

APÊNDICE III

**MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS CONSTITUINTES
DAS OBRAS DE ABRIGO**

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

A – DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

ÍNDICE

1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS	1
1.1 - Sobre as formulações adoptadas	1
1.2 - Sobre a simbologia	3
2 - ESTIMATIVA DA ALTURA DA ONDA – MÉTODO DE GODA	5
3 - PREDIMENSIONAMENTO DOS MANTOS DE PROTECÇÃO	9
3.1 - Protecção em ENROCAMENTO com duas camadas – estruturas permeáveis não galgáveis	9
3.1.1 - Fórmula de Hudson (1974)	9
3.1.2 - Fórmula de van der Meer (1988)	10
3.2 - Protecção em CUBOS, com duas camadas irregulares – estruturas não galgáveis	11
3.2.1 - Fórmula de Hudson	11
3.2.2 - Fórmula de van der Meer (1988b)	11
3.3 - Cálculo do número de blocos por unidade de área N_r	13
3.4 - Cálculo da espessura do manto r	13
3.5 - Cálculo da dimensão característica do bloco	14
4 - PREDIMENSIONAMENTO DOS MUROS-CORTINA	15
4.1 - Acção da onda	15
4.1.1 - “Impact pressures”	16
4.1.2 - “Pulsating pressures”	19
4.1.3 - Subpressões	20
5 - PREDIMENSIONAMENTO DO MOLHE EM ESTRUTURA MISTA (VERTICAL PROTEGIDA EXTERIORMENTE POR UM TALUDE)	21
5.1 - Método de Goda 1974; Tanimoto et al. 1976, modificado por Takahashi (CEM, 2005)	21
5.1.1 - Cálculo da altura da onda de projecto	21
5.1.2 - Ajustamento do ângulo de incidência da onda - β	21
5.1.3 - Pressão causada pelas cristas	21

1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

1.1 - Sobre as formulações adoptadas

Embora actualmente o domínio do conhecimento da Hidráulica Marítima esteja já bastante avançado, devido à grande complexidade dos fenómenos físicos envolvidos e ao grande número de variáveis em jogo, o grau de incerteza associado aos resultados obtidos pela aplicação de diferentes formulações e modelos matemáticos, é ainda bastante elevado.

Por outro lado, as formulações existentes, foram na generalidade dos casos, obtidas para condições simplistas e cujos domínios de aplicação são restritos, variando estas consideravelmente de autor para autor. Os modelos matemáticos, por seu turno, reflectem apenas uma aproximação da realidade, não tendo sido ainda, em muitos casos, devidamente calibrados.

É por isso, ainda muito frequente, em conferências e seminários, a comunidade científica apresentar trabalhos de investigação que visam validar formulações e modelos numéricos, quer por comparação com outros, quer por comparação com resultados de modelos físicos, que embora também tenham algumas limitações, designadamente as relacionadas com os efeitos de escala, dão resultados mais fiáveis.

Por este motivo, o dimensionamento estrutural e hidráulico das obras de abrigo é feito recorrendo às formulações existentes na bibliografia da especialidade, mas com as devidas reservas, sendo a escolha das mesmas feita em função da experiência do projectista.

Na prática, o que se faz é apenas um predimensionamento, cujos resultados dão ao projectista algumas orientações sobre as características dos elementos estruturais que compõem as obras, bem como do seu comportamento hidráulico, características estas que são posteriormente optimizadas e validadas através de modelação física realizada em laboratórios credenciados.

Assim, nos capítulos seguintes, apresenta-se a descrição de algumas das formulações que existem na extensa e variada bibliografia da especialidade, bem como os resultados obtidos com a sua aplicação.

De referir também que a geometria adoptada para as várias secções das estruturas de abrigo apresentadas nos desenhos, resulta da combinação de vários factores, designadamente:

- Cálculo do peso dos blocos e espessura dos mantos e submantos;
- Critérios de segurança adoptados em função do conhecimento que se dispõe das condições naturais (hidrografia, condições de agitação, etc.);
- Adaptação dos valores calculados às geometrias dos blocos artificiais mais comuns e/ou às gamas dos enrocamentos;
- Disponibilidade de enrocamento em quantidade e peso;
- Transição entre perfis adjacentes;
- Estabelecimento de cotas de trabalho;
- Homogeneização das cotas de coroamento da estrutura;
- Processos construtivos;
- Outras,

podendo, por isso, as características geométricas dos elementos desenhados (espessura de mantos e submantos, larguras e cotas estabelecidas e o peso dos blocos adoptados), não coincidir exactamente com os valores de calculados.

De fazer notar ainda que, na fase de Estudo Prévio, normalmente nos desenhos não se indicam os pesos dos materiais constituintes dos mantos e submantos, mas tão só as características relativas ao tipo (enrocamento e/ou tipo de blocos artificiais), embora neste caso, por se tratar de um trabalho académico e para facilidade de compreensão, se tenha incluído essa informação.

Nos capítulos seguintes apresenta-se a descrição dos métodos de cálculo utilizados no predimensionamento das estruturas, nomeadamente:

- Altura da onda de projecto;
- Peso dos blocos que constituem os mantos de protecção e submantos;
- Estabilidade dos muros-cortina;
- Estabilidade global do molhe em estrutura mista.

Apenas não se apresenta o método de cálculo para avaliação dos galgamentos pelo facto de a generalidade das estruturas serem assumidamente galgáveis, dado que não dispõem

de infra-estruturas no seu intradorso (contra-molhes das soluções 1, 2 e 3 e prolongamento do molhe das soluções 1 e 3).

Somente um pequeno troço do contra-molhe da Solução 3, junto ao enraizamento e o prolongamento do molhe actual da Solução 2, devem ter os seus galgamentos limitados ao mínimo, mas as particularidades das suas estruturas (inclinações dos taludes) e zonas de implantação (zonas de rebentação ou zonas de sombra de obras de abrigo preexistentes) condicionam o uso das formulações disponíveis, razão pela qual se dispensa a sua avaliação, pois a mesma poderia conduzir a resultados irrealistas e enganadores. A avaliação dos galgamentos não deixará, no entanto, de ser feita, aquando da realização dos ensaios em modelo físico reduzido, processo cujos resultados são mais fidedignos.

1.2 - Sobre a simbologia

Atendendo à variada origem da bibliografia usada neste tipo de trabalhos, opta-se por não adoptar uma simbologia única.

Assim, na descrição dos vários métodos de cálculo mantém-se a simbologia original constante da referência bibliográfica considerada em cada caso.

Por este motivo, é frequente o uso de diferentes símbolos para a mesma grandeza. Alguns dos símbolos podem ter mais de um significado e devem ser distinguidos em função do contexto em que se inserem.

Os parâmetros geométricos devem ser entendidos em função da posição que ocupam na figura respectiva.

2 - ESTIMATIVA DA ALTURA DA ONDA – MÉTODO DE GODA

A estimativa da altura da onda limitada pelos fundos foi efectuada recorrendo a três métodos distintos:

- Goda (Takahashi, 1996);
- CERC - Estimating Nearshore Significant Wave Height, 1980;
- Weggel, 1972.

tendo-se obtido resultados aproximadamente coincidentes.

Seguidamente, apresenta-se apenas a descrição do método de Goda ⁽¹⁾ e no capítulo seguinte os respectivos resultados, por terem sido estes os seleccionados para efeito do predimensionamento dos elementos estruturais.

Goda recomenda o cálculo do empolamento da onda através da teoria da onda de amplitude finita desenvolvida por Shuto (1974).

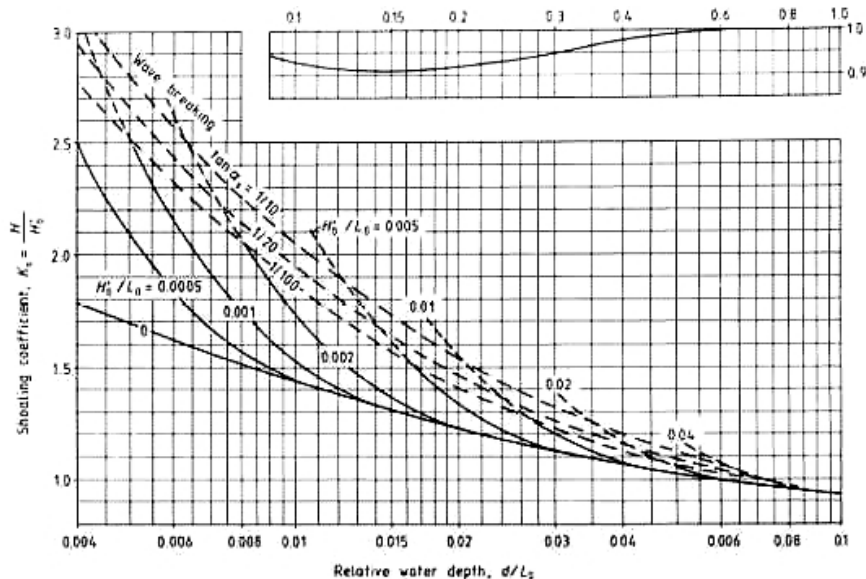


Fig. 2.1 – Diagrama do coeficiente de empolamento não linear K_s (Goda, 1985).

⁽¹⁾ - Não se apresentam os restantes métodos, para não tornar este trabalho muito exaustivo e por não ser objectivo deste trabalho fazer a análise comparativa das várias formulações existentes.

As fórmulas empíricas que são sugeridas para o cálculo da altura da onda em zonas de rebentação, são as seguintes (Takahashi, 1996):

$$H_{1/3} = K_s H'_0 \quad h/L_0 \geq 0.2 \quad (2.1)$$

$$H_{1/3} = \min ((\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{\max} H'_0, K_s H'_0) \quad h/L_0 < 0.2 \quad (2.2)$$

$$H_{\max} = H_D = 1.8 H_{1/3} \quad h/L_0 \geq 0.2 \quad (2.3)$$

$$H_{\max} = \min ((\beta^*_0 H'_0 + \beta^*_1 h), \beta^*_{\max} H'_0, 1.8 H_{1/3}) \quad h/L_0 < 0.2 \quad (2.4)$$

Em que:

$H_{1/3} = H_s$ = altura de onda significativa;

H_D = altura da onda de projecto;

H_{\max} = máxima altura de onda;

H'_0 = ou H_{s0} = altura de onda ao largo sem o efeito da refacção;

h – profundidade correspondente a uma distância da estrutura de $5 \cdot H_s$;

k_s – coeficiente de empolamento determinado através do ábaco da figura 2.1.

Os coeficientes β são calculados pelas seguintes fórmulas:

$$\beta_0 = 0.028 (H'_0/L_0)^{-0.38} \exp(20 \tan^{1.5} \theta) \quad (2.5)$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp(4.2 \tan \theta) \quad (2.6)$$

$$\beta_{\max} = \max (0.92; 0.32 (H'_0/L_0)^{-0.29} \exp(2.4 \tan \theta)) \quad (2.7)$$

$$\beta^*_0 = 0.052 (H'_0/L_0)^{-0.38} \exp(20 \tan^{1.5} \theta) \quad (2.8)$$

$$\beta^*_1 = 0.63 \exp(3.8 \tan \theta) \quad (2.9)$$

$$\beta^*_{\max} = \max (1.65; 0.53 (H'_0/L_0)^{-0.29} \exp(2.4 \tan \theta)) \quad (2.10)$$

Em que:

L_0 – comprimento de onda ao largo;

θ – inclinação do fundo.

Consoante o tipo ou a parte de estrutura (manto de protecção em taludes, quebra-mar vertical ou muro-cortina) e a formulação usada, a altura da onda de projecto a considerar pode ser H_s ; $H_{1/250}$ ou $H_{1/10}$ ou outras.

Como em zonas em que as profundidades limitam a altura da onda não se aplica a distribuição de Rayleigh, adoptou-se para determinação de $H_{1/10}$ a expressão proposta no CEM 2005.

$$H_{1/10} = \frac{1.859H_{1/3}}{\left(1 + \frac{H_{1/3}}{h}\right)^{1/2}} \quad (2.11)$$

Como, na generalidade dos casos, o valor de $H_{1/10}$ calculado por esta expressão conduziu a valores superiores a $H_{1/250}$ calculados pelo método de Goda, resultados estes que não são consistentes, nas formulações em que intervêm $H_{1/10}$, adoptou-se como onda de projecto $H_{1/250}$.

3 - PREDIMENSIONAMENTO DOS MANTOS DE PROTECÇÃO

Relativamente ao predimensionamento dos mantos de protecção, faz-se notar que, apesar de existirem um variado número de fórmulas de cálculo, nem todas podem ser usadas para o dimensionamento de mantos de protecção de estruturas implantadas na zona de rebentação.

Neste caso adoptaram-se as fórmulas de cálculo de Hudson e van der Meer de acordo com os métodos propostos no CEM – Coastal Engineering Manual. Neste predimensionamento tiveram-se também em conta (Pita C., 1995), (Taveira P. e Neves A., 2003), Afonso C., et al., 2007) e (Neves M. G., et al., 2003).

3.1 - Protecção em ENROCAMENTO com duas camadas – estruturas permeáveis não galgáveis

3.1.1 - Fórmula de Hudson (1974)

Ondas irregulares incidindo perpendicularmente à estrutura

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{ou} \quad M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot \alpha} \quad (3.1)$$

em que:

- H Altura de onda característica (H_s ou $H_{1/10}$)
- D_{n50} Diâmetro médio equivalente do enrocamento ou diâmetro nominal
- M_{50} Peso médio do enrocamento, $M_{50} = \rho_s D_{n50}^3$
- ρ_s Peso volúmico do enrocamento
- ρ_w Peso volúmico da água
- Δ Densidade relativa (ρ_s / ρ_w) - 1
- α Ângulo/inclinação do talude
- K_D Coeficiente de estabilidade

Na tabela VI-5-22 do CEM (2005) são indicados valores de K_D em função da percentagem de estragos admitida, do tipo de colocação (mais ou menor irregular), da zona da estrutura (tronco ou cabeça) e das características da onda (a rebentar ou não).

3.1.2 - Fórmula de van der Meer (1988)

Ondas irregulares incidindo perpendicularmente à estrutura

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{Rebentação mergulhante: } \xi_m < \xi_{mc} \quad (3.2)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \cdot S^{0.2} P^{0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad \text{Rebentação oscilatória: } \xi_m > \xi_{mc} \quad (3.3)$$

$$\xi_m = s_m^{-0.5} \tan \alpha \quad (3.4) \quad \xi_{mc} = (6.2 P^{0.31} (\tan \alpha)^{0.5})^{1/(P+0.5)} \quad (3.5)$$

Em que:

H_s	Altura de onda significativa em frente do quebra-mar
D_{n50}	Diâmetro médio equivalente do enrocamento
ρ_s	Peso volúmico do enrocamento
ρ_w	Peso volúmico da água
Δ	Densidade relativa (ρ_s / ρ_w) - 1
S	Área erodida relativa
P	Permeabilidade teórica
N_z	Número de ondas
α	Ângulo/inclinação do talude
s_m	Declividade da onda, $s_m = H_s/L_{om}$
L_{om}	Comprimento de onda ao largo correspondente ao período médio da onda (igual a $gT^2/2\pi$)
ξ_m	Número de Iribarren
ξ_{mc}	Número de Iribarren crítico

Validade:

- 1) As equações são válidas para ondas não limitadas pelos fundos. Para ondas limitadas pelos fundos H_s deverá ser substituída por $H_{2\%}/1.4$.
- 2) Para $\cot \alpha \geq 4.0$ apenas se deve usar a primeira equação.
- 3) $N_z \leq 7,500$ valor a partir do qual o equilíbrio dos estragos é mais ou menos atingido
- 4) $0.1 \leq P \leq 0.6$, $0.005 \leq s_m \leq 0.06$, $2.0 \text{ t/m}^3 \leq \rho \leq 3.1 \text{ t/m}^3$

Quadro 1 – Valores de S recomendáveis para mantos resistentes constituídos por duas camadas de enrocamento, van der Meer, 1988

Inclinação do talude	Estragos iniciais	Estragos intermédios	Ruína
1:1,5	2	3 - 5	8
1:2	2	4 - 6	8
1:3	2	6 - 9	12
1:4 a 1:6	3	8 - 12	17

Na tabela VI-5-21 e figura VI-5-11 do CEM (2005) são indicados valores de S e P, respectivamente.

3.2 - Protecção em CUBOS, com duas camadas irregulares – estruturas não galgáveis

3.2.1 - Fórmula de Hudson

Fórmula igual à indicada em 3.1.1. Os valores de K_D diferem consoante a referência bibliográfica consultada, tendo-se adoptado no presente trabalhos os sugeridos por Pita C., 1985.

3.2.2 - Fórmula de van der Meer (1988b)

Ondas irregulares incidindo perpendicularmente à estrutura

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7 N_{od}^{0.4} / N_z^{0.3} + 1.0) S_{om}^{-0.1} \quad (3.6)$$

em que:

H_s Altura de onda significativa em frente ao quebra-mar

ρ_s	Peso volúmico do enrocamento
ρ_w	Peso volúmico da água
Δ	Densidade relativa (ρ_s / ρ_w) - 1
D_n	Aresta do Cubo
N_{od}	Numero de unidades deslocadas da camada de protecção numa camada de espessura D_n
N_z	Number of waves
s_{om}	Declividade da onda, $s_{om} = H_s/L_{om}$

Válida para: Ondas irregulares não limitadas pelos fundos, incidindo perpendicularmente à estrutura.

Duas camadas de cubos colocados aleatoriamente;

Inclinação do talude de 1:1.5.

Número de Iribarren compreendido entre $3 < \xi_m < 6$;

Incerteza da fórmula correspondente a um coeficiente de variação aproximada de 0,10

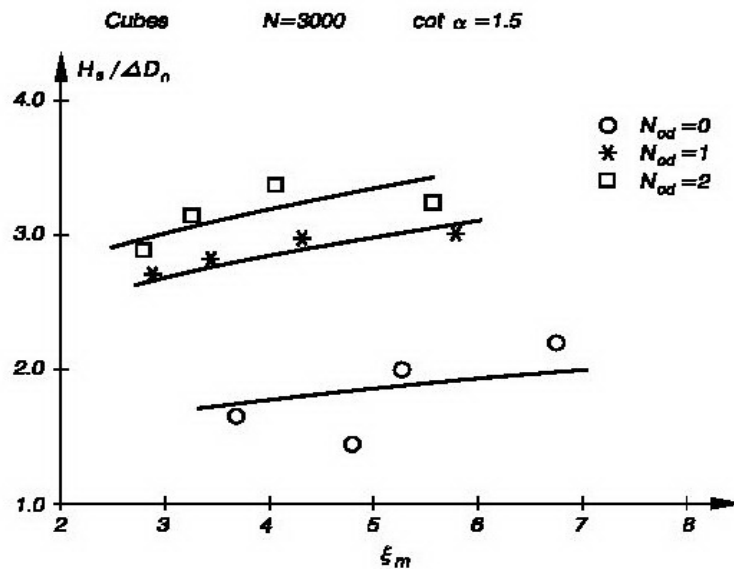


Fig. 3.1 – Diagrama N_z .

Para cubos colocados aleatoriamente em duas camadas, em taludes compreendidos entre $1.5 \leq \cot \alpha \leq 2.0$ e ondas irregulares não limitadas pelos fundos, Brorsen, Burcharth, and Larsen recomendam os seguintes valores de N_s e K_D .

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE
MEMÓRIA DE CÁLCULO

Nível de estragos	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$	K_D	
		Talude 1 : 1.5	Talude 1 : 2
Estragos iniciais, D = 0%	1.8 - 2.0	3.9 - 5.3	2.9 - 4.0
Estragos intermédios D = 4%	2.3 - 2.6	8.1 - 12	6.1 - 8.8

Como o uso desta fórmula está condicionada a ondas não limitadas pelos fundos, esta foi aplicada apenas ao dimensionamento da cabeça do contra-molhe da Solução Alternativa 1.

3.3 - Cálculo do número de blocos por unidade de área N_r

O cálculo do número de blocos por unidade de área é efectuado através da seguinte expressão:

$$N_r = n k_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) * \left(\frac{\gamma_r}{W_r} \right)^{2/3} \quad (3.7)$$

n - número de camadas;

k_{Δ} - Coeficiente de forma;

P - Porosidade;

γ_r - Peso volúmico do material (kN/m^3);

W_r - Peso do bloco (kN);

r - Espessura do manto(m).

3.4 - Cálculo da espessura do manto r

$$r = n \text{ ea} \quad (3.8)$$

ea - Dimensão característica do bloco (m)

n – número de camadas

3.5 - Cálculo da dimensão característica do bloco

$$e_a = k_{\Delta} \left(\frac{Wr}{\gamma r} \right)^{1/3} \quad (3.9)$$

Na tabela VI-5-51 do CEM (2005) são indicados valores de P e k_{Δ} para cada tipo de bloco.

4 - PREDIMENSIONAMENTO DOS MUROS-CORTINA

Para o predimensionamento dos muros-cortina adoptou-se o método proposto no PROVERBS – Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, 2001 e no The Rock Manual, 2007.

4.1 - Acção da onda

A altura de onda a considerar é a altura de onda significativa (H_s) junto ao pé do quebra-mar, o período de pico (T_p).

Para métodos de dimensionamento usando apenas uma onda, deve ser efectuado o cálculo da altura de onda H_c , sendo recomendando que seja $H_c = H_{99.8\%}$. Caso $H_{99.8\%}$ não possa ser determinada, é aceitável considerar $H_c \cong 1.8 H_s$. Para condições em que as ondas possam ser limitadas pelos fundos, deve-se verificar se H_c é compatível com as profundidades locais.

Deve-se também verificar se as ondas não causam uma pressão de impacto sobre o muro cortina. Neste método apenas se pode considerar rebentação de fundo (surging), e a collapsing⁽²⁾ ou ondas já rebentadas. O critério para decidir se o método pode ser aplicado é a ocorrência de pressão de impacto.

Uma vez conhecida a altura (H_c) e o período (T_p) da onda, o impacto não ocorre caso se verifique um dos seguintes casos:

- 1) Se a onda rebenta antes de atingir o pé do talude do quebra-mar;
- 2) Se $Ir > 3$, a onda rebenta sobre o talude do quebra-mar como uma onda do tipo “collapsing” ou “surging”, em que:

- $Ir = \tan \alpha / S_c^{0.5}$;
- $S_c = H_c / L_p$;
- L_p é o período de pico ao largo;
- e α é o ângulo do talude do quebra-mar.

⁽²⁾ - Sem tradução em português, (Oliveira M., 1986).

- 3) Se a onda rebenta sobre o muro-cortina, mas não causa pressão de impacto. A Fig. 4.1 identifica as regiões de impacto e de não impacto em função da largura relativa (B_b/H_c) e da altura relativa da berma (A_c/H_c), em que B_b é a largura da berma e A_c é a altura acima do nível da água.

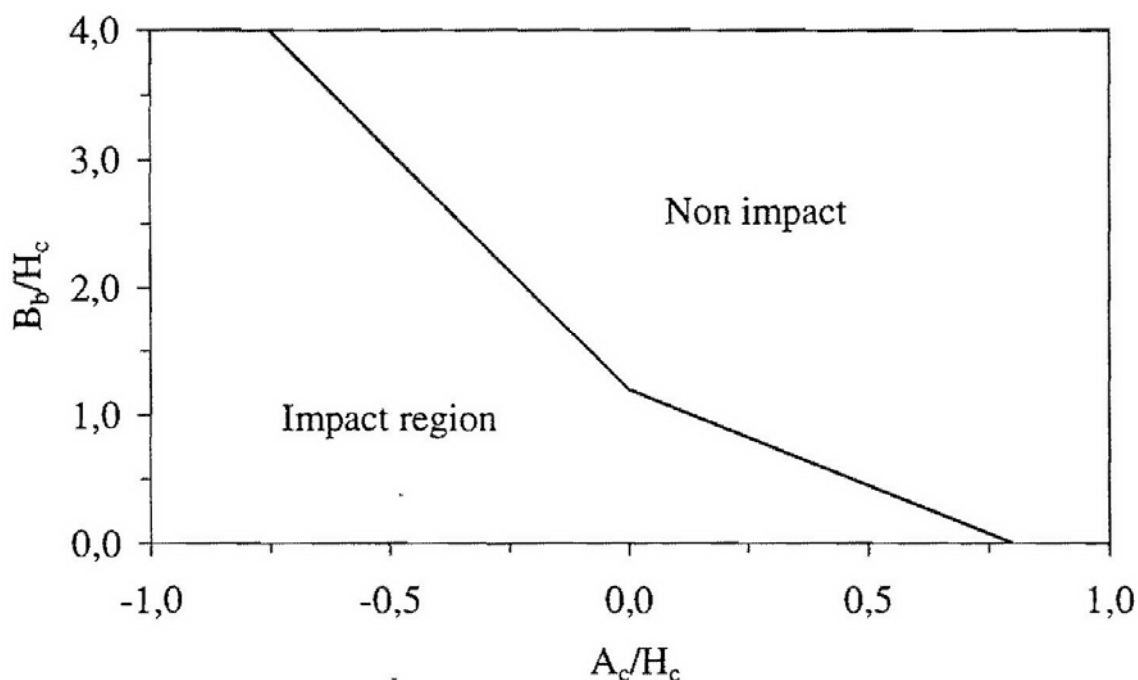


Fig. 4.1 – Definição das regiões de impacto e de não impacto (empírico) (PROVERS,2001).

O método de cálculo consiste em estimar a “impact force” e a “pulsating force”⁽³⁾ e seleccionar como acção de dimensionamento a que conduz a menores coeficientes de segurança.

Na Fig. 4.2 ilustra-se de forma simplificada a distribuição de pressões correspondente aos dois tipos de acções.

4.1.1 - “Impact pressures”

Para esta condição de carga a distribuição de pressões é determinada por P_{so} e C_{w2} . Acima da extensão do muro-cortina não protegida pela camada de protecção (acima de A_c) a pressão é dada por:

⁽³⁾ - Como não se conhece em rigor a tradução destas duas acções, opta-se por manter a sua designação em inglês. No entanto, admite-se que a “impact pressures” corresponda a pressões de impacto ou impulsivas e a “pulsating pressures” corresponda pressões flutuantes ou reflectidas.

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE
MEMÓRIA DE CÁLCULO

$$P_i(z) = P_{so} = C_{w1} \rho_w g S_o \quad \text{com} \quad A_c + S_o > z > A_c \quad (4.1)$$

$$C_{w1} = 2.9 \left[(R_u / H_c) \cos \alpha \right]^2 \quad (4.2)$$

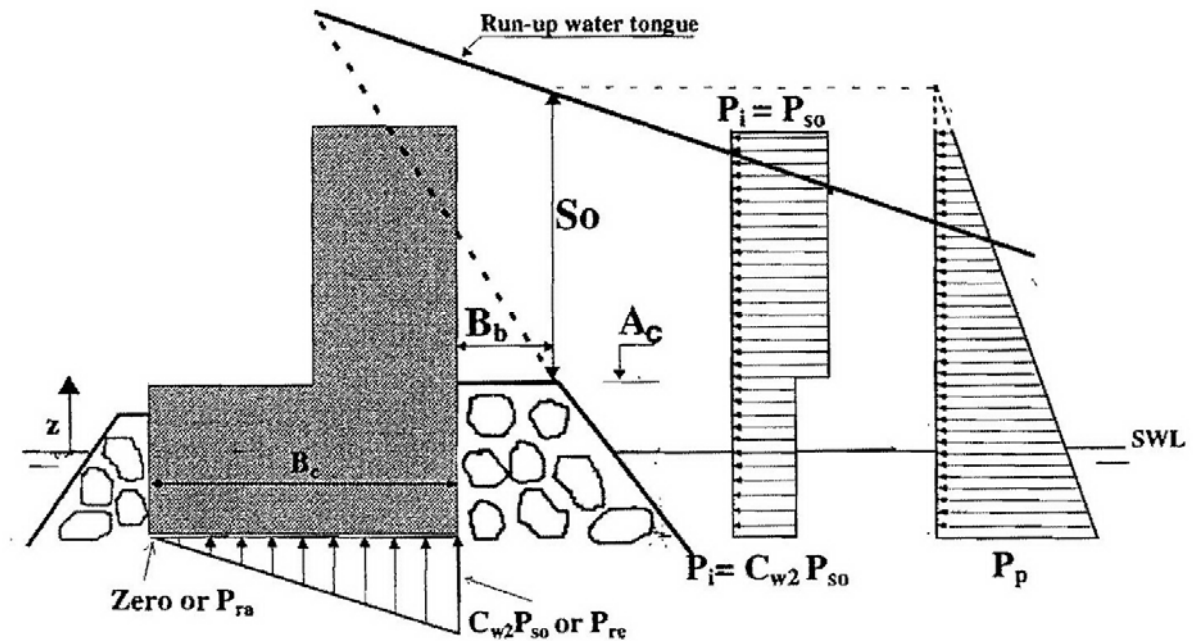


Fig. 4.2 – Distribuição de pressões, “impact” e “pulsating” (PROVERS,2001).

$$S_o = H_c (1 - A_c / R_u) \quad (4.3)$$

Em que:

- z é a coordenada vertical relativa ao nível da água de dimensionamento (ex: PMAV + sobrelevação meteorológica), tomando valores positivos acima deste nível e negativos abaixo.
- R_u é a altura de espraimento para um talude infinito;
- A_c é a cota de coroamento da berma de protecção acima do nível de água;
- ρ_w é a densidade da água;
- g é a aceleração gravítica.

Para calcular R_u , Losada & Giménez-Curto (1981), baseando-se em trabalho experimental utilizando ondas monocromáticas e incidência normal, propuseram a seguinte expressão, admitindo que se trata de um talude infinito:

$$R_u / H_c = A_u [1 - \exp(-B_u I_r)] \quad (4.4)$$

Em que:

A_u e B_u são coeficientes experimentais, que dependem do tipo de bloco e do número de Iribarren, coeficientes que podem ser obtidos através da Figura 4.3.

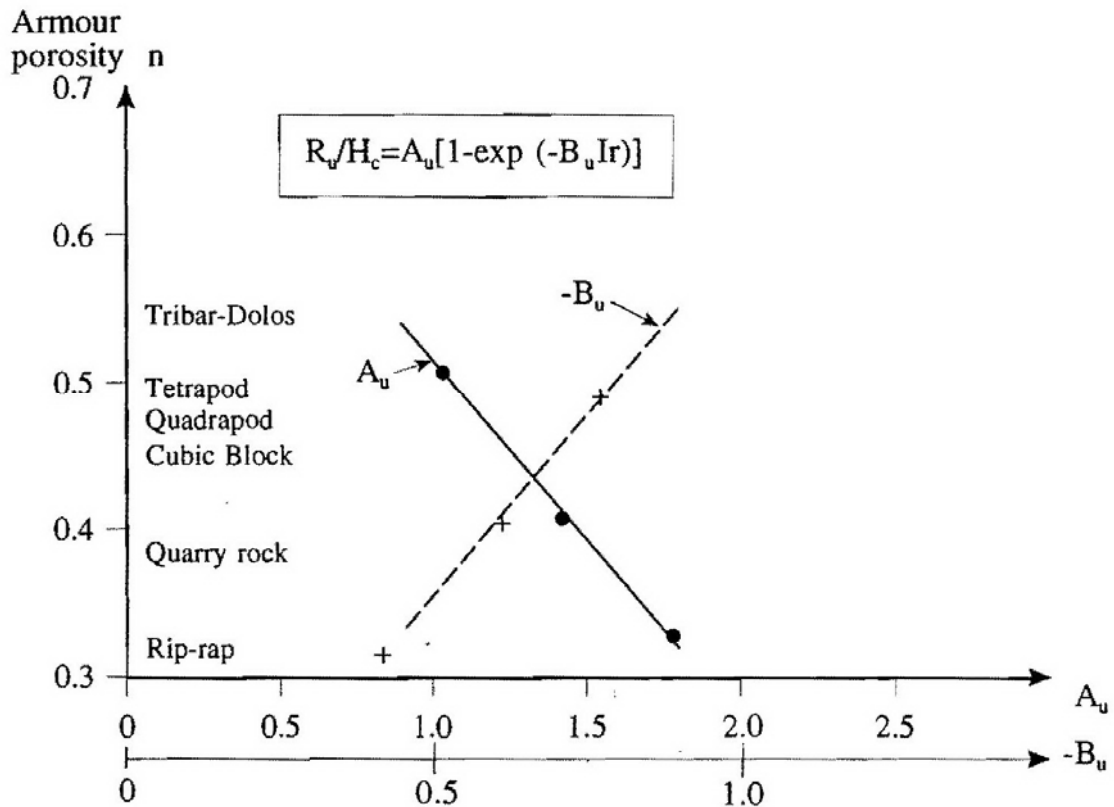


Fig. 4.3 – Parâmetros de espraçamento A_u e B_u (PROVERS,2001).

Na extensão do muro-cortina na zona protegida pela berma do manto de protecção, a distribuição de pressão é dada por:

$$P_i(z) = C_{w2} P_{so} = C_{w1} C_{w2} \rho_w g S_o \quad \text{com} \quad w_f < z < A_c \quad (4.5)$$

Em que:

- w_f é a cota de fundação do muro-cortina (acima do nível da água)
- C_{w2} é um parâmetro empírico adimensional calculado para $0.03 < H_c/L_{pd} < 0.075$, e dado por:

$$C_{w2} = 0.8 \exp(-10.9 B_v/L_{pd}) \quad (4.6)$$

Em que:

- B_b é a largura do coroamento da berma de protecção;
- L_{pd} é o comprimento de onda local correspondente ao período de pico.

4.1.2 - “Pulsating pressures”

Neste caso a distribuição de pressão é determinada através da seguinte expressão:

$$P_p(z) = C_{w3} \rho_w g (S_o + A_c - z) \quad (4.7)$$

Em que:

C_{w3} é um parâmetro adimensional avaliado empiricamente com base em resultados de testes efectuados com ondas monocromáticas, podendo ser obtido através da seguinte expressão:

$$C_{w3} = a \exp(Co) \quad (4.8)$$

$$Co = c (H_c / L_{pd} - b)^2 \text{ com } (0.03 < H_c / L_{pd} < 0.075) \quad (4.9)$$

Tabela 4.1. Coeficientes para as equações 3.8 e 3.9 (PROVERS,2001).

B_b/D_{n50}	a	b	c
1	0.45	0.068	259
2	0.36	0.069	357
3	0.30	0.073	383

Em que D_{n50} é a dimensão equivalente dos blocos que formam a berma.

4.1.3 - Subpressões

Para o cálculo das subpressões são adoptados os seguintes valores:

- Extradorso (lado do mar):
 - ◆ Pressão de impacto = $C_{w2} P_{s0}$
 - ◆ Pressão pulsating = $P_p (z = w_f) = P_{re}$
- Intradorso (lado de interior)
 - ◆ Pressão de impacto negligenciável, $P_{ra} = 0$
 - ◆ Pressão de pulsating = P_{ra} , obtida através da Fig. 4.4.

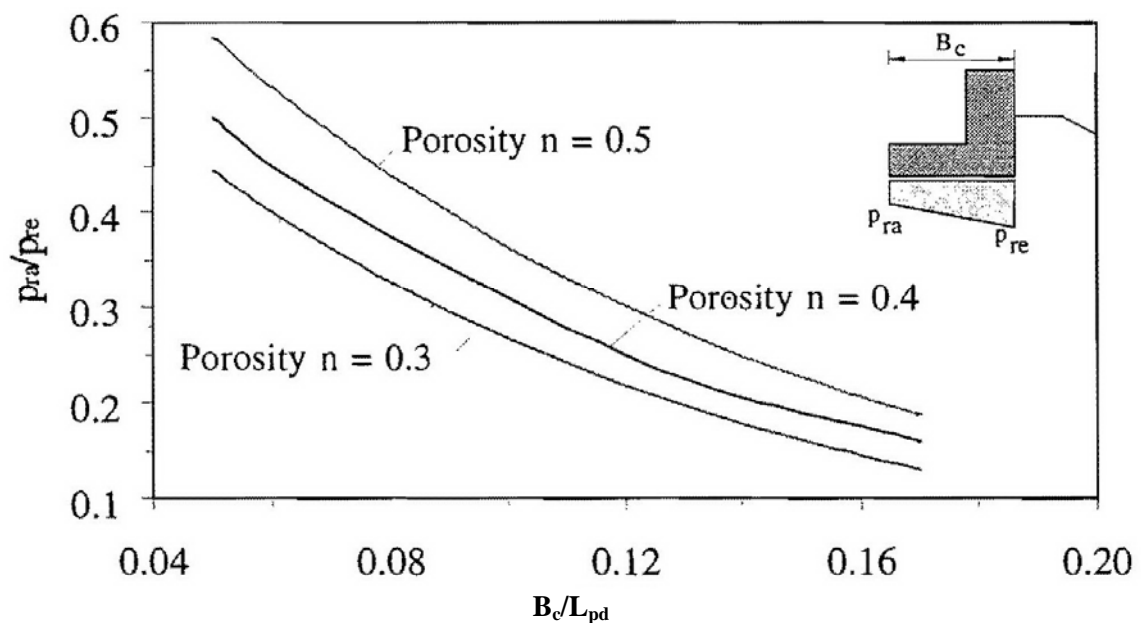


Fig. 4.4 – Pressões relativas na base do muro-cortina (PROVERS, 2001).

Em que B_c é a largura da fundação do muro-cortina e a porosidade seleccionada representa a porosidade do material sobre o qual assenta o muro-cortina.

5 - PREDIMENSIONAMENTO DO MOLHE EM ESTRUTURA MISTA (VERTICAL PROTEGIDA EXTERIORMENTE POR UM TALUDE)

5.1 - Método de Goda 1974; Tanimoto et al. 1976, modificado por Takahashi (CEM, 2005)

5.1.1 - Cálculo da altura da onda de projecto

A altura da onda de projecto H_D fora da zona de rebentação é assumida como sendo $H_D = H_{\max} = H_{1/250} = 1.8H_{1/3}$. Dentro da zona de rebentação toma-se o máximo valor de $H_D = H_b$ para uma profundidade h_b a uma distância de $5 \cdot H_{1/3}$ (conforme indicado em 2). Com o uso de h_b em vez de h a altura da onda de projecto aumenta, especialmente quando o fundo é inclinado, o que indirectamente introduz o efeito da inclinação do fundo.

5.1.2 - Ajustamento do ângulo de incidência da onda - β

É do conhecimento geral que ondas com incidência oblíqua às estruturas causam menores impactos do que as ondas com incidência normal, especialmente quando as ondas estão em processo de rebentação. Como é muito difícil determinar o ângulo de incidência de uma onda, a prática japonesa aconselha a rodar a onda apenas 15° .

5.1.3 - Pressão causada pelas cristas

Goda assume que a distribuição da pressão causada pelas cristas tem forma trapezoidal, conforme esquematizado na Fig. 5.1.

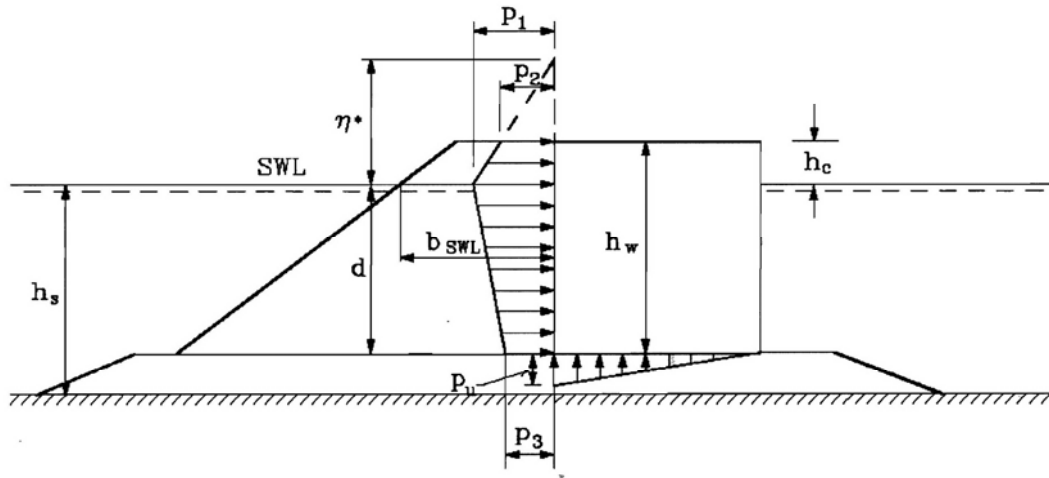


Fig. 5.1 – Distribuição da pressão (CEM, 2005).

A pressão tem maior intensidade junto ao nível da água e decresce linearmente acima e abaixo deste nível. A intensidade da pressão é calculada pelas seguintes expressões:

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H_D \quad (5.1)$$

$$\begin{cases} p_2 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 \text{ para } \eta^* > h_c & \text{ou} \\ p_2 = 0 \text{ para } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (5.2)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5.3)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \cos^2 \beta) \rho g H_D \quad (5.4)$$

Em que:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h_s / L}{\sinh(4\pi h_s / L)} \right]^2 \quad (5.5)$$

α_2 é o mínimo dos seguintes valores:

$$\text{ou } \left\{ \begin{array}{l} \alpha_2 = \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2 \\ \alpha_2 = \frac{2d}{H_D} \end{array} \right. \quad (5.6)$$

Finalmente α_3 é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w h_c}{h_s} \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s / L)} \right) \quad (5.8)$$

Na expressão 5.6 h_b representa a profundidade da água a uma distância da estrutura de $5 \cdot H_{1/3}$.

A influência da profundidade relativa é traduzida pelo coeficiente α_1 . Este coeficiente toma o valor mínimo de 0.6 para ondas em águas muito profundas e o valor máximo de 1.1 para ondas em águas pouco profundas. O coeficiente α_2 foi introduzido para expressar o aumento da intensidade da pressão da onda na presença de um prisma de fundação. O coeficiente α_3 deriva da relação linear da distribuição da pressão. O valor da pressão determinado pelas expressões anteriores não se altera mesmo que haja galgamento devido a uma cota de coroamento baixa do quebra-mar. A cota até à qual a pressão da onda é exercida é assumida como sendo determinada pela seguinte expressão:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (5.9)$$

O efeito do ângulo de incidência da onda na pressão, está incorporado nos parâmetros η^* e p_1 através do factor multiplicativo $0.5(1 + \cos \beta)$ e na modificação do termo α_2 e p_1 com o factor $\cos^2 \beta$.

Em que:

L – é o comprimento de onda a uma profundidade h_b correspondente a um período significativo $T_s = 1.1 T_m$, em que T_m é o período médio da onda.

λ_1 , λ_2 e λ_3 – são os factores de modificação da forma calculados em função do tipo de estrutura. Para estruturas verticais assumem o valor de 1. Para estruturas mistas os coeficientes de modificação da forma são determinados pelas seguintes expressões (Takahashi, Tanimoto and Shimosako 1990):

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = \lambda_3 = 1 \text{ se } H_D / h_s < 0,3 \quad \text{ou} \\ 1,2 - 0,67(H_D / h_s) \text{ se } 0,3 \leq H_D / h_s \leq 0,6 \quad \text{ou} \\ 0,8 \text{ se } H_D / h_s > 0,6 \\ \lambda_2 = 0 \end{array} \right. \quad (5.10)$$

Estas expressões aplicam-se apenas a prismas de protecção em blocos cuja berma apresente uma largura mínima equivalente a dois blocos e talude inclinação a 1:1.5 (V/H).

Os coeficientes de segurança recomendados variam consoante as publicações, sendo recomendado pelos autores do método 1,2, tanto para o derrube como para o deslize, (Takahashi, 1996).

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

B – RESULTADOS DOS CÁLCULOS

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

ESTIMATIVA DA ALTURA DA ONDA – MÉTODO DE GODA

Cálculo da altura da onda pelo método de Goda

Quadro 1 - Estimativa do coeficiente de empolamento K_s para diferentes profundidades

Batimétrica	Maré PMAV	Sobreelevação S	Profundidade h	T_p (s)	L_o (m)	h/L_o	L	k	kh	$K_s=H/H'o$
11	1,7	0,8	13,5	12	225	0,06011	134,89	0,047	0,629	1,0046
10	1,7	0,8	12,5	12	225	0,05565	130,21	0,048	0,603	1,0169
9	1,7	0,8	11,5	12	225	0,05120	125,26	0,050	0,577	1,0309
8	1,7	0,8	10,5	12	225	0,04675	120,02	0,052	0,550	1,0469
7	1,7	0,8	9,5	12	225	0,04230	114,45	0,055	0,522	1,0655
6	1,7	0,8	8,5	12	225	0,03785	108,51	0,058	0,492	1,0873
5	1,7	0,8	7,5	12	225	0,03339	102,13	0,062	0,461	1,1133
4	1,7	0,8	6,5	12	225	0,02894	95,25	0,066	0,429	1,1448
3	1,7	0,8	5,5	12	225	0,02449	87,75	0,072	0,394	1,1842
2	1,7	0,8	4,5	12	225	0,02004	79,48	0,079	0,356	1,2349
1	1,7	0,8	3,5	12	225	0,01558	70,17	0,090	0,313	1,3040
0	1,7	0,8	2,5	12	225	0,01113	59,35	0,106	0,265	1,4063

QUADRO 8 - RESUMO
Cálculo de Hs e H1/250 pelo método de Goda

Batimétrica mZH	H _s (m) *	H _s (m) **	H _s (m) ***	H _{1/250} (m) *	H _{1/250} (m) **	H _{1/250} (m) ***
	(Goda)	(Goda)	(Goda)	(Goda)	(Goda)	(Goda)
-11,0	9,5	9,4	8,3	12,1	11,9	11,8
-10,0	8,9	8,8	8,3	11,3	11,2	11,0
-9,0	8,2	8,2	8,1	10,6	10,5	10,3
-8,0	7,6	7,5	7,5	9,9	9,7	9,6
-7,0	7,0	6,9	6,8	9,1	9,0	8,8
-6,0	6,4	6,3	6,2	8,4	8,3	8,1
-5,0	5,8	5,7	5,6	7,7	7,5	7,4
-4,0	5,2	5,1	5,0	6,9	6,8	6,6
-3,0	4,6	4,5	4,4	6,2	6,0	5,9
-2,0	3,9	3,9	3,8	5,5	5,3	5,2
-1,0	3,3	3,2	3,2	4,7	4,6	4,4

* Cálculo com base nos dados do ponto ao largo, H_{so}= 11,5m, Kr=1 e Tp=12, H₀ (50 anos)

** Cálculo com base nos dados do ponto Q0, H_{so}=10,2m, Kr=1 e Tp=12, H₀ (50 anos)

*** Cálculo com base nos dados do ponto Q1, H_{so}=9,0m, Kr=1 e Tp=12, H₀ (50 anos)

QUADRO 9 - RESUMO

Cálculo de H_{1/10} na zona de rebentação - método proposto no CEM

Batimétrica mZH	H _s (m) *	H _s (m) **	H _s (m) ***	H _{1/10} (m) *	H _{1/10} (m) **	H _{1/10} (m) ***
	(Goda)	(Goda)	(Goda)	(Goda)	(Goda)	(Goda)
-11,0	9,5	9,4	8,3	13,5	13,4	12,1
-10,0	8,9	8,8	8,3	12,6	12,5	11,9
-9,0	8,2	8,2	8,1	11,7	11,6	11,5
-8,0	7,6	7,5	7,5	10,8	10,7	10,6
-7,0	7,0	6,9	6,8	9,9	9,8	9,7
-6,0	6,4	6,3	6,2	9,0	8,9	8,8
-5,0	5,8	5,7	5,6	8,1	8,0	7,9
-4,0	5,2	5,1	5,0	7,2	7,1	7,0
-3,0	4,6	4,5	4,4	6,3	6,2	6,1
-2,0	3,9	3,9	3,8	5,3	5,3	5,2
-1,0	3,3	3,2	3,2	4,4	4,3	4,3

* Cálculo com base nos dados do ponto ao largo, H_{so}= 11,5m, K_r=1 e T_p=12, H₀ (50 anos)

** Cálculo com base nos dados do ponto Q0, H_{so}=10,2m, K_r=1 e T_p=12, H₀ (50 anos)

*** Cálculo com base nos dados do ponto Q1, H_{so}=9,0m, K_r=1 e T_p=12, H₀ (50 anos)

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

PREDIMENSIONAMENTO DOS MANTOS DE PROTECÇÃO E SUBMANTOS

QUADRO 12 - DIMENSIONAMENTO DOS SUBMANTOS DE PROTECÇÃO DO CONTRA-MOLHE
CÁLCULO DA ESPESSURA DOS SUBMANTOS E DO NÚMERO DE BLOCOS POR UNIDADE DE ÁREA
SOLUÇÃO 1

Zona	Peso	Número de camadas n	Peso especif. do material Wr(kN/m ³)	Peso de cada bloco da subm. W(kN)	0.75W kN	1.25W kN	Gama kN	Espessura da camada r(m)	Porosidade média P(%)	Densidade de blocos Nrun/100m ²
Corte A-A	W/10	2	26	80,00	60,00	100,00	60	2,99	37	62
							90			
	W/20	2	26	40,00	30,00	50,00	30	2,52	37	87
							60			
Corte B-B	W/10	2	26	60,00	45,00	75,00	60	2,99	37	62
							90			
	W/20	2	26	30,00	22,50	37,50	20	2,20	37	115
							40			
Corte C-C	W/10	2	26	50,00	37,50	62,50	30	2,52	37	87
							60			
	W/20	2	26	25,00	18,75	31,25	20	2,20	37	115
							40			
Corte D-D	W/20	2	26	15,00	11,25	18,75	10	1,92	37	150
							30			
Corte E-E	W/20	2	26	7,50	5,63	9,38	5	1,39	37	289
							10			

Nota:

O peso da subcamada deve variar entre 1/10 e 1/20 e deve ser o mais porosa possível para dissipar mais energia

**QUADRO 13 - DIMENSIONAMENTO DO MANTO DE PROTECÇÃO DO CONTRA-MOLH
FÓRMULA DE HUDSON, MÉTODO PROPOSTO POR PITA
SOLUÇÃO 2**

Perfil	Peso especif. do bloco γ_r (kN/m ³)	Peso especif. da água γ_a (kN/m ³)	Densidade Sr(adim.)	Hs Hs(m)	H=H1/250 H(m)	Número de camadas n(adim.)	Inclinação do talude		Ângulo do talude cotg θ	% de quedas	Coeficiente de estabilidade kD(adim)	Peso dos blocos W(kN)	Peso dos blocos W(kN)	Tipo de Bloco
							H	V						
Corte A-A (cabeça)	24	10,25	2,34	6,20	8,10	2	3	2	1,50	0,00	7,6	463,47		
	24	10,25	2,34	6,20	8,10	2	3	2	1,50	0,50	8,8	400,27		
	24	10,25	2,34	6,20	8,10	2	3	2	1,50	1,00	9,9	355,80		
	24	10,25	2,34	6,20	8,10	2	3	2	1,50	2,00	11,3	311,72	300,00	Antifer
	24	10,25	2,34	6,20	8,10	2	3	2	1,50	2,50	11,9	296,00		
	24	10,25	2,34	6,20	8,10	2	3	2	1,50	5,00	14,1	249,82		
Corte B-B (tronco)	24	10,25	2,34	5,00	6,60	2	3	2	1,50	0,00	7,6	250,73		
	24	10,25	2,34	5,00	6,60	2	3	2	1,50	0,50	8,8	216,54		
	24	10,25	2,34	5,00	6,60	2	3	2	1,50	1,00	9,9	192,48		
	24	10,25	2,34	5,00	6,60	2	3	2	1,50	2,00	11,3	168,63	150,00	Antifer
	24	10,25	2,34	5,00	6,60	2	3	2	1,50	2,50	11,9	160,13		
	24	10,25	2,34	5,00	6,60	2	3	2	1,50	5,00	14,1	135,14		
Corte C-C (tronco)	27	10,25	2,63	3,50	4,80	2	3	1	3,00	0 a 5	2	114,04		
	27	10,25	2,63	3,50	4,80	2	3	1	3,00	0 a 5	3	76,03	60 a 90	Enrocamento
	27	10,25	2,63	3,50	4,80	2	3	1	3,00	0 a 5	4	57,02		
Corte E-E (tronco)	24	10,25	2,34	4,65	6,08	2	3	2	1,50	0,00	7,6	195,53		
(***)	24	10,25	2,34	4,65	6,08	2	3	2	1,50	0,50	8,8	168,87		
	24	10,25	2,34	4,65	6,08	2	3	2	1,50	1,00	9,9	150,10	150,00	Antifer
	24	10,25	2,34	4,65	6,08	2	3	2	1,50	2,00	11,3	131,51		
	24	10,25	2,34	4,65	6,08	2	3	2	1,50	2,50	11,9	124,87		
	24	10,25	2,34	4,65	6,08	2	3	2	1,50	5,00	14,1	105,39		
Corte D-D (cabeça)						2	3	2					150,00	Antifer
Cortes F e G														
(****)										(*)			(**)	

Notas:

(*) Segundo Pita, 1% é uma percentagem aceitável para quedas. Superior a 5% dá-se a ruína da estrutura.

Neste caso, como se trata de um quebra-mar sem infra-estruturas no intradorso, pode-se admitir um número superior de quedas, tendo-se optado, na generalidade dos casos, por 2%.

(**) Como a estrutura vai ser ensaiada em modelo físico reduzido, opta-se por adoptar um peso de blocos ligeiramente abaixo do peso calculado.

(***) Como esta estrutura se localizar já na zona de sombra do molhe, estimou-se a altura de onda através dos resultados do modelo matemático, que indiciam que a mesma será menos 75% da que actua na cabeça do contra-molhe.

(****) Por se desconhecer as alturas de onda que atingem esta estrutura, mas estando cientes de que serão reduzidas, protegeu-se esta estrutura com enrocamentos ligeiros, aguardando-se a sua confirmação para a fase de ensaios em modelo reduzido.

QUADRO 15 - DIMENSIONAMENTO DOS SUBMANTOS DE PROTECÇÃO DO CONTRA-MOLHE
CÁLCULO DA ESPESSURA DOS SUBMANTOS E DO NÚMERO DE BLOCOS POR UNIDADE DE ÁREA
SOLUÇÃO 2

Zona	Peso	Número de camadas n	Peso especif. do material Wr(kN/m ³)	Peso de cada bloco da subm. W(kN)	0.75W kN	1.25W kN	Gama kN	Espessura da camada r(m)	Porosidade média P(%)	Densidade de blocos Nrun/100m ²
Corte A-A	W/10	2	26	30,00	22,50	37,50	30	2,52	37	87
							60			
	W/20	2	26	15,00	11,25	18,75	10	1,92	37	150
							30			
Corte B-B, D-D e E-E	W/10	2	26	15,00	11,25	18,75	10	1,92	37	150
							30			
	W/20	2	26	7,50	5,63	9,38	5	1,39	37	289
							10			
Corte C-C	Manto	2	26	75,00	56,25	93,75	60	2,99	37	62
							90			
	W/10	2	26	7,50	5,63	9,38	5	1,39	37	289
							10			

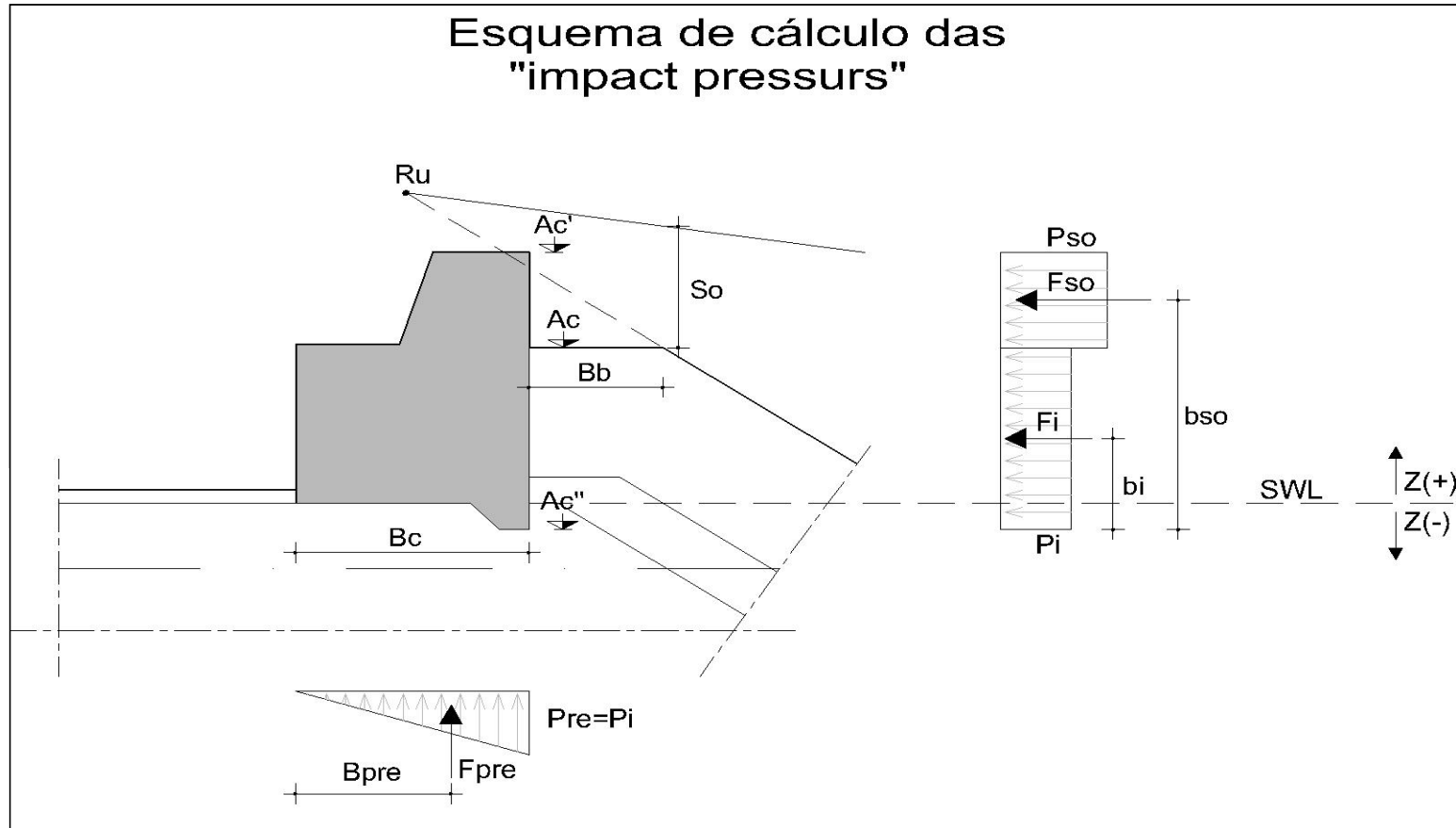
QUADRO 18 - DIMENSIONAMENTO DOS SUBMANTOS DE PROTECÇÃO DO CONTRA-MOLHE
CÁLCULO DA ESPESSURA DOS SUBMANTOS E DO NÚMERO DE BLOCOS POR UNIDADE DE ÁREA
SOLUÇÃO 3

Zona	Peso	Número de camadas n	Peso especif. do material Wr(kN/m ³)	Peso de cada bloco da subm. W(kN)	0.75W kN	1.25W kN	Gama kN	Espessura da camada r(m)	Porosidade média P(%)	Densidade de blocos Nrun/100m ²
Corte A-A	W/10	2	26	15,00	11,25	18,75	10	1,92	37	150
							30			
	W/20	2	26	7,50	5,63	9,38	10	1,75	37	182
							20			
Corte B-B	W/10	2	26	15,00	11,25	18,75	10	1,92	37	150
							30			
	W/20	2	26	7,50	5,63	9,38	10	1,75	37	182
							20			
Corte C-C	Manto	2	26	75,00	56,25	93,75	69	3,05	37	60
							90			
	W/10	2	26	7,50	5,63	9,38	5	1,39	37	289
							10			
Corte D-D	W/20	2	26	15,00	11,25	18,75	10	1,92	37	150
							30			

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

PREDIMENSIONAMENTO DOS MUROS-CORTINA

Verificação da estabilidade do muro cortina pelo método proposto no PROVERBS



1 - Características da onda, da estrutura e determinação do tipo de impacto a que a estrutura está sujeita

Hs (m)	Tp (s)	Lp (m)	d (m)	Lpd (m)	Hc (m)	α (°)	Sc=Hc/Lp	lr	Ac-sw1 (m)	Bb (m)	Ac/Hc	Bb/Hc	Região Fig. 2.33	Ac' (m)
6,5	14	306	9	131	9,6	33,7	0,031	3,787	5,9	4,59	0,61	0,48	Non impact	12

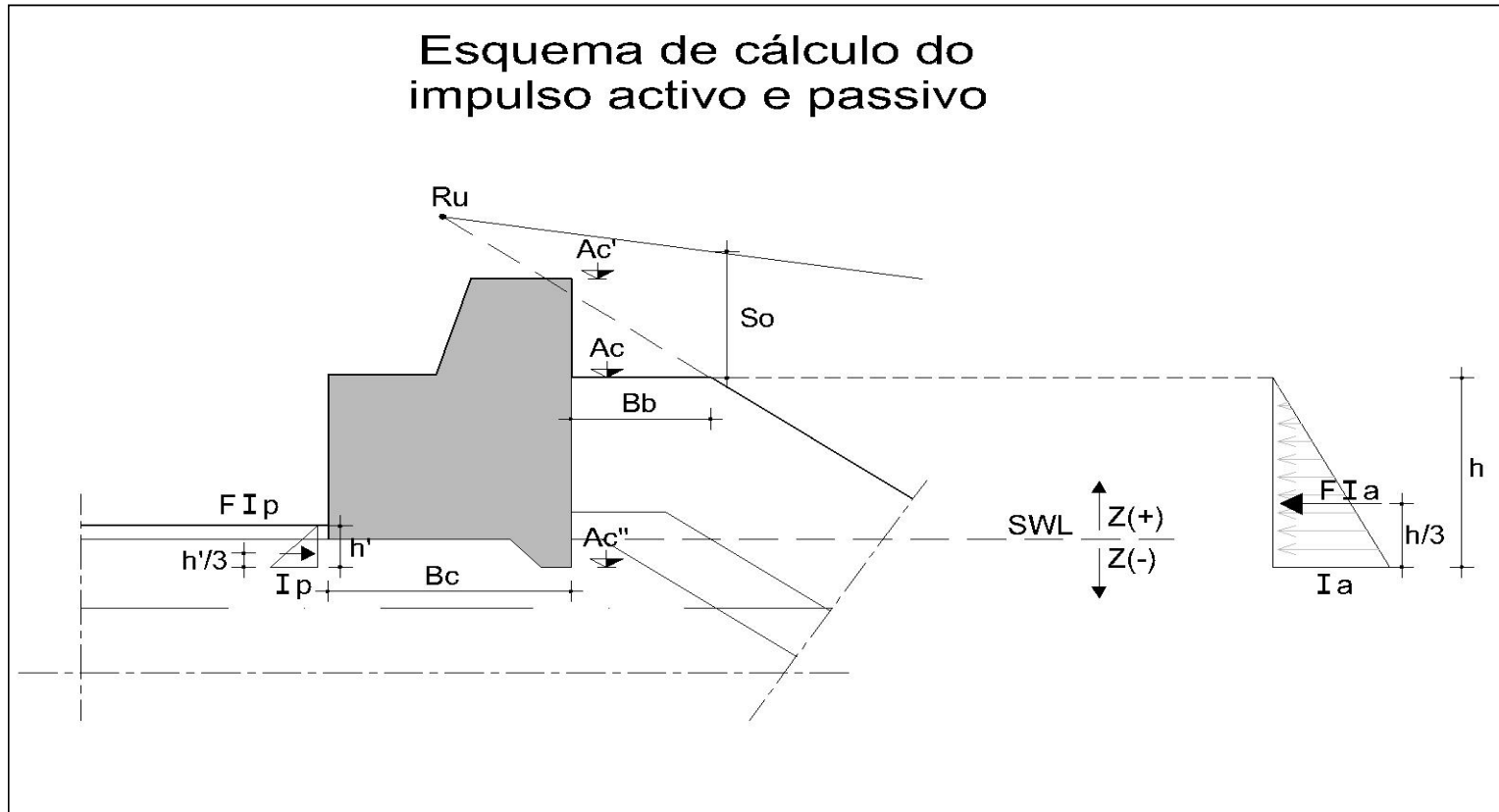
2 - Cálculo das pressões horizontais e subpressões

n	Coef. da fig. 2.35		Ru (m)	So (m)	Pressões horizontais				Subpressões	
	Au	-Bu			Cw1	Pso kN/m ²	Cw2	Pi kN/m ²	Pre kN/m ²	Pra kN/m ²
0,45	1,250	0,650	10,977	4,440	2,614	119,54	0,55	65,22	65,22	0,00

3 - Cálculo do momento destabilizador devido à onda

Geometria					Forças horizontais					Forças verticais			M des Fv KN.m	M Total KN.m
Ac (m)	Ac' (m)	Ac'' (m)	Ac'-Ac (m)	Ac-Ac'' (m)	Fso kN/m	bso m	Fi kN/m	bi m	M des Fh KN.m	Fpre kN/m	Bc	Bpre m		
8,4	12	1,5	3,6	6,9	430,3	8,70	450,0	3,45	5296,5	260,9	8	5,3	1.391,4	6688,0

4 - Cálculo do momento devido ao impulso activo e passivo



Impulso activo da protecção sobre o muro							Impulso passivo da protecção sobre o muro							
ϕ ($^{\circ}$)	K_a	h m	γ kN/m ³	I_a kN/m ²	F_{hka} kN/m	M_{ka} kN.m	ϕ ($^{\circ}$)	K_a	K_p	γ' kN/m ³	h'	F_{hkp} kN/m	M_{kp} kN.m	M_{total} kN.m
90	0,00	2	18	0,0	0,0	0,0		1,00	1,00	18		0,0	0,0	0,0

Não foi considerado impulso activo porque os cubos não descarregam sobre o muro e a altura de enrocamento é pouco expressiva

Não foi considerado impulso passivo por ser do lado da segurança

5 - Cálculo do momento estabilizador

Area	γ	Peso	b	M est
m ²	kN/m ³	kN/m	m	kN/m.m
92,0	24,0	2208,0	4,0	8832,0
12,4	24,0	-298,2	1,8	-529,3
2,0	24,0	-48,3	3,9	-190,0
10,5	24,0	-252,0	3,5	-882,0
		0,0		0,0
		0,0		0,0

Total Fv(+)
kN/m
1609,5

Total M
kN/m.m
7230,715

6 - Verificação da estabilidade

Derrube		Deslize				
M est.	M der.	Csder	Fv	Fh	μ	Csdesl
kN/m.m	kN/m.m		kN/m	kN/m		
7230,715	6688,0	1,08	1348,6	880,4	0,8	1,23
		(a)			(b)	(a)

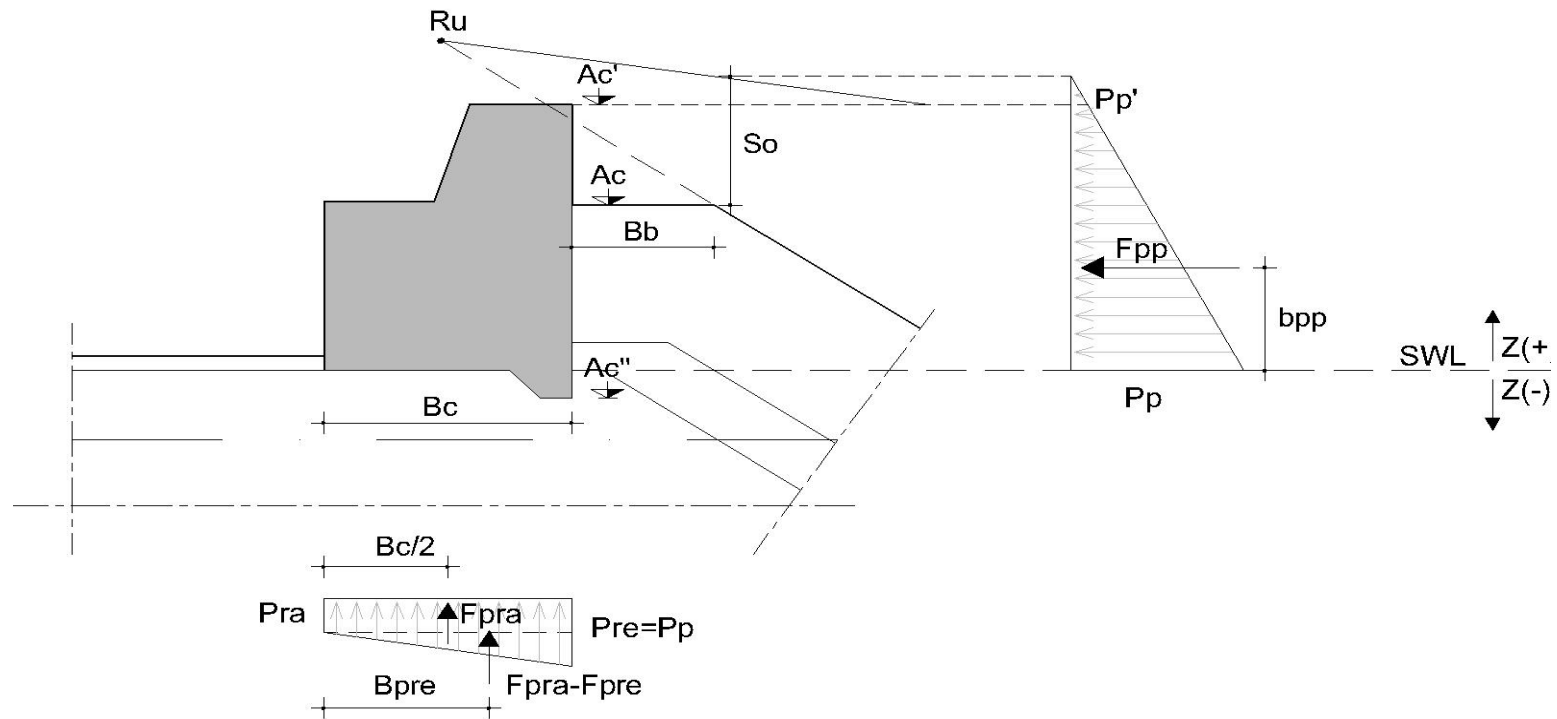
a) - Coeficientes de segurança têm que ser > a **1.0** - CEM VI-5-164

b) - Coeficientes de atrito - CEM VI-5-164 e 165 com dente podemos tomar o coeficiente de atrito igual a 0,8

QUADRO 20 - ALTEAMENTO DO MURO-CORTINA DO MOLHE EXISTENTE

Verificação da estabilidade do muro cortina pelo método proposto no PROVERBS

Esquema de cálculo das "pulsating pressurs"



1 - Características da onda, da estrutura e determinação do tipo de impacto a que a estrutura está sujeita

Hs (m)	Tp (s)	Lpd (m)	Hc (m)	α (°)	Sc=Hc/Lp	Hc/Lpd	lr	Ac-swl (m)	Bb (m)	Ac/Hc	Bb/Hc	Dn50 (m)	Bc (m)	Bc/Lpd	n'
6,5	14	131	9,6	33,7	0,073	0,073	3,787	5,9	4,59	0,61	0,48	2,45	8	0,06	0,30

2 - Cálculo das pressões horizontais e subpressões

Intervalo de validade da expressão $0,03 < Hc/Lpd < 0,075$

Bb/Dn50	Coeficientes da tab. 2-11			Co	Cw3	Coef. da fig. 2-35		Ru (m)	So (m)	z (m)	Pp kN	Wf (m)	Pre	Fig. 2.36	
	a	b	c			Au	-Bu							Pra/Pre	Pra
1,873	0,362	0,069	357,100	0,007	0,365	1,250	0,650	10,977	4,440	-1,00	42,58	-1	42,58	0,4	17,03
										0,00	38,82				
										2,00	31,31				
										5,00	20,05				
										8,00	8,79				
										10,00	1,28				
										10,34	0,00				
										c)					

c) Determinar o valor da pressão ao nível do coroamento do muro, ou a cota em que esta é zero. Pp não pode ser negativo.

3 - Cálculo do momento estabilizador devido à onda

3.1 - Momento devido às forças horizontais

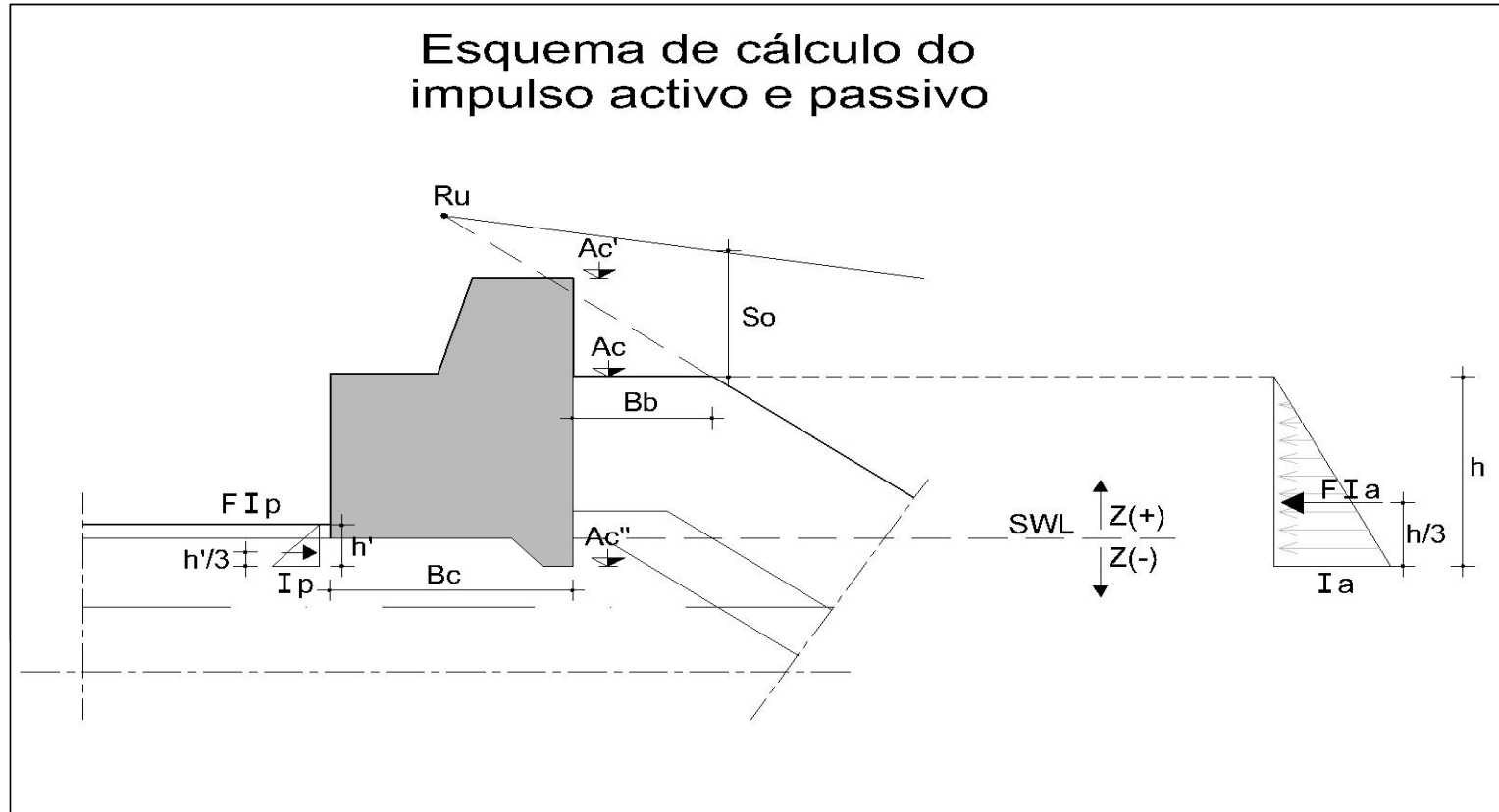
Geometria					Forças horizontais					Mtotal KN/m.m
Ac' (m)	Ac'' (m)	Ac'-Ac'' (m)	Pp kN/m2	Pp' kN/m2	Pp-Pp' kN/m2	Fp-p' kN/m	Fp' kN/m	MFp-p' KN/m.m	MFp' KN/m.m	
12	1,5	10,5	42,58	0,00	42,6	223,54	0,0	782,40	0,0	782,38

3.2 - Momento devido às forças verticais

Forças verticais								
Pre kN/m2	Pra kN/m2	Pre-Pra kN/m2	Bc (m)	FPra kN/m	FPre-Pra kN/m	MFpra KN/m.m	MFPRe-Pra KN/m.m	Mtotal KN/m.m
42,6	17,03	25,5	8	136,25	102,19	545,01	545,01	1090,03

Mtotal global KN/m.m
1872,41

4 - Cálculo do momento devido ao impulso activo e passivo



ϕ ($^{\circ}$)	K_a	$h=Ac-Ac''$ m	γ kN/m ³	I_a kN/m ²	$Fhka$ kN/m	Mka kN.m	ϕ ($^{\circ}$)	K_a	K_p	γ' kN/m ³	h'	$Fhkp$ kN/m	Mkp kN.m	M total kN.m
90,00	0,00	2,00	18,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	18,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Não foi considerado impulso activo porque os cubos não descarregam sobre o muro e a altura de enrocamento é pouco expressiva

Não foi considerado impulso passivo por ser do lado da segurança

5 - Cálculo do momento estabilizador

Area	γ	Peso	b	M est
m ²	kN/m ³	kN/m	m	kN/m.m
92,0	24,0	2208,0	4,0	8832,0
12,4	24,0	-298,2	1,8	-529,3
2,0	24,0	-48,3	3,9	-190,0
10,5	24,0	-252,0	3,5	-882,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Total Fv(+)
kN/m
1609,5

Total M
kN/m.m
7230,715

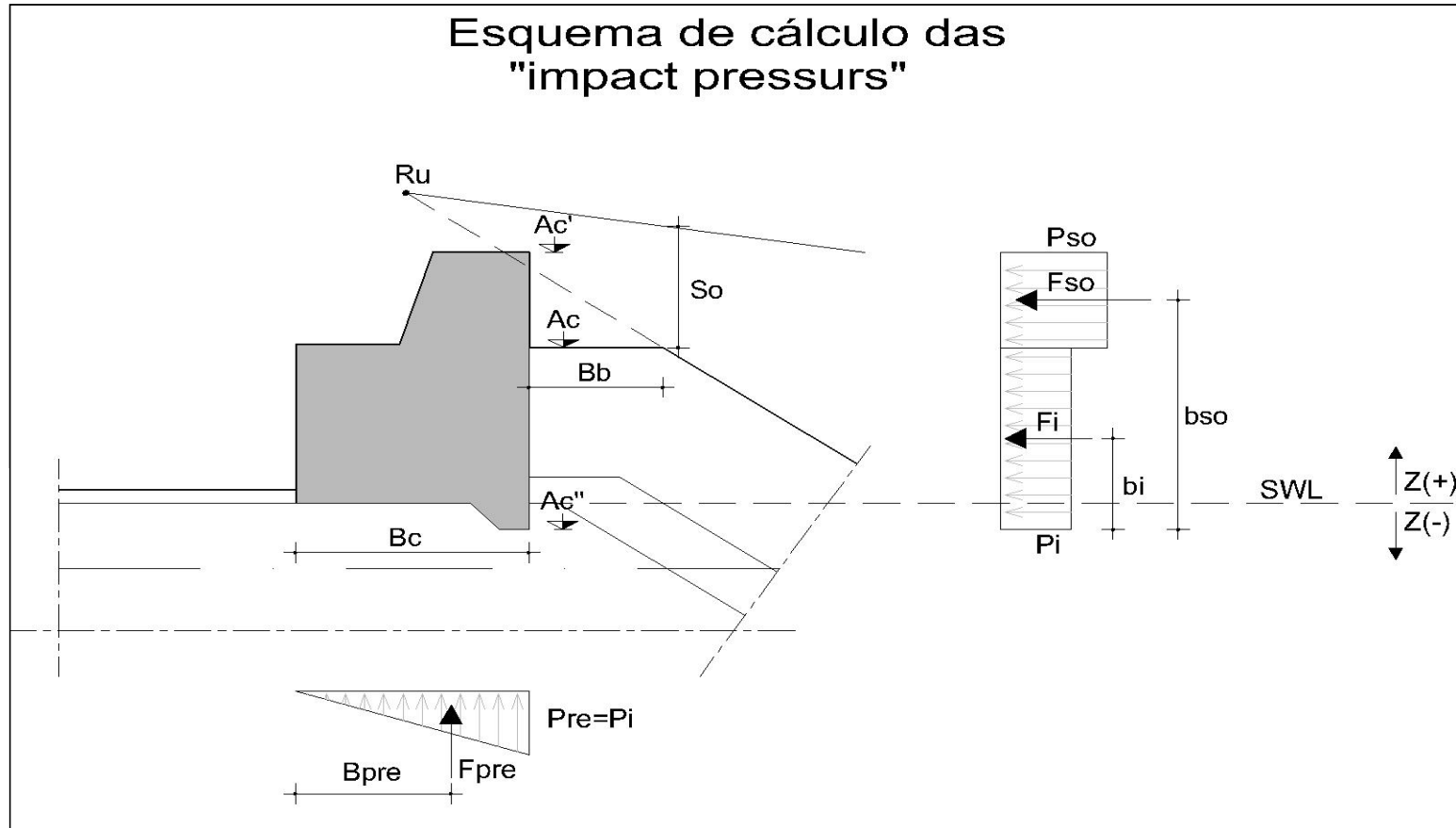
6- Verificação da estabilidade

Derrube		Deslize				
M est.	M der.	Csder	Fv	Fh	μ	Csdesl
kN/m.m	kN/m.m		kN/m	kN/m		
7230,715	1872,4	3,86	1371,1	223,54	0,80	4,91
		(a)			(b)	(a)

a) - Coeficientes de segurança têm que ser > a **1.0** - CEM VI-5-164

b) - Coeficientes de atrito - CEM VI-5-164 e 165 com dente podemos tomar o coeficiente de atrito igual a 0,8

Verificação da estabilidade do muro cortina pelo método proposto no PROVERBS



1 - Características da onda, da estrutura e determinação do tipo de impacto a que a estrutura está sujeita

Hs (m)	Tp (s)	Lp (m)	d (m)	Lpd (m)	Hc (m)	α (°)	Sc=Hc/Lp	lr	Ac-sw1 (m)	Bb (m)	Ac/Hc	Bb/Hc	Região Fig. 2.33	Ac' (m)
3,6	14	306	6,5	111	5,1	21,8	0,017	3,114	5,1	1,85	1,00	0,36	Non impact	8,5

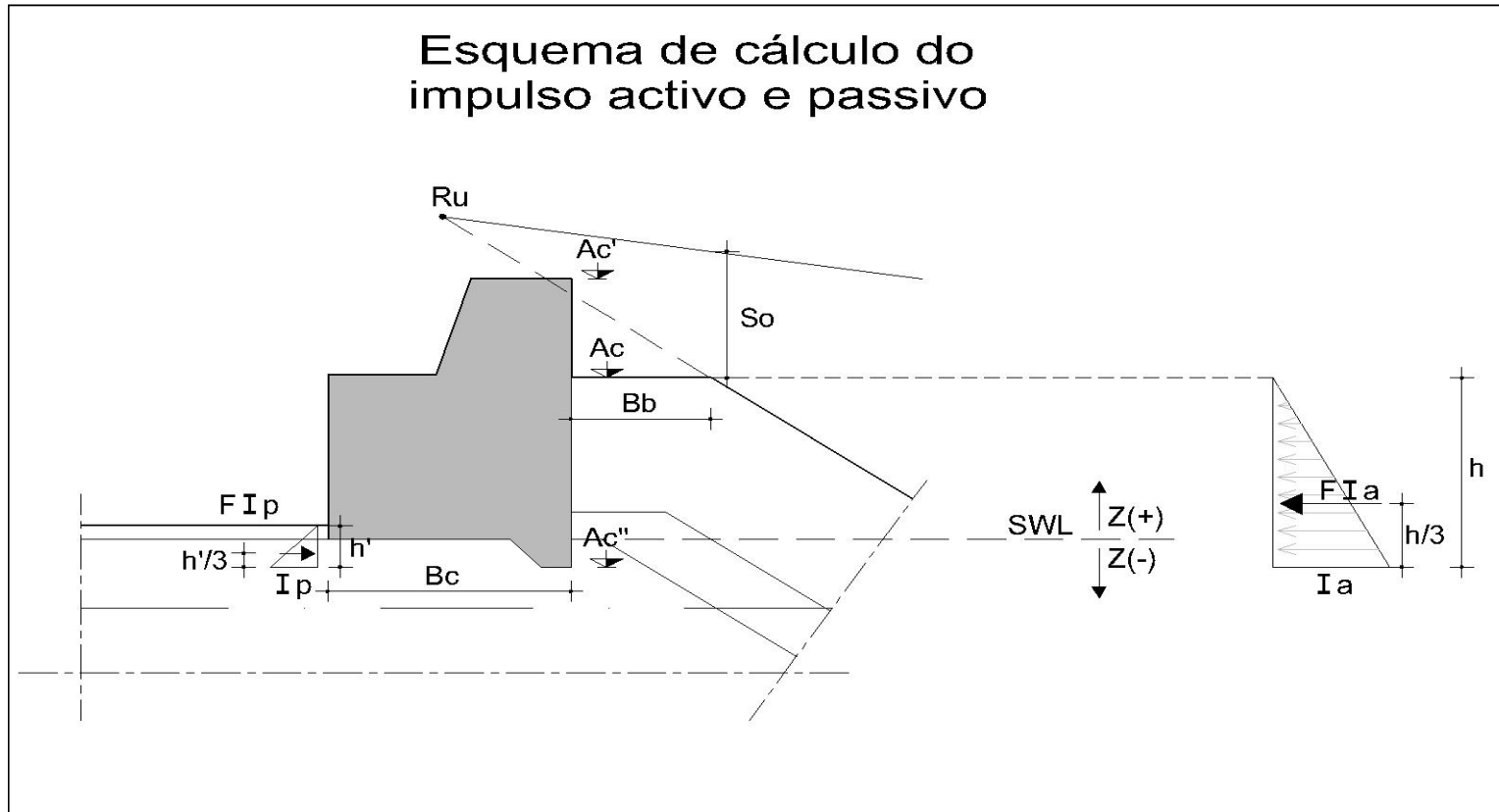
2 - Cálculo das pressões horizontais e subpressões

n	Coef. da fig. 2.35		Ru (m)	So (m)	Pressões horizontais				Subpressões	
	Au	-Bu			Cw1	Pso kN/m ²	Cw2	Pi kN/m ²	Pre kN/m ²	Pra kN/m ²
0,40	1,500	0,575	6,373	1,019	3,898	40,91	0,67	27,31	27,31	0,00

3 - Cálculo do momento destabilizador devido à onda

Geometria					Forças horizontais					Forças verticais			M des Fv KN.m	M Total KN.m
Ac (m)	Ac' (m)	Ac'' (m)	Ac'-Ac (m)	Ac-Ac'' (m)	Fso kN/m	bso m	Fi kN/m	bi m	M des Fh KN.m	Fpre kN/m	Bc	Bpre m		
7,6	8,5	2,25	0,9	5,35	36,8	5,80	146,1	2,68	604,4	68,3	5	3,3	227,6	831,9

4 - Cálculo do momento devido ao impulso activo e passivo



Impulso activo da protecção sobre o muro							Impulso passivo da protecção sobre o muro							
ϕ ($^\circ$)	K_a	h m	γ kN/m ³	I_a kN/m ²	$F h k_a$ kN/m	$M k_a$ kN.m	ϕ ($^\circ$)	K_a	K_p	γ' kN/m ³	h'	$F h k_p$ kN/m	$M k_p$ kN.m	M total kN.m
40	0,22	5,35	18	20,9	56,0	99,9		1,00	1,00	18		0,0	0,0	99,9

Não foi considerado impulso passivo por ser do lado da segurança

5 - Cálculo do momento estabilizador

Area	γ	Peso	b	M est
m ²	kN/m ³	kN/m	m	kN/m.m
12,5	24,0	300,0	2,5	750,0
5,3	24,0	126,0	4,1	519,8
1,1	24,0	27,0	3,0	81,0
	24,0	0,0		0,0
		0,0		0,0
		0,0		0,0

Total Fv(+)
kN/m
453

Total M
kN/m.m
1350,75

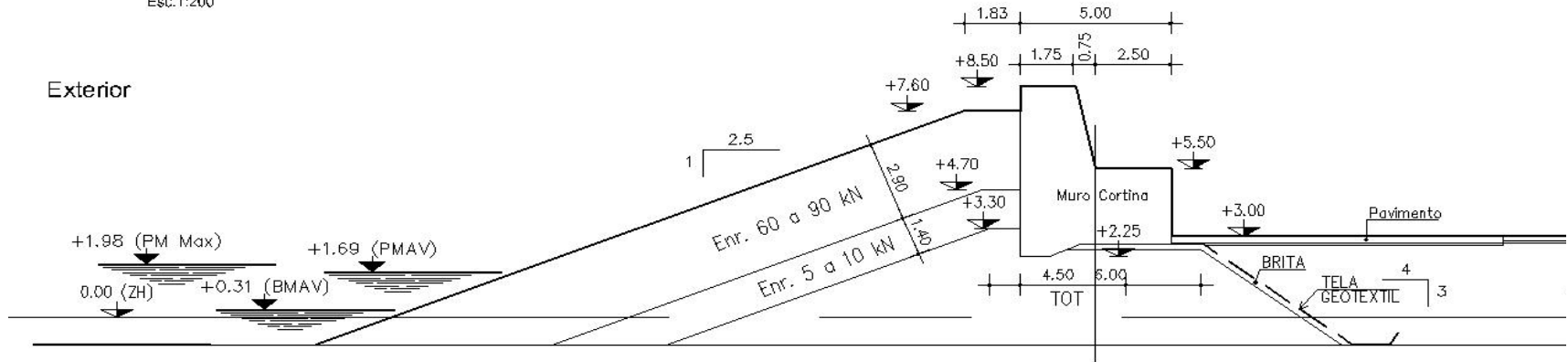
6- Verificação da estabilidade

Derrube		Deslize				
M est.	M der.	Csder	Fv	Fh	μ	Csdesl
kN/m.m	kN/m.m		kN/m	kN/m		
1350,75	931,9	1,45	384,7	239,0	0,8	1,29
		(a)			(b)	(a)

a) - Coeficientes de segurança têm que ser > a **1.0** - CEM VI-5-164

b) - Coeficientes de atrito - CEM VI-5-164 e 165 com dente podemos tomar o coeficiente de atrito igual a 0,8

Esc. 1:200



Exterior

+1.98 (PM Max)

+1.69 (PMAV)

0.00 (ZH)

+0.31 (BMAV)

1 | 2.5

Enr. 60 a 90 kN

Enr. 5 a 10 kN

1.83 | 5.00
+8.50 | 1.75 | 0.75 | 2.50

+7.60

+4.70

4.50 | 6.00 | TOT

+5.50

+3.00

Pavimento

BRITA

TELA GEOTEXTIL

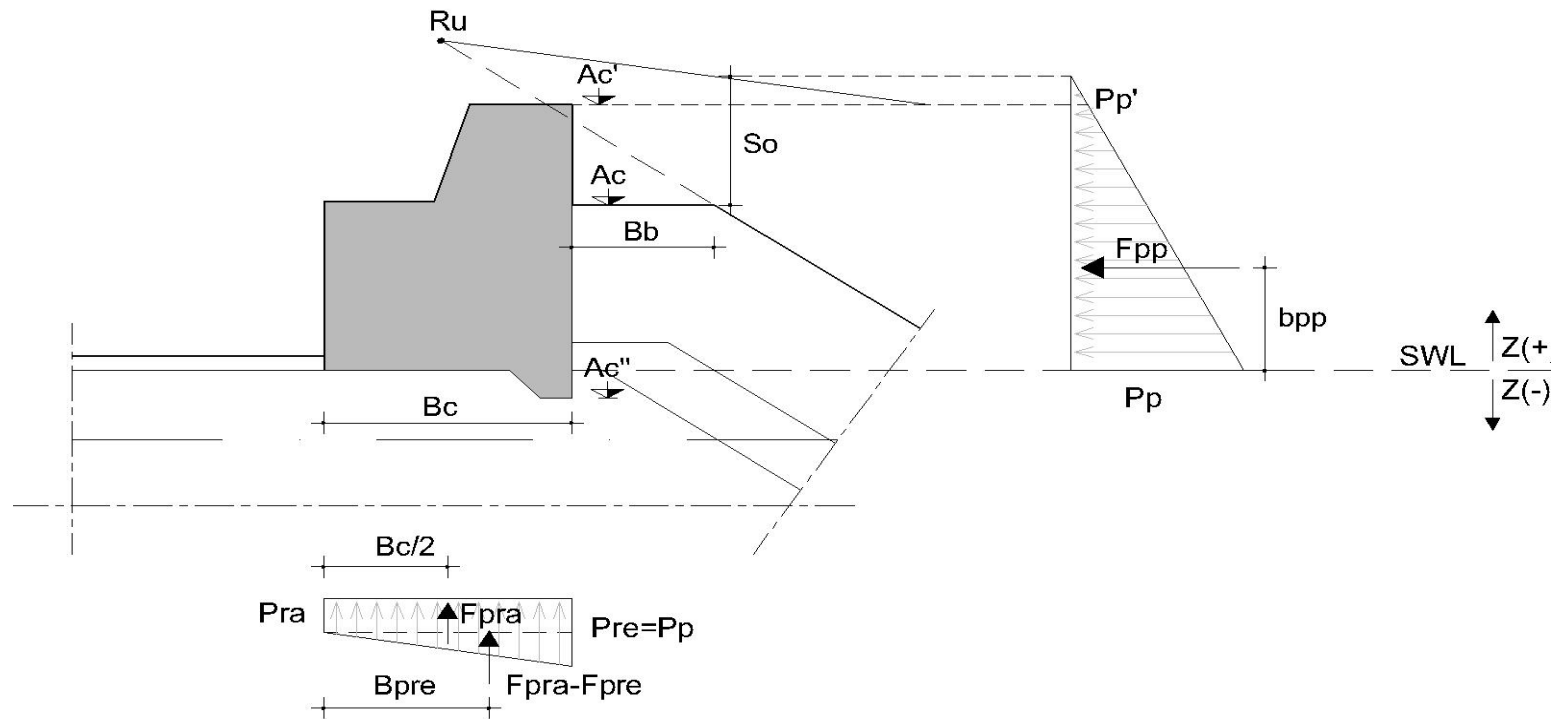
4 | 3

CORTE C-C

Esc. 1:200

Verificação da estabilidade do muro cortina pelo método proposto no PROVERBS

Esquema de cálculo das "pulsating pressurs"



1 - Características da onda, da estrutura e determinação do tipo de impacto a que a estrutura está sujeita

Hs (m)	Tp (s)	Lpd (m)	Hc (m)	α (°)	Sc=Hc/Lp	Hc/Lpd	lr	Ac-swl (m)	Bb (m)	Ac/Hc	Bb/Hc	Dn50 (m)	Bc (m)	Bc/Lpd	n'
3,6	14	111	5,1	21,8	0,046	0,046	3,114	5,1	1,85	1,00	0,36	1,45	5	0,04	0,30

2 - Cálculo das pressões horizontais e subpressões

Intervalo de validade da expressão $0,03 < Hc/Lpd < 0,075$

Bb/Dn50	Coeficientes da tab. 2-11			Co	Cw3	Coef. da fig. 2-35		Ru (m)	So (m)	z (m)	Pp kN	Wf (m)	Pre	Fig. 2.36	
	a	b	c			Au	-Bu							Pra/Pre	Pra
1,276	0,300	0,073	383,000	0,2838126	0,398	1,500	0,575	6,373	1,019	-0,25	26,14	-0,25	26,14	0,4	10,46
										0,00	25,11				
										1,00	21,01				
										3,00	12,80				
										5,00	4,59				
										6,00	0,49				
										6,12	0,02				
										c)					

c) Determinar o valor da pressão ao nível do coroamento do muro, ou a cota em que esta é zero. Pp não pode ser negativo.

3 - Cálculo do momento estabilizador devido à onda

3.1 - Momento devido às forças horizontais

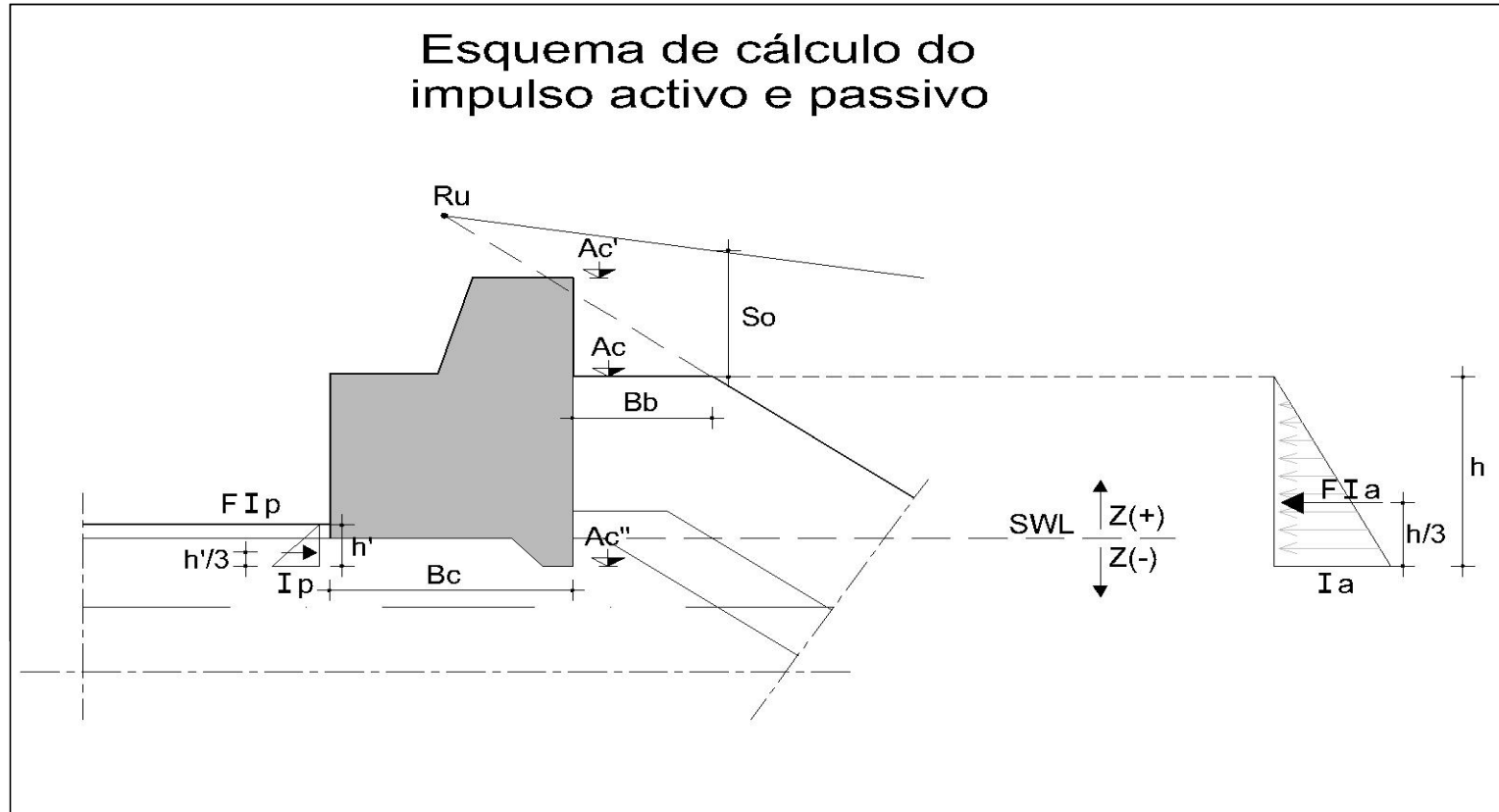
Geometria					Forças horizontais					Mtotal
Ac'	Ac''	Ac'-Ac''	Pp	Pp'	Pp-Pp'	Fp-p'	Fp'	MFp-p'	MFp'	Mtotal
(m)	(m)	(m)	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m	kN/m	KN/m.m	KN/m.m	KN/m.m
8,5	2,25	6,25	26,14	0,02	26,1	81,63	0,1	170,07	0,3	170,38

3.2 - Momento devido às forças verticais

Forças verticais								
Pre	Pra	Pre-Pra	Bc	FPra	FPre-Pra	MFpra	MFPre-Pra	Mtotal
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	(m)	kN/m	kN/m	KN/m.m	KN/m.m	KN/m.m
26,1	10,46	15,7	5	52,28	39,21	130,69	130,69	261,38

Mtotal global
KN/m.m
431,76

4 - Cálculo do momento devido ao impulso activo e passivo



ϕ ($^{\circ}$)	K_a	$h=Ac-Ac''$ m	γ kN/m ³	I_a kN/m ²	$Fh_k a$ kN/m	$M_k a$ kN.m	ϕ ($^{\circ}$)	K_a	K_p	γ' kN/m ³	h'	$Fh_k p$ kN/m	$M_k p$ kN.m	M total kN.m
40,00	0,22	5,35	18,00	20,95	56,03	99,93	0,00	1,00	1,00	18,00	0,00	0,00	0,00	99,93

0

Não foi considerado impulso passivo por ser do lado da segurança

5 - Cálculo do momento estabilizador

Area	γ	Peso	b	M est
m ²	kN/m ³	kN/m	m	kN/m.m
12,5	24,0	300,0	2,5	750,0
5,3	24,0	126,0	4,1	519,8
1,1	24,0	27,0	3,0	81,0
0,0	24,0	0,0	0,0	0,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Total Fv(+)
kN/m
453

Total M
kN/m.m
1350,75

6- Verificação da estabilidade

Derrube		Deslize				
M est.	M der.	Csder	Fv	Fh	μ	Csdesl
kN/m.m	kN/m.m		kN/m	kN/m		
1350,75	531,7	2,54	361,5	137,76	0,80	2,10
		(a)			(b)	(a)

a) - Coeficientes de segurança têm que ser > a **1.0** - CEM VI-5-164

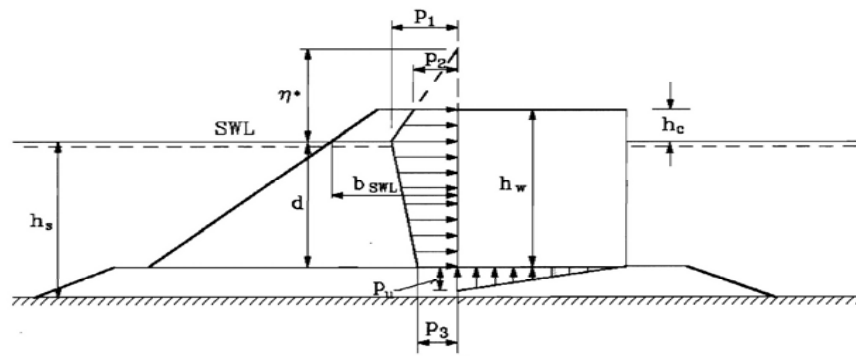
b) - Coeficientes de atrito - CEM VI-5-164 e 165 com dente podemos tomar o coeficiente de atrito igual a 0,8

AMPLIAÇÃO DO PORTO DE PESCA DE RABO DE PEIXE

PREDIMENSIONAMENTO DOS MOLHES EM ESTRUTURA MISTA

QUADRO 23 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MOLHE EM ESTRUTURA MISTA
MÉTODO DE TAKAHASHI, TANIMOTO, AND SHIMOSAKO, 1990

Cota de coroamento	7,6 m (ZH)
Cota da base	-5 m (ZH)
Cota da protecção	-5 m (ZH)
Cota do fundo à distância hb	-7 m (ZH)
Cota do fundo no pé da estrutura	-6 m (ZH)
Largura do tronco	12 m
Largura da base	13 m



Distribuição da pressão dinâmica

SWL (m)	HD (m)	hb (m)	hc (m)	h' (m)	d (m)	hs (m)	β (°)	T (s)	Lo (m)	hs/Lo	hs/L	L (m)	α1	d/hb	HD/d	α2	h'/h	α3	B (m)	γ (kN/m3)
2,5	6,10	9,5	5,1	7,5	7,5	8,5	15	12	224,6	0,0378	0,0783	108,51	0,96556	0,789	0,813	0,04642	0,88	0,902944	13	10,3
2,5	6,10	9,5	5,1	7,5	7,5	8,5	15	12	224,6	0,0378	0,0783	108,51	0,96556	0,789	0,813	0,04642	0,88	0,902944	13	10,3
2,5	6,10	9,5	5,1	7,5	7,5	8,5	15	12	224,6	0,0378	0,0783	108,51	0,96556	0,789	0,813	0,04642	0,88	0,902944	13	10,3
2,5	6,10	9,5	5,1	7,5	7,5	8,5	15	12	224,6	0,0378	0,0783	108,51	0,96556	0,789	0,813	0,04642	0,88	0,902944	13	10,3
2,5	6,10	9,5	5,1	7,5	7,5	8,5	15	12	224,6	0,0378	0,0783	108,51	0,96556	0,789	0,813	0,04642	0,88	0,902944	13	10,3

SWL (m)	η*	P1 (kN/m2/m)	P3 (kN/m2/m)	P4 (kN/m2/m)	Pu (kN/m2/m)	Força de derrube					Braço (m)	μ	Coeficiente de segurança					τmax (kN/m2)	τmin (kN/m2)	
						Fw (kN/m)	Fu (kN/m)	Mderrub. (kN*m/m)	Festab. (kN/m)	Mestab. (kN*m/m)			Derrube	Deslize	Fv (m)	M (kN*m/m)	e (m)			Bc/3 (m)
2,5	6,5	42,9	38,7	9,1	38,72	604	252	5104	1424	11346,3	6,5	0,65	2,22	1,26	1172,7	5104	4,35	4,3	c. inadmissc.	inadmissi
2,5	6,5	42,9	38,7	9,1	38,72	604	252	5104	1424	11346,3	6,5	0,65	2,22	1,26	1172,7	5104	4,35	4,3	c. inadmissc.	inadmissi
2,5	6,5	42,9	38,7	9,1	38,72	604	252	5104	1424	11346,3	6,5	0,65	2,22	1,26	1172,7	5104	4,35	4,3	c. inadmissc.	inadmissi
2,5	6,5	42,9	38,7	9,1	38,72	604	252	5104	1424	11346,3	6,5	0,65	2,22	1,26	1172,7	5104	4,35	4,3	c. inadmissc.	inadmissi
2,5	6,5	42,9	38,7	9,1	38,72	604	252	5104	1424	11346,3	6,5	0,65	2,22	1,26	1172,7	5104	4,35	4,3	c. inadmissc.	inadmissi