. Portanto, as ondas que passam por algum vão na estrutura do quebra-mar ou as ondas geradas na área abrigada por galgamento da estrutura, devem ser reduzidas ao mínimo possível. No entanto, a completa interrupção destas ondas que permeiam e galgam a estrutura não é recomendada, considerando-se que os custos de construção para se atingir este objetivo são muitas vezes inviáveis. (Goda, 2000)

A forma de se calcular a transmissão das ondas através de um quebra-mar é diferente para cada tipo de estrutura. Portanto, como trata-se neste projeto de quebra-mares de parede vertical, será abordada apenas a transmissão de ondas sobre este tipo de quebra-mar.

O coeficiente de transmissão de onda é definido como a razão entre a altura das ondas transmitidas, H_T , e a altura das ondas incidentes, H_I . Isto é:

$$K_T = \frac{H_T}{H_I} \quad (23)$$

A transmissão de ondas no caso de quebra-mares de parede vertical é o resultado, principalmente, do galgamento da estrutura pelas ondas incidentes. A energia é transmitida às ondas geradas na região abrigada do quebra-mar pelo impacto da queda da massa de água que galga a estrutura. Portanto, a razão entre a elevação

do coroamento do quebra-mar acima do nível d'água, h_c , e a altura da onda incidente, H_I , é o parâmetro principal que governa o coeficiente de transmissão de onda neste tipo de quebra-mar. (Goda, 2000)

A Figura 13 mostra um diagrama para cálculo do coeficiente de transmissão de onda, em quebra-mares de parede vertical. Apesar de este diagrama ter sido construído com dados de ensaios realizados com ondas regulares, ele também é aplicável a ondas irregulares, como as do mar.

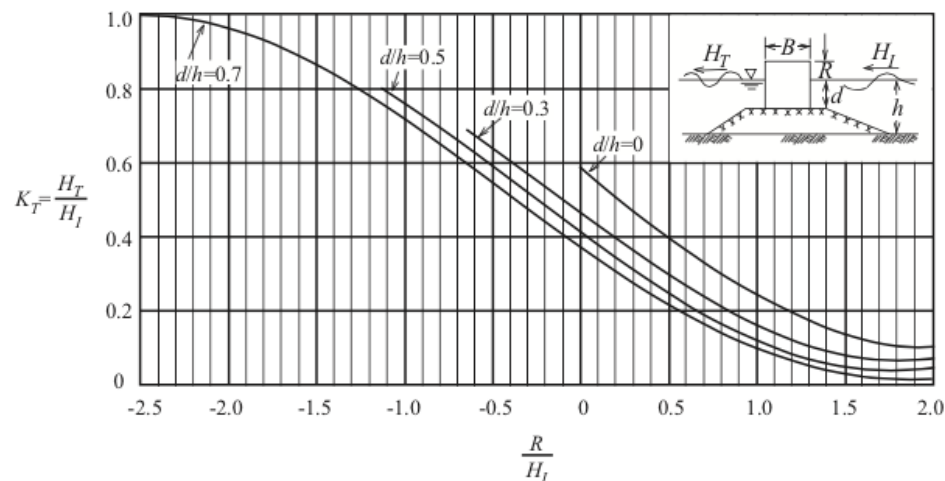


Figura 13 - Diagrama para cálculo do coeficiente de transmissão de onda. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.

As ondas transmitidas por galgamento tendem a ter períodos mais curtos, porque o impacto da queda da massa de água frequentemente gera ondas harmônicas com períodos de um meio e um terço do período da onda incidente. (Goda, 2000)

O coeficiente de transmissão de ondas de um quebra-mar de parede vertical também pode ser obtido através de uma simples expressão dada na equação (24).

$$K_T = 0,3 \left(1,5 - \frac{h_c}{H_I} \right), \quad 0 \leq \frac{h_c}{H_I} \leq 1,25 \quad (24)$$

2.2.3.7 - Reflexão e Dissipação da Onda

Quando refletidas por um quebra-mar de parede vertical, as ondas causam um aumento da agitação da água em frente a esta estrutura, ou então, elas podem se propagar por alguma distância até uma área de águas calmas tornando-se uma fonte de perturbação neste local. Portanto, é bastante desejável que a reflexão das ondas seja suprimida ao máximo possível. (Goda, 2000)

Com respeito à dissipação da energia da onda, o grau de reflexão da onda precisa ser quantificado. Para este propósito, o coeficiente de reflexão da onda, K_R , que é a razão entre a altura da onda refletida, H_R , e a altura da onda incidente, H_I , é geralmente empregado. (Goda, 2000)

$$K_R = \frac{H_R}{H_I} \quad (25)$$

É preferível calcular o valor do coeficiente de reflexão através de observações de campos. No entanto, quando for difícil realizar observações ou quando a estrutura em questão ainda não tiver sido construída, é possível estimar o coeficiente através de resultados de ensaios em modelos de laboratório. Neste caso, é preferível utilizar ondas aleatórias no ensaio. Valores aproximados de coeficientes de reflexão são listados na Tabela 1. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

Tabela 1 - Valores aproximados de coeficientes de reflexão.

Tipo de estrutura	Coefficiente de reflexão
Parede vertical com coroamento acima do nível d'água	0,7 ~1,0
Parede vertical com coroamento submerso	0,5 ~0,7
Talude de enrocamento	0,3 ~0,6
Talude de blocos de concreto dissipadores de energia	0,3 ~0,5
Estrutura vertical do tipo dissipadora de energia	0,3 ~0,8
Praia natural	0,05 ~0,2

Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.

2.3 - PROJETO DE QUEBRA-MARES DE PAREDE VERTICAL

2.3.1 - Histórico dos Quebra-mares de Parede Vertical

O primeiro quebra-mar a utilizar o conceito de parede vertical, na história moderna, foi o quebra-mar construído na entrada da baía portuária do Porto de

Cherbourg na França. Atualmente diz-se que a modernização na construção de quebra-mares teve início com as experiências vividas na construção deste quebra-mar, em 1784. Inicialmente, o projeto consistia em um berço em formato de tronco de cone de 50 m de largura preenchido com enrocamento. No entanto, estes troncos de cone romperam logo depois da instalação. Por este motivo, em 1789, a estrutura foi transformada em um quebra-mar de talude. Mais tarde, em 1830, devido aos frequentes danos sofridos pela parte superior da estrutura, começou a ser erguida uma parede vertical acima do nível d'água, cuja conclusão ocorreu apenas 23 anos depois, no ano de 1853. As mudanças sofridas pela seção transversal deste quebra-mar ao longo do tempo são mostradas na Figura 17. (Institution of Civil Engineers, 1992)

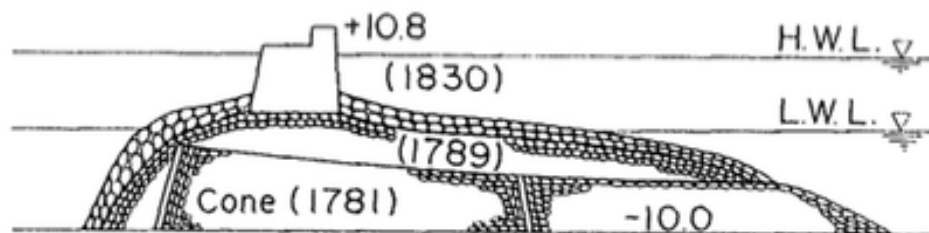


Figura 14 - Evolução da seção transversal do quebra-mar do Porto de Cherbourg, França. Fonte: Takahashi, 2002.

Muitos quebra-mares mistos passaram a ser construídos depois da experiência com a construção do quebra-mar de Cherbourg. Porém, observou-se com a experiência de Cherbourg que a ação das ondas sobre o maciço de enrocamento causava erosão do mesmo e gerava forças impulsivas de ondas sobre a parede vertical, devido à arrebatagem das ondas. Uma das soluções encontradas para reduzir estes dois efeitos indesejáveis foi a de assentar a parede vertical a maiores profundidades. Na época, esta tendência foi seguida, principalmente, no Reino Unido. (Institution of Civil Engineers, 1992)

Em 1847, foi construído, na cidade de Dover no Reino Unido, um quebra-mar de parede vertical assentado diretamente sobre o leito do mar, sem a utilização de um maciço de enrocamento como fundação. O motivo para a não utilização de um maciço de fundação era a escassez de pedreiras, para extração de rochas, próximas à cidade. A construção deste quebra-mar de parede vertical foi extremamente difícil, com um

tempo de construção muito lento e de execução muito cara. Porém, o resultado que se obteve após a conclusão da construção foi compensatório, pois o quebra-mar resistiu eficientemente às ações ambientais experimentando apenas leves danos. A Figura 15 mostra a seção transversal do projeto original deste quebra-mar. (Takahashi, 2002)

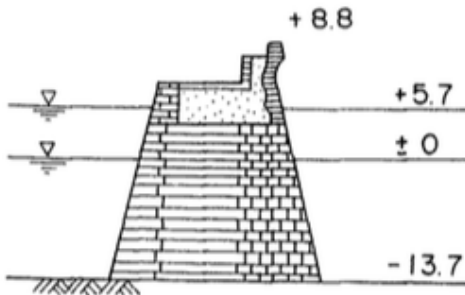


Figura 15 - Seção transversal do quebra-mar de parede vertical de Dover, Reino Unido. Fonte: Takahashi, 2002

Outros países europeus também aderiram à tecnologia de quebra-mares de parede vertical. Na Itália, a construção do primeiro quebra-mar de parede vertical ocorreu em 1900, em Nápolis. Desde então, este tipo de quebra-mar tornou-se predominante no país. Uma ilustração deste quebra-mar pode ser visto na Figura 19.

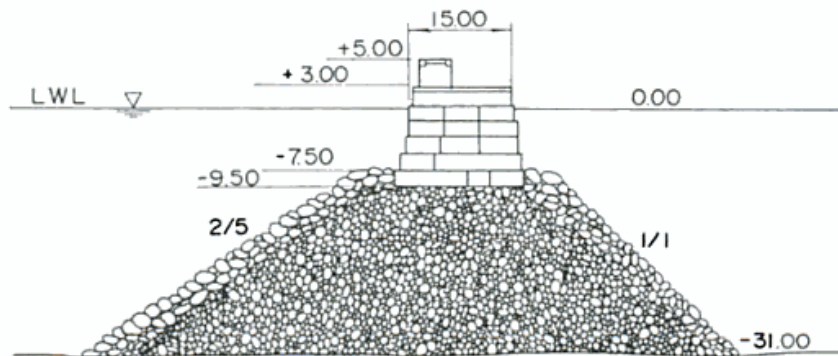


Figura 16 - Seção transversal do quebra-mar de parede vertical de Nápolis, Itália. Fonte: Institution of Civil Engineers, 1992.

A estrutura das seções verticais na Itália desenvolveu-se com o tempo. Inicialmente eram construídas com blocos de concreto pesando algumas dezenas de toneladas. Em seguida, nas primeiras décadas do século 20, passaram a ser construídas com blocos celulares. Porém, mais tarde a estrutura das paredes verticais

evoluiu para blocos ciclópicos com pesos na faixa de centenas de toneladas. (Takahashi, 2002)

Na França, inspirados pelo exemplos da Itália, propôs-se na época o projeto de um quebra-mar de parede vertical, para a cidade de Marseille, constituída de blocos ciclópicos pesando 450 ton cada. Porém, este projeto não foi adotado. Ao invés dele, foi construído, de 1930 a 1953, um projeto similar mas com blocos cuja rede de travamento entre eles era composta por armaduras de aço. A seção transversal deste quebra-mar é mostrada na Figura 17.

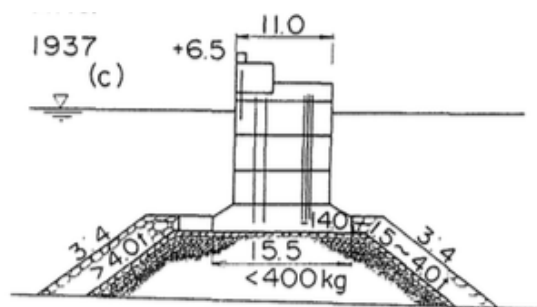


Figura 17 - Seção transversal do quebra-mar de parede vertical de Marseille, França. Construído de 1930 a 1953. Fonte: Institution of Civil Engineers, 1992.

Um país muito importante historicamente para o desenvolvimento da tecnologia de construção de quebra-mares de parede vertical é o Japão. Segundo Goda (2000), neste país os quebra-mares de parede vertical são muito mais comuns que os quebra-mares de talude e este fato é, parcialmente, atribuído à formação geológica recente das ilhas japonesas e ao clima úmido do país, que fez com que as rochas se tornassem frágeis. Por este motivo, é difícil extrair quantidades suficientes de rochas de grandes dimensões das pedreiras, o que torna a construção de quebra-mares de talude mais inviável no país. (Goda, 2000)

Os primeiros quebra-mares de parede vertical na era moderna do Japão são aqueles do Porto de Yokohama, construídos de 1890 a 1896. Uma das seções é mostrada na Figura 18. Eles foram reprojatados mais tarde com blocos sólidos de concreto em toda a seção vertical depois de serem danificados por uma tempestade em 1902. (Goda, 2000)

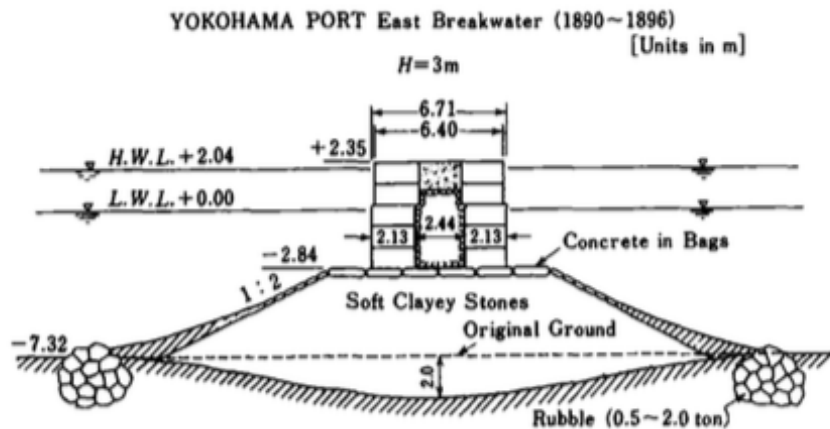


Figura 18 - Seção típica do quebra-mar de parede vertical do Porto de Yokohama, Japão. Construído de 1890 a 1896. Fonte: Goda, 2000.

O primeiro quebra-mar de parede vertical constituído de blocos de concreto, no Japão, foi construído no Porto de Otaru em Hokkaido de 1897 a 1907. A Figura 19 ilustra sua seção transversal.

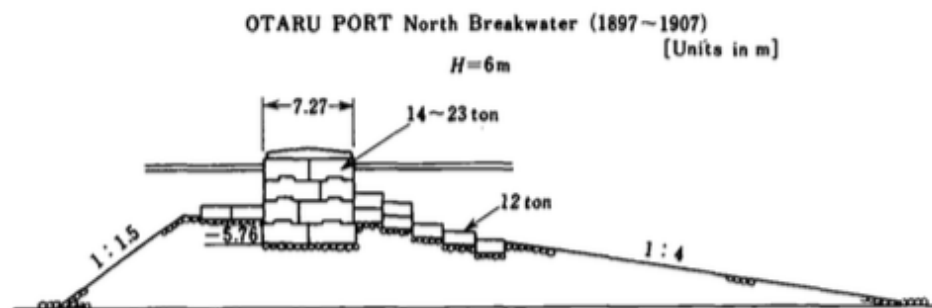


Figura 19 - Seção típica do quebra-mar vertical de blocos de concreto do Porto de Otaru em Hokkaido, Japão. Construído de 1897 a 1907. Fonte: Goda, 2000.

Segundo Takahashi (2002), um quebra-mar de caixão de metal foi utilizado pela primeira vez em Bilbao, na Espanha, em 1894. Neste mesmo país foram também introduzidos, mais tarde, os caixões de concreto armado.

No Japão, os quebra-mares de caixão de concreto armado foram introduzidos pela primeira vez em 1911, no Porto de Kobe. Em seguida, em 1912, foram utilizados no quebra-mar da ilha no Porto de Otaru. Devido às condições muito mais severas em Otaru que em Kobe, o quebra-mar construído era bastante robusto para a época. Os

caixões pesavam 883 toneladas e foram preenchidos com concreto lançado. Ver Figura 20. (Goda, 2000)

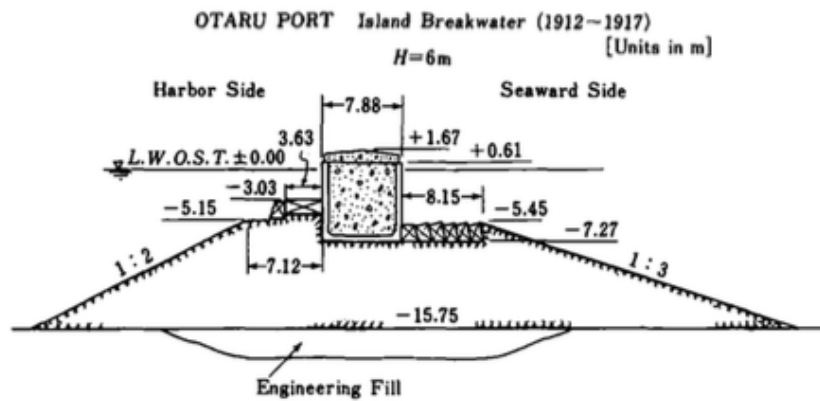


Figura 20 - Seção típica do quebra-mar vertical de caixão do Porto de Otaru em Hokkaido, Japão. Construído de 1912 a 1917. Fonte: Goda, 2000.

Os quebra-mares de caixão encontraram grande aplicação no Japão, pois mostraram-se como o tipo mais adequado de quebra-mar para resistir a mares agitados. A Figura 21 mostra o quebra-mar do Porto de Onahama em Fukushima Prefecture. Neste caso, blocos de concreto pré-moldados foram colocados nas células do caixão para economizar tempo de serviço. (Goda, 2000)

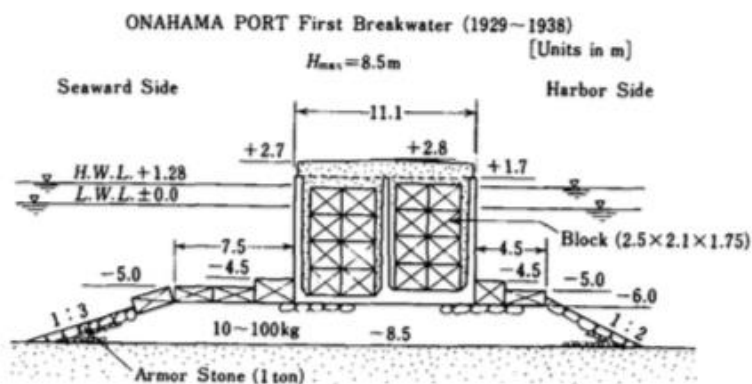


Figura 21 - Seção típica do quebra-mar de caixão com enchimento de blocos de concreto do Porto de Onahama em Fukushima, Japão. Construído de 1929 a 1938. Fonte: Goda, 2000.

O material de enchimento para as células do caixão foram gradualmente evoluindo do concreto ao pedregulho e mais tarde para areia. A técnica de enchimento dos caixões com areia foi, a princípio, empregada em áreas onde as condições das

ondas eram relativamente brandas, mas esta técnica também logo se tornou popular em áreas de mar agitado. Isto ocorreu particularmente no período logo após a 2ª Guerra Mundial, quando o cimento, utilizado para produção do concreto de enchimento do caixão, estava escasso por causa dos danos causados às fábricas. (Goda, 2000)

A Figura 22 ilustra um destes quebra-mares construídos após a 2ª Guerra Mundial, situado no Porto Norte de Wakayama, o Japão. Por causa das condições de solo mole, a fundação do quebra-mar teve que ser construída com uma larga banqueta de fundação para evitar ruptura do terreno. (Goda, 2000)

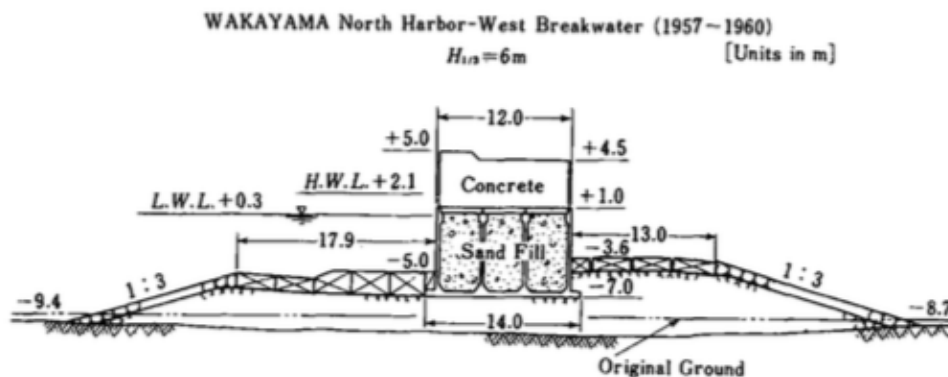


Figura 22 - Seção típica do quebra-mar de caixão assentado sobre solo mole do Porto Norte de Wakayama, Japão. Construído de 1957 a 1960. Fonte: Goda, 2000.

A Figura 23 mostra o quebra-mar contra tsunamis do Porto de Ofunato em Iwate Prefecture, no Japão. Devido à profundidade em que foi construído, a banqueta de fundação deste quebra-mar precisou ser projetada com aproximadamente 20 m de altura e foi assentada a 35 m de profundidade. (Goda, 2000)

Um dos maiores caixões utilizados neste tipo de estrutura entre as décadas de 60 e 70, encontra-se no quebra-mar do Porto de Hosojima em Miyazaki Prefecture, no Japão, e está ilustrado na Figura 24. Ele tem uma massa de aproximadamente 5000 ton e foi lançado ao mar na posição de ancoragem através de um dique flutuante.

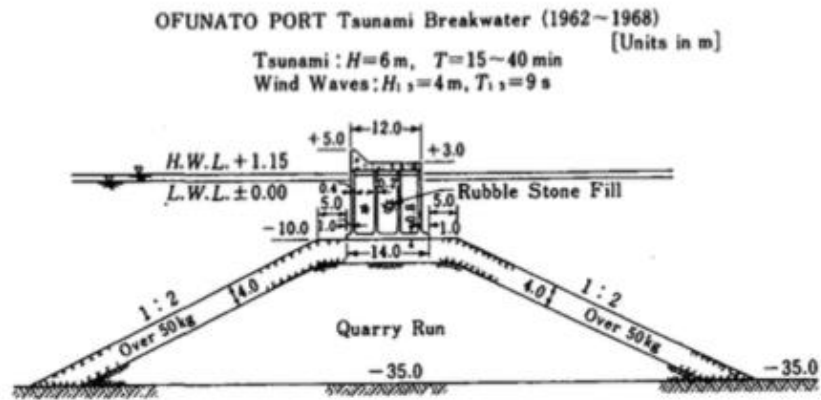


Figura 23 - Seção típica do quebra-mar de caixão do Porto de Ofunato em Iwate, Japão, cuja base da fundação foi assentada a 35 m de profundidade. Construído de 1962 a 1968. Fonte: Goda, 2000.

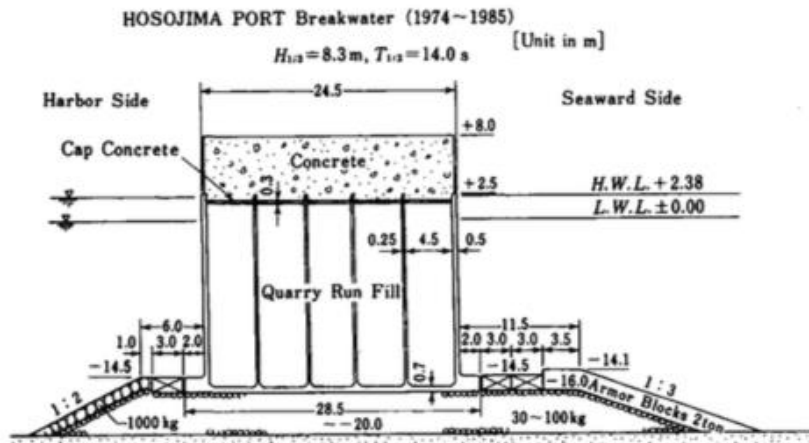


Figura 24 - Seção típica do quebra-mar de caixão do Porto de Hosojima em Miyazaki, Japão. Um dos maiores caixões já utilizados até aquele momento. Construído de 1974 a 1985. Fonte: Goda, 2000.

O maior quebra-mar já construído até o momento foi o quebra-mar do Porto de Kamaishi em Iwate Prefecture no Japão. Segundo James (2011), a construção deste quebra-mar iniciou-se em 1978 e levou surpreendentes 31 anos de muito trabalho e pesquisa até estar totalmente concluída, em Março de 2009.

A profundidade máxima de assentamento ao longo do comprimento do quebra-mar é de 63 m, tornando-o o quebra-mar mais profundo do mundo. A parte inferior do caixão tem uma forma trapezoidal para aumentar a largura do fundo, o que diminui a carga excêntrica no maciço de enrocamento. A parte superior tem um sistema de

dissipação de energia que consiste de duas paredes verticais fendilhadas horizontalmente. Ver Figura 25. (Takahashi, 2002)

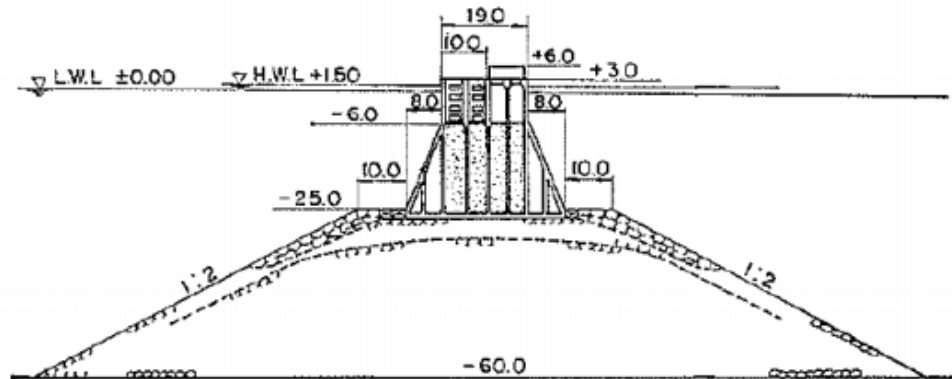


Figura 25 - Seção transversal típica inicialmente proposta para o quebra-mar de caixão do Porto de Kamaishi em Iwate, Japão. O maior quebra-mar já construído até o momento. Construído de 1978 a 2009. Fonte: Goda, 2000.

Este quebra-mar foi construído na entrada da baía de Kamaishi com o intuito de prevenir a cidade das ameaças de tsunamis vindas do Oceano Pacífico e de outras ações significativas das ondas. No entanto, em 11 de Março de 2011, por ironia do destino, o Japão foi devastado por um dos maiores terremotos já registrados na história. Este terremoto, que ficou conhecido como o Grande Tohoku, mediu 9.0 graus na escala Richter, tornando-se o maior terremoto já registrado no Japão e o quinto maior já registrado no mundo. O terremoto causou um grande tsunami, gerando ondas muito altas, que causaram a ruptura de toda a estrutura do quebra-mar.

No Brasil, a construção de quebra-mares de parede vertical ainda é uma tecnologia pioneira. A primeira estrutura deste tipo construída em território nacional foi a do quebra-mar de caixão do Porto do Açú, na cidade de São João da Barra no norte do estado do Rio de Janeiro. Os caixões têm em média 66 m de comprimento, 24 m de largura e 21 m de altura e foram construídos pelo sistema de dique flutuante, com tecnologia de ponta importada da Europa. O porto, que começou a ser construído em 2007, é composto por dois terminais, T1 e T2, ambos constituídos de quebra-mares de caixão vertical. Na Figura 2 pode ser visto uma imagem do terminal T1 do Porto do Açú.

Apesar de ser uma tecnologia nova em nosso país, sua aplicação também está prevista para a obra de prolongamento do quebra-mar norte do Porto de Salvador, na Bahia.

2.3.2 - Tipos de Quebra-mar de Parede Vertical

A estrutura básica elementar de um quebra-mar de parede vertical é geralmente um caixão de concreto armado preenchido com areia, mas também existem outros tipos menos usuais como os quebra-mares de bloco de concreto, feitos de blocos de concreto pré-moldados e empilhados, ou ainda os do tipo estaqueados.

Em função desta variedade de tipos de quebra-mar de parede vertical, é apresentada a seguir uma classificação adotada por Burcharth e Hughes (2005) no Capítulo 2 da Parte VI do Manual EM 1110-2-1100 de Engenharia Costeira do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América (USACE).

2.3.2.1 - Quebra-mar convencional de caixão vertical

O caixão é assentado sobre um manto de regularização, relativamente fino, de enrocamento. Ver Figura 26.

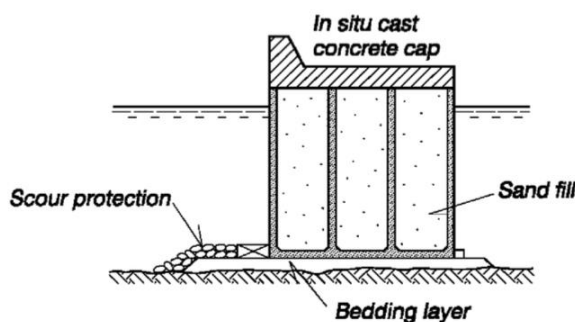


Figura 26 - Tipo convencional de quebra-mar de caixão com frente vertical. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.

2.3.2.2 - Quebra-mar de Caixão Vertical Misto

O caixão é assentado em um grande maciço de enrocamento. Este tipo de quebra-mar é econômico em águas profundas. Uma superestrutura de concreto

geralmente é colocada sobre o caixão, principalmente quando existe acesso à estrutura por terra. Ver Figura 27.

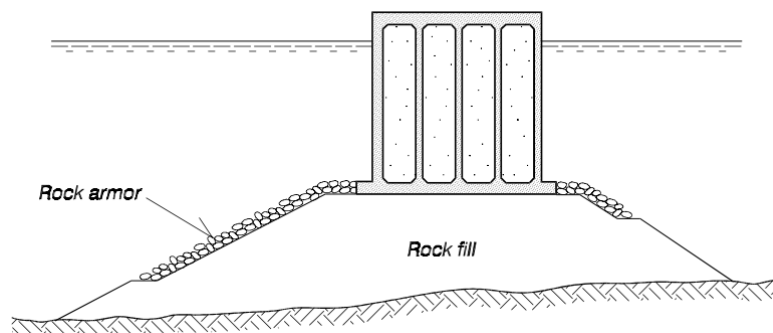


Figura 27 - Exemplo de quebra-mar de caixão vertical misto. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.

2.3.2.3 - Quebra-mar de Caixão Misto na Horizontal

A frente do caixão é coberta por blocos de proteção. Este tipo é usado apenas em águas rasas. Os efeitos do maciço de blocos à frente do caixão são a redução da reflexão, do impacto e do galgamento das ondas. Ver Figura 28.

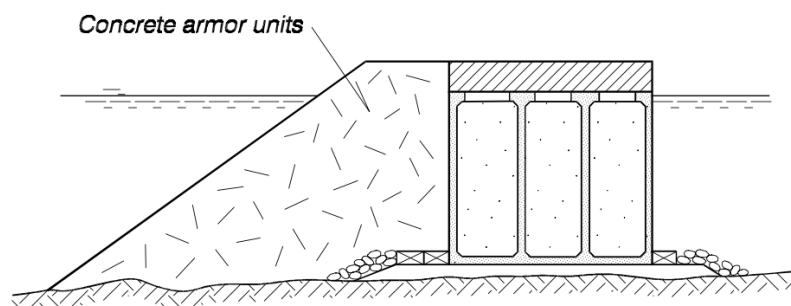


Figura 28 - Exemplo de quebra-mar de caixão misto na horizontal. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.

2.3.2.4 - Quebra-mar de Blocos de Concreto

Os quebra-mares de parede vertical demandam um solo de fundação muito mais resistente que os quebra-mares de talude, salvo a exceção do quebra-mar vertical misto, que transmite a carga ao leito marinho pela base ampla do maciço de enrocamento da mesma forma que um quebra-mar de talude. O quebra-mar de blocos de concreto, em especial, exige um solo de fundação muito mais resistente

necessitando geralmente ser assentado sobre um leito rochoso, devido ao carregamento elevado que esta estrutura transmite à fundação e à sua sensibilidade aos recalques diferenciais. Ver Figura 29.

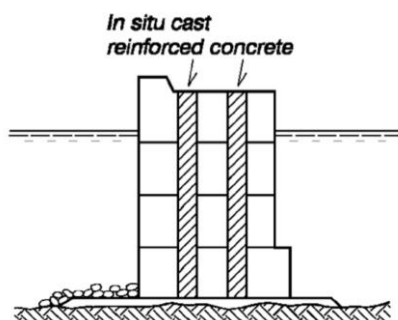


Figura 29 - Exemplo de quebra-mar de blocos de concreto. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.

2.3.2.5 - Quebra-mar de Estaca-prancha

Quebra-mares de estaca-prancha consistem de uma cortina de contenção, vertical ou inclinada, fixada nas estacas. Este tipo de estrutura é aplicável em áreas com climas de onda menos severos em locais com subsolo fraco ou mole. Ver Figura 30.

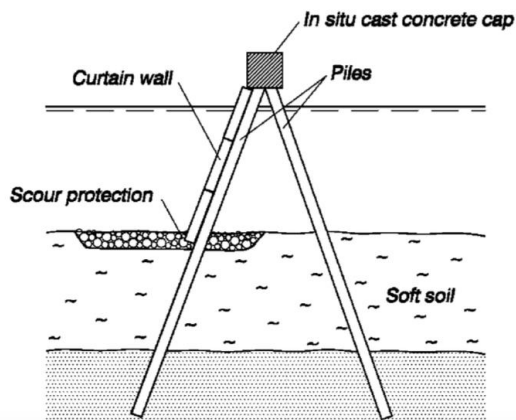


Figura 30 - Exemplo de quebra-mar de estaca-prancha. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.

2.3.2.6 - Quebra-mar de Caixaão com Topo Inclinado

A parte superior da parede frontal, que fica acima do nível d'água, é executada com um declive, o que causa um efeito de redução das forças da onda e uma direção

muito mais favorável destas forças na frente inclinada. No entanto, o galgamento é maior que para uma parede vertical com o mesmo nível da crista. Ver Figura 31.

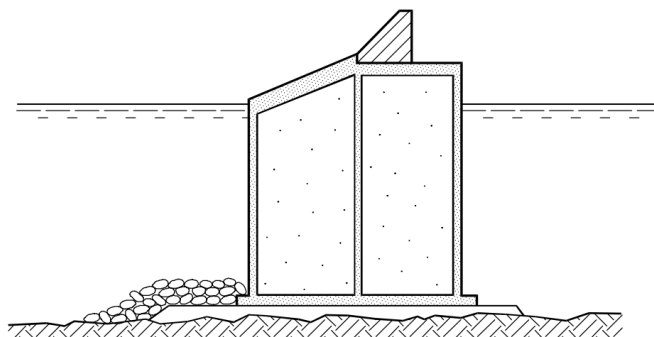


Figura 31 - Exemplo de quebra-mar de caixão com topo inclinado. Fonte: Burcharth e Hughes, 2005.

2.3.2.7 - Quebra-mar de Caixão com Parede Frontal Perfurada

A parede frontal é perfurada com buracos ou fendas tendo uma câmara de ondas na parte de trás. Devido à dissipação de energia, tanto as forças das ondas no caixão quanto a reflexão das mesmas são reduzidas. Ver Figura 32.

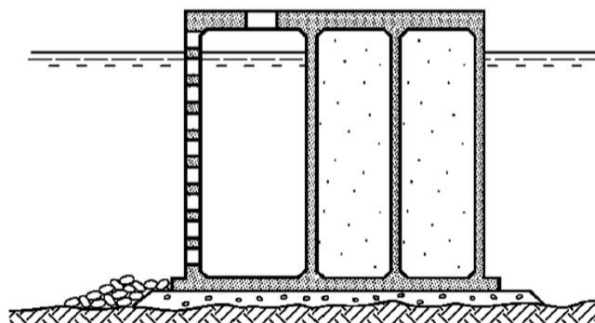


Figura 32 - Exemplo de quebra-mar de caixão com parede frontal perfurada. Fonte: Burcharth *et al.*, 2005.

2.3.3- Quebra-mares de Caixão Vertical: Terminologias e Método Construtivo

Apesar de ser um tipo de obra muito frequente em países da Europa e da Ásia, a tecnologia de quebra-mares de caixão vertical ainda não é tão difundida ao redor do mundo. No Brasil esta é uma tecnologia pioneira que foi utilizada pela primeira vez recentemente nas obras do Complexo Portuário do Açúcar em São João da Barra/RJ.

Portanto, para familiarizar o leitor com a terminologia associada aos quebra-mares de caixão vertical segue a Figura 33, que ilustra as partes relevantes deste tipo de estrutura.

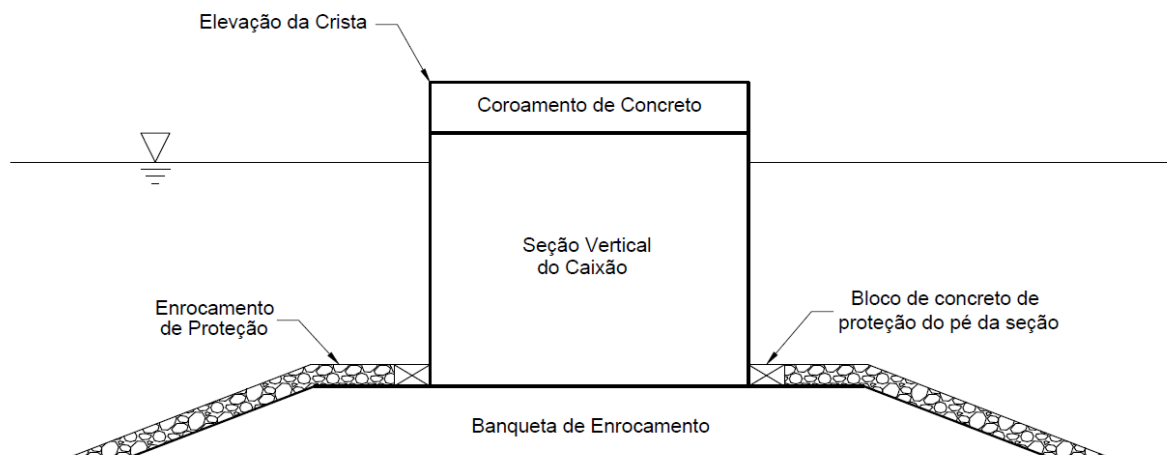


Figura 33 - Terminologia das partes relevantes de um quebra-mar de caixão vertical.

Quanto ao método construtivo, a execução deste tipo de quebra-mar inicia-se na fabricação dos caixões de concreto armado. A fabricação dos caixões pode ser executada de duas formas: em estaleiros ou sobre diques flutuantes. Quando fabricados em estaleiros, os caixões devem ser levados até o local de fundeio flutuando e com o auxílio de barcos rebocadores. No caso dos diques flutuantes eles desempenham tanto a função de fabricação quanto de transporte do caixão, tornando o processo mais rápido e prático, pois a construção pode ser executada mais próxima ao local de fundeio do caixão.

Concomitantemente à fabricação dos caixões, pode ser realizada a etapa de execução da banquetta de enrocamento, que serve como fundação para o caixão e tem a vantagem de distribuir a carga elevada do caixão a uma área mais ampla do subsolo marinho.

A etapa seguinte consiste na colocação dos caixões sobre a banquetta, porém, antes do lançamento do caixão, uma equipe de mergulhadores deve verificar se o topo do enrocamento está nivelado, para evitar que o caixão fique inclinado depois de posto no lugar.

Antes do seu fundeio, o caixão deverá ser posicionado topograficamente, com o auxílio de profissionais especializados. Em seguida, o mesmo deverá ser preenchido com água para que afunde e apoie-se sobre o enrocamento. Uma vez assentado sobre a banquetta, o caixão deverá ser preenchido o mais rápido possível com areia, pois sua estabilidade depende significativamente deste enchimento. Conforme os caixões forem sendo fundeados, adjacentes uns aos outros, a junta entre eles deverá ser selada para evitar a existência de um ponto de transmissão de ondas para a área abrigada do quebra-mar, após finalizada a construção.

Por questões de segurança deve ser evitado o lançamento dos caixões com mar de ressaca ou com ondas altas, acima de 1 m.

Logo após o lançamento e enchimento do caixão, os blocos de concreto, para proteção do pé da seção vertical, e o enrocamento de proteção do talude deverão ser colocados.

A última etapa consiste na execução da superestrutura, ou coroamento, como é normalmente chamado. Este coroamento consiste em uma laje de concreto executada sobre o caixão, que tem a função tanto de tamponá-lo quanto de criar uma superfície nivelada e acessível para veículos e pessoas, quando necessário. Esta laje de concreto também serve de base para a execução de um muro de coroamento, voltado para o lado mar, que eleva a cota da crista do quebra-mar diminuindo, assim, a probabilidade de galgamento da estrutura pelas ondas.

2.3.4- Principais Tipos de Ruptura de um Quebra-mar de Caixão Vertical

A Figura 34 ilustra os principais modos de ruptura última de um quebra-mar de caixão vertical. Estes modos de ruptura são: deslizamento e tombamento do caixão e ruptura global da fundação. O deslizamento e tombamento consistem em uma falha da estrutura do caixão, enquanto a ruptura da fundação consiste em uma falha geotécnica.

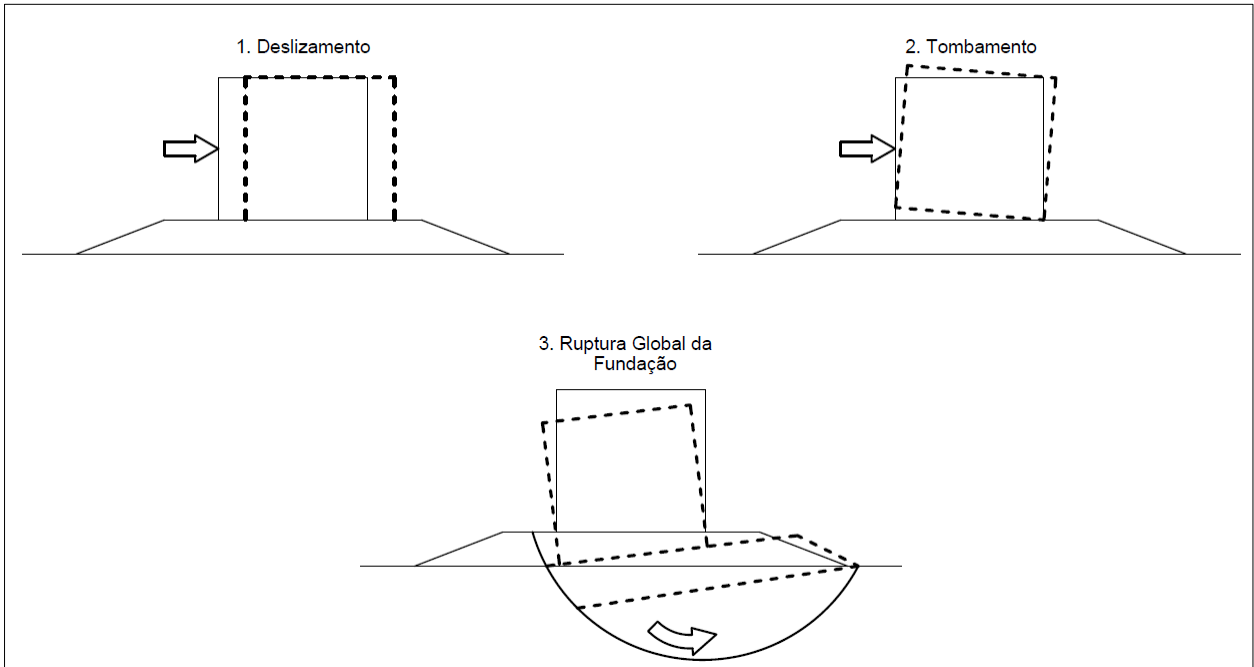


Figura 34 - Principais tipos de ruptura última de um quebra-mar de caixa vertical.

Além destes tipos de ruptura, também pode ocorrer a erosão do leito do mar a montante da seção vertical, devido ao efeito da agitação do encontro das ondas refletidas com as ondas incidentes sobre a parede vertical do caixa, causando a instabilidade do talude de montante da banqueteta. No entanto, não existe um modelo teórico para cálculo e dimensionamento da seção contra este tipo de falha, mas apenas medidas preventivas e recomendações.

Outro tipo de instabilidade geotécnica que pode causar a inutilização da estrutura consiste no recalque excessivo da fundação. Este tipo de instabilidade pode não representar um estado de ruptura da estrutura, mas afeta as condições de utilização da mesma, podendo, inclusive, torna-lá não funcional para os fins para a qual ela foi construída. Este tipo de falha de serviço da estrutura está representado na Figura 35.

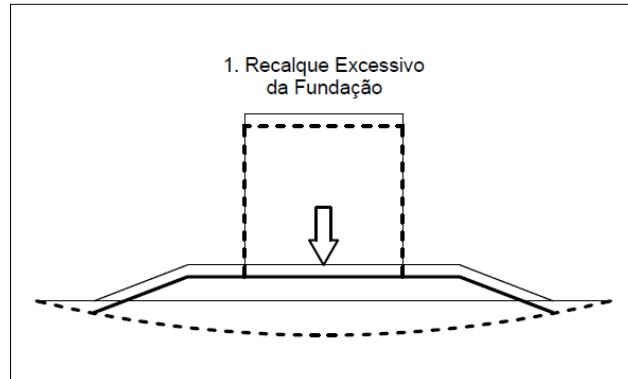


Figura 35 - Principal tipo de falha de serviço de um quebra-mar de caixa vertical.

Neste projeto leva-se em consideração todos estes tipos principais de rupturas e falha de serviço. Primeiro será considerada a estabilidade contra deslizamento e tombamento para dimensionar a largura da seção vertical. Em seguida será analisada a estabilidade geotécnica da estrutura verificando a magnitude dos recalques e a estabilidade global da fundação com o auxílio de softwares de cálculo de Engenharia Geotécnica.

2.3.5- Equações para Cálculo da Pressão de Onda

Os principais parâmetros que afetam a pressão da onda agindo sobre uma parede vertical são: o período, altura e direção da onda; o nível e a profundidade da água; a inclinação do leito do mar; a largura da berma frontal, a inclinação do talude e a profundidade do topo do maciço de fundação; a elevação da crista da parede vertical; e, por fim, a profundidade do leito do mar na base da parede vertical. (Port and Harbours Bureau; MLIT; Port and Airports Research Institute, 2009)

A tendência a favor dos quebra-mares de parede vertical sobre os quebra-mares de talude no Japão, reforçada pelas várias experiências bem sucedidas de construção destas estruturas no país, fez com que os japoneses assumissem papel de destaque no desenvolvimento desta tecnologia. Como consequência, grande parte da teoria utilizada ultimamente para o dimensionamento e cálculo de quebra-mares de parede vertical foi desenvolvida por eles.

Neste projeto utiliza-se a teoria de pressões de onda desenvolvida por Goda (1974) e ligeiramente modificada, mais tarde, por Tanimoto *et al.* (1976).

2.3.5.1 - Pressões sob a Crista da Onda

As fórmulas de pressão sobre a parede vertical, propostas por Goda (1974), para quando a crista da onda encontra-se em contato com a parede, assumem que a distribuição de pressão ao longo da altura da parede vertical é trapezoidal, como mostrado na Figura 36.

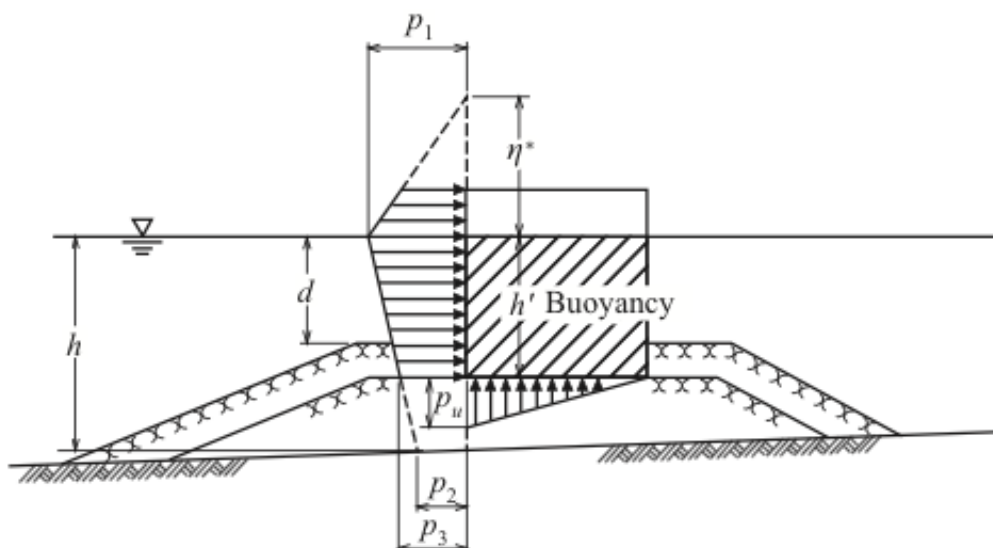


Figura 36 - Distribuição de pressão na seção vertical de um quebra-mar de parede vertical. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.

Nesta figura, h , d , p_1 , p_2 , p_3 , p_u , η^* e h' denotam os seguintes valores:

h = profundidade da água em frente à parede vertical, medida até o leito do mar (m);

d = distância do nível d'água de projeto ao topo da banquetta de enrocamento (m);

p_1 = intensidade da pressão de onda à altura do nível d'água de projeto (kN/m^2);

p_2 = intensidade da pressão de onda à altura do leito do mar (kN/m^2);

p_3 = intensidade da pressão de onda no pé da parede vertical (kN/m^2);

p_u = subpressão (do inglês *uplift pressure*) que atua na base da parede vertical. A subpressão é, por definição, a pressão de percolação exercida pela água ao percolar pela fundação permeável de uma estrutura impermeável (kN/m^2);

η^* = elevação até a qual a pressão de onda é exercida ou, com outras palavras, é a altura acima do nível d'água de projeto na qual a intensidade da pressão de onda é nula (m);

h' = a distância do nível d'água de projeto à base da seção vertical (m).

Os fatores necessários para o cálculo destas variáveis, assim como as fórmulas para o cálculo das pressões e elevações, estão especificados separadamente nos itens de (A) a (F) a seguir.

(A) Onda de Projeto

A altura de onda empregada no projeto, H_D , deve ser a altura da maior onda obtida das condições marítimas do local, ou seja, $H_D = H_{max}$.

De acordo com (Port and Harbours Bureau; MLIT; Port and Airports Research Institute, 2009), se a onda não sofrer efeito de arrebentação, ou seja, se o local de construção do quebra-mar for fora da zona de arrebentação, então, o valor da onda de projeto é tomado como $H_D = H_{max} = 1,8H_{1/3}$. Porém, de acordo com Goda (2000), se a onda sofrer o efeito de arrebentação, então a altura deverá ser tomada como a mais alta das ondas de arrebentação aleatórias, H_{max} , no local à distância de $5H_{1/3}$ a montante do quebra-mar. As alturas H_{max} e $H_{1/3}$ neste segundo caso devem ser estimadas com o modelo de arrebentação de onda descrito na Seção 2.2.3.5.

O período da maior onda é tomado como o período da onda significativa, como descrito na equação (9) na Seção 2.2.2.4; isto é, $T_{max} = T_{1/3}$.

(B) Altura acima do Nível D'água onde a Pressão é Nula

Como definido anteriormente, a variável η^* representa a elevação até a qual a pressão de onda é exercida ou, de forma simplificada, a altura acima do nível d'água na

qual a pressão da onda é nula. O valor de η^* está representado geometricamente na Figura 36 e ele é calculado através da equação abaixo.

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_D \quad (26)$$

A variável β nesta equação representa o ângulo entre a direção de incidência da onda e uma linha normal ao quebra-mar. A direção da onda deve ser rotacionada de uma quantidade de aproximadamente 15° a partir da direção principal da onda em direção à linha normal ao quebra-mar. Este ajuste na direção é feito em vista da incerteza na estimativa da direção de projeto da onda. A Figura 37 abaixo ilustra como se determina o valor de β . (Goda, 2000)

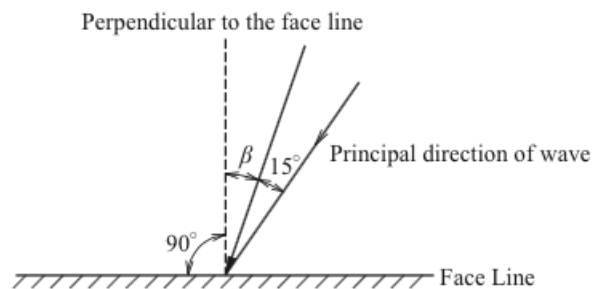


Figura 37 - Forma de obtenção do valor do ângulo de incidência da onda, β . Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.

(C) Pressão de Onda ao Longo da Parede Vertical

Os valores de p_1 , p_2 e p_3 ilustrados na Figura 36 são calculados através das seguintes equações:

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)[\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta] \rho_w g H_D \quad (27)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (28)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (29)$$

A equação (27) apresenta a fórmula inicialmente proposta por Goda (1974), porém, Tanimoto *et al.* (1976) modificou ligeiramente esta fórmula para levar em conta o

efeito da pressão impulsiva da onda, quando esta arrebenta sobre a parede vertical. A equação modificada por Tanimoto *et al.* (1976) é apresentada na equação (30).

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)[\alpha_1 \lambda_1 + \alpha^* \lambda_2 \cos^2 \beta] \rho_w g H_D \quad (30)$$

Os coeficientes α_1 , α_2 , α_3 e α^* que aparecem nas equações (27), (29) e (30) são obtidos através das seguintes equações.

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (31)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (32)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (33)$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2, \alpha_1\} \quad (34)$$

Onde o coeficiente de pressão impulsiva da onda de arrebentação, α_I , é definido como:

$$\alpha_I = \alpha_{IH} \alpha_{IB} \quad (35)$$

Os coeficientes α_{IH} e α_{IB} , por sua vez, são avaliados através do seguinte conjunto de equações:

$$\alpha_{IH} = \min\{H/d; 2,0\} \quad (36)$$

$$\alpha_{IB} = \begin{cases} \cos \delta_2 / \cosh \delta_1 & : \delta_2 \leq 0 \\ 1 / (\cosh \delta_1 \cosh^{1/2} \delta_2) & : \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (37)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & : \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & : \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (38)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4,9\delta_{22} & : \delta_{22} \leq 0 \\ 3,0\delta_{22} & : \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (39)$$

$$\delta_{11} = 0,93 \left(\frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \left(0,4 - \frac{d}{h} \right) \quad (40)$$

$$\delta_{22} = -0,36 \left(\frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \left(0,4 - \frac{d}{h} \right) \quad (41)$$

Algumas variáveis não definidas previamente aparecem nestas últimas equações, são elas:

h_b = profundidade da água em um local distante de $5H_{1/3}$ do quebra-mar na direção de alto-mar (m);

L = comprimento da maior onda na profundidade h utilizada no cálculo. Este comprimento de onda é o comprimento correspondente ao período significativo da onda na profundidade h (m);

B_M = largura da berma de montante do maciço de fundação (m);

λ_1, λ_2 = fatores de correção da pressão da onda;

$\rho_w g$ = peso específico da água do mar (kN/m^3). A densidade da água do mar, ρ_w , é igual a $\rho_w = 1030 \text{ kg}/m^3$.

Os coeficientes α_1 e α_3 , calculados pelas equações (31) e (33) respectivamente, também podem ser obtidos por meio de gráficos. O valor de α_1 pode ser lido a partir do gráfico da Figura 38 e o valor de $1/\cosh(2\pi h/L)$ para o cálculo de α_3 é obtido do gráfico da Figura 39. O valor de L é calculado resolvendo-se a expressão $1/\cosh(2\pi h/L)$ para o valor encontrado no gráfico da Figura 39.

O símbolo L_0 nas Figuras 38 e 39 denota o comprimento da onda correspondente ao período da onda significativa de alto-mar. O valor de L_0 pode ser obtido através da equação (42).

$$L_0 = 1,56T_{1/3}^2 \quad (42)$$

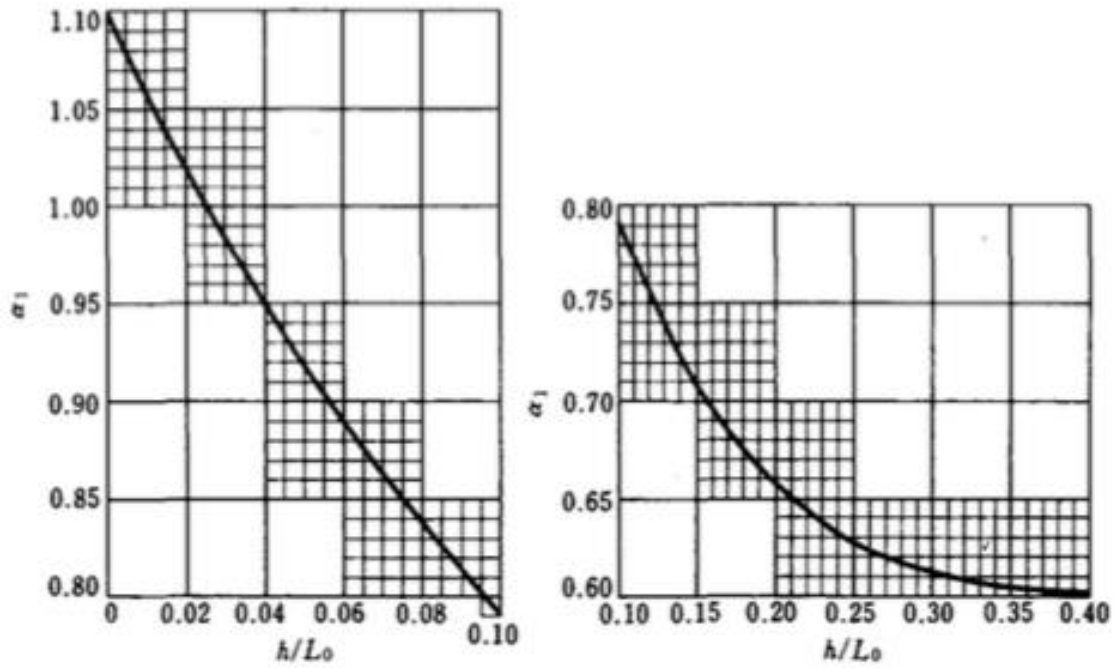


Figura 38 - Diagramas de cálculo para o coeficiente α_1 . Fonte: Goda, 2000.

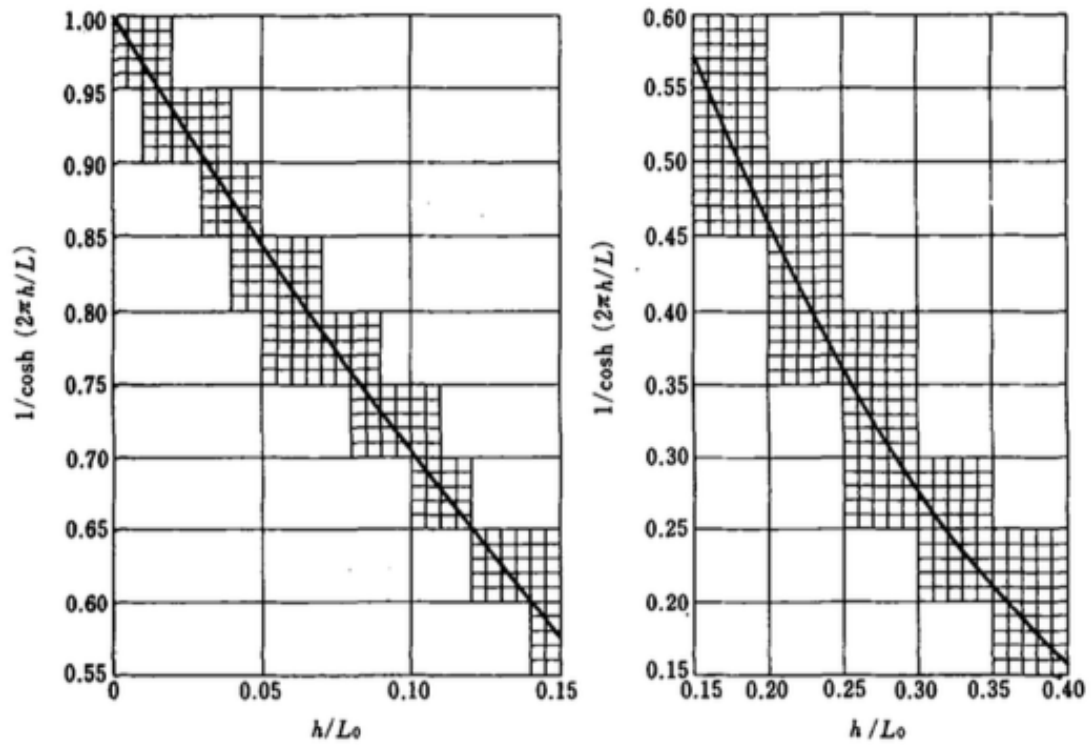


Figura 39 - Diagramas de cálculo para o fator $1/\cosh(2\pi h/L)$. Fonte: Goda, 2000.

Assume-se que as intensidades das pressões p_1 , p_2 e p_3 descritas anteriormente não se alteram, mesmo que ocorra galgamento das ondas.

(D) Subpressão

Quanto à subpressão, considera-se que ela atua na base da seção vertical com uma distribuição triangular de pressão, com a pressão no pé de montante dada pela equação (43), e com a pressão no pé de jusante sendo igual a zero.

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_w g H_D \quad (43)$$

Onde:

λ_3 = fator de correção para a subpressão.

Assume-se que a subpressão não é afetada por um eventual galgamento das ondas.

(E) Pressões e Subpressões Totais

Com as fórmulas apresentadas anteriormente para as pressões sob a crista da onda, pode-se calcular a pressão total exercida pela onda, P , e o momento resultante desta pressão, M_p , em torno do pé de jusante da seção vertical. A Figura 40 ilustra estas resultantes que são calculadas pelas equações (44) e (45), respectivamente.

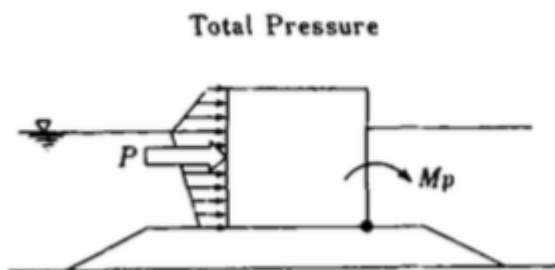


Figura 40 - Esboço da pressão total da onda e seu respectivo momento resultante. Fonte: Goda, 2000.

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c^* \quad (44)$$

$$M_p = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} \quad (45)$$

Onde:

$$p_4 = \alpha_4 p_1 \quad (46)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*} \quad (47)$$

$$h_c^* = \min\{\eta^*, h_c\} \quad (48)$$

A variável h_c não foi definida previamente, mas ela representa a elevação da crista do quebra-mar acima do nível d'água de projeto.

A subpressão total e seu momento resultante, em torno do pé de jusante da seção vertical, estão ilustrados na Figura 41, e são calculados através das equações (49) e (50).

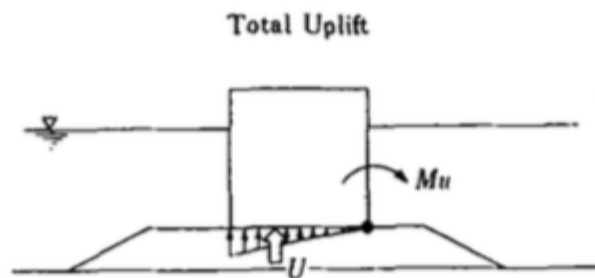


Figura 41 - Esboço da subpressão total e seu respectivo momento resultante. Fonte: Goda, 2000.

$$U = \frac{1}{2}p_u B \quad (49)$$

$$M_U = \frac{2}{3}UB \quad (50)$$

Onde B denota a largura da base da seção vertical.

(F) Comentários Gerais sobre as Equações

A adoção da altura de onda de projeto $H_D = H_{max}$ nas fórmulas de pressão acima é tomada com base no princípio de que um quebra-mar deve ser projetado para estar seguro contra a maior onda de tempestade, ou seja, a que exerce a maior pressão entre todas as ondas de tempestade.

O parâmetro α_1 dado pela equação (31) expressa o efeito do período (mais especificamente o fator h/L). Ele toma valores limites de 1,1 para ondas de águas rasas e 0,6 para ondas de águas profundas. O efeito do período também aparece na determinação da altura máxima da onda a ser utilizada nos cálculos. Para uma altura de onda de alto-mar constante, quanto maior o período maior a altura máxima da onda. Como as fórmulas propostas por Goda (1974) incorporam o efeito do período tanto na pressão de onda como na determinação da altura máxima da onda, então é necessário tomar cuidado suficiente na determinação do período nas condições de projeto. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

A alteração na força da onda com a altura da banquetta de fundação e a inclinação do leito marinho é considerada por meio do parâmetro α_2 . Como pode ser visto pela equação (32), conforme a altura da banquetta de fundação é gradualmente aumentada do zero (isto é, $d = h$), α_2 gradualmente aumenta do zero até seu valor máximo. Depois de atingir seu valor máximo, α_2 então decresce até atingir zero novamente, quando $d = 0$. O valor limite de α_2 é 1,1. O parâmetro α_2 ainda é multiplicado por $\cos^2\beta$ para levar em conta o efeito de incidência de ondas oblíquas. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

O efeito da inclinação do leito marinho também aparece quando da determinação da altura máxima de onda a ser utilizada no cálculo. Na zona de ondas de arrebentação, quanto mais íngreme a inclinação do leito marinho maior a altura da onda, porque a altura da onda utilizada no cálculo é a altura máxima da onda a uma distância $5H_{1/3}$ a montante da parede vertical. Logo, a inclinação do leito marinho tem uma forte influência na força da onda e deve-se ter cuidado quando da determinação da inclinação do leito nas condições de projeto. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

O coeficiente α_3 , por sua vez, foi desenvolvido com base na consideração simplificadora de uma variação linear de pressão entre p_1 e p_2 ao longo da parede vertical. (Goda, 2000)

Os fatores de correção das pressões de onda e de subpressão, λ_1 , λ_2 e λ_3 , são fatores que estendem a aplicação das fórmulas de pressão de Goda a todos os tipos de quebra-mares de parede vertical. Para quebra-mares convencionais de caixão vertical os fatores de correção são iguais a 1, ou seja, $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$. Para os outros tipos, tais como quebra-mares de caixão com topo inclinado ou quebra-mares mistos na horizontal, estes fatores assumem valores diferentes. (Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009)

2.3.5.2 - Pressões sob o Cavado da Onda

Quando o cavado de uma onda incidente faz contato com uma parede vertical, a pressão exercida na parede torna-se menor que a pressão hidrostática abaixo do nível d'água de projeto. Como consequência, a parede vertical experimenta uma pressão líquida negativa, direcionada para alto-mar. Tal pressão pode governar a estabilidade de uma seção vertical causando, inclusive, o deslizamento da seção em direção a alto-mar. (Goda, 2000)

A pressão negativa atuante na parede vertical sob o cavado de uma onda pode ser aproximadamente estimada como mostrado na Figura 42.

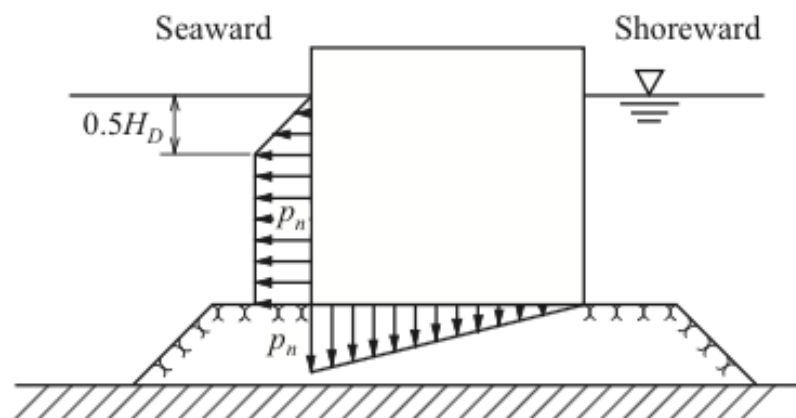


Figura 42 - Distribuição da pressão de onda negativa. Fonte: Ports And Harbours Bureau; MLIT; Port And Airport Research Institute, 2009.

Especificamente, pode-se assumir que a pressão de onda age em direção a alto-mar, com a magnitude da pressão desta onda sendo zero à altura do nível d'água de projeto e tendo um valor constante de p_n a partir de uma profundidade de $0,5H_D = 0,5H_{max}$, abaixo do nível d'água de projeto, até a base da parede. O valor de p_n é dado por:

$$p_n = 0,5\rho_w g H_D \quad (51)$$

Onde:

p_n = intensidade da pressão de onda negativa na região constante (kN/m^2);

$\rho_w g$ = peso específico (= massa específica vezes a gravidade) da água do mar (kN/m^3);

H_D = altura de onda utilizada na verificação do desempenho (m).

Além do mais, pode-se assumir que a subpressão negativa atuante na base da seção vertical atua como mostrado na Figura 42. Ou seja, a subpressão atua verticalmente para baixo com intensidade de p_n na parte frontal da base, zero na parte posterior e com uma distribuição de pressão triangular entre estes pontos.

Assim como para a situação de pressão abaixo da crista, também é necessário utilizar a altura da maior onda, H_{max} , para verificação do desempenho da estrutura sob ação da pressão de onda abaixo do cavado, ou seja, a altura da onda de projeto é $H_D = H_{max}$.

A pressão e a subpressão total na parede vertical estão representadas na Figura 43 e são calculadas pelas equações (52) e (53) a seguir.

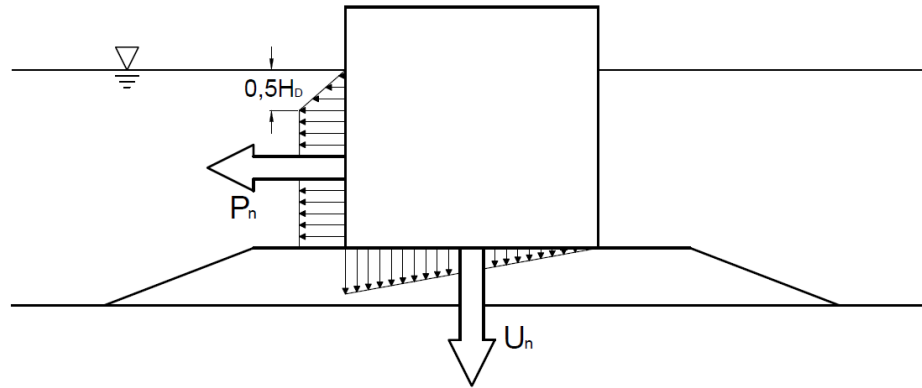


Figura 43 - Esboço da pressão e subpressão total sob o cavado da onda.

$$P_n = p_n(h' - 0,5H_D) + \frac{p_n(0,5H_D)}{2}$$

$$P_n = p_n(h' - 0,25H_D) \quad (52)$$

Por sua vez, a subpressão total é dada por:

$$U_n = \frac{1}{2} p_n B \quad (53)$$

Deve ser notado que, para um quebra-mar assentado em águas profundas, a força negativa de onda no cavado pode tornar-se maior que a força positiva de onda na crista, e que a seção vertical pode deslizar na direção de alto-mar. Por este motivo, além de verificar a estabilidade da seção vertical contra tombamento e deslizamento sob a ação da pressão de onda positiva abaixo da crista, deve-se também verificar a estabilidade da estrutura contra deslizamento na direção de alto-mar, quando sob a ação da pressão de onda negativa abaixo do cavado.

2.3.6 - Condição de Estabilidade para uma Seção Vertical

A seção vertical de um quebra-mar de parede vertical deve ser projetada para que tenha segurança contra deslizamento e tombamento, quando sob ação da pressão positiva abaixo da crista, e contra deslizamento na direção de alto-mar, quando sob ação da pressão negativa abaixo do cavado. Os fatores de segurança contra

deslizamento e tombamento de uma seção vertical são definidos pelas equações seguintes:

$$\text{Contra deslizamento (pressão positiva): } SF_s = \frac{\mu(W_0 - U)}{P} \quad (54)$$

$$\text{Contra tombamento: } SF_t = \frac{W_0 t - M_U}{M_p} \quad (55)$$

$$\text{Contra deslizamento (pressão negativa): } (SF_s)_n = \frac{\mu(W_0 + U_n)}{P_n} \quad (56)$$

Onde:

W_0 = peso da seção vertical na água por unidade de comprimento, ou seja, peso do caixão reduzido do empuxo atuante sobre a parte submersa (kN/m);

μ = coeficiente de atrito entre a seção vertical e o enrocamento da banquetta de fundação;

t = distância horizontal entre o centro de gravidade e o pé de jusante da seção vertical (m);

As variáveis P , M_p , U , M_U , P_n e U_n já foram definidas anteriormente nas equações (44), (45), (49), (50), (53) e (53), respectivamente.

No projeto de quebra-mares de parede vertical, a prática indica que os fatores de segurança contra deslizamento e contra tombamento não devem ser inferiores a 1,2 como observado por Goda (2000), Takahashi (2002) e pela norma britânica BS 6349-7, escrita por Technical Committee CSB/17 (1991). A norma britânica BS 6349-7:1991, no entanto, ainda recomenda que estes fatores de segurança sejam adotados entre 1,5 e 2,0 dependendo da gravidade das consequências em caso de ruptura e do grau de confiabilidade dos parâmetros representativos do clima das ondas.

Quanto ao coeficiente de atrito, Takahashi (2002) recomenda os valores indicados na Tabela 2.

Tabela 2. Valores recomendados de coeficientes de atrito, μ

Materiais em contato	Valor do coeficiente de atrito μ
Concreto e Concreto	0,5
Concreto e Rocha sã	0,5
Concreto e Enrocamento	0,6
Concreto e Asfalto	0,7
Enrocamento e Enrocamento	0,8

Fonte: Takahashi, 2002

Com o intuito de aumentar o coeficiente de atrito entre a seção vertical de concreto e o enrocamento da banquetta de fundação pode ser colocado um tapete de asfalto sob a base do caixão. Porém, deve-se notar que, se μ tornar-se muito grande, a ruptura devido a deslizamento pode ocorrer em outros lugares, por exemplo, entre as diferentes camadas de enrocamento ou entre a base da banquetta de enrocamento e o solo do leito marinho. (Takahashi, 2002)

2.3.7 - Largura da Seção Vertical

Para determinar a largura da seção vertical de um quebra-mar de caixão utilizam-se as equações (54), (55) e (56), que regem a estabilidade da seção vertical contra deslizamento e tombamento.

Sabe-se que a subpressão total positiva, U , a subpressão total negativa, U_n , e o momento causado pela subpressão no pé de jusante da seção vertical, M_U , são funções da largura da seção vertical, B , como pode ser visto pelas equações (49), (50) e (53). Além disso, os termos W_0 e t também são dependentes de B .

Sejam γ_{cr} o peso específico do coroamento do caixão, γ_{cx} o peso específico do caixão, γ_w o peso específico da água e t_{cr} a espessura do coroamento. Observando as medidas na Figura 44, pode-se calcular o valor de W_0 como a seguir.

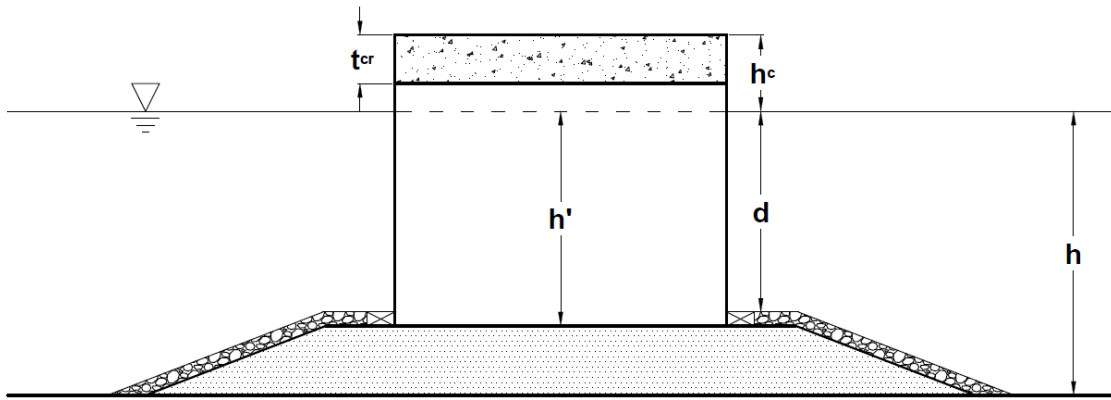


Figura 44 - Seção típica de um quebra-mar de caixa.

$$W_0 = \gamma_{cx}(h' + h_c - t_{cr})B + \gamma_{cr}t_{cr}B - \gamma_w h' B$$

$$W_0 = B[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] \quad (57)$$

Portanto, desenvolvendo a equação (54) para estabilidade do caixaõ contra deslizamento na direção positiva, obtém-se:

$$SF_s = \frac{\mu(W_0 - U)}{P} \Rightarrow W_0 - U = \frac{(SF_s)P}{\mu}$$

$$B[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] - \frac{1}{2}p_u B = \frac{(SF_s)P}{\mu}$$

$$(B)_{deslizamento} = \frac{(SF_s)(P/\mu)}{[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] - \frac{1}{2}p_u} \quad (58)$$

Da mesma forma, desenvolve-se agora a equação (55) para estabilidade contra tombamento.

$$SF_t = \frac{W_0 t - M_U}{M_p} \Rightarrow W_0 t - M_U = (SF_t)M_p$$

A variável t é, por definição, a distância horizontal entre o centro de gravidade e o pé de jusante da seção vertical que, no caso de seção simétrica, torna-se $t = B/2$. Logo, substituindo t , W_0 e M_U obtém-se:

$$\begin{aligned}
B[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}]t - \frac{2}{3}UB &= (SF_t)M_p \\
B[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}]\frac{B}{2} - \frac{2}{3}\left(\frac{1}{2}p_u B\right)B &= (SF_t)M_p \\
\frac{1}{2}B^2[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] - \frac{1}{3}p_u B^2 &= (SF_t)M_p \\
B^2\left\{\frac{1}{2}[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] - \frac{1}{3}p_u\right\} &= (SF_t)M_p \\
B^2 &= \frac{(SF_t)M_p}{\frac{1}{2}[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] - \frac{1}{3}p_u} \\
(B)_{tombamento} &= \sqrt{\frac{(SF_t)M_p}{\frac{1}{2}[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] - \frac{1}{3}p_u}} \quad (59)
\end{aligned}$$

Fazendo-se agora a verificação da estabilidade contra a pressão negativa através da equação (56), obtém-se:

$$\begin{aligned}
(SF_s)_n &= \frac{\mu(W_0 + U_n)}{P_n} \Rightarrow W_0 + U_n = \frac{(SF_s)_n P_n}{\mu} \\
B[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] + \frac{1}{2}p_n B &= 1,2 \frac{(SF_s)_n P_n}{\mu} \\
(B)_n (deslizamento) &= \frac{(SF_s)_n (P_n/\mu)}{[(\gamma_{cx} - \gamma_w)h' + \gamma_{cx}(h_c - t_{cr}) + \gamma_{cr}t_{cr}] + \frac{1}{2}p_n} \quad (60)
\end{aligned}$$

Portanto, o valor mínimo da largura da seção vertical para o qual a estrutura tem estabilidade tanto contra deslizamento, para pressões positivas e negativas, quanto contra tombamento, ou seja, aquele que resulta no fator de segurança desejado para a estrutura é dado por:

$$B = \max\{(B)_{deslizamento}; (B)_{tombamento}; (B)_n (deslizamento)\} \quad (61)$$

2.3.8 - Comentários sobre o Dimensionamento dos Caixões de Concreto

A seção vertical de um quebra-mar de parede vertical pode ser composta de camadas de blocos sólidos de concreto, de camadas de blocos de concreto celular com algum enchimento, ou de caixões de concreto. A experiência adquirida com os vários quebra-mares construídos no Japão demonstrou a confiabilidade dos caixões de concreto armado desde o início de seu uso. (Goda, 2000)

Os caixões de concreto são divididos em linhas e colunas de células internas com paredes divisórias. A largura do caixão, B , é determinada pela condição de estabilidade contra a ação da onda. O comprimento, L_c , do caixão é determinado principalmente pelo tamanho máximo permitido pelos equipamentos de fabricação. Porém, como uma precaução contra recalque desigual da banquetta de fundação ou do solo, bem como de uma possível erosão, é recomendado escolher-se o comprimento, L_c , na faixa de 0,5 a 2,0 vezes a largura, B , do caixão, ou seja, $L_c = (0,5 \sim 2,0)B$. (Goda, 2000)

A altura do caixão, $h_{caixão} (= h' + h_c)$, é determinada considerando-se a capacidade máxima permitida pelos equipamentos de fabricação, uma análise do custo total, eficiência do trabalho dos mergulhadores em nivelar o topo da banquetta de fundação, e outros fatores. Os caixões de concreto devem ter estabilidade suficiente contra a força de empuxo, a menos que eles sejam carregados e colocados em posição com o auxílio de um enorme guindaste flutuante. (Goda, 2000)

A dimensão máxima das células internas é geralmente projetada para ser inferior a 5 m. Esta determinação é feita em combinação com a escolha da espessura das paredes externas, entre 40 e 50 cm, e a espessura das paredes divisórias, entre 20 e 25 cm. A espessura da laje da base do caixão é normalmente de 50 a 70 cm. As paredes exteriores devem ser projetadas contra a pressão exercida pelo material de enchimento e a pressão hidrostática interna. Além disso, a parede frontal deve ser capaz de suportar a tensão causada pela pressão da onda. (Goda, 2000)

A espessura do cobrimento da armadura na parede do quebra-mar voltada para o mar não deve ser inferior a 7 cm, enquanto para a parede voltada para a costa é recomendado que esta espessura seja maior ou igual a 5 cm. (Goda, 2000)

Estas dimensões recomendadas são baseadas na experiência acumulada de vários anos de prática na construção de quebra-mares de caixões, porém estas medidas servem apenas de base para um pré-dimensionamento da estrutura do caixão. Elas, de maneira alguma, isentam o projetista da necessidade de executar uma análise estrutural detalhada, que garanta um bom funcionamento da estrutura e segurança contra rupturas.

2.3.9- Dimensionamento da Banqueta de Fundação

2.3.9.1 - Dimensionamento do Maciço

É de boa prática dimensionar a altura da banquetta tão baixa quanto possível para prevenir a geração de grandes pressões de onda. Porém, a função de uma banquetta de fundação – espalhar a carga vertical, devido ao peso da seção vertical e à força da onda, sobre uma área ampla do leito do mar – necessita de uma altura mínima, que é recomendado que não seja inferior a 1,5 m. Além disso, o topo da banquetta não deve ser estar em um nível tão profundo para que facilite as operações de nivelamento da superfície da banquetta por parte dos mergulhadores, para prevenir assentamentos irregulares do caixão. Uma análise de custo da construção do quebra-mar resultará na altura ótima da banquetta de fundação sob as restrições acima. (Goda, 2000)

A largura da berma é um fator que deve ser selecionado empiricamente. Se o leito do mar é constituído de solo mole, então as dimensões da banquetta devem ser determinadas através de considerações da segurança contra ruptura do solo. (Goda, 2000)

A berma de montante, em frente à seção vertical, tem a função de fornecer proteção contra erosão do leito do mar. Uma berma mais larga é desejável neste caso, mas o custo e o risco de induzir pressões impulsivas, devido à arrebentação das ondas, impossibilita a execução de uma berma muito larga. A prática no Japão é dimensionar a berma com, no mínimo, 5 m para condições normais e com cerca de 10 m em áreas atingidas por grandes ondas de tempestade. A berma na parte posterior da seção vertical, isto é, do lado voltado para a costa, tem a função de transmitir a carga vertical

seguramente para o leito marinho. Além disso, ela também fornece uma certa distância de segurança caso ocorra o deslizamento da seção vertical. (Goda, 2000)

A inclinação do talude da banquetta é geralmente adotado na proporção de 1:2 a 1:3 para o lado de montante e 1:1,5 a 1:2 para o lado de jusante. (Goda, 2000)

2.3.9.2 - Blocos de Proteção do Pé do Caixaõ e Blocos de Armadura

Na construção de quebra-mares no Japão é de costume colocar umas poucas linhas de blocos de concreto para proteção do pé do caixaõ nas partes frontal e posterior da seção vertical, como pode ser visto na Figura 33. Estes blocos de proteção geralmente consistem em blocos pesando de 100 a 400 kN (10 a 40 toneladas), dependendo da altura da onda de projeto. Os blocos de proteção nos pé do caixaõ são indispensáveis, especialmente quando ondas de tempestade atingem um quebra-mar de parede vertical em um ângulo oblíquo. (Goda, 2000)

O restante da berma e do talude da banquetta de fundação devem ser protegidas com blocos de armadura de peso suficiente para resistir à ação das ondas. O problema de como definir a massa mínima dos blocos de armadura foi uma questão que deixou engenheiros perplexos por muito tempo. No entanto, Tanimoto *et al.* (1982) obteve êxito na formulação de um método para cálculo do peso necessário dos blocos de armadura, baseado em ensaios de ondas irregulares e análises teóricas. De acordo com este estudo, a massa mínima das armaduras de proteção para uma banquetta de fundação pode ser calculado pela fórmula seguinte. (Goda, 2000)

$$M = \frac{\rho_r}{N_s^3(S_r - 1)^3} H_{1/3}^3 \quad (62)$$

Onde:

M = massa o bloco de armadura (kg);

ρ_r = densidade do bloco de armadura (kg/m^3);

S_r = densidade relativa do bloco em relação à água do mar, ou seja, $S_r = \rho_r/\rho_w$;

N_s = o número de estabilidade;

De acordo com Goda (2000), o valor do número de estabilidade, N_s , depende das condições da onda e das dimensões da banquetta, bem como da forma dos blocos de armadura. Para ondas que incidem normal à parede vertical, a localização mais instável ao longo do quebra-mar é na aresta entre o talude e o plano horizontal da berma.

Tanimoto *et al.* (1982) propôs a seguinte função para o número de estabilidade para armaduras de enrocamento.

$$N_s = \max \left\{ 1,8; \left(1,3 \frac{1 - \kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1,8e^{\left[-1,5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right]} \right) \right\} \quad (63)$$

Na qual o parâmetro κ , para o caso de ondas incidindo perpendicularmente, é dado por:

$$\kappa = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi/L')} \sin^2 \left(\frac{2\pi B_M}{L'} \right) \quad (64)$$

Onde:

h' = a profundidade a que os blocos de armadura estão assentados (m). A representação geométrica de h' pode ser vista nas Figuras 36 e 43;

L' = o comprimento de onda na profundidade h' (m);

B_M = largura da berma (m);

Para ondas obliquamente incidentes, Tanimoto *et al.* (1982) sugeriu o seguinte parâmetro:

$$\kappa = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi/L')} \kappa_2 \quad (65)$$

$$\kappa_2 = \max \left\{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2 \left(\frac{2\pi x}{L'} \cos \beta \right); \cos^2 \beta \sin^2 \left(\frac{2\pi x}{L'} \cos \beta \right) \right\} : 0 \leq x \leq B_M \quad (66)$$

Na qual:

x = distância medida a partir do pé da seção vertical (m);

α_S = fator que leva em conta o efeito do talude.

A distância x deve ser variada de 0 a B_M para encontrar o valor máximo de κ_2 . Quando a incidência da onda é normal à parede vertical ($\beta = 0^\circ$), as equações (65) e (66) reduzem-se à equação (64) para $x = B_M$. O fator α_S foi introduzido por Kimura *et al.* (1994) e seu valor é dado por $\alpha_S = 0,45$.

2.3.9.3 - Proteção contra Erosão do Leito do Mar em Frente ao Quebra-mar

Um quebra-mar de parede vertical reflete a maior parte da energia das ondas incidentes, logo criando uma agitação maior na parte frontal que aquela criada por um quebra-mar de talude. Acredita-se que esta agitação produz erosão do leito do mar em frente ao quebra-mar. O desastre do quebra-mar de Mustapha no Porto de Argel em 1934 é um exemplo bem conhecido de erosão do fundo do mar, que é considerada como acelerador do processo de colapso da seção vertical. É interessante notar que no Japão não existe um caso de colapso de um quebra-mar devido à erosão do leito marinho, ainda que várias centenas de quilômetros de quebra-mares de parede vertical tenham sido construídos ao longo da costa no país. (Goda, 2000)

Quando a erosão do leito marinho ocorre, o pé do talude da banquetta é deslocado. A prática comum é de se executarem reparos à banquetta antes mesmo que a estabilidade da seção vertical seja ameaçada, de modo que o quebra-mar permaneça estável.

Ainda não foi encontrado nenhum método efetivo para parar a erosão do leito marinho e o deslocamento do pé da banquetta, portanto, devem ser tomadas precauções neste sentido. Para este propósito, vários materiais tais como filtros plásticos e tapetes de concreto podem ser espalhados sob o pé da banquetta de fundação e estendidos para além dela, em direção ao mar. No entanto, a prática usual recomenda a utilização de um tapete de enrocamento, isto é, uma fina camada de enrocamento, estendendo-se para além do pé da camada de armadura. O enrocamento poderá ser disperçado pela agitação forte da onda, mas uma mistura de enrocamento e material original do leito marinho irão resistir à ação da onda por um período muito mais longo que um leito marinho desprotegido. (Goda, 2000)

CAPÍTULO III - DIMENSIONAMENTOS E ANÁLISES

3.1 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO CAIXÃO: DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO VERTICAL

O dimensionamento da seção vertical será feito com base na teoria desenvolvida nas Seções 2.3.5, 2.3.6 e 2.3.7. As informações meteorológicas das condições do mar, como altura, período, comprimento e direção das ondas, necessárias ao dimensionamento da seção vertical, foram cedidas pelo Banco Nacional de Dados Oceanográficos (BNDO) da Marinha do Brasil, órgão responsável por arquivar os registros oceanográficos medidos em toda a extensão da costa brasileira. Estes dados encontram-se no Anexo A deste projeto.

Os dados cedidos pelo BNDO são referentes a medições realizadas num período de aproximadamente 52 anos, de 1958 a 2010, em localizações próximas à costa das cidades de Campos dos Goytacazes/RJ e São João da Barra/RJ, onde será implantado o terminal portuário fictício em que se baseia este projeto. Cada medição, como pode ser visto no Anexo A, é acompanhada de sua respectiva coordenada geográfica.

A altura registrada em cada medição cedida pelo BNDO representa a altura significativa obtida através de um levantamento estatístico das alturas das ondas individuais registradas naquele dia ou ocasião. Portanto, a altura significativa da onda adotada neste projeto será a maior altura de onda encontrada no registro cedido pelo BNDO, pois ela já traz o conceito de onda significativa embutido em seu valor. Como pode ser visto no Anexo A, este valor é $H_s = H_{1/3} = 7 \text{ m}$.

O período da onda adotado no projeto será o período referente à onda significativa de 7 m que, como pode ser visto no Anexo A, é igual a $T_s = T_{1/3} = 15 \text{ s}$.

A direção de incidência da onda, como pode ser visto no Anexo A, é uma medida aleatória que apresenta muitas variações em seu valor, variando de 0° a 360° . Isto se deve à natureza aleatória dos ventos, que não têm um rumo constante e fixo, e, portanto, por serem os geradores das ondas do mar, fazem com que estas também apresentem esta característica de aleatoriedade. Com base nisso, será adotada a média entre as direções de incidência de todas as ondas como a direção principal de

incidência da onda. Como pode ser visto no Anexo A esta direção principal de incidência é igual a 107° .

O quebra-mar será construído a uma distância de 3 km da costa e, portanto, fora da zona de arrebentação. Desta forma, não será necessário utilizar as equações (15) e (19) para cálculo de $H_{1/3}$ e H_{max} , respectivamente, para ondas de arrebentação, apresentadas na Seção 2.2.3.5. Conforme explicado na Seção 2.3.5.1, a altura da onda de projeto, H_D , nesta situação, é igual a $H_D = H_{max} = 1,8H_{1/3}$. Portanto, no caso do projeto em estudo, a altura da onda de projeto será $H_D = 1,8 * 7 = 12,6$ m.

Como se trata de um projeto fictício e que não será implantado, foram dimensionadas apenas duas seções transversais em toda a extensão do quebra-mar. A posição das seções escolhidas é mostrada na Figura 45.

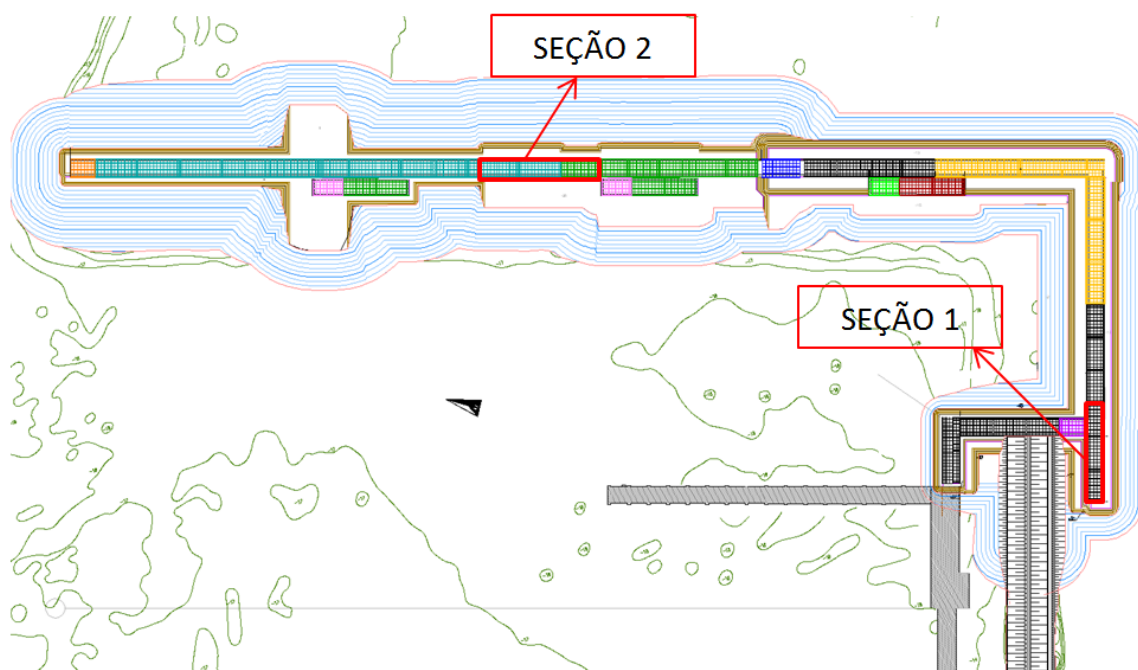


Figura 45 - Posição das Seções 1 e 2 no quebra-mar. Fonte: Adaptado do Relatório do Porto do Açú.

De acordo com a Seção 2.3.5.1, a direção principal de incidência da onda deve ser corrigida de 15° na direção da linha normal à face do quebra-mar, o ângulo obtido desta correção é denominado ângulo β e tem papel muito importante no cálculo da pressão exercida pela onda. Na Figura 46, estão ilustrados os valores de β para as

seções 1 e 2, respectivamente. O valor de β para a seção 1 é $\beta = 43^\circ$, enquanto para a seção 2 temos $\beta = 17^\circ$.

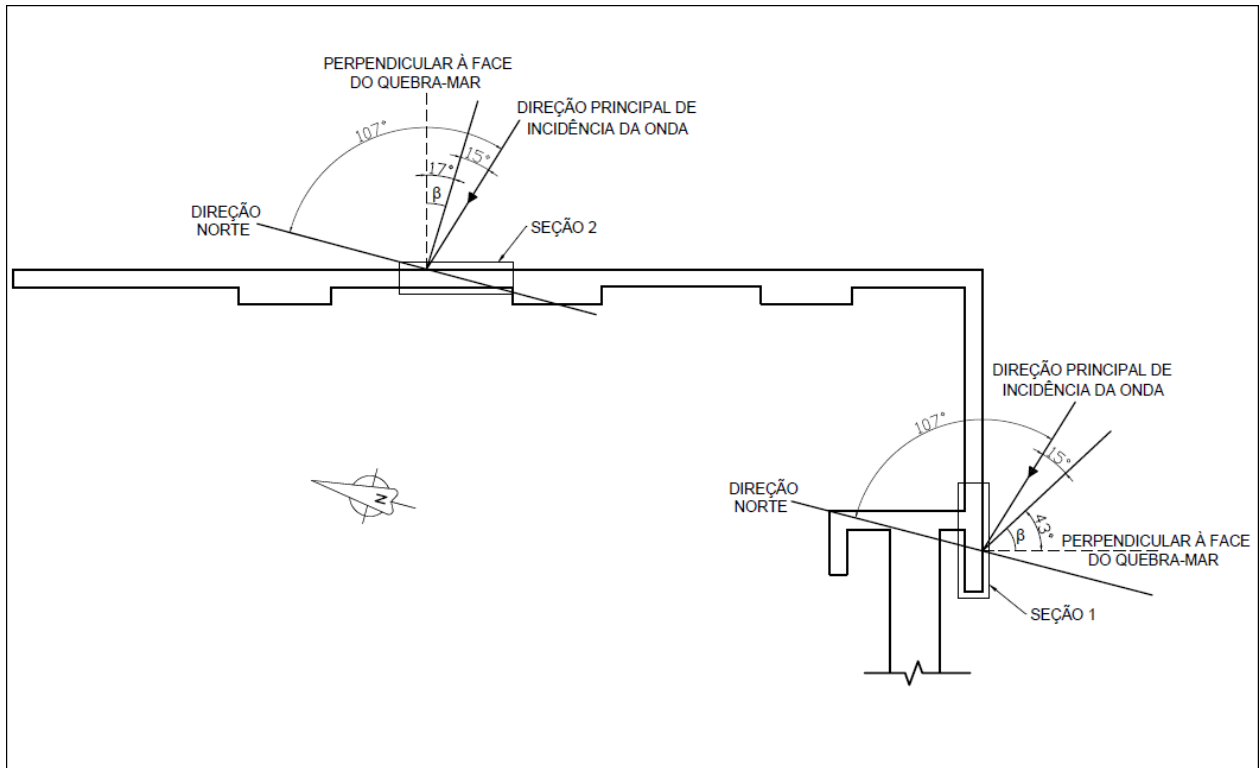


Figura 46 - Definição do ângulo β para as Seções 1 e 2.

Com base nos ensaios in situ hipoteticamente executados, foram definidos os perfis estratigráficos do subsolo marinho em cada uma das seções escolhidas para dimensionamento. Estes perfis são mostrados nas Figuras 47 e 48.

Para o cálculo da largura da seção vertical, B , foi necessário predefinir dimensões para o maciço de enrocamento. Com base na Seção 2.3.9.1, que propõe dimensões recomendadas para o maciço de enrocamento, foi adotado que a banquetada da seção 1 teria 8 m de altura e uma berma de 5 m, com a inclinação dos taludes, tanto frontal quanto posterior, possuindo um gradiente de 1:2. Utilizou-se também uma fileira de blocos de concreto nos pés frontal e posterior da seção vertical conforme recomendado na Seção 2.3.9.2.

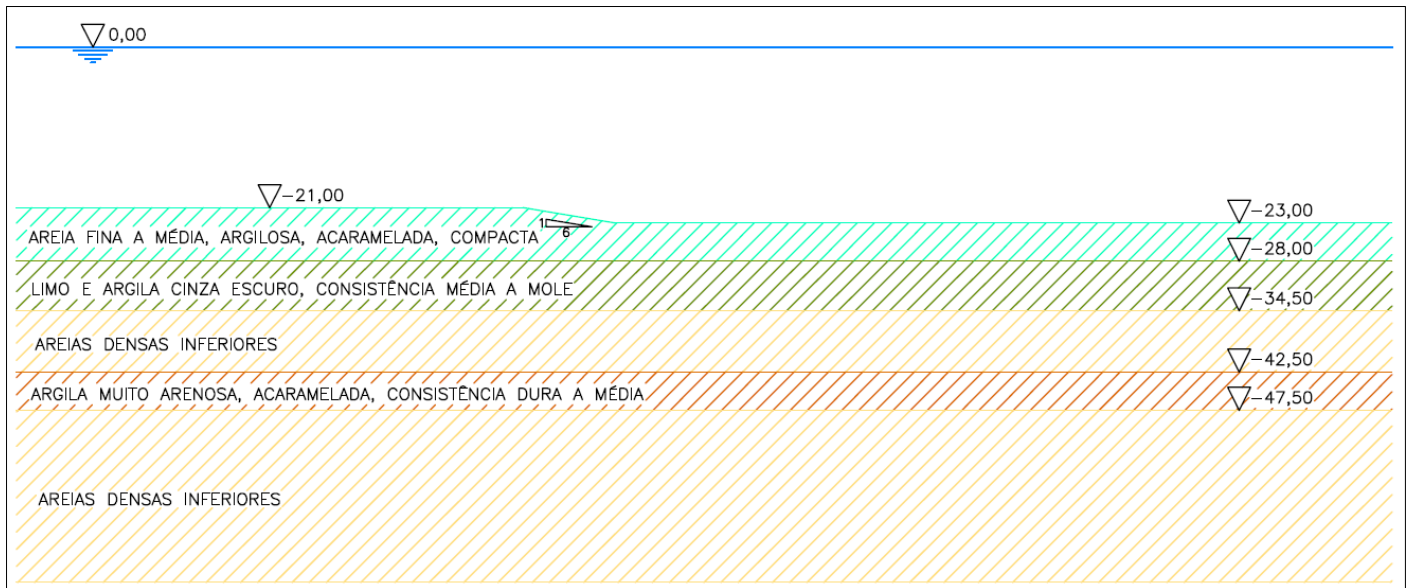


Figura 47 - Perfil estratigráfico do subsolo marinho na seção 1.

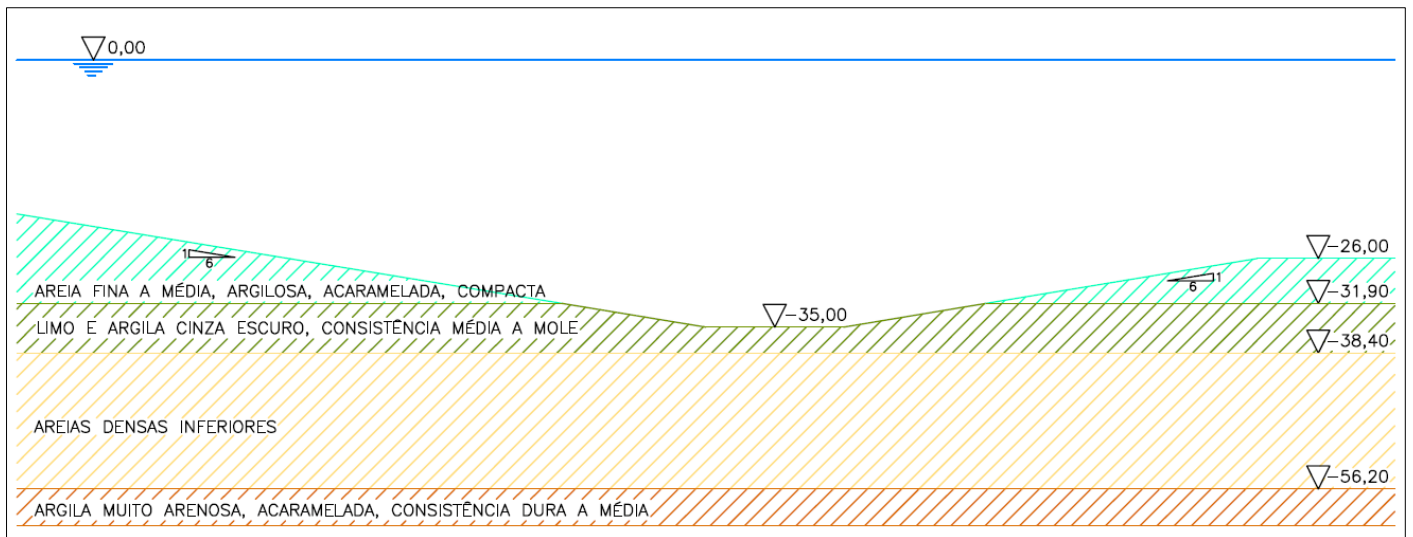


Figura 48 - Perfil estratigráfico do subsolo marinho na seção 2.

Já para a seção 2, a altura predefinida para a banquetta de fundação foi de 9m, de tal forma que o topo da banquetta ficasse no mesmo nível do leito do mar a jusante do quebra-mar. Nesta seção, também foi adotada uma berma maior, de 8 m de comprimento, para distribuir o peso da estrutura por uma área mais ampla, já que boa parte da base da banquetta será assentada diretamente sobre limo e argila de consistência mole. Para o talude frontal ou de montante foi definido um gradiente de 1:2. Na face posterior da seção vertical, porém, o topo da banquetta está nivelado com o leito do mar e não existe talude. Também foram utilizados blocos de concreto nos pés de montante e jusante da seção vertical.

A massa dos blocos de enrocamento para a armadura de proteção, foi calculada de acordo com a teoria apresentada na Seção 2.3.9.2. Os cálculos para ambas as seções 1 e 2 são dados nas Tabelas 3 e 4, respectivamente. Para calcular a massa dos blocos de proteção, M , foi necessário calcular o parâmetro κ_2 para cada seção. Os valores destes parâmetros são dados nos gráficos das Figuras 49 e 50.

Pode-se observar nas Figuras 49 e 50 que, para a seção 1, o valor máximo ocorreu em $x = 0$, ou seja, no pé do caixão. Enquanto, para a seção 2, o valor máximo ocorreu em $x = B_M = 8 m$, ou seja, na aresta entre o talude e o plano horizontal da berma. A massa necessária para os blocos da camada de proteção de ambas as seções, de acordo com os cálculos das Tabelas 3 e 4, é de 185,4 ton.

Quanto à espessura da camada de proteção, foi estabelecido que esta teria 1,5 m de espessura em ambas as seções.

Em relação à altura dos caixões, foi necessário atribuir uma altura maior para o caixão da seção 2 que para o caixão da seção 1 devido à maior profundidade do leito do mar naquela seção. Para ambos os caixões foi atribuída uma altura extra de 2 m além da profundidade da cota de assentamento, isto é, se o caixão deve ser assentado a uma cota de 20 m de profundidade então sua altura será de 22 m. Esta altura extra é para garantir que as operações de enchimento do caixão e colocação do coroamento, que são realizadas após o fundeio do caixão, possam ser executadas sem interferência das ondas ou de uma possível maré alta. Além disso, definiu-se que ambas as seções terão um coroamento de 3,5 m.

Tabela 3 - Cálculo da massa dos blocos da camada de proteção da seção 1.

Cálculo de M - Seção 1				
Parâmetros para cálculo de L'	T_s	15,0	s	Anexo A
	L_0	351,0	m	Equação (42)
	h'	15,0	m	Figura 51
	h'/L_0	0,043		---
	$1/[\cosh(2\pi h'/L')]$	0,864		(=y) Figura 39
Parâmetros para cálculo de κ_2	L'	170,1		$=2\pi h' / \cosh^{-1}(1/y)$
	β	43	°	Figura 46
	α_s	0,45		Seção 2.3.9.2
Valor máximo de κ_2	κ_2	0,2093		Equação (66)
Parâmetros para cálculo de N_s	H_s	7,0	m	Anexo A
	κ	3,137		Equação (65)
Parâmetros para cálculo de M	N_s	1,80		Equação (63)
	ρ_r	1900,0	kg/m ³	---
	ρ_w	1030,0	kg/m ³	---
	S_r	1,845		$=\rho_r/\rho_w$
	M	185,4	ton	Equação (62)

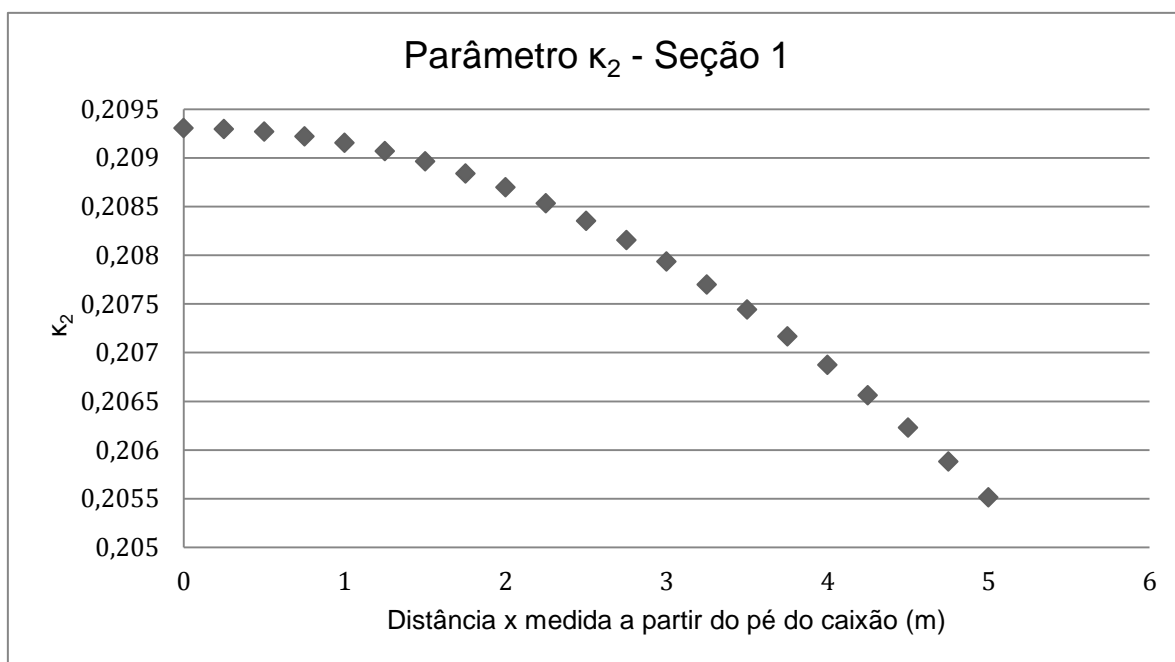


Figura 49 - Gráfico para determinação do valor de κ_2 para seção 1.

Tabela 4 - Cálculo da massa dos blocos da camada de proteção da seção 2.

Cálculo de M - Seção 2				
Parâmetros para cálculo de L'	T_s	15,0	s	Anexo A
	L_0	351,0	m	Equação (42)
	h'	26,0	m	Figura 52
	h'/L_0	0,074		---
	$1/[\cosh(2\pi h/L')]$	0,777		(=y) Figura 39
Parâmetros para cálculo de κ_2	L'	220,6		$=2\pi h' / \cosh^{-1}(1/y)$
	β	17	°	Figura 46
	α_s	0,45		Seção 2.3.9.2
Valor máximo de κ_2	κ_2	0,0427		Equação (66)
Parâmetros para cálculo de N_s	H_s	7,0	m	Anexo A
	κ	1,111		Equação (65)
Parâmetros para cálculo de M	N_s	1,80		Equação (63)
	ρ_r	1900,0	kg/m ³	---
	ρ_w	1030,0	kg/m ³	---
	S_r	1,845		$=\rho_r/\rho_w$
	M	185,4	ton	Equação (62)

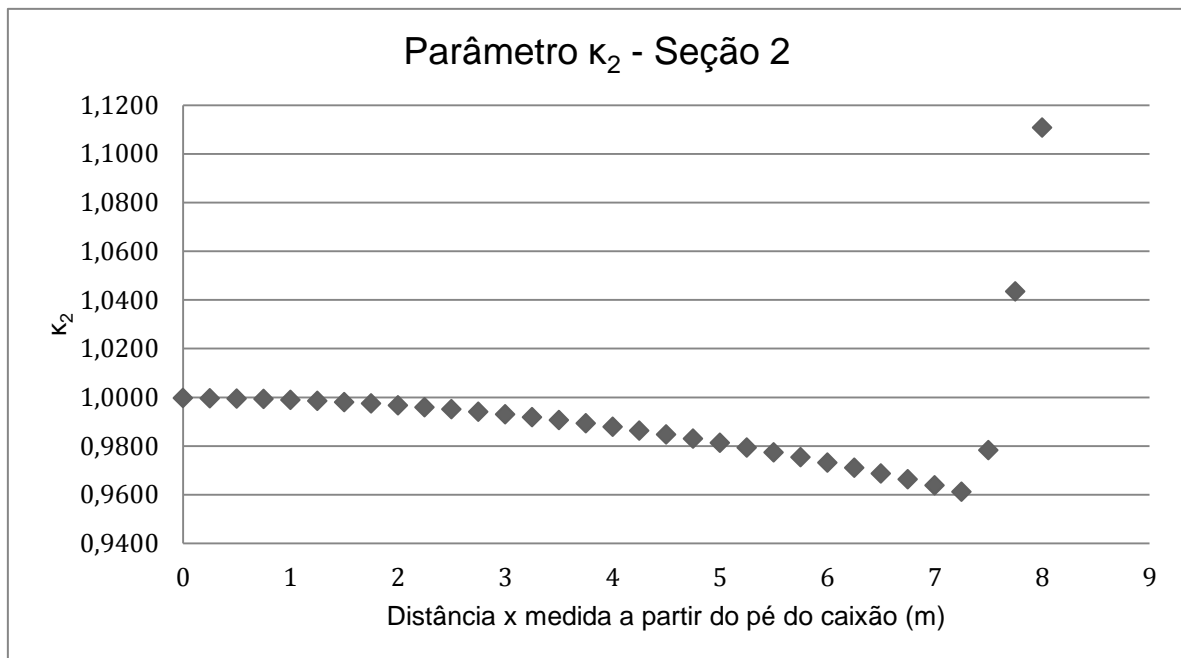


Figura 50 - Gráfico para determinação do valor de κ_2 para seção 2.

Quanto à altura da crista da seção vertical, ou seja, a altura da parede frontal do caixão acima do nível d'água, definiu-se que a seção 2 terá um espaldão que elevará a crista do caixão a 10 m de altura. Esta altura elevada é necessária para reduzir ao mínimo possível a transmissão de ondas, através de galgamento, para a área abrigada do quebra-mar. Especialmente na região protegida pela seção 2 e pelas outras seções desta mesma face do quebra-mar, a transmissão de ondas deve ser muito controlada pois nesta região é onde se encontram os berços de atracação. Na seção 1, as consequências de um possível galgamento são menos críticas que no caso da seção 2. Por este motivo, definiu-se que na seção 1 seria executado um muro de apenas 1 m de altura, elevando a altura da crista nesta seção a 6,5 m.

Todas estas dimensões predefinidas para as seções 1 e 2 do quebra-mar encontram-se ilustradas nas Figuras 51 e 52, respectivamente.

De posse dos parâmetros representativos das ondas de projeto, previamente definidos e calculados, e das seções transversais pré-dimensionadas, pode-se calcular a largura, B , da seção vertical do caixão para que este tenha estabilidade a deslizamento e tombamento, quando sujeito às ações das ondas. Este cálculo é feito com base na teoria apresentada nas Seções 2.3.5, 2.3.6 e 2.3.7.

Conforme já discutido na Seção 2.3.6, recomenda-se adotar um coeficiente de segurança para tombamento e deslizamento não inferior a 1,2. Porém, a recomendação da norma britânica BS 6349-7:1991 é a favor da adoção de um valor entre 1,5 e 2,0 para este coeficiente. Neste projeto, com base na recomendação britânica, adotou-se um fator de segurança de 2,0.

Para uma melhor apresentação dos dados e uma maior praticidade nos cálculos, o dimensionamento da seção vertical foi feito com o auxílio de planilhas. Os resultados obtidos são mostrados nas Tabelas de 5 a 10.

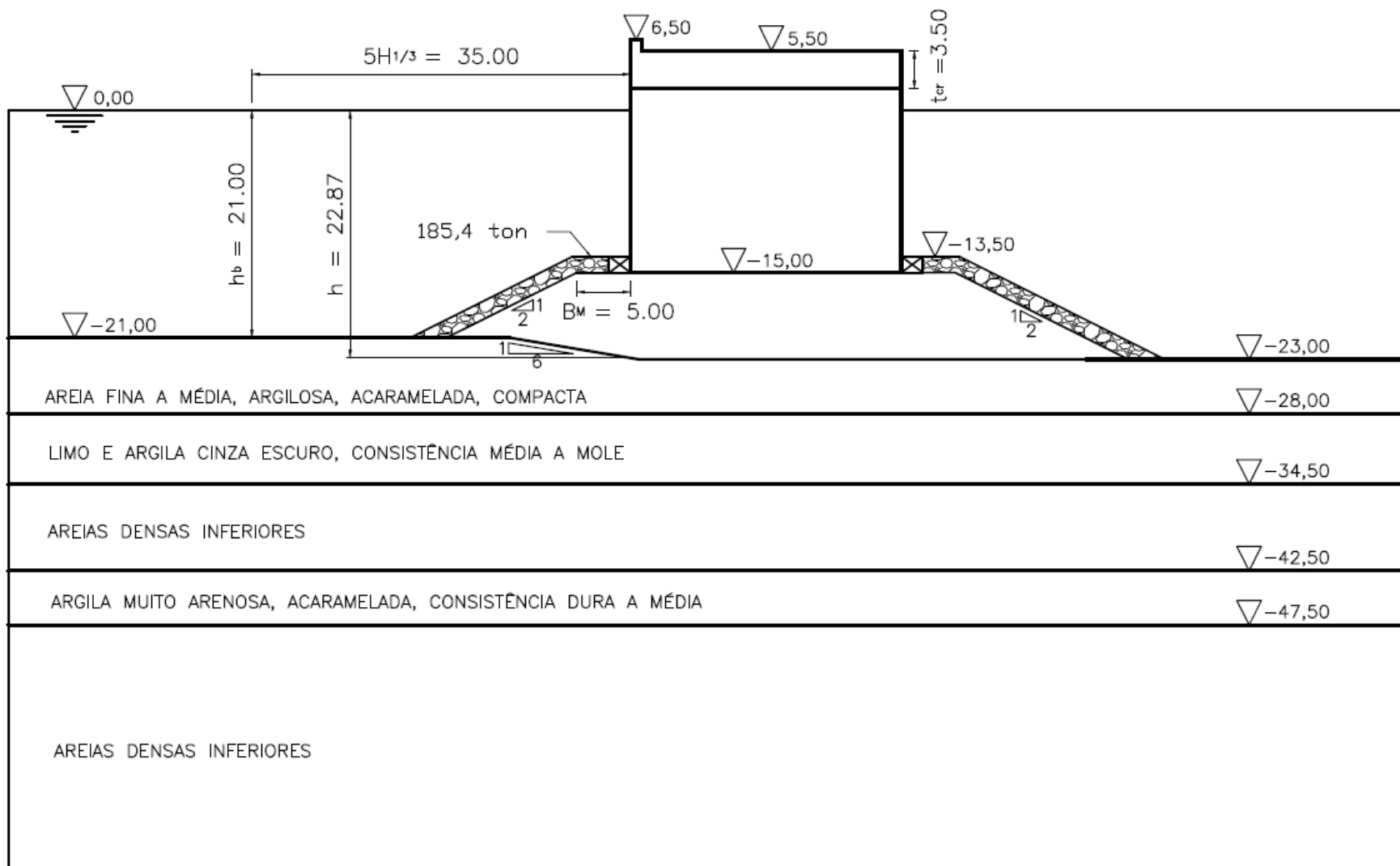


Figura 51 - Predefinição de dimensões da Seção 1 para cálculo de B. Dimensões em m.

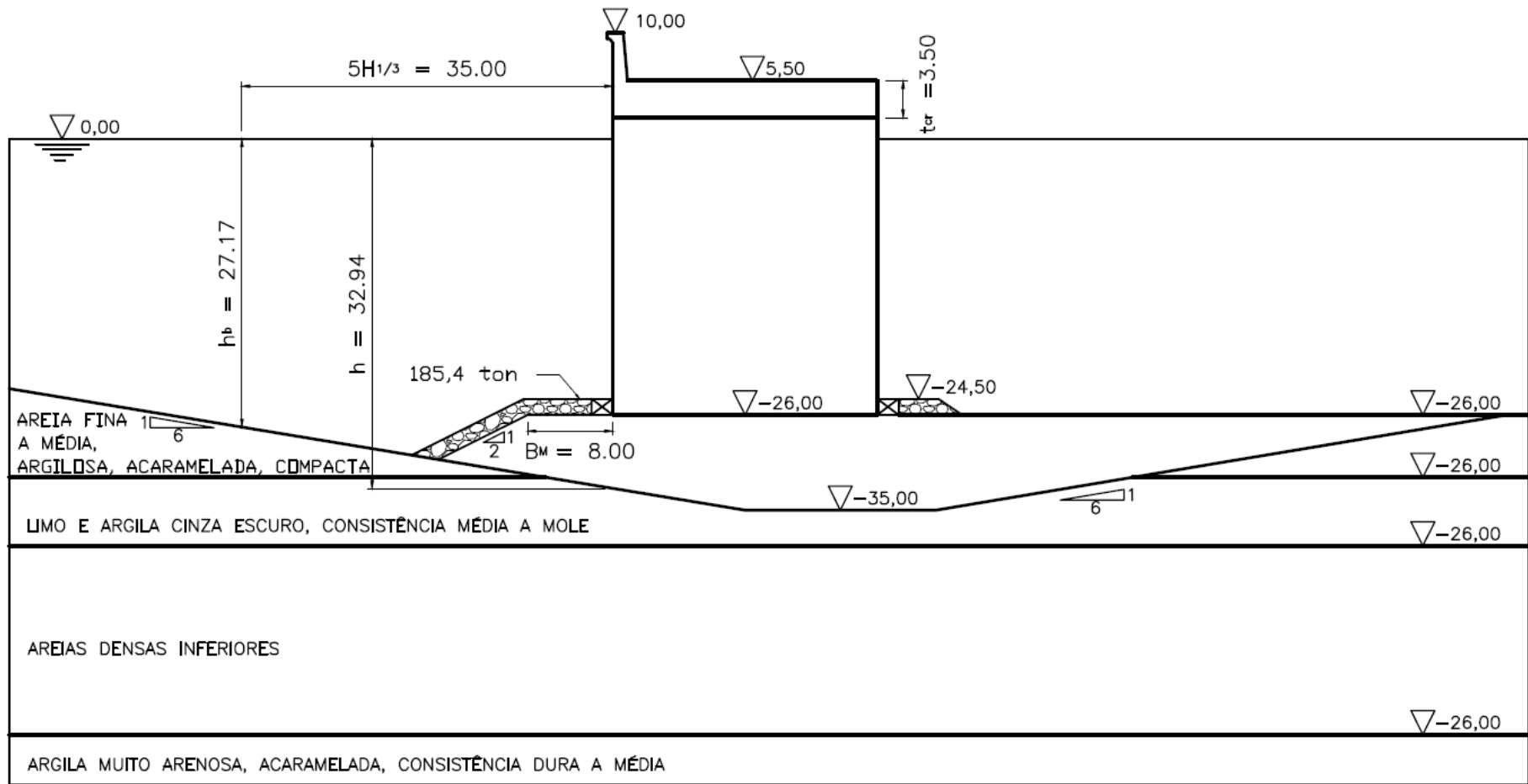


Figura 52 - Predefinição de dimensões da Seção 2 para cálculo de B. Dimensões em m.

- Cálculo de B para a Seção 1

Tabela 5 - Dados iniciais para dimensionamento da seção 1.

Dados de Entrada				
Dados da onda de Projeto	H_S	7,0	m	Anexo A
	$T_S = T_{max}$	15,0	s	Anexo A
	$H_D = H_{max}$	12,6	m	Seção 2.2.2.3 e 2.3.5.1
	β	43	°	Figura 46
	L_0	351,0	m	Equação 42
Dados da seção transversal	h	22,87	m	Figura 51
	h'	15,0	m	Figura 51
	d	13,5	m	Figura 51
	h_b	21,0	m	Figura 51
	h_c	6,5	m	Figura 51
	t_{cr}	3,5	m	Figura 51
	B_M	5,0	m	Figura 51
	$tg \theta$	0		Figura 51
Parâmetros dos materiais	ρ_w	1030	kg/m ³	---
	γ_w	10,1043	kN/m ³	---
	γ_{cr}	25,0	kN/m ³	---
	γ_{cx}	20,5	kN/m ³	---
	μ	0,6		Seção 2.3.6
Fatores de correção das pressões e da subpressão	λ_1	1		Seção 2.3.5.1
	λ_2	1		Seção 2.3.5.1
	λ_3	1		Seção 2.3.5.1
	L	207,31	m	$=2\pi h' / \cosh^{-1}(1/y)$
	W_0	305	*B	Equação 57

Tabela 6 - Cálculo das pressões da onda totais na seção 1.

Cálculos Intermediários				
Cálculo dos coeficientes da fórmula de pressão	h/L_0	0,065		---
	α_1	0,875		Figura 38
	$1/[\cosh(2\pi h/L)]$	0,800		(=y) Figura 39
	α_3	0,869		Equação 33
	α_2	0,104		Equação 32
	η^*	16,36	m	Equação 26
	h_c^*	6,5	m	Equação 48
	α_4	0,603		Equação 47
Cálculo do coeficiente de pressão impulsiva	δ_{11}	-0,158		Equação 40
	δ_{22}	-0,142		Equação 41
	δ_1	-3,154		Equação 38
	δ_2	-0,698		Equação 39
	α_{IH}	0,933		Equação 36
	α_{IB}	0,065		Equação 37
	α_I	0,061		Equação 35
	α^*	0,104		Equação 34
Intensidades das pressões pontuais	p_1	102,55	kN/m ²	Equação 30
	p_2	82,04	kN/m ²	Equação 28
	p_3	89,10	kN/m ²	Equação 29
	p_4	61,81	kN/m ²	Equação 46
	p_u	83,79	kN/m ²	Equação 43
	p_n	63,66	kN/m ²	Equação 51

Cálculo das Pressões de Onda Totais				
Pressões sob a crista	P	1971,52	kN/m	Equação 44
	M_p	20637,46	kN/m	Equação 45
Pressão sob o cavado	P_n	754,34	kN/m	Equação 52

Tabela 7 - Cálculo da largura B da seção 1.

Cálculo de B						
	$(B)_{\text{deslizamento}}$		$(B)_{\text{tombamento}}$		$(B)_n$ (deslizamento)	
	Equação 58		Equação 59		Equação 60	
SF = 1,2	14,99	m	9,46	m	4,48	m
SF = 1,5	18,74	m	10,57	m	5,60	m
SF = 2,0	24,98	m	12,21	m	7,47	m
B	25,00			m		

- Cálculo de B pra a Seção 2

Tabela 8 - Dados iniciais para dimensionamento da seção 2.

Dados de Entrada				
Dados da onda de Projeto	H_s	7,0	m	Anexo A
	$T_s = T_{max}$	15,0	s	Anexo A
	$H_D = H_{max}$	12,6	m	Seção 2.2.2.3 e 2.3.5.1
	β	17	°	Figura 46
	L_0	351,0	m	Equação 42
Dados da seção transversal	h	32,94	m	Figura 52
	h'	26,0	m	Figura 52
	d	24,5	m	Figura 52
	h_b	27,2	m	Figura 52
	h_c	10	m	Figura 52
	t_{cr}	3,5	m	Figura 52
	B_M	8,0	m	Figura 52
Parâmetros dos materiais	ρ_w	1030	kg/m ³	---
	γ_w	10,1043	kN/m ³	---
	γ_{cr}	25,0	kN/m ³	---
	γ_{cx}	20,5	kN/m ³	---
	μ	0,6		---
Fatores de correção das pressões e da subpressão	λ_1	1		Seção 2.3.5.1
	λ_2	1		Seção 2.3.5.1
	λ_3	1		Seção 2.3.5.1
	L	241,34	m	$=2\pi h' / \cosh^{-1}(1/y)$
	W_0	491	*B	Equação 57

Tabela 9 - Cálculo das pressões da onda totais na seção 2.

Cálculos Intermediários				
Cálculo dos coeficientes da fórmula de pressão	h/L_0	0,094		---
	α_1	0,805		Figura 38
	$1/[\cosh(2\pi h/L)]$	0,719		(=y) Figura 39
	α_3	0,778		Equação 33
	α_2	0,009		Equação 32
	η^*	18,49	m	Equação 26
	h_c^*	10	m	Equação 48
	α_4	0,459		Equação 47
Cálculo do coeficiente de pressão impulsiva	δ_{11}	-0,205		Equação 40
	δ_{22}	-0,288		Equação 41
	δ_1	-4,091		Equação 38
	δ_2	-1,413		Equação 39
	α_{IH}	0,514		Equação 36
	α_{IB}	0,005		Equação 37
	α_i	0,003		Equação 35
	α^*	0,009		Equação 34
Intensidades das pressões pontuais	p_1	101,24	kN/m^2	Equação 30
	p_2	72,79	kN/m^2	Equação 28
	p_3	78,78	kN/m^2	Equação 29
	p_4	46,48	kN/m^2	Equação 46
	p_u	78,01	kN/m^2	Equação 43
	p_n	63,66	kN/m^2	Equação 51

Cálculo das Pressões de Onda Totais				
Pressões sob a crista	P	3078,78	kN/m	Equação 44
	M_p	54126,658	kN/m	Equação 45
Pressão sob o cavado	P_n	1454,56	kN/m	Equação 52

Tabela 10 - Cálculo da largura B da seção 2.

Cálculo de B						
	$(B)_{\text{deslizamento}}$		$(B)_{\text{tombamento}}$		$(B)_n$ (deslizamento)	
	Equação 58		Equação 59		Equação 60	
SF = 1,2	13,62	m	11,82	m	5,56	m
SF = 1,5	17,03	m	13,21	m	6,95	m
SF = 2,0	22,70	m	15,26	m	9,27	m
B	23,00				m	

Como a largura do quebra-mar deve ser uniforme em todo seu comprimento, então, a largura da seção vertical dos caixões deve ser $B = 25$ m.

Seguindo as recomendações da Seção 2.3.8, foram pré-dimensionados os caixões de concreto armado. Este tipo de dimensionamento, através de dimensões recomendadas, serve apenas como um ponto de partida e não isenta o projetista da necessidade de elaborar um projeto estrutural do caixão. Porém, como o propósito deste projeto é analisar a estabilidade geotécnica do quebra-mar, limitar-se-á a utilizar estas medidas recomendadas.

Como já mencionado na Seção 2.3.8, a recomendação para a espessura da laje do fundo do caixão é de 50 a 70 cm de espessura. Já as paredes externas do caixão devem ter uma espessura variando entre 40 e 50 cm. Por fim, a espessura das paredes internas, que dividem o caixão em várias partições, deve ter de 20 a 25 cm de espessura. Portanto, adotou-se uma espessura de 70 cm para a laje, 50 cm para as paredes externas e 20 cm para as paredes internas. O caixão foi dividido em seis partições ao longo de sua largura, de tal forma que as partições mais extremas medirão 3,9 m e as outras partições medirão 3,8 m. Desta forma, atende-se às recomendações para as dimensões da partição, que deve ser menor que 5 m. As seções predimensionadas e cotadas dos caixões das seções 1 e 2 são ilustradas nas Figuras 53 e 54, respectivamente.

Caixão da Seção 1

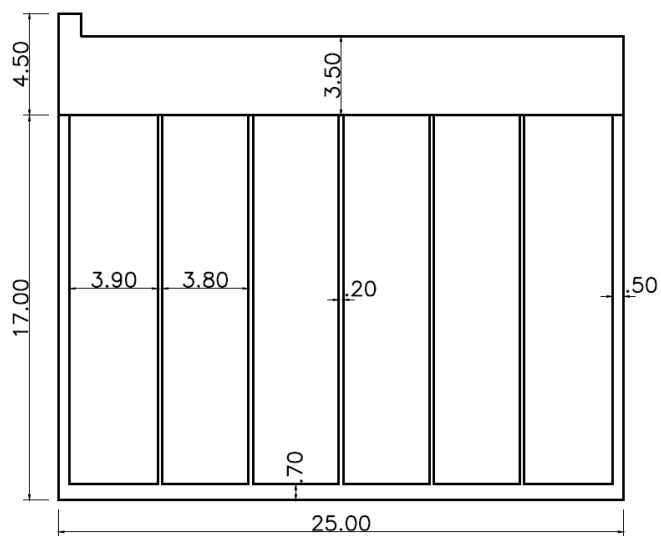


Figura 53 - Caixão pré-dimensionado da seção 1. Dimensões em m.

Caixão da Seção 2

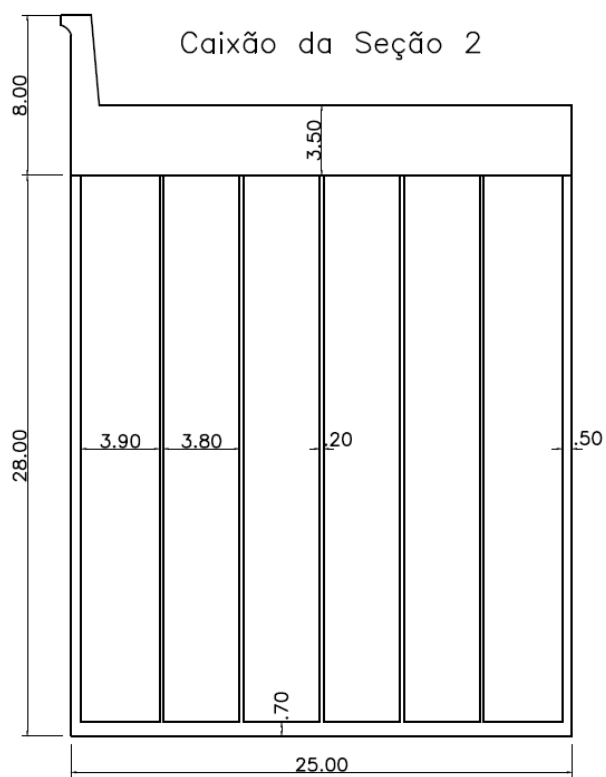


Figura 54 - Caixão pré-dimensionado da seção 2. Dimensões em m.

3.2 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE GEOTÉCNICA

3.2.1 - Análise dos Recalques da Fundação

Para avaliar o recalque a que a estrutura estará sujeita durante o processo construtivo, bem como ao final da obra, foram feitas análises do adensamento das camadas do subsolo marinho com o auxílio do software Plaxis. Este software é baseado no método dos elementos finitos e permite simular o comportamento tenso-deformacional do solo ao longo do tempo, bem como sua interação com as estruturas.

Com o auxílio do Plaxis, simularam-se as várias etapas da sequência construtiva das seções, calculando sempre o recalque instantâneo, decorrente de cada etapa de construção (carregamento), e o recalque diferido, decorrente do adensamento dos estratos argilosos.

Os perfis estratigráficos das seções 1 e 2 foram definidos com base em investigações geotécnicas hipotéticas, como dito anteriormente. Estas seções foram ilustradas nas Figuras 47 e 48. Através destas investigações foram obtidos os parâmetros necessários para descrever o comportamento dos solos, que estão dispostos nas Tabelas 11 e 12.

Assumiu-se também que foram executados todos os ensaios necessários para a determinação dos parâmetros geotécnicos dos enrocamentos do maciço de fundação. Os resultados decorrentes destes ensaios estão dispostos na Tabela 13.

Tabela 11 - Parâmetros dos solos arenosos.

Estrato	Tipo		γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E (kN/m ²)	ν	k_x (m/dia)	k_y (m/dia)
Areia fina a média, argilosa, acaramelada, compacta	MC*	D**	17,5	19,0	12	35	50000	0,3	5	5
Areias densas inferiores	MC*	D**	17,0	18,5	0	30	80000	0,3	10	10

*MC: Mohr-Coulomb

** D: Drenado

Tabela 12 - Parâmetros dos solos argilosos.

Estrato	Tipo		γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	λ^*	κ^*	k_x (m/dia)	k_y (m/dia)
	SS*	UD**								
Limo e argila cinza escuro, consistência média a mole	SS*	UD**	14,0	18,5	25	28	0,08	0,02	0,004	0,004
Argila muito arenosa, acaramelada, consistência dura e média	SS*	UD**	11,0	16,5	20	28	0,16	0,04	0,009	0,009

*SS: Soft Soil (Solo Mole)

** UD: Não Drenado

Tabela 13 - Parâmetros dos materiais da estrutura de enrocamento

Material	Tipo		γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E (kN/m ²)	ν	k_x (m/dia)	k_y (m/dia)
	MC*	D**								
Enrocamento da banquetta	MC*	D**	18	21,5	1	42	30000	0,3	25000	25000
Enrocamento de proteção	MC*	D**	19,0	20,5	1	45	30000	0,3	80000	80000

*MC: Mohr-Coulumb

** D: Drenado

Para definir os parâmetros da estrutura do caixão e do material de enchimento é necessário atentar para uma limitação do software Plaxis, utilizado para os cálculos. Como já explicado anteriormente na Seção 2.3.3, o caixão é primeiramente afundado com água, ancorando-se sobre a banquetta, e, na sequência, é preenchido com areia para aumentar seu peso, pois este aumento de peso aumenta sua estabilidade contra deslizamento e tombamento. Porém, no software não é permitido definir dois materiais para a mesma área da seção, de forma que não se faz possível a representação do enchimento do caixão com água e depois com areia. Para contornar esta limitação do programa, determinou-se um peso específico para o caixão, maior do que o real, embutindo o peso da água no peso do concreto. Em seguida, também foi determinado um peso específico para a areia de enchimento, menor do que o real, para levar em conta que parte do peso da areia já estava sendo aplicado antes pela água.

Outro problema encontrado foi a representação de dimensões muito pequenas do caixão no software, a espessura de 0,20 m das paredes internas das partições, por

exemplo. Desta forma, foi necessário representar as paredes internas do caixão com uma dimensão maior no software, o que resultou em uma diferença entre a área real da seção do caixão e a área representada no software.

As adequações nos pesos específicos para aplicação do programa Plaxis são calculadas a seguir.

- Caixão da seção 1:

Tabela 14 - Diferença entre as dimensões reais e as representadas no Plaxis.

	Dimensões do Caixão	
	Reais	Representada no Plaxis
Área de concreto (m ²)	51,1	121
Área de enchimento (m ²)	374,9	304

Carga de fundeio do caixão com água:

$$= \left(51,1m^2 * 25 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(374,9m^2 * 10,1043 \frac{kN}{m^3} \right) = 5065,60207 \text{ kN/m}$$

Carga extra de enchimento com areia:

$$= \left[\left(51,1m^2 * 25 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(374,9m^2 * 20 \frac{kN}{m^3} \right) \right] - 5065,60207 = 3709,89793 \text{ kN/m}$$

Portanto:

$$\gamma_{fundeio} = \frac{5065,60207}{121} = 41,90 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma_{enchimento} = \frac{3709,89793}{304} = 12,20 \frac{kN}{m^3}$$

- Caixão da seção 2:

Tabela 15 - Diferença entre as dimensões reais e as representadas no Plaxis.

	Dimensões do Caixão	
	Real	Representada no Plaxis
Área de concreto (m ²)	73,1	187
Área de enchimento (m ²)	627,9	513

Carga de fundeio do caixão com água:

$$= \left(73,1m^2 * 25 \frac{kN}{m^3}\right) + \left(627,9m^2 * 10,1043 \frac{kN}{m^3}\right) = 8171,98997 \text{ kN/m}$$

Carga extra de enchimento com areia:

$$= \left[\left(73,1m^2 * 25 \frac{kN}{m^3}\right) + \left(627,9m^2 * 20 \frac{kN}{m^3}\right)\right] - 8171,98997 = 6213,51003 \text{ kN/m}$$

Portanto:

$$\gamma_{fundeio} = \frac{8171,98997}{187} = 43,70 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma_{enchimento} = \frac{6213,51003}{513} = 12,11 \frac{kN}{m^3}$$

Com base nestes cálculos ficam definidos também os parâmetros da estrutura do caixão e do material de enchimento. Dados na Tabela 16.

Tabela 16 - Parâmetros dos caixões das seções 1 e 2.

Seção 1					
Material	Tipo		γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν
Caixão fundeio	LE*	Non-porous**	41,9	$30 \cdot 10^6$	0,2
Caixão enchimento	LE*	Non-porous**	12,2	$30 \cdot 10^6$	0,2
Coroamento	LE*	Non-porous**	25	$30 \cdot 10^6$	0,2

Seção 2					
Material	Tipo		γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν
Caixão fundeio	LE*	Non-porous**	43,7	$30 \cdot 10^6$	0,2
Caixão enchimento	LE*	Non-porous**	12,11	$30 \cdot 10^6$	0,2
Coroamento	LE*	Non-porous**	25	$30 \cdot 10^6$	0,2

*LE: Linear Elástico.

** Non-porous: Não poroso.

Após determinar os parâmetros a serem aplicados na análise, definem-se agora as fases de cálculo que serão simuladas no software. Estas fases são definidas de

acordo com a sequência construtiva do quebra-mar, podendo ser ligeiramente diferentes de uma seção para outra caso exista alguma particularidade, prevista em obra, para determinada seção. Neste projeto, as seções 1 e 2 seguirão a mesma sequência construtiva e, portanto, terão as mesmas fases de cálculo.

As fases de cálculo estão definidas a seguir:

1. Execução da Banqueta de Fundação: a banquetta será executada basicamente em quatro etapas. Primeiramente, metade da banquetta será construída. Em seguida, será dado um tempo para o solo adensar-se até que o excesso de poropressão se reduza a 10 kPa. Em seguida, a outra metade da banquetta será construída. Finalmente, será executada mais uma fase de adensamento, novamente até que o excesso de poropressão atinja 10 kPa, para que o solo ganhe resistência suficiente para a próxima fase. Considerou-se que a construção de cada metade da banquetta será executada em 5 dias;
2. Fundeio do Caixão: o fundeio do caixão será realizado através do enchimento do mesmo com água. Considera-se que o fundeio seja executado em 1 dia. Após o assentamento do caixão, mais uma vez é executada uma fase de adensamento. Porém, desta vez, por questões de estabilidade do caixão, o enchimento deve acontecer tão rápido quanto possível, por isso o adensamento é executado somente até que os excessos de poropressão gerados com o fundeio se reduzam à metade;
3. Enchimento do Caixão com Areia: Considera-se que o enchimento do caixão seja executado em 1 dia. Após o preenchimento do caixão com areia, novamente deve ser executada uma etapa de adensamento até que o excesso de poropressão atinja 10 kPa;
4. Execução do Enrocamento de proteção: considera-se que a execução do enrocamento de proteção aconteça durante 2 dias, porém como o enrocamento de proteção não representa um carregamento significativo, comparado às cargas aplicadas pelas outras partes da estrutura, não será executada uma fase adensamento após a execução do enrocamento;
5. Execução da Superestrutura ou Coroamento: o coroamento será executado logo depois do enrocamento de proteção, sem um espaço para adensamento entre as

duas etapas. Considera-se que o coroamento seja pré-moldado, de forma que sua colocação dure apenas 1 dia;

6. Adensamento Final: nesta fase o solo é deixado adensar até que os excessos de poropressão atinjam um valor inferior a 1 kPa. A estipulação de uma pressão tão baixa quanto 1kPa serve para estimar o recalque final que a estrutura sofrerá.

A seguir apresentam-se os resultados de recalque obtidos pela análise no programa Plaxis.

- Resultados da Seção 1:

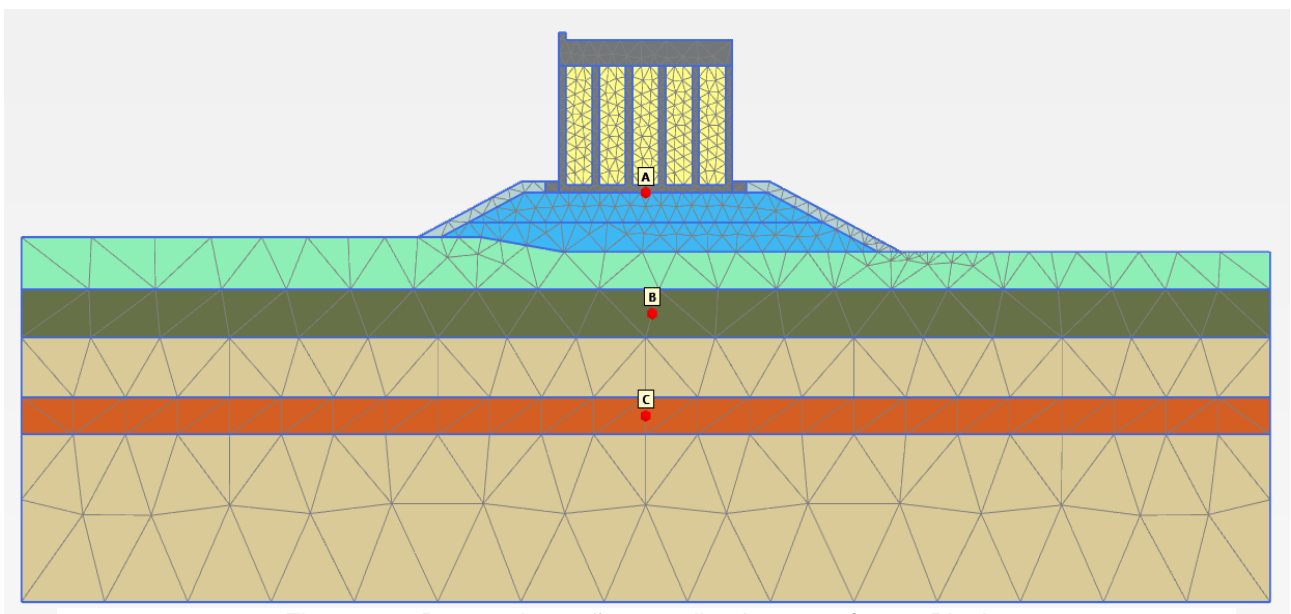


Figura 55 - Pontos da seção 1 analisados no software Plaxis.

Os pontos B e C, nas camadas argilosas, mostrados na Figura 55, foram utilizados para o cálculo dos excessos de poropressão. O ponto A, por sua vez, foi utilizado para análise dos recalques na base do caixão.

A Tabela 17 mostra os tempos de carregamento (etapas de construção) estipulados e os tempos de adensamento calculados pelo programa Plaxis. O tempo total para construção da seção 1 é de 85,55 dias.

Tabela 17 - Tempo de construção da seção 1.

Fases de Cálculo	Tempo acumulado (dia)	Tempo por fase (dia)
Banqueta 4m	5,00	5,00
Adensamento Banqueta 4m	25,48	20,48
Banqueta 8m	30,48	5,00
Adensamento Banqueta 8m	42,89	12,41
Fundeio	43,89	1,00
Adensamento Após Fundeio	48,91	5,02
Enchimento	49,91	1,00
Adensamento após Enchimento	60,19	10,28
Enrocamento de proteção	62,19	2,00
Coroamento	63,19	1,00
Adensamento Final	85,55	22,36

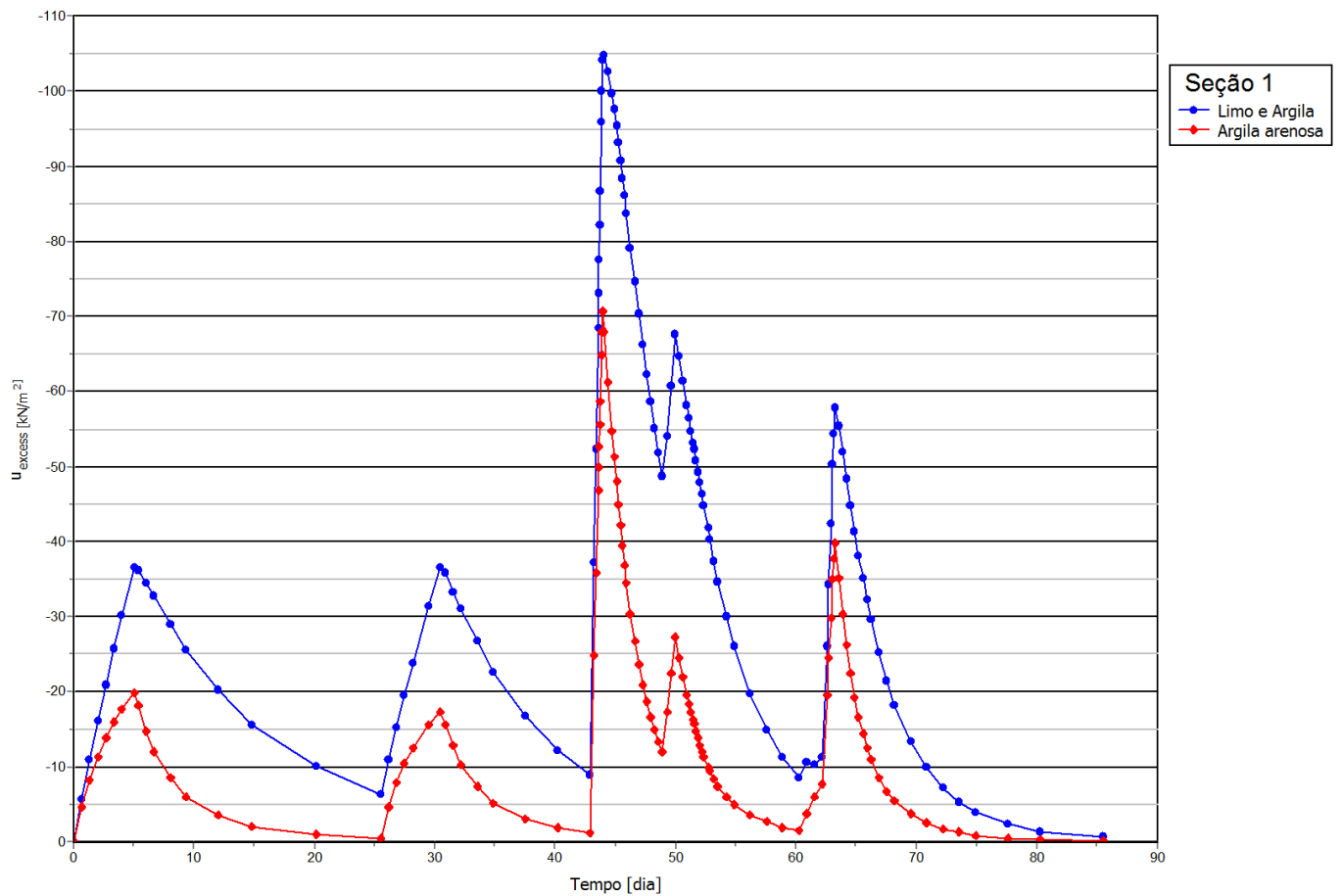


Figura 56 - Excesso de poropressão nas camadas argilosas da seção 1 em função do tempo.

A Figura 57 ilustra a evolução dos recalques da seção 1 com o tempo. A Tabela 18 apresenta a magnitude destes recalques, tanto o imediato quanto por adensamento, ao final de cada fase construtiva.

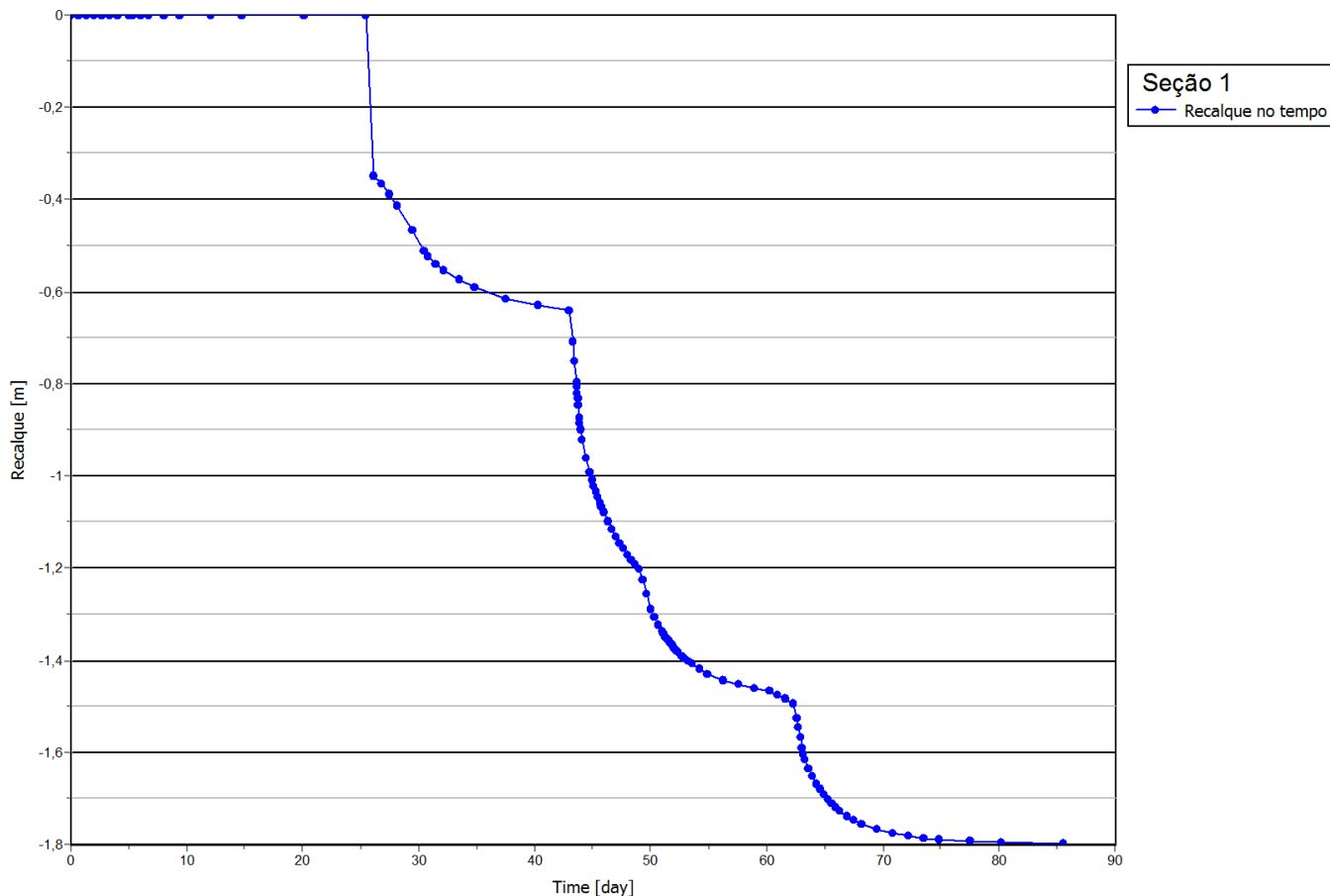


Figura 57 - Evolução do recalque com o tempo, Seção 1.

Tabela 18 - Magnitude dos recalques da seção 1, imediatos e por adensamento.

Fase de Cálculo	Recalque (m)	
	Imediato	Adensamento Primário
Banqueta	-0,51	-0,64
Fundeio	-0,90	-1,20
Enchimento	-1,29	-1,47
Enrocamento de proteção	-1,49	---
Coroamento	-1,61	---
Adensamento Final	---	-1,80

Conclui-se, portanto, que o caixão da seção 1 sofrerá um recalque de 1,80 m no longo prazo, após o fim da construção.

- Resultados da Seção 2:

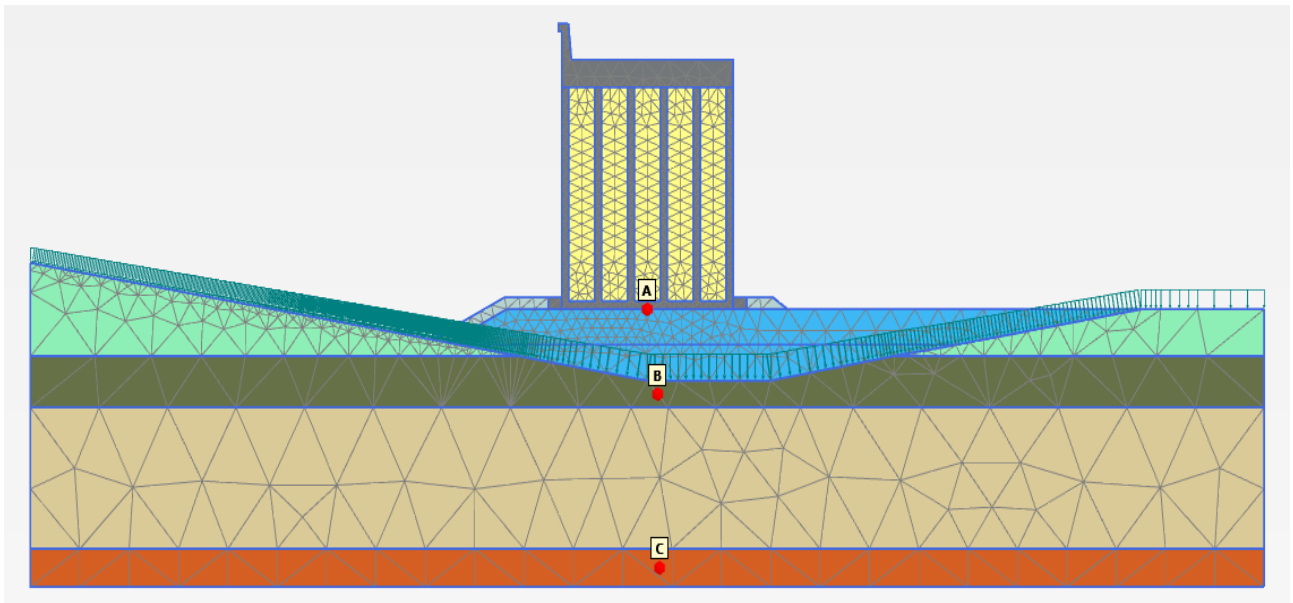


Figura 58 - Pontos da seção 2 analisados no software Plaxis.

Pontos B e C, nas camadas argilosas, utilizados para o cálculo dos excessos de poropressão. Ponto A utilizado para análise dos recalques na base do caixão. Ver Figura 58.

A Tabela 19 mostra os tempos de carregamento (etapas de construção) estipulados e os tempos de adensamento calculados pelo programa Plaxis. O tempo total para construção da seção 2 é de 89,22 dias.

Tabela 19. Tempo de construção da seção 2.

Fases de Cálculo	Tempo acumulado (dia)	Tempo por fase (dia)
Banqueta 4,5m	5,00	5,00
Adensamento Banqueta 4,5m	21,12	16,12
Banqueta 9m	26,12	5,00
Adensamento Banqueta 9m	47,10	20,98
Fundeio	48,10	1,00
Adensamento Após Fundeio	49,92	1,81
Enchimento	50,92	1,00
Adensamento após Enchimento	64,10	13,18
Enrocamento de proteção	67,10	3,00
Coroamento	68,10	1,00
Adensamento Final	89,22	21,12

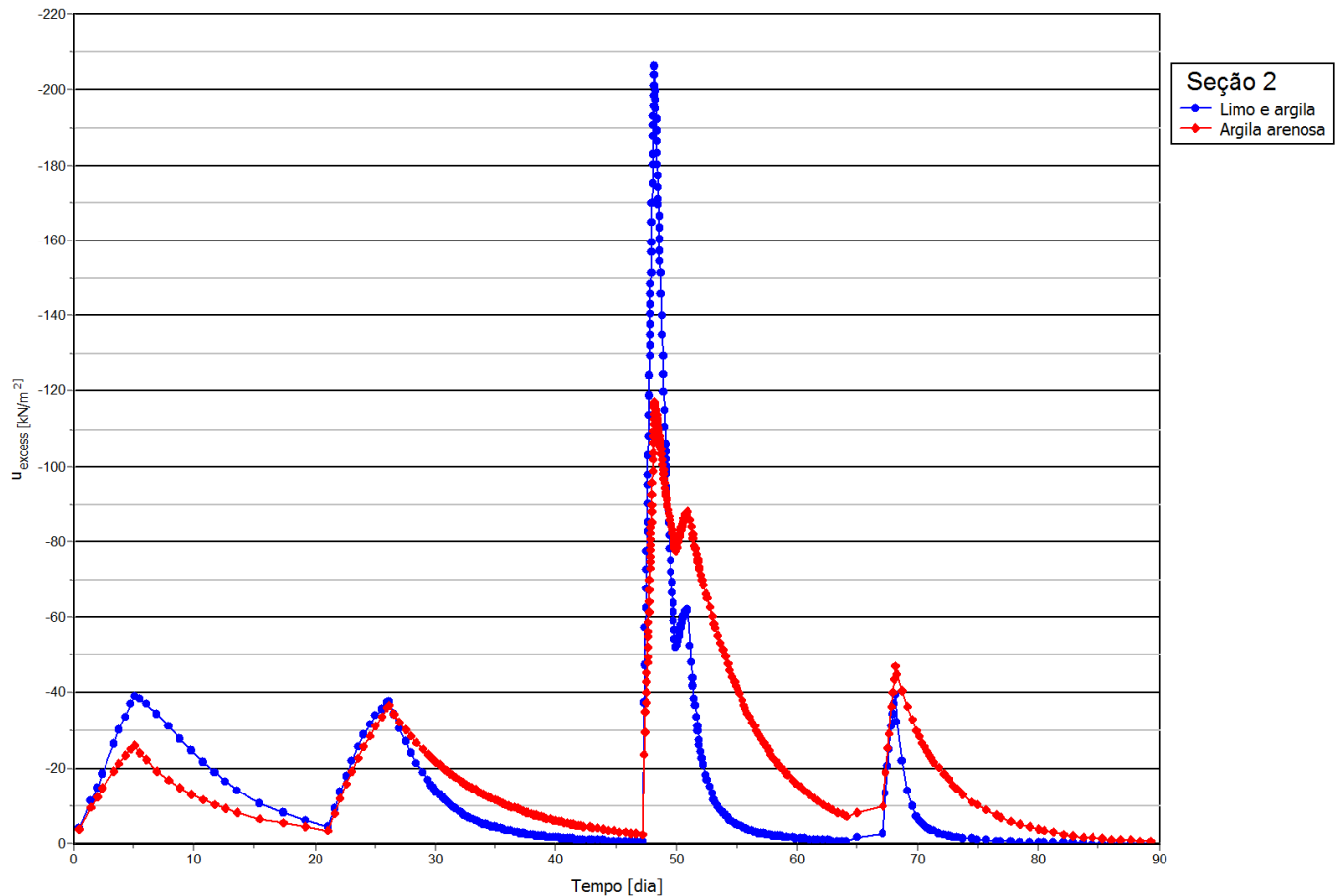


Figura 59 - Excesso de poropressão nas camadas argilosas da seção 2 em função do tempo.

A Figura 60 ilustra a evolução dos recalques da seção 1 com o tempo. A Tabela 20 apresenta a magnitude destes recalques, tanto o imediato quanto por adensamento, ao final de cada fase construtiva.

Conclui-se, portanto, que o caixão da seção 2 sofrerá um recalque de 2,05 m no longo prazo, após o fim da construção.

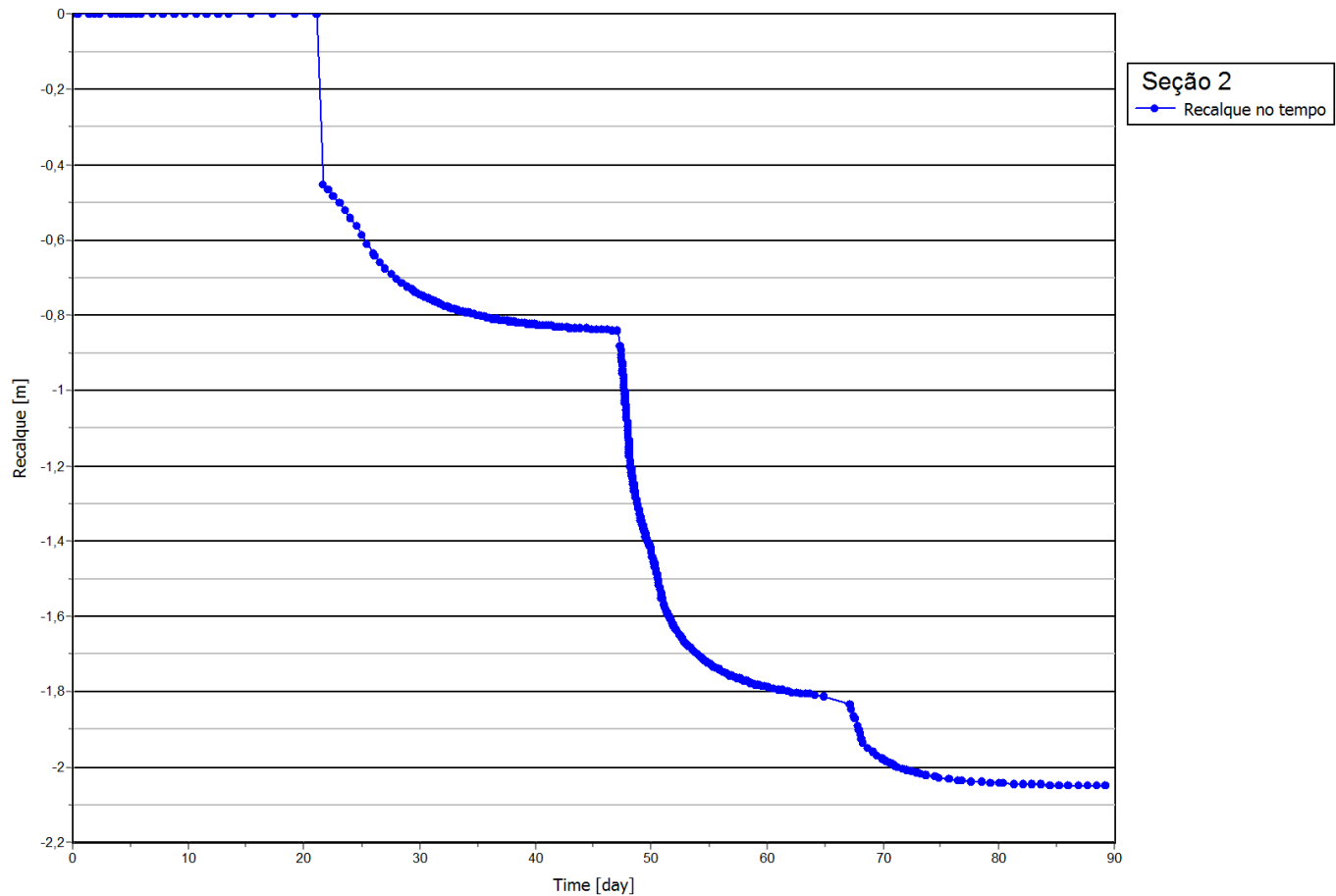


Figura 60 - Evolução do recalque com o tempo, Seção 2.

Tabela 20 - Magnitude dos recalques da seção 2, imediatos e por adensamento.

Fase de Cálculo	Recalque (m)	
	Imediato	Adensamento Primário
Banqueta	-0,64	-0,84
Fundeio	-1,17	-1,42
Enchimento	-1,55	-1,81
Enrocamento de proteção	-1,83	---
Coroamento	-1,92	---
Adensamento Final	---	-2,05

3.2.2 - Análise da Estabilidade Global da Fundação

Para a análise da estabilidade geotécnica das seções do quebra-mar dimensionadas neste projeto, foi utilizada a metodologia baseada na Teoria do Equilíbrio Limite, com o auxílio do software Slide versão 6.0, da Rocscience, aplicando-se o método de Bishop Simplificado.

Neste software, o somatório das cargas referente ao peso próprio do caixão, do material de enchimento e da superestrutura foi representado por meio de um carregamento uniforme ao longo da banqueteta. Para o cálculo destes carregamentos foi considerado o efeito do empuxo da água referente à área da seção que se encontra submersa. Os carregamentos atribuídos às seções 1 e 2 foram de 305kN/m/m e 491kN/m/m, respectivamente, que são os valores de W_0 nas Tabelas 5 e 8.

Na primeira seção analisada, o fator de segurança global mínimo foi de 1,733 através da superfície de ruptura demonstrada na Figura 61.

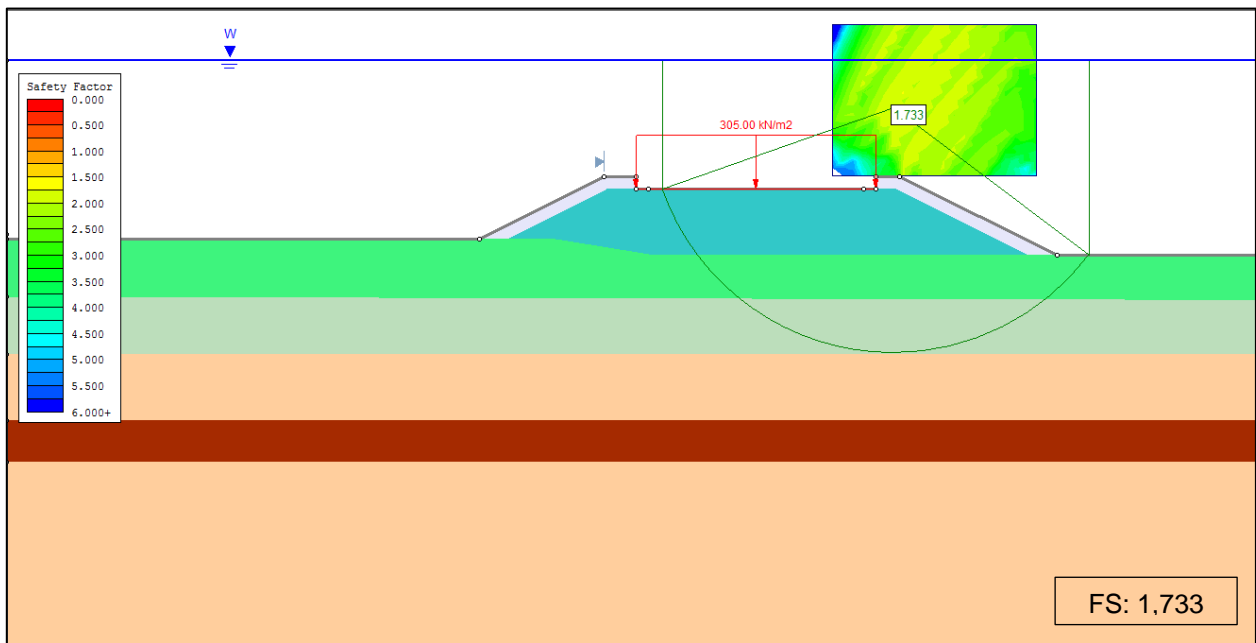


Figura 61 - Superfície potencial de ruptura da seção 1 (SLIDE).

Já para a verificação da estabilidade da seção 2 na Figura 62, a superfície de ruptura crítica apresentou fator de segurança mínimo de 1,079.

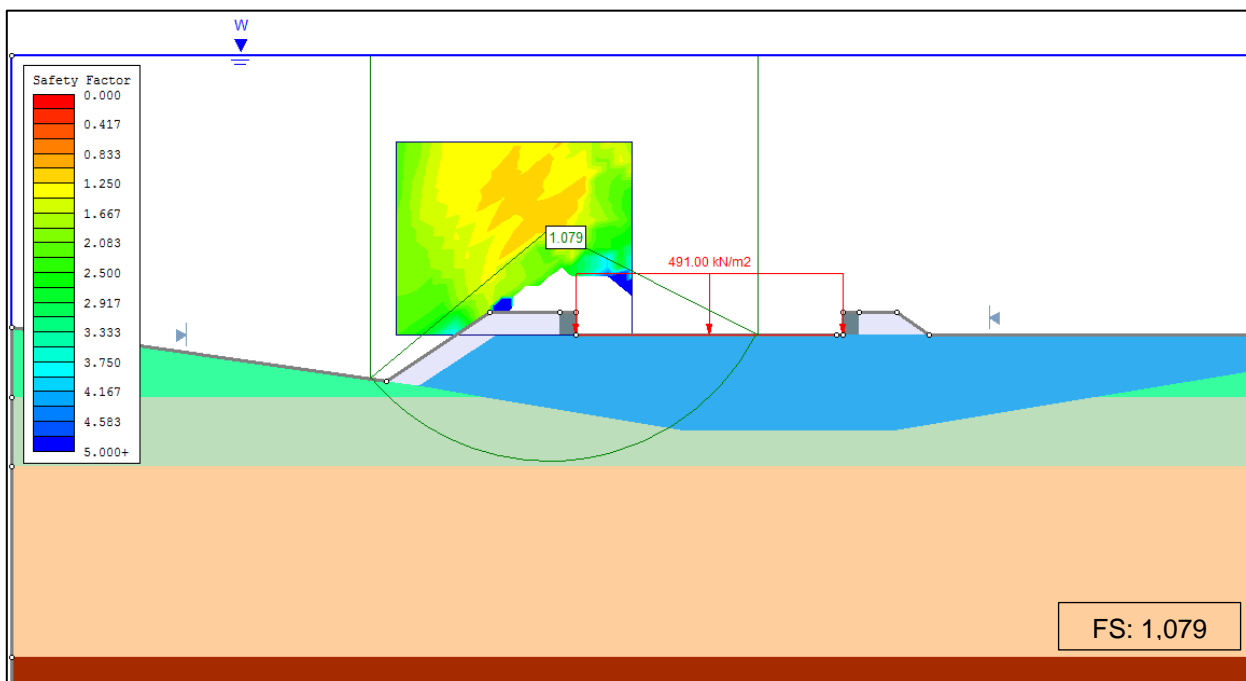


Figura 62 - Superfície potencial de ruptura da seção 2 (SLIDE).

Ainda com o objetivo de verificar a estabilidade geotécnica nas seções dimensionadas, foi também utilizado o programa PLAXIS, que aplica o método dos elementos finitos para compilação dos resultados. Para a análise do fator de segurança o software utiliza a chamada teoria da redução, na qual a resistência total do solo é reduzida a um fator ΣMsf até que a ruptura do material ocorra ou até que o número máximo de iterações de cálculo seja atingido. Os fatores de segurança das seções 1 e 2, ao final da construção, pelo método do programa Plaxis, podem ser observados nas Figuras 63 e 64, respectivamente.

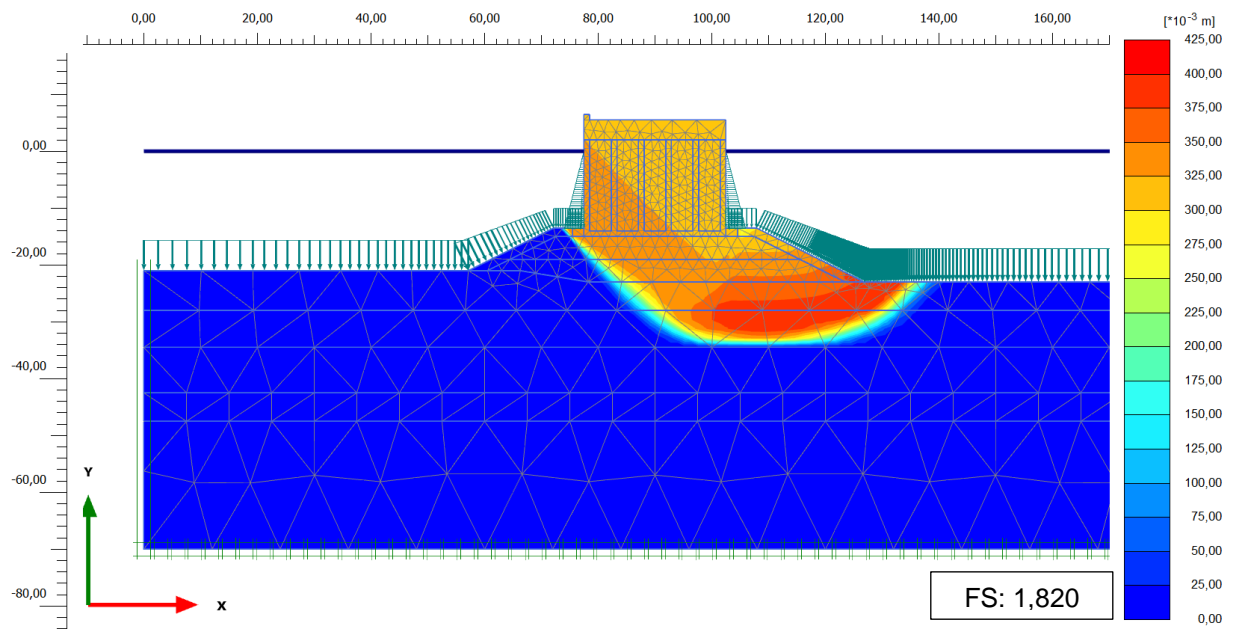


Figura 63 - Análise da estabilidade da seção 1, ao fim da construção (PLAXIS).

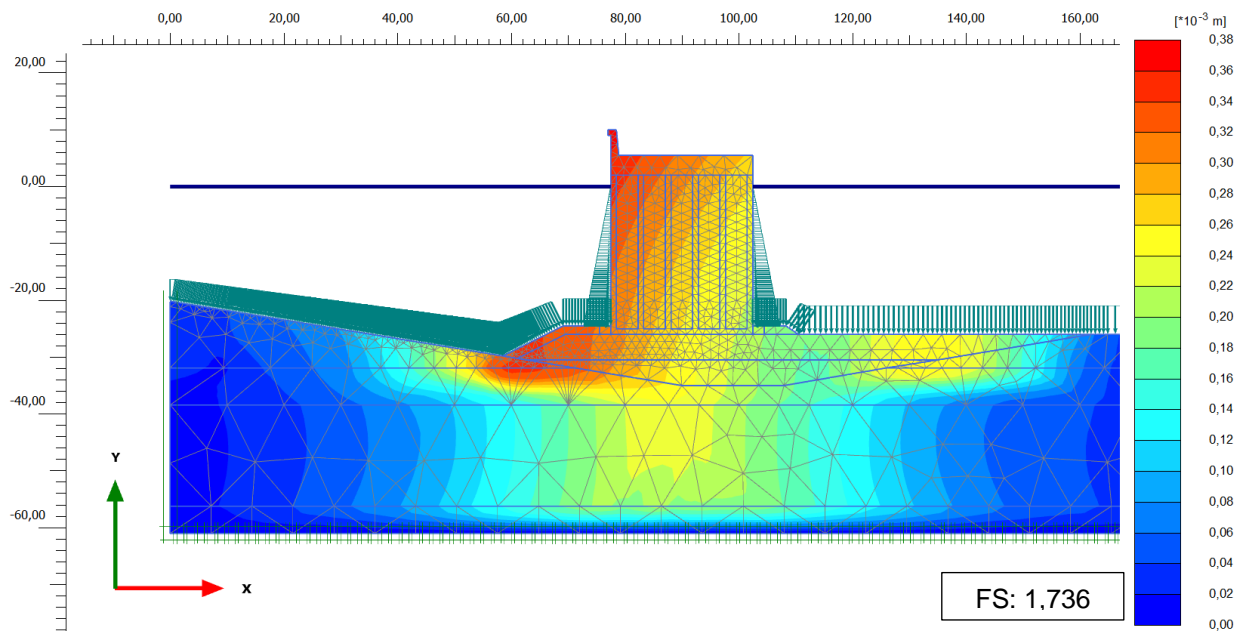


Figura 64 - Análise da estabilidade da seção 2, ao fim da construção (PLAXIS).

Conforme citado na Seção 3.2.1 deste capítulo, a simulação no programa PLAXIS foi dividida em diferentes fases, indicando separadamente cada etapa construtiva do projeto. A partir dessa divisão, além da estabilidade global final, foi também possível verificar o comportamento geotécnico das seções em cada fase.

A tabela 21 apresenta os fatores de segurança imediatamente após o fim de cada fase construtiva da seção 1 do quebra-mar.

Tabela 21 - Fatores de segurança gerados em diferentes fases de cálculo da seção 1.

Fases de Cálculo	Fator de Segurança (ΣM_{sf})
Banqueta 4m	2,350
Banqueta 8m	2,090
Fundeio do caixão	1,712
Enchimento do caixão	1,723
Enrocamento de proteção	2,033
Coroamento	1,685
Adensamento final	1,820

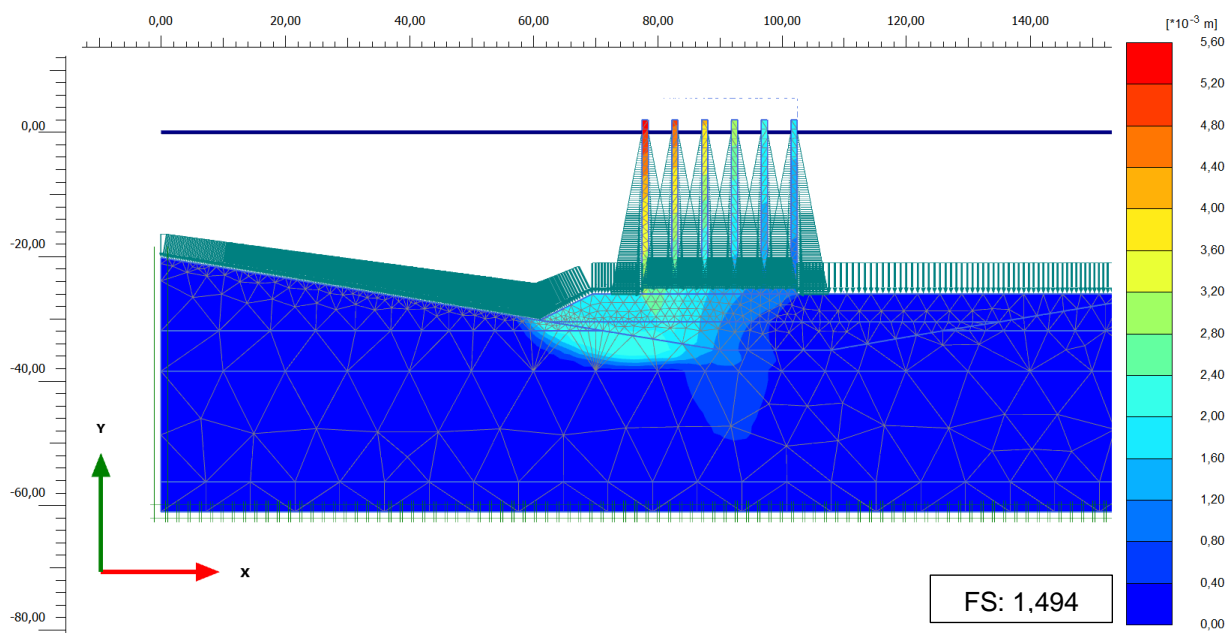
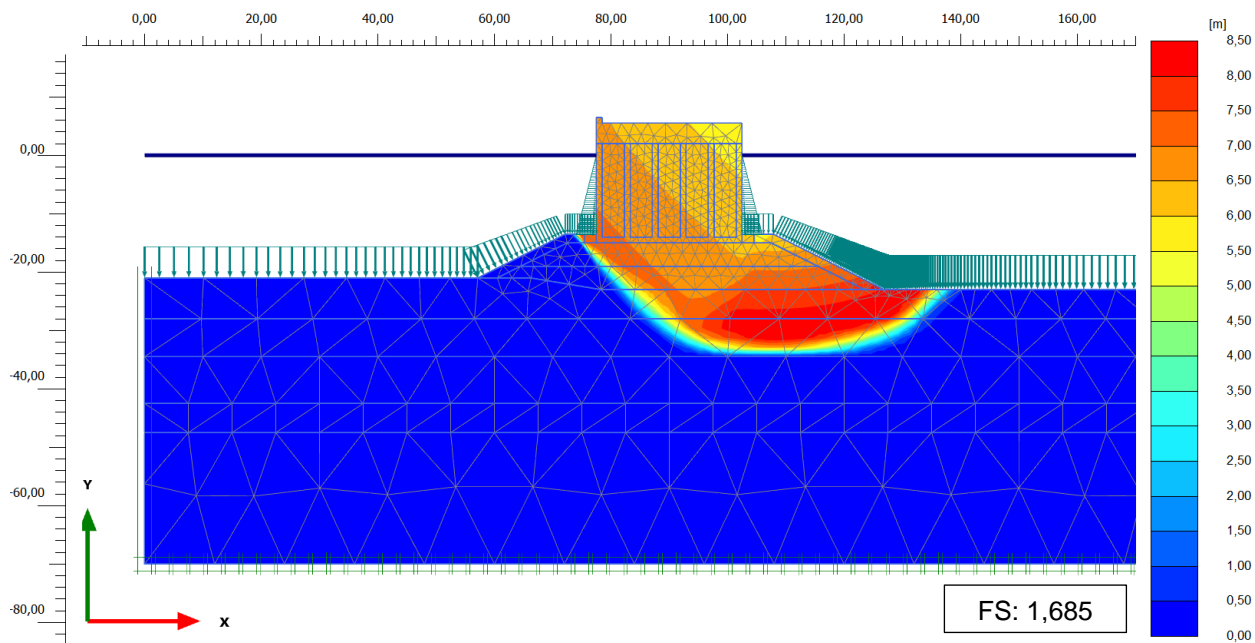
Na fase após a execução do coroamento foi apresentado o menor fator de segurança. A Figura 65 mostra a superfície potencial de ruptura desta fase.

Os cálculos dos fatores de segurança gerados pelo PLAXIS referentes à seção 2, imediatamente após a execução de cada fase, estão indicados na Tabela 22.

Tabela 22. Fatores de segurança gerados em diferentes fases de cálculo da seção 2.

Fases de Cálculo	Fator de Segurança (ΣM_{sf})
Banqueta 4,5m	5,244
Banqueta 9,0m	2,198
Fundeio do caixão	1,494
Enchimento do caixão	1,515
Enrocamento de proteção	2,026
Coroamento	1,714
Adensamento final	1,736

Os resultados de estabilidade global obtidos na seção 2 mostram que a fase de fundeio do caixão obteve o menor fator de segurança. A Figura 66 ilustra uma possível superfície de ruptura após esta fase de fundeio.



Em ambas as seções, o cálculo do fator de segurança global através do método do Equilíbrio limite mostrou-se mais conservador quando comparado ao método dos Elementos Finitos. A superfície potencial de ruptura das seções 1 e 2 obtidas através da análise do PLAXIS deu-se aproximadamente da mesma forma que a superfície imposta pelo Slide.

Cabe ressaltar que a comparação entre os fatores de segurança obtidos não pode ser feita de forma direta devido à distinta metodologia de cálculo dos programas.

CAPÍTULO IV - CONCLUSÃO

Levando em consideração que a seção vertical do caixão foi dimensionada através de valores de clima das ondas obtidos de registros dos últimos 50 anos, aproximadamente, que os dados foram obtidos de uma fonte bastante confiável e que a teoria aplicada nos cálculos do dimensionamento da seção do caixão é uma teoria amplamente adotada e já consolidada, então pode-se concluir que o valor obtido para a dimensão da largura da banquetta é bastante confiável.

É possível concluir também que os valores estipulados para as dimensões das seções, mesmo que se baseando apenas em recomendações práticas, são satisfatórios, visto que os resultados obtidos para a estabilidade geotécnica de ambas as seções pré-dimensionadas foram positivos.

Para avaliar a magnitude do recalque, definimos que o critério limite para manutenção da operabilidade da estrutura seria que a elevação da crista deveria permanecer maior que a altura da onda significativa na face de proteção do berço de atracamento, ou seja, na Seção 2, garantindo desta forma proteção e abrigo aos navios atracados. Enquanto na Seção 1, que não tem função de abrigo, o galgamento da estrutura pela onda não representa uma falha de serviço e, por isso, não existe problema se a altura da onda significativa ultrapassar a elevação da crista do caixão. Portanto, baseado nestes critérios, podemos dizer que os recalques sofridos pela Seção 2 não alteram suas condições de serviço, pois o recalque final total de 2,05 m reduz a elevação da crista para 7,95 m, que permanece maior que os 7 m da altura da onda significativa. A elevação da crista da Seção 1 é reduzida para 4,7 m, porém se analisarmos os dados no Anexo A veremos que esta altura de 4,7 m é ultrapassada em apenas 1/258 dos registros. Ou seja, mesmo que o galgamento da Seção 1 representasse uma falha de serviço, ainda assim a probabilidade de isso acontecer seria mínima, baseado nos valores observados dos últimos 50 anos.

Por fim, a partir dos resultados obtidos pelos programas PLAXIS e SLIDE para os fatores de segurança das seções 1 e 2, conclui-se que ambas encontram-se em condição estável. Cabe ressaltar que na seção 2, o fator de segurança calculado foi de 1,079, próximo da condição limite de estabilidade, porém, para a mesma seção, o PLAXIS garantiu uma estabilidade de 1,736.

BIBLIOGRAFIA

- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Obras e Gestão de Portos e Costas. A Técnica Aliada ao Enfoque Logístico**. 2ª. ed. São Paulo: Blucher, 2009.
- ARIKAWA, T. et al. **Failure Mechanism of Kamaishi breakwaters due to great East Japan earthquake tsunami**. Proceedings of 33rd International Conference on Coastal Engineering. Santander, Espanha: Coastal Engineering Research Council. 2012.
- BARNES, G. **Soil Mechanics: Principles and Practice**. 3ª. ed. Londres: Palgrave Macmillan, 2010. 576 p.
- BRAJA, M. D. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7ª. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2012. 632 p.
- BURCHARTH, H. F.; HUGHES, S. A. Types and Functions of Coastal Structures. In: **USACE EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part VI, 2005. Cap. 2.
- BURCHARTH, H. F.; HUGHES, S. A. Fundamentals of Design. In: **USACE EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part VI, 2005. Cap. 5.
- CIRIA; CUR; CETMEF. **The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering**. 2. ed. Londres: C683, CIRIA, 2007.
- CRAIG, R. F. **Craig's Soil Mechanics**. 7. ed. London: Spon Press, 2004.
- DOMINONI, C. M. B. **Análise de compressibilidade de um aterro sobre solo mole no Porto de Suape, Região Metropolitana do Recife**. Rio de Janeiro, p. 117. 2011.
- GODA, Y. **A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater**. Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering. Copenhagen, Dinamarca: ASCE. 1974. p. 1702-1720.
- GODA, Y. **Random Seas and Design of Maritime Structures**. 2. ed. Tokyo, Japão: World Scientific Co., v. 15, 2000.
- INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. **Coastal Structures and Breakwaters**. Londres: Thomas Telford, 1992.
- JAMES. World's Deepest Breakwater Failed to Stop Tsunami. **Blog Japan Probe**, 2011. Disponível em: <<http://www.japanprobe.com/2011/03/14/worlds-deepest-breakwater-failed-to-stop-tsunami/>>. Acesso em: 15 dez. 2015.
- KIMURA, K.; TAKAHASHI, S.; TANIMOTO, K. **Stability of rubble mound foundations of composite breakwaters under oblique wave attack**. Proceedings of 24th

International Conference on Coastal Engineering. Kobe, Japão: ASCE. 1994. p. 1227-1240.

PEREIRA, P. M. D. S. **Análise dos Processos de Rotura e de Escoamento em Quebramares de Taludes - Estudo do Quebramar Norte do Porto de Leixões**. Porto - Portugal, p. 264. 2008.

PILARCZYK, K. W. **Design of Dikes and Revetments**. Van der Burhweg, The Netherlands: Gulf Publishing Co., 2005.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PORTS AND HARBOURS BUREAU; MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE, TRANSPORT AND TOURISM OF JAPAN (MLIT); PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE. **Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan**. Tokyo, Japão: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, 2009.

PUERTOS DEL ESTADO. **Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias**. 1ª. ed. Madrid: Puertos del Estado, 2005.

SORENSEN, R.; THOMPSON, E. F. Harbor Hydrodynamics. In: USACE **EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part II, 2008. Cap. 7.

TAKAHASHI, S. **Design of Vertical Breakwaters**. Japão: Port and Harbour Research Institute, 2002. 105 p.

TANIMOTO, K. et al. **An investigation on design wave force formulae of composite-type breakwaters**. Proceedings of 23rd Japanese Conference on Coastal Engineering. 1976. p. 11-16.

TANIMOTO, K.; YAGYU, T.; GODA, Y. **Irregular wave tests for composite breakwater foundations**. Proceedings of 18th International Conference on Coastal Engineering. Cidade do Cabo, África do Sul: ASCE. 1982. p. 2144-2163.

TECHNICAL COMMITTEE CSB/17. Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters. **BS 6349: Maritime Structures**. London: BSi, 1991.

VIEIRA, M. E. L. **Cálculo de Forças em Superestruturas de Quebra-mares de Talude**. Lisboa, p. 176. 2012.

VINCENT, C. L.; DEMIRBILEK, Z.; WEGGEL, J. R. Estimation of Nearshore Waves. In: USACE **EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part II, 2002. Cap. 3.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Obras e Gestão de Portos e Costas. A Técnica Aliada ao Enfoque Logístico**. 2ª. ed. São Paulo: Blucher, 2009.

BURCHARTH, H. F.; HUGHES, S. A. Types and Functions of Coastal Structures. In: USACE **EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part VI, 2005. Cap. 2.

BURCHARTH, H. F.; HUGHES, S. A. Fundamentals of Design. In: USACE **EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part VI, 2005. Cap. 5.

CIRIA; CUR; CETMEF. **The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering**. 2. ed. Londres: C683, CIRIA, 2007.

GODA, Y. **A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater**. Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering. Copenhagen, Dinamarca: ASCE. 1974. p. 1702-1720.

GODA, Y. **Random Seas and Design of Maritime Structures**. 2. ed. Tokyo, Japão: World Scientific Co., v. 15, 2000.

INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. **Coastal Structures and Breakwaters**. Londres: Thomas Telford, 1992.

JAMES. World's Deepest Breakwater Failed to Stop Tsunami. **Blog Japan Probe**, 2011. Disponível em: <<http://www.japanprobe.com/2011/03/14/worlds-deepest-breakwater-failed-to-stop-tsunami/>>. Acesso em: 15 dez. 2015.

KIMURA, K.; TAKAHASHI, S.; TANIMOTO, K. **Stability of rubble mound foundations of composite breakwaters under oblique wave attack**. Proceedings of 24th International Conference on Coastal Engineering. Kobe, Japão: ASCE. 1994. p. 1227-1240.

PORTS AND HARBOURS BUREAU; MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE, TRANSPORT AND TOURISM OF JAPAN (MLIT); PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE. **Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan**. Tokyo, Japão: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, 2009.

SORENSEN, R.; THOMPSON, E. F. Harbor Hydrodynamics. In: USACE **EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part II, 2008. Cap. 7.

TAKAHASHI, S. **Design of Vertical Breakwaters**. Japão: Port and Harbour Research Institute, 2002. 105 p.

TANIMOTO, K. et al. **An investigation on design wave force formulae of composite-type breakwaters**. Proceedings of 23rd Japanese Conference on Coastal Engineering. 1976. p. 11-16.

TANIMOTO, K.; YAGYU, T.; GODA, Y. **Irregular wave tests for composite breakwater foundations**. Proceedings of 18th International Conference on Coastal Engineering. Cidade do Cabo, África do Sul: ASCE. 1982. p. 2144-2163.

TECHNICAL COMMITTEE CSB/17. Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters. **BS 6349: Maritime Structures**. London: BSi, 1991.

VINCENT, C. L.; DEMIRBILEK, Z.; WEGGEL, J. R. Estimation of Nearshore Waves. In: **USACE EM 1110-2-1100 Coastal Engineering Manual**. Part II, 2002. Cap. 3.

ANEXO A

DADOS OCEANOGRÁFICOS CEDIDOS PELO BNDO