

**JOÃO PEDRO FERNANDES MACHADO**

**DIMENSIONAMENTO DE UM MURO CAIS PARA  
OS AÇORES**

Orientador: Professor Doutor Elói João Faria Figueiredo

**Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias**

**Faculdade de Engenharia**

**Lisboa**

**2019**



**JOÃO PEDRO FERNANDES MACHADO**

# **DIMENSIONAMENTO DE UM MURO CAIS PARA OS AÇORES**

Dissertação defendida em provas públicas para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na especialização de Construção e Estruturas no Curso em Engenharia Civil conferido pela Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias no dia 19/03/2019, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação n.º 418/2018, de 28 de dezembro de 2018, com a seguinte composição:

Presidente: Professor Doutor Francisco Faria Ferreira

Arguente: Doutora Maria Graça Neves

Vogal: Doutor Nuno MarujoSilva

Orientador: Professor Doutor Elói João Faria Figueiredo

**Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias**

**Faculdade de Engenharia**

**Lisboa**

**2019**



# DEDICATÓRIA

À minha avó, Natália, que me criou.

Fui criança numa época e numa ilha onde os infantários eram a casa da avó. Para minha sorte, felicidade, bem-estar e para sossego dos meus pais, fui criado por uma avó, doméstica e sábia, cujo colo esteve sempre disponível para os filhos e, em especial, para mim e para a minha prima Sofia, seus únicos netos.

Desde cedo, aprendi com esta avó que não é necessário poder, é preciso apenas querer e amar.

Apesar da doença lhe ter, desde jovem, reduzido a mobilidade, nunca conseguiu reduzir-lhe a disponibilidade e o amor para com aqueles de quem sempre cuidou, amou e ajudou, familiares ou não.

Pólo agregador da nossa família, a minha avó, Natália, será sempre, para todos nós e para mim em especial, um exemplo de vida e de abnegação.

A dor física pode tolher os movimentos, mas não tolhe a vontade nem o amor puro – o amor de uma avó.

Obrigado avó.



## AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao meu orientador, o Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo, cujos conhecimentos, conselhos, apoio e alguma paciência foram fundamentais para que todo o processo da elaboração desta dissertação corresse da melhor forma possível e, em muito, a enriquecesse.

Ao Professor António Cabaço, por toda a ajuda prestada ao longo da unidade curricular de Dissertação I e que em muito me ajudou à realização desta Dissertação.

À empresa WW - Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A. pela disponibilidade em fornecer todos os dados e esclarecimentos necessários desde o início deste trabalho.

Ao Engenheiro Pedro Sobral da PROMAN - Centro de Estudos e Projetos, S.A., por todas as dúvidas que me foi esclarecendo ao longo do trabalho e a paciência que teve comigo.

À minha família, em especial aos meus pais e padrinhos, por todo o apoio e incentivo que deram ao longo da realização deste trabalho.

À Engenheira Mónica Costa da MSW - Estudos e Projetos de Obras Marítimas, Lda., pela ajuda na concretização deste trabalho e por todo o apoio e incentivo que me deu.



## ABREVIATURAS SÍMBOLOS E SIGLAS

### Alfabeto Latino

Símbolo	Nomenclatura	Unidade
$A_c$	Área transversal da estrutura	$m^2$
$A'$	Área efetiva da fundação	$m^2$
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração sísmica (horizontal) num terreno tipo A	$m/s^2$
$a_{gR}$	Aceleração máxima de referência	$m/s^2$
$a_p$	Pressão ativa	$kN/m^2$
$B$	Largura da fundação	$m$
$B'$	Largura efetiva da fundação	$m$
$c'$	Coesão do solo	$kPa$
$C_h$	Componente horizontal da ação da onda	$kN$
$C_v$	Componente vertical da ação da onda	$kN$
$E$	Valor característico dos efeitos das ações sísmicas	-
$E_d$	Valor de cálculo das ações atuantes	$kN$
$E_h$	Força sísmica atuante horizontal	$kN$
$E_v$	Força sísmica atuante vertical	$kN$
$e_x$	Excentricidade em x	$m$
$e_y$	Excentricidade em y	$m$
$E_{Gik}$	Valor característico das cargas permanentes	-
$ELU$	Estado limite último	-
$E_{Qik}$	Valor característico da ação variável	-
$E_{Qjk}$	Valor característico da segunda ação variável "j"	-
$E_{Q1k}$	Valor característico da ação variável considerada principal para a combinação	-
$E_{ws}$	Valor pressão hidrodinâmica	$kN/m$
$F_{\text{Bearing}}$	Fator de segurança global relativamente à capacidade de carga da fundação	-
$F_{\text{derrubamento}}$	Fator de segurança global relativamente ao derrubamento	-
$F_{\text{deslizamento}}$	Fator de segurança global relativamente ao deslizamento	-
$g$	Aceleração da gravidade	$m/s^2$
$H$	Força horizontal	$kN/m$
$H_{\text{Stb}}$	Valor de cálculo para as forças horizontais estabilizadoras	$kN/m$
$H_{\text{Dst}}$	Valor de cálculo para as forças horizontais desestabilizadoras	$kN/m$
$h'$	Altura do nível freático acima da base do muro	$m$
$I_{as}$	Impulso ativo sísmico	$kN/m$
$I_{ai}$	Impulso ativo	$kN/m$
$I_{aih}$	Componente horizontal do impulso ativo (i)	$kN/m$

**Alfabeto Latino**

<b>Símbolo</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Unidade</b>
$I_{aiv}$	Componente vertical do impulso ativo (i)	kN/m
$I_q$	Impulso provocado pela sobrecarga	kN/m
$I_{wi}$	Impulso provocado pela água na frente e tardo de da estrutura	kN/m
$L$	Comprimento da fundação	m
$L'$	Comprimento efetivo da fundação	m
$k_a$	Coefficiente de impulso ativo	-
$k_{aS}$	Coefficiente de impulso ativo sísmico	-
$k_h$	Coefficiente sísmico horizontal	-
$k_v$	Coefficiente sísmico vertical	-
$k_{h,cr}$	Coefficiente sísmico horizontal crítico	-
MOO	Amarração (MOO vem do termo inglês Mooring, que significa amarração ou acostagem)	kN
$MOO_h$	Componente horizontal da amarração	kN
$MOO_v$	Componente vertical da amarração	kN
$M_{Dst}$	Valor de cálculo do momento desestabilizador	kN.m/m
$M_{Stb}$	Valor de cálculo do momento estabilizador	kN.m/m
NF	Nível freático	m
$q$	Valor da sobrecarga	kN/m <sup>2</sup>
$r$	Fator que depende do tipo de estrutura e dos deslocamentos admissíveis	-
$R_d$	Valor de cálculo da resistência face às ações atuantes	-
$S$	Coefficiente que tem em conta a possível amplificação da aceleração entre o substrato e a superfície	-
SC	Sobrecarga	kN/m <sup>2</sup>
SW	Água salgada	-
$W$	Peso da estrutura	kN/m
$V$	Força vertical	kN/m
$z$	Coefficiente que tem em conta a possível amplificação da aceleração entre o substrato e a superfície	-
ZH	Zero hidrográfico	m

<b>Alfabeto Grego</b>		
<b>Símbolo</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Unidade</b>
$\gamma$	Peso volúmico	$\text{kN/m}^3$
$\gamma_c$	Peso volúmico do betão	$\text{kN/m}^3$
$\gamma_d$	Peso volúmico do solo seco	$\text{kN/m}^3$
$\gamma_i$	Coeficiente de importância da estrutura	-
$\gamma_{gi}$	Fator parcial de segurança para ações permanentes	-
$\gamma_q$	Fator parcial de segurança para ações variáveis	-
$\gamma_s$	Peso volúmico do solo saturado	$\text{kN/m}^3$
$\gamma_w$	Peso volúmico da água	$\text{kN/m}^3$
$\Phi'$	Ângulo de atrito do solo	°
$\Phi'_d$	Ângulo de atrito de cálculo do solo	°
$\beta$	Ângulo da superfície do terreno	°
$\Psi_{oj}$	Fator de redução para a ação variável “j”	-
$\Psi_{2j}$	Fator de redução para a combinação quase-permanente da ação variável “j”	-
$\sigma'_{Ed}$	Valor de cálculo para as forças verticais atuantes sobre a fundação;	kPa
$\sigma'_{Rd}$	Valor de cálculo da capacidade de carga do solo de fundação;	kPa
$\lambda$	Ângulo de inclinação do muro medido a partir da posição vertical	°
$\theta$	Ângulo provocado pela ação sísmica	°
$\delta'$	Ângulo de atrito da interface estrutura/solo	°
$\delta'_{\text{fundação}}$	Ângulo de atrito da interface estrutura/solo de fundação	°
$\delta'_d$	Ângulo de atrito da interface estrutura/solo de cálculo	°
$\alpha$	Ângulo de inclinação do solo na base de fundação	°



## RESUMO

O objetivo desta dissertação é estudar as alterações estruturais necessárias a implementar, no projeto do novo Porto de Gibraltar, caso este fosse construído na Ilha do Pico, nos Açores, mais concretamente em São Roque do Pico.

Para isso, e de forma a consolidar conhecimentos de base sobre portos, primeiro é analisado e redimensionado o muro cais do novo Porto de Gibraltar, executado pela empresa WW - Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A. Posteriormente, a geometria do muro cais é implantada em São Roque do Pico e são realizadas verificações de segurança necessárias para garantir a estabilidade do mesmo.

Tendo em consideração que os Açores, nomeadamente a Ilha do Pico, encontram-se numa zona de atividade sísmica superior à de Gibraltar, serão também estudadas as alterações necessárias a introduzir no muro para que este cumpra a legislação aplicável, nomeadamente os Eurocódigos Estruturais.

Tanto para o redimensionamento da estrutura do Porto de Gibraltar, como para posterior implementação do mesmo em São Roque do Pico, são tidos em conta os seguintes elementos específicos de cada região: estudos de maré, ondulação, geotécnicos e topográficos.

**Palavras-chave:** Porto, atividade sísmica, dimensionamento, estrutura.



## ABSTRACT

The objective of this dissertation is to study the structural alterations necessary to implement in the project of the new Port of Gibraltar, if it were built on the Island of Pico, in the Azores, more concretely in São Roque do Pico.

To this end, in order to consolidate basic knowledge about ports, the project of the new Port of Gibraltar, executed by WW – Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, SA, is first analyzed and recalculated. Subsequently, the geometry of the structure is implanted in São Roque do Pico and safety checks are carried out to ensure its stability.

Taking into account that the Azores, in particular the Pico Island, are in a zone of seismic activity superior to that of Gibraltar, will also be studied the necessary changes to be introduced in the structure so that it complies with the current legislation, namely the Structural Eurocodes .

Both for the recalculations of the Port of Gibraltar structure and for its subsequent implementation in São Roque do Pico, the following specific elements of each region are taken into account: tidal, rippling, geotechnical and topographic studies

**Key words:** Port, seismic activity, design, structure.



# ÍNDICE GERAL

<b>DEDICATÓRIA.....</b>	<b>I</b>
<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>III</b>
<b>ABREVIATURAS SÍMBOLOS E SIGLAS.....</b>	<b>V</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>IX</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>XI</b>
<b>ÍNDICE GERAL.....</b>	<b>XIII</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>XVII</b>
<b>ÍNDICE DE TABELAS.....</b>	<b>XIX</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento .....	1
1.2. Relevância do tema.....	3
1.3. Motivação.....	5
1.4. Objetivos.....	6
1.5. Metodologia.....	6
1.6. Organização .....	7
<b>2. GENERALIDADES SOBRE DIMENSIONAMENTO DE MUROS CAIS..9</b>	
2.1. Considerações iniciais .....	9
2.2. Aspectos gerais na realização do projeto de uma obra marítima.....	10
2.3. Normas e métodos de cálculo .....	11
2.3.1. Combinações de ações .....	11
2.3.2. Estados Limites Últimos (ELU).....	12
2.3.3. Análise sísmica.....	17
2.3.4. Liquefação do solo .....	19
2.3.5. Níveis de maré de dimensionamento.....	20
2.4. Considerações finais .....	22
<b>3. PORTO DE GIBRALTAR.....</b>	<b>23</b>
3.1. Considerações iniciais .....	23
3.2. Descrição e geometria do porto .....	23
3.1. Agitação marítima .....	26

3.2.	Combinções de ações em estudo – Gibraltar.....	26
3.3.	Características da ondulação em Gibraltar.....	26
3.4.	Características do solo de fundação .....	26
3.5.	Verificação da segurança aos modos de rotura .....	28
3.5.1.	Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU) .....	28
3.5.2.	Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO).....	35
3.5.3.	Verificação da capacidade de carga da fundação (STR/GEO) .....	38
3.5.4.	Análise sísmica.....	41
3.6.	Considerações finais .....	50
<b>4.</b>	<b>PORTO DE SÃO ROQUE.....</b>	<b>51</b>
4.1.	Considerações iniciais.....	51
4.2.	Descrição e geometria do Porto .....	51
4.3.	Combinções de ações em estudo – Porto de São Roque .....	52
4.4.	Características da ondulação – São Roque.....	54
4.5.	Características dos solos de fundação .....	58
4.6.	Verificação da segurança aos modos de rotura .....	59
4.6.1.	Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU) .....	59
4.6.2.	Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO).....	64
4.6.3.	Verificação capacidade de carga da fundação (STR/GEO) .....	66
4.6.4.	Análise sísmica.....	69
4.7.	Dimensionamento de uma solução alternativa.....	72
4.8.	Validação dos resultados obtidos.....	74
4.9.	Considerações finais .....	80
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>81</b>
5.1.	Conclusões.....	81
5.2.	Desenvolvimentos futuros.....	83
	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>85</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>87</b>
	<b>ANEXO I.....</b>	<b>89</b>
	<b>ANEXO II .....</b>	<b>91</b>
	<b>ANEXO III.....</b>	<b>93</b>
	<b>ANEXO IV .....</b>	<b>95</b>

<b>ANEXO V .....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXO VI.....</b>	<b>99</b>
<b>ANEXO VII.....</b>	<b>101</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Seção genérica na situação inicial.....	13
Figura 2: Derrubamento da estrutura.....	14
Figura 3: Deslizamento da estrutura pela base.....	15
Figura 4: Capacidade de carga da fundação.....	15
Figura 5: Localização de Gibraltar.....	24
Figura 6: Corte transversal de um caixotão de Gibraltar [m].....	25
Figura 7: Vista em planta de um caixotão de Gibraltar[m].....	25
Figura 8: Ações a que a estrutura está sujeita.....	29
Figura 9: Forças consideradas para a verificação ao derrubamento da estrutura.....	34
Figura 10: Ações atuantes para a combinação sísmica.....	43
Figura 11: Localização de São Roque.....	51
Figura 12: Tipos de ação da onda tidos em conta.....	55
Figura 13: Distribuição das pressões causadas pela crista da onda na estrutura.....	55
Figura 14: Distribuição das pressões causadas pela cava da onda na estrutura.....	56
Figura 15: Distribuição das pressões causadas pela cava da onda na estrutura.....	56
Figura 16: Ações a que a estrutura está sujeita.....	60
Figura 17: Forças consideradas para a verificação ao derrubamento da estrutura.....	63
Figura 18: Esquema para o cálculo da cunha de terreno.....	68
Figura 19: Fundo dos caixotões serrilhados.....	73
Figura 20: Geometria do serrilhado [m].....	74
Figura 21: Ações da combinação CE_av+_PM.....	75
Figura 22: Ações atuantes na estrutura para a ação sísmica.....	78



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Normas utilizadas para os cálculos do muro cais. ....	12
Tabela 2: Valores característicos das marés no Porto de Gibraltar. ....	20
Tabela 3: Níveis de água de dimensionamento referentes ao Porto de Gibraltar. ....	20
Tabela 4: Valores característicos das marés no Porto da Horta. ....	21
Tabela 5: Níveis de água de dimensionamento referentes ao Porto da Horta. ....	22
Tabela 7: Forças geradas pelas ondas. ....	26
Tabela 6: Combinações das ações para o caixotão 1. ....	27
Tabela 8: Características geológicas do solo. ....	28
Tabela 9: Combinação C4_A_PM. ....	29
Tabela 10: Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros resistentes do solo. ....	29
Tabela 11: Resultados da verificação ao derrubamento da estrutura para a combinação C4_A_PM. ....	30
Tabela 12: Excerto da tabela de Caquot-Kérisel. ....	31
Tabela 13: Peso volúmico do caixotão. ....	32
Tabela 14: Impulsos ativos na estrutura. ....	33
Tabela 15: Combinação C4_C_PM. ....	35
Tabela 16: Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros resistentes do solo. ....	36
Tabela 17: Resultados da verificação ao deslizamento pela base combinação C4_C_PM. ....	36
Tabela 18: Combinação C4_C_BM. ....	38
Tabela 19: Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros resistentes do solo . ....	39
Tabela 20: Resultados da verificação da capacidade de carga da fundação C4_C_BM. ....	39
Tabela 21: Dados necessários ao cálculo dos coeficientes adimensionais. ....	40
Tabela 22: Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais. ....	40
Tabela 23: Combinações Sísmicas Porto de Gibraltar. ....	41
Tabela 24: Fatores parciais de segurança para os parâmetros resistentes do terreno a usar em situação de projeto sísmica (Anexo Nacional, NP EN 1998-5: 2010). ....	41
Tabela 25: Resultados para os coeficientes sísmicos horizontais e verticais ....	42

Tabela 26: Valores obtidos para a combinação de ações CE_av+_BM. ....	43
Tabela 27: Valores obtidos para o $K_{aiS}$ . ....	45
Tabela 28: Dados necessários ao cálculo dos coeficientes adimensionais. ....	49
Tabela 29: Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais ....	49
Tabela 30: Combinações de ações para o caixotão ( continua na Tabela 30.1).....	53
Tabela 31: Pressões obtidas para a crista da onda. ....	56
Tabela 32: Pressões obtidas para a cava da onda. ....	56
Tabela 33: Características geológicas e geotécnicas do maciço de fundação.....	58
Tabela 34: Combinação C2_A_PM_Cava. ....	59
Tabela 35: Coeficientes parciais para os parâmetros do solo . ....	59
Tabela 36: Resultados da verificação ao derrubamento da estrutura para a combinação C2_A_PM_Cava. ....	60
Tabela 37: Impulsos ativos na estrutura. ....	62
Tabela 38: Combinação C2_C_PM_Cava. ....	64
Tabela 39: Coeficientes parciais para os parâmetros do solo . ....	65
Tabela 40: Resultados da verificação ao deslizamento pela base para a combinação C2_C_PM_Cava. ....	65
Tabela 41: Combinação C2_C_BM_Cava.....	66
Tabela 42: Coeficientes parciais para os parâmetros do solo. ....	67
Tabela 43: Resultados da verificação da capacidade de carga da fundação C2_C_BM_Cava. ....	67
Tabela 44: Dados necessários ao cálculo dos coeficientes adimensionais. ....	67
Tabela 45: Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais. ....	68
Tabela 46: Combinações sísmicas Porto de São Roque. ....	70
Tabela 47: Fatores parciais para os parâmetros do terreno a usar em situação de projeto sísmica (Anexo Nacional, NP EN 1998-5: 2010).....	70
Tabela 48: Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas. ....	70
Tabela 49: Quadro NA.II – Coeficientes de importância $\gamma_I$ ....	71
Tabela 50: Resultados para os coeficientes sísmicos horizontais e verticais.....	71
Tabela 51: Resultados obtidos para a combinação CE_av+_PM. ....	72
Tabela 52: Ângulos de atrito caixotão-enrocamento. ....	73

Tabela 53: Resultados obtidos para a combinação CE_av+_PM para os caixotões serrilhados.....	74
Tabela 54: Valores obtidos para o $K_{aiS}$ .....	77
Tabela 55: Resultados obtidos no dimensionamento de ambos os Portos face à ação sísmica. ....	82
Tabela 56: Valores obtidos antes e após as alterações no caso das verificações face ao sismo. ....	82
Tabela 57: Resultados ELU - Derrubamento da estrutura.....	89
Tabela 58: ELU - Deslizamento pela base para o Porto de Gibraltar.....	91
Tabela 59: Resultados ELU – Capacidade de carga da fundação para o Porto de Gibraltar.....	93
Tabela 60: Resultados das combinações sísmicas para o Porto de Gibraltar. ....	95
Tabela 61: Resultados ELU – Derrubamento da estrutura para o Porto de São Roque. ....	97
Tabela 62: Resultados ELU – Deslizamento pela base para o Porto de São Roque. ....	99
Tabela 63: Resultados ELU – Capacidade de carga da fundação para o Porto de São Roque.....	101



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Enquadramento

A superfície do planeta Terra é constituída por cerca de 70% de água. De toda a água no planeta, 97% está presente nos mares e oceanos, 2% está presa nas calotes polares e glaciares e apenas 1% constitui rios e lagos.

Desde que a humanidade existe, teve sempre o desejo e a necessidade de se movimentar, sendo a água, durante muito tempo, a via mais rápida para o transporte de bens e de pessoas.

Ao longo dos séculos, a navegação e o comércio têm sofrido uma grande expansão que, obviamente, necessitou de suporte de igual dimensão ao nível das infraestruturas de apoio à navegação e ao comércio.

A maior fase de crescimento foi a Revolução Comercial, movida pelo colonialismo e mercantilismo, que se estendeu aproximadamente do século XII ao século XVIII e cujo desenvolvimento comercial e social resultou em transformações profundas na Europa.

A moeda tornou-se no fator primordial de riqueza e as trocas comerciais tornaram-se monetizadas, ou seja, a troca deixou de ter caráter de mera troca de bens e passa a fazer-se através da venda e compra de bens mediante pagamento monetário.

A produção e o comércio deixam de ter um caráter de subsistência e passam a atender às necessidades dos mercados e das cidades. Este foi o primeiro grande passo para a globalização.

Nesta altura, intensifica-se a procura por novas minas em África e na Índia. A navegação e o comércio de alto-mar ganham impulso com a construção de novos tipos de embarcação e com o aperfeiçoamento da cartografia e de instrumentos como a bússola de marear.

Ao longo da Revolução Comercial, o eixo comercial do Mediterrâneo foi transferido para o Atlântico, rompendo o monopólio das cidades italianas no comércio com o Oriente e iniciando o mercantilismo.

Como é sabido, com a expansão do comércio global, os transportes marítimos tornaram-se imprescindíveis à nossa sobrevivência e melhoria de qualidade de vida. Havia que dar resposta a novas e permanentes necessidades, apostando na mobilidade sustentável através da estruturação de modelos de transporte e sistemas portuários, capazes de:

- Impulsionar a competitividade e o desenvolvimento económico;
- Assegurar a mobilidade de pessoas e bens, a preços aceitáveis e com eficiência;
- Promover a coesão social;
- Adequar os modelos e os custos de exploração às receitas;
- Gerir com racionalidade os dinheiros públicos;
- Dar prioridade aos projetos estruturantes;
- Assegurar que, na relação custo-benefício, o saldo global tenha de ser positivo.

Assim, as questões de segurança estrutural relacionadas à conceção das estruturas portuárias tomam uma importância muito elevada durante o processo de dimensionamento e de execução. Face às características deste tipo de obras, tanto a nível técnico como a nível de importância social, este tipo de obras são geralmente complexas, com diversas variáveis a ter em conta, desde as características geotécnicas, às características das marés até a questões mais operacionais, como a manobrabilidade dos navios.

Pode-se assim, com cristalina certeza, concluir o quão relevante se tornou a projeção e construção de qualquer infraestrutura portuária, não só na componente comercial, mas, e para que esta funcione satisfatoriamente, também nas componentes de manobra e de segurança, entendida esta em sentido lato o que inclui a segurança estrutural e resistência aos elementos naturais – temporais e sismos. (Comandante Lizuarte Machado – Fórum da Economia do Mar, 2010).

## 1.2. Relevância do tema

Atendendo à posição geoestratégica de Portugal, à sua vocação Atlântica e integração na União Europeia, a problemática dos transportes coloca-se a vários níveis: Europeu, Nacional e Regional.

### Nível Europeu

Mais do que nunca, a economia mundial gira em torno do conceito da mobilidade, não só a que é facultada pelas novas tecnologias mas também de bens e pessoas. É exemplo de tal o fato de na União Europeia o setor dos transportes empregar diretamente cerca de 10 milhões de pessoas e ser responsável por cerca de 5% do PIB (Livro Branco dos Transportes, 2011).

A logística, nomeadamente o transporte e armazenagem, corresponde a cerca de 10 a 15% do custo de um produto acabado para as empresas europeias. A qualidade dos serviços de transporte é fundamental, já que estes tem um impacto de cerca de 13,2% no orçamento das famílias (Livro Branco dos Transportes, 2011).

Pretende-se criar uma “cintura azul” no mar, em torno da Europa e países vizinhos, onde o transporte marítimo beneficie com a facilitação de procedimentos para os serviços intraeuropeus e com os países próximos, pelo que se prevê o aumento do número de portos, da sua eficiência e ligações com sistemas de informação à rede de transportes por forma a evitar o mais possível a utilização do transporte terrestre. O objetivo é a redução, até 2030, de 30% e, até 2050, de 50% do tráfego rodoviário além de 300 km, com transferência da carga para os modos marítimo, fluvial e ferroviário, o que implicará, nos próximos anos, um investimento contínuo de muitos milhares de milhões de euros. (Livro Branco dos Transportes, 2011)

### Nível Nacional

O **PETI** - Plano Estratégico dos Transportes e Infraestruturas Horizonte 2014-2020, do Ministério da Economia, pretende dotar o país de:

- Uma rede de portos nacional competitiva, com capacidade para a movimentação da carga que será espetável no horizonte 2050, e atração de navios de grandes dimensões ligada à rede rodoviária, ferroviária e plataformas logísticas pertencentes à RTE-T (rede transeuropeia de transportes);

- Uma rede de terminais de cruzeiros e infraestruturas de náutica de recreio competitivas e que promovam a atração de turistas e a competitividade do importante setor económico do turismo nacional, tornando Portugal numa referência no mercado marítimo-portuário internacional, tirando partido da sua posição geoestratégica, na confluência das grandes rotas marítimas internacionais e da existência de condições naturais únicas para a atração de navios de grandes dimensões.

De acordo com o Ministro do Planeamento e Infraestruturas, em notícia veiculada pela Lusa em 30 de Janeiro de 2017, “o investimento na ferrovia é uma prioridade do atual Governo, estando previstas para os próximos anos intervenções orçadas em mais de dois mil milhões de euros”. Assim, o objetivo do Governo é tornar mais competitivo, tanto o transporte de passageiros como de mercadorias, tornando igualmente mais competitivos os portos nacionais.

### **Nível Regional**

De acordo com as *Orientações de Médio Prazo 2017-2020*, da Região Autónoma dos Açores, os transportes assumem um papel fundamental no desenvolvimento e na coesão social, económica e territorial de uma região ou de um país. Numa região arquipelágica como os Açores, a existência de uma boa rede de transportes assume importância redobrada uma vez que esta é essencial para garantir a acessibilidade e a mobilidade inter-ilhas e para o exterior da região.

Ao nível das infraestruturas portuárias, procurando aumentar permanentemente a sua segurança e eficiência operacional, concluir-se-ão as empreitadas relativas ao Porto da Casa na Ilha do Corvo, o Porto das Poças na Ilha das Flores, Porto das Velas na Ilha de São Jorge, Porto de Ponta Delgada na Ilha de São Miguel, rampas RO-RO no Porto da Calheta e no Porto das Pipas, bem como o lançamento da grande empreitada de ornamento e construção de terminal de passageiros em São Roque do Pico.

Por outro lado, em matéria de redes de transportes marítimos internacionais, integrar-se-á o Porto da Praia da Vitória na rede transeuropeia de transportes como ponto de abastecimento de GNL (Gás Natural Liquefeito), e potenciar o papel desse porto entre os continentes Europeu e Norte-americano para o que será necessário levar a cabo grandes obras nas infraestruturas marítimas existentes. De acordo com o estudo **Açores Logístico – Competitividade Logística para a Região Autónoma dos Açores, LOGISTEMA 2011**, tendo

presente a condição insular e arquipelágica do arquipélago dos Açores, identificaram-se as seguintes oportunidades e requisitos necessários à sua concretização.

Oportunidades para o desenvolvimento de hub-and-spoke Atlântico:

- Introdução de sistemas hub-and-spoke nos Açores criando uma nova alternativa para os fluxos transatlânticos entre a Europa e os EUA, podendo cruzar com os fluxos provenientes da América Latina e África;
- Abastecimento direto aos portos de dimensão intermédia do sul da Europa.

Requisitos para a concretização:

- Investimento em infraestruturas adequadas a receber navios de grande dimensão e a efetuar operações de *transshipment* (baldeação – passagem de carga de um navio para outro): alteração dos portos (molhes, dragagens, parques de contentores, pórticos e acessos);
- Criação de parques logísticos e industriais para potenciar cadeias com escala aberta a fluxos do exterior.

### **1.3. Motivação**

Esta dissertação surgiu por duas grandes razões: (i) influência e relações familiares ao setor dos portos de mar; a (ii) oportunidade de estágio na empresa WW - Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A.

Eu nasci e cresci numa pequena localidade chamada Manhenga, que se situa na freguesia da Piedade, concelho das Lajes do Pico, na Ilha do Pico, nos Açores. A casa onde vivia, situa-se a pouco mais de uma dezena de metros do Oceano Atlântico e a pouco mais de uma centena de metros de um pequeno porto de pesca artesanal. Esta proximidade com o mar e o facto de a minha família paterna ter sido sempre ligada ao mar, ambos o meu bisavô e avô terem sido pescadores toda a sua vida, e o meu pai ter sido o primeiro português licenciado em Gestão e Tecnologias Marítimas fez com que, cedo, surgisse a minha paixão por tudo o que se relacionasse com o oceano.

A segunda razão pela qual escolhi este tema de dissertação foi o facto de há cerca de um ano e meio ter surgido a oportunidade de estagiar na empresa WW - Consultores de

Hidráulica e Obras Marítimas, S.A. Uma vez que esta empresa desenvolve a sua atividade, maioritariamente na realização de projetos de obras marítimas, e visto que estes temas não são abordados ao longo da Licenciatura nem Mestrado em Engenharia Civil, decidi optar por um tema que me permitisse aprofundar o mais possível o conhecimento relacionado com este tipo de projetos.

## **1.4. Objetivos**

O objetivo desta dissertação é estudar as alterações necessárias a implementar no projeto do novo Porto de Gibraltar, caso este fosse construído na vila de São Roque, Ilha do Pico, Açores.

Para isso, primeiro é analisado e recalculado o projeto do Porto de Gibraltar, executado pela empresa WW - Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A. De seguida, a mesma estrutura é recalculada e ajustada às condições naturais existentes em São Roque do Pico, tendo em conta as condições geológico-geotécnicas, ação sísmica local, características da ondulação e maré, e as condições de implantação da estrutura, de forma a verificar as condições impostas pela regulamentação europeia – Eurocódigos Estruturais.

## **1.5. Metodologia**

Para a realização desta dissertação foi efetuada uma revisão bibliográfica sobre o tema, com destaque para os seguintes livros:

- *Handbook - Quay Walls*, Rotterdam, 2003 - este livro é uma coletânea sobre a evolução do Porto de Roterdão;

- O documento *Puertos del Estado. Guía de Buenas Prácticas para la ejecución de obras marítimas*, 2008, publicado pelo Governo de Espanha e que teve como objetivo sintetizar num documento os aspetos distintos a ter em conta para as boas práticas de execução na realização de obras marítimas.

- ROM - Recomendaciones de Obras Marítimas – Documento realizado pelo governo Espanhol onde são apresentadas recomendações para a conceção de obras marítimas.

Existem diversas tipologias estruturais para a execução da estrutura de um porto, nomeadamente:

- Muros de gravidade de aduelas e caixotões;
- Muros de gravidade de blocos maciços;
- Muros de gravidade com Betonagem submersa;
- Cais cortina e viga de coroamento em betão armado;
- Pontes-cais em betão armado.

Neste trabalho, a estrutura dimensionada é em muro de gravidade através da utilização de caixotões de betão armado.

A estrutura do Porto de Gibraltar é dimensionada, analiticamente, através dos Eurocódigos Estruturais e os resultados são comparados com os obtidos nos modelos no GEO5 e com os do projeto original. Este passo pretende consolidar os conhecimentos teóricos e metodologias de cálculo estrutural do porto. Após o dimensionamento do Porto de Gibraltar, o Porto de São Roque do Pico é dimensionado através das mesmas normas e os resultados são comparados com os obtidos nos modelos no GEO5. Caso não sejam verificados todos os modos de rotura, serão propostas e estudadas diferentes soluções de forma a propor a solução economicamente mais vantajosa.

## **1.6. Organização**

Esta dissertação divide-se em cinco capítulos.

No primeiro capítulo é feita a introdução do trabalho, onde são explicadas as razões pela escolha do tema e são descritos os objetivos e a metodologia.

No segundo capítulo é feita uma breve descrição do estado da arte, uma introdução sobre os aspetos a ter em conta na realização de projetos de obras marítimas e das normas e métodos de cálculo aplicáveis. É ainda feita referência ao processo de liquefação e aos níveis de água de dimensionamento.

O terceiro capítulo começa com uma breve descrição do Porto de Gibraltar. De seguida, são apresentadas as características da ondulação no local; posteriormente são apresentadas as combinações e as respetivas verificações de segurança.

O quarto capítulo começa com uma breve descrição do Porto de São Roque. De seguida, são apresentadas as características da ondulação no local; posteriormente são apresentadas as combinações e as respetivas verificações de segurança. No final é dimensionada uma solução alternativa.

Por último, no quinto capítulo, são apresentados os resultados e as principais conclusões obtidas ao longo da dissertação.



## **2. GENERALIDADES SOBRE DIMENSIONAMENTO DE MUROS CAIS**

### **2.1. Considerações iniciais**

Neste capítulo é feita uma breve apresentação ao estado da arte sobre muros cais. De seguida, são apresentadas generalidades sobre o dimensionamento de muros cais bem como as normas e métodos de cálculo aplicados ao longo desta dissertação. É ainda mencionado, brevemente, o fenómeno da liquefação bem como os diferentes níveis de água de dimensionamento.

A maioria da informação acerca de Obras Marítimas é proveniente de autores Espanhóis, Holandeses e Ingleses, onde o livro (*Handbook- Quay Walls, 2003*) é uma coletânea sobre a evolução do Porto de Roterdão, incluindo a vertente histórica e técnica.

Além disso, em Portugal, a experiência da empresa WW - Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A, na execução de projetos e construção de obras marítimas serviram de base de estudo para todo este trabalho, de onde se destacam os seguintes:

- Projeto de execução – Novo Quebra-Mar e cais do Porto de Cabinda;
- Projeto de execução – Substituição dos cabeços de amarração nos cais 2 e 3 do Porto do Funchal;
- Projeto de execução – Porto de São Roque do Pico, instalação de cabeços de amarração de 800 kN no cais comercial. Este projeto teve uma importância adicional uma vez que o porto dimensionado nesta dissertação se encontra neste mesmo local. Foi a partir deste projeto que foram obtidas as

características da ondulação, bem como as características geológicas-geotécnicas e das marés do local;

- *Design report – Port of Gibraltar, North mole reclamation retaining structure design.* Este projeto foi a base desta dissertação, uma vez que a estrutura analisada nesta dissertação foi inspirada neste projeto, bem como as características geológicas-geotécnicas e das marés do local. Além disso, este projeto foi o objeto principal de aprendizagem em termos de dimensionamento, para, posteriormente, aplicar estes ensinamentos no dimensionamento do novo Porto de São Roque do Pico.

## 2.2. Aspetos gerais na realização do projeto de uma obra marítima

No dimensionamento de uma obra marítima é necessário ter em conta diversos fatores, tais como:

- **Local** no qual a obra será efetuada;
- **Finalidade da obra** - Dependendo da finalidade da obra, as características da mesma serão diferentes;
- **Clima marítimo** – Nomeadamente as alturas, períodos de retorno, as marés e as elevações do nível do mar;
- **Meteorologia** – Vento, chuva e temperatura;
- **Topografia e batimetria;**
- Verificar se os dados topográficos e batimétricos incluídos no projeto são corretos, em particular:
  - Extensão, a fim de verificar que inclui a totalidade das obras e do meio ambiente afetado;
  - Sistema de obtenção de dados.
- **Geologia e geotecnia** – Em qualquer infraestrutura é fundamental o conhecimento das características dos terrenos de fundação. Assim deverá ser comprovado se o projeto define, inequivocamente, a natureza dos terrenos assim como os seus parâmetros resistentes em particular aqueles que determinam:
  - A capacidade de carga do terreno;

- A estabilidade dos taludes;
- Os processos de execução de betonagens profundas.
- **Atividade sísmica** – Deve-se comprovar se no projeto são aplicadas as normas sísmicas vigentes no local onde é executada a obra.

## 2.3. Normas e métodos de cálculo

### 2.3.1. Combinações de ações

Para obter o valor de cálculo dos efeitos das ações,  $E_d$ , foram usadas as combinações apresentadas no Eurocódigo 0 (NP EN 1990:2009):

a) Combinação das ações permanentes e variáveis de cálculo:

$$E_d = \sum \gamma_{gi} \cdot E_{Gik} + \gamma_q \left[ E_{Q1k} + \sum \Psi_{oj} \cdot E_{Qjk} \right]$$

Em que:

- $\gamma_{gi}$  fator parcial de segurança para ações permanentes;
- $E_{Gik}$  valor característico das cargas permanentes;
- $\gamma_q$  fator parcial de segurança para ações variáveis;
- $E_{Q1k}$  valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;
- $\Psi_{oj}$  fator de redução para a ação variável “j”;
- $E_{Qjk}$  valor característico da segunda ação variável “j”.

b) Combinação das ações no caso de sismo.

$$E_d = E_{Gik} + E + \sum \Psi_{2i} \cdot E_{Qik}$$

Em que:

- $E_{Gik}$  valor característico das cargas permanentes;
- $E$  valor característico dos efeitos das ações sísmicas;
- $E_{Qik}$  valor característico da ação variável;
- $\Psi_{2j}$  fator de redução para a combinação quase-permanente da ação variável “j”.

### 2.3.2. Estados Limites Últimos (ELU)

Todas as verificações de segurança da estrutura da Figura 1, incluindo os ELU, foram feitas de acordo com os critérios de cálculo definidos nas normas europeias identificadas na Tabela 1.

Tabela 1: Normas utilizadas para os cálculos do muro cais.

Autor	Ano	Título
NP EN 1990	2009	Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas
NP EN 1991-1-1	2009	Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios
NP EN 1992-1-1	2010	Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
NP EN 1997-1	2010	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico - Parte 1: Regras gerais
NP EN 1998-1	2010	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

Os tipos de colapso considerados para as verificações de segurança podem ser divididos em três grupos:

- **EQU - Perda do equilíbrio estático.** A estrutura perde as condições de estabilidade como resultado de uma ação excessiva sem a força dos materiais da estrutura ou do solo desempenharem um papel substancial no processo. Um exemplo da perda do equilíbrio estático é o derrubamento do corpo rígido.
- **GEO - Rotura ou deformação excessiva do terreno,** em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente. O colapso por falta de capacidade de carga do solo de fundação é um exemplo deste tipo de ELU.
- **STR - Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais,** em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente.

Quando consideramos um ELU a seguinte expressão deve ser verificada (EN 1990:2009 – 6.4.2):

$$E_d \leq R_d$$

Em que:

$E_d$  Valor de cálculo das ações atuantes;

$R_d$  Valor de cálculo da resistência face às ações atuantes.

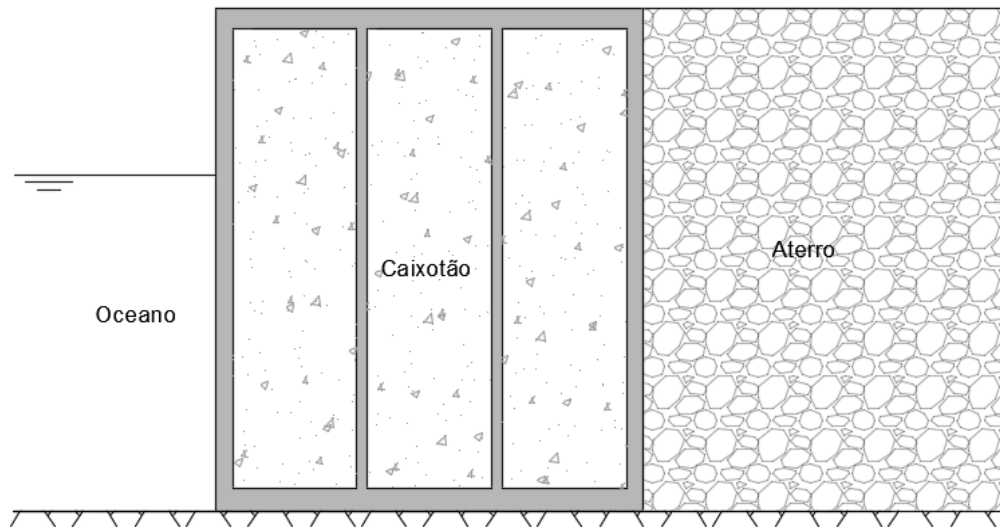


Figura 1: Seção genérica na situação inicial.

### 2.3.2.1. Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU)

Para que um muro de gravidade possa resistir ao derrubamento em forma de corpo rígido, em torno de A da extremidade externa da Figura 2, e assumindo que o solo de fundação é infinitamente resistente, o momento estabilizador deve ser maior do que o momento desestabilizador, ou seja, a seguinte expressão deve ser verificada:

$$\frac{M_{Stb}}{M_{Dst}} = F_{derrubamento} \geq 1,00$$

Em que:

$M_{Stb}$  Valor de cálculo do momento estabilizador, causado pelas forças favoráveis para o equilíbrio global;

$M_{Dst}$  Valor de cálculo do momento desestabilizador, causado pelas forças desfavoráveis;

$F_{derrubamento}$  Fator de segurança global relativamente ao derrubamento.

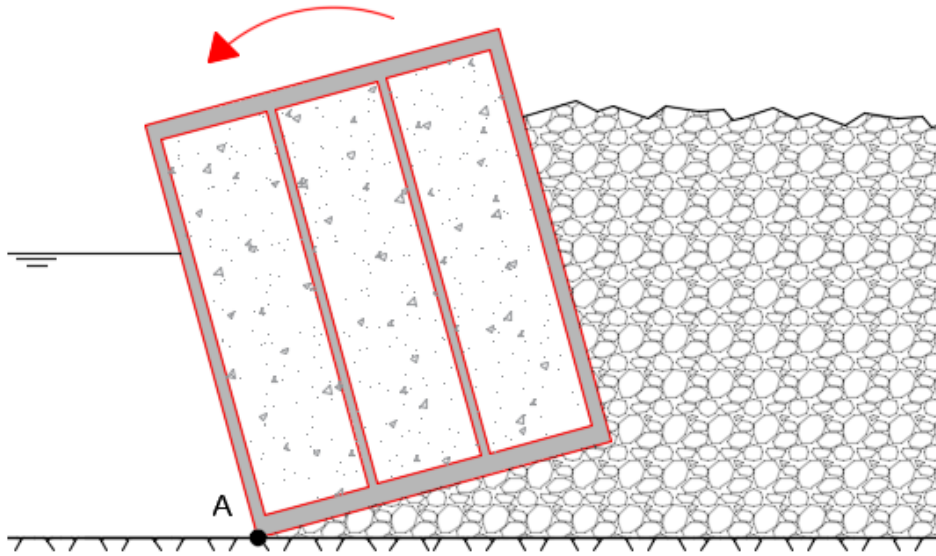


Figura 2: Derrubamento da estrutura.

### 2.3.2.2. Verificação ao deslizamento pela base (GEO)

Para que um muro de gravidade possa resistir ao deslizamento pela base, Figura 3, as forças horizontais geradas pelos vários elementos presentes (peso do solo, pressão da água, sobrecargas, etc.) têm de ser ultrapassadas pelas forças de atrito geradas entre a estrutura e o solo de fundação, prevenindo que o muro de suporte escorregue. A seguinte expressão tem de ser verificada para que tal aconteça:

$$\frac{H_{Stb}}{H_{Dst}} = F_{deslizamento} \geq 1,00$$

Em que:

- $H_{Stb}$  Valor de cálculo para as forças horizontais estabilizadoras;
- $H_{Dst}$  Valor de cálculo para as forças horizontais desestabilizadoras;
- $F_{deslizamento}$  Fator de segurança global relativamente ao deslizamento.

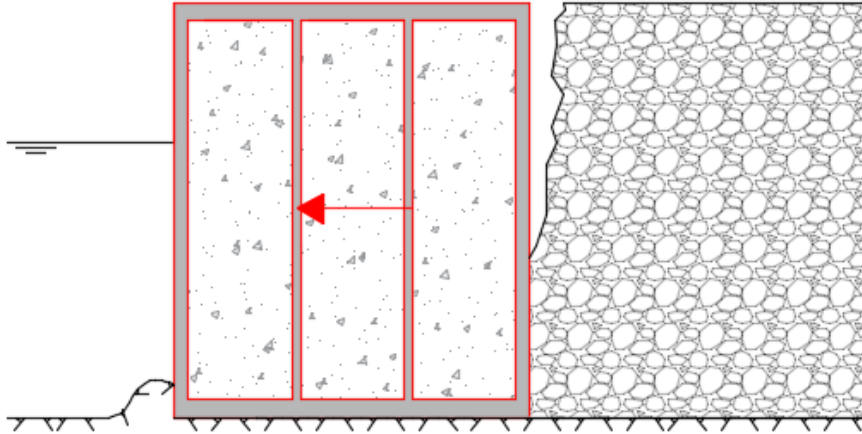


Figura 3: Deslizamento da estrutura pela base.

### 2.3.2.3. Verificação da capacidade de carga da fundação (GEO)

Para determinar se a capacidade de carga do solo da fundação, demonstrada na Figura 4, onde a estrutura vai assentar, é suficiente, para garantir os níveis mínimos de segurança, é necessário que a tensão aplicada na fundação seja superior à tensão resistente.

$$\frac{\sigma'_{Rd}}{\sigma'_{Ed}} = F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$$

Em que:

- $\sigma'_{Rd}$  Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação;
- $\sigma'_{Ed}$  Valor de cálculo para as forças verticais atuantes sobre a fundação;
- $F_{\text{Bearing}}$  Fator de segurança global relativamente à capacidade de carga da fundação.

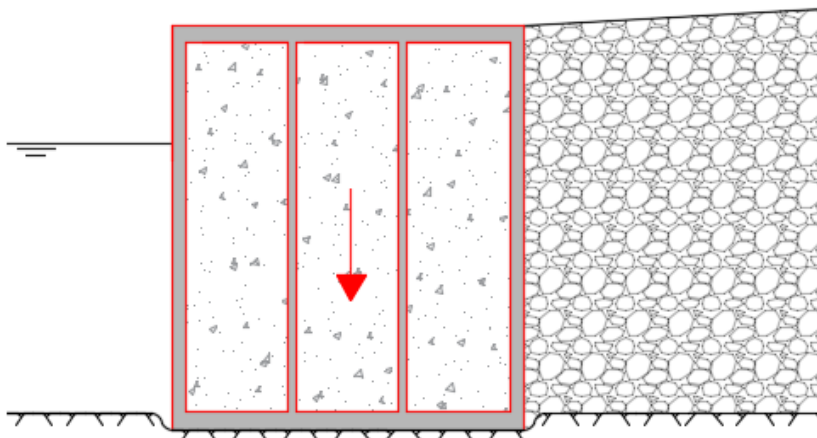


Figura 4: Capacidade de carga da fundação.

De acordo com o Anexo D do Eurocódigo 7: Projeto geotécnico, Parte 1, o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através do método proposto por Vesic (1973,1975) que por sua vez foi uma adaptação do método de Terzaghi (1943) que é calculado a partir da seguinte expressão:

$$\sigma'_{Rd} = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + \frac{1}{2} \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

Em que:

$\sigma'_{Rd}$  Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação;

Os valores de cálculo dos coeficientes adimensionais para:

- a capacidade resistente do terreno ao carregamento:

$$N_q = e^{\pi \text{tg}\phi'} \times \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi';$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \text{tg}\phi'$$

O coeficiente  $N_\gamma$  é altamente dependente do ângulo que define a geometria da cunha sob a estrutura ( $\psi$ ) e por esse fato não se conhece a solução matematicamente exata. A busca de soluções aproximadas para o fator  $N_\gamma$  tem sido um tópico recorrente na investigação da Mecânica dos Solos nas últimas décadas. A solução mais aproximada parece ser a desenvolvida por Hjiyaj et al. (2005), na forma de:

$$N_\gamma = e^{\frac{1}{6}(\pi + 3\pi^2 \text{tg}\phi)} \times (\text{tg}\phi)^{\frac{2\pi}{5}}$$

Admitindo o ângulo  $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

- a inclinação da base da fundação:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \times \text{tg}\phi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \text{tg}\phi')^2.$$

Há ainda a salientar que, para esta metodologia, os parâmetros resistentes do solo são afetados por coeficientes parciais de segurança:

- a forma da fundação:

$$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen}\phi' \quad \text{para uma forma retangular;}$$

$$s_q = 1 + \text{sen}\phi' \quad \text{para uma forma quadrada ou circular;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{para uma forma retangular;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{para uma forma quadrada ou circular;}$$

$$s_c = (s_q \times N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{para uma forma retangular, quadrada ou circular;}$$

- a inclinação da carga, causada por uma força horizontal H:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \times \text{tg}\phi');$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \times c' \times \text{cot}\phi')]^m;$$

$$i_y = [1 - H/(V + A' \times c' \times \text{cot}\phi')]^{m+1};$$

onde:

$$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] \text{ quando H atua na direção de } B';$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')] \text{ quando H atua na direção de } L'.$$

### 2.3.3. Análise sísmica

As ações sísmicas têm um papel muito importante nas obras geotécnicas em grande parte do território de Portugal, especialmente no sul do território continental e nos Açores.

De acordo com o EC8, no dimensionamento das estruturas nos Açores deve ser considerada apenas a ação sísmica Tipo 2.

O dimensionamento de estruturas face aos sismos é tratado, no âmbito dos eurocódigos, no Eurocódigo 8 – Parte 5 (NP EN 1998-1:2010). A consideração dos efeitos da ação sísmica é feita com base num método simplificado, que consiste numa análise pseudo-estática equivalente. Neste método, as forças sísmicas são determinadas, multiplicando as forças gravíticas da estrutura e do maciço suportado por coeficientes sísmicos horizontais e verticais quantificados da seguinte forma:

$$k_h = \alpha \times \frac{S}{r} \leq k_{h,cr} \quad k_{h,cr} = (1 \pm k_v)\text{tg}(\phi' - \beta) \quad k_v = \pm 0,5k_h \text{ se } \frac{a_{vg}}{a_g} > 0,6$$

Em que:

- $k_h, k_v$  e  $k_{h,cr}$  representam, respetivamente, os coeficientes sísmicos horizontal, vertical e horizontal crítico;
- $a_g$  representa o valor de cálculo da aceleração sísmica (horizontal) num terreno tipo A;
- S é o coeficiente que tem em conta a possível amplificação da aceleração entre o substrato e a superfície;
- r é o fator que depende do tipo de estrutura e dos deslocamentos admissíveis;

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_1 \qquad \alpha = \frac{a_g}{g}$$

- g            representa a aceleração da gravidade;
- a<sub>gR</sub>        aceleração máxima de referência;
- γ<sub>i</sub>         coeficiente de importância da estrutura;

Assim, para a análise sísmica, será utilizada a teoria de Mononobe-Okabe, que se baseia nas seguintes hipóteses:

- a) O maciço é constituído por um solo emerso, não coesivo e homogéneo;
- b) O muro de suporte move-se o suficiente para mobilizar a totalidade da resistência ao corte ao longo da superfície potencial de deslizamento e ao longo da superfície de contacto terras-muro;
- c) A superfície potencial de deslizamento é plana e passa pelo pé do muro;
- d) O muro é suficientemente extenso para que sejam desprezáveis aos efeitos tridimensionais;
- e) Durante o sismo, a cunha de terras suportadas comporta-se como um corpo rígido, sendo por isso uniforme no seu interior o campo das acelerações e com intensidade igual à que atua na fundação;
- f) O maciço de fundação não experimenta liquefação sob a ação do sismo.

A expressão de Mononobe-Okabe, para o cálculo do impulso ativo sísmico (I<sub>as</sub>), considera que o efeito das acelerações sísmicas, sobre a direção do peso da estrutura (W), é tido em atenção, rodando os planos horizontal e vertical de referência de um ângulo θ:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \leq \phi' - \beta$$

Assim, a força resultante do peso da estrutura e das componentes horizontal e vertical da força de inércia (W<sub>s</sub>) fica inclinada em relação à vertical de um ângulo θ, e os ângulos β e λ passam a ser β+θ e λ+θ, respetivamente. Desta forma, o impulso ativo sísmico poderá ser calculado utilizando a teoria de Coulomb (Expressão (4.83) – FERNANDES, MANUEL DE MATOS (2015). Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica, vol. 2, 2ªed. FEUP edições.).

$$I_{as} = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 \pm k_v) K_{as}$$

Sendo:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cos^2\lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2}$$

Há ainda que ter em conta a ação hidrodinâmica da água durante a ação sísmica. De acordo com a NP EN1998-5: 2010, E.17, para um solo permeável sob condições dinâmicas situado abaixo do nível freático, a seguinte expressão pode ser aplicada:

$$E_{ws} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2$$

Em que:

- $E_{ws}$  valor da pressão hidrodinâmica;
- $k_h$  coeficiente sísmico horizontal;
- $\gamma_w$  peso volúmico da água;
- $H'$  altura do nível freático acima da base do muro.

### 2.3.4. Liquefação do solo

O fenómeno da liquefação dos solos traduz-se numa redução da rigidez e da resistência devido à geração de pressões intersticiais durante a ocorrência de um sismo. A liquefação pode dar origem a deformações permanentes importantes e conduzir a situações em que a tensão efetiva é praticamente nula.

A avaliação da suscetibilidade à liquefação deve ser feita quando o terreno é constituído por camadas extensas ou camadas espessas de areia solta submersa com ou sem finos.

A caracterização geotécnica deverá incluir, de acordo com o Eurocódigo 8, pelo menos, a realização de ensaios de penetração SPT ou CPT, bem como análises granulométricas.

Nos casos em estudo, a liquefação não foi tida em conta uma vez que não seria possível a sua comparação, tendo em conta que não existem camadas espessas de areia e a

camada de rocha sólida encontra-se a pequena profundidade, no caso de São Roque; enquanto que, em Gibraltar, existe uma camada espessa de areia e a camada de rocha sólida encontra-se a alguma profundidade.

### 2.3.5. Níveis de maré de dimensionamento

#### 2.3.5.1. Níveis de maré em Gibraltar

Para o Porto de Gibraltar, os valores obtidos estão apresentados na Tabela 2 e foram calculados a partir do documento Bathymetric Survey of Gibraltar Territorial Waters-North-West realizado pela Van Oord e fornecido pelo Governo de Gibraltar.

Tabela 2: Valores característicos das marés no Porto de Gibraltar.

Situação de projeto	Persistente ou transitória				Sísmica	
	Ação predominante		Ação não predominante			
Nível de maré	Baixa-mar m (ZH)	Preia-mar m (ZH)	Baixa-mar m (ZH)	Preia-mar m (ZH)	Baixa-mar m (ZH)	Preia-mar m (ZH)
Nível do mar	(BMMin-0,40m) -0,60	(PMMax+0,60m) 1,60	(BMMin-0,30m) -0,50	(PMMax+0,50m) 1,50	(BMAM) 0,20	(PMAM) 0,60
Diferencial hidrostático	0,30x (PMMax-BMMin) =0,36m				0,30x (PMAM-BMAM) =-0,12m	
NF no aterro	-0,24	1,24	-0,14	1,14	0,32	0,48

Em que:

ZH Zero hidrográfico.

Na Tabela 3 estão definidos os níveis de água de dimensionamento referentes ao Porto de Gibraltar.

Tabela 3: Níveis de água de dimensionamento referentes ao Porto de Gibraltar.

PMMax	1,00	m (ZH)
PMAV	0,90	m (ZH)
PMAM	0,60	m (ZH)
NM	0,40	m (ZH)
BMAM	0,20	m (ZH)
BMAV	0,00	m (ZH)
BMMin	-0,20	m (ZH)

Em que:

PMMax e BMMin – São as máximas e mínimas alturas de água que se prevêem que possam ocorrer sob condições meteorológicas médias, tendo em conta todas as combinações possíveis astronómicas;

PMAV e BMAV – São os valores médios, tomados ao longo do ano, das alturas de água de duas preia-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude da maré é maior.

PMAM e BMAM – São os valores médios, tomados ao longo do ano, das alturas de água de duas preia-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude da maré é mínima.

### 2.3.5.2. Níveis de maré em São Roque

No estabelecimento dos valores representativos dos níveis de maré no exterior e no tardo do da estrutura do cais, foi utilizada a metodologia recomendada no *ROM 0.5-05: recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias*.

As marés, nos Açores, são do tipo semidiurno regular, dados pela Tabela de Marés do Instituto Hidrográfico para 2011 tal como resumido na Tabela 4.

As alturas indicadas são calculadas em relação ao Zero Hidrográfico, que é o nível de referência utilizado nas cartas hidrográficas e que se encontra 1,00 m abaixo do nível médio da água do mar.

Tabela 4: Valores característicos das marés no Porto da Horta.

PMMax	1,84	m (ZH)
PMAV	1,65	m (ZH)
PMAM	1,27	m (ZH)
NM	1,00	m (ZH)
BMAM	0,72	m (ZH)
BMAV	0,38	m (ZH)
BMMin	0,23	m (ZH)

Na Tabela 5, estão apresentados os níveis de água de dimensionamento relativos ao Porto da Horta.

Tabela 5: Níveis de água de dimensionamento referentes ao Porto da Horta.

Situação de projeto	Persistente ou transitória				Sísmica	
	Ação predominante		Ação não predominante			
Nível de maré	Baixa-mar m (ZH)	Preia-mar m (ZH)	Baixa-mar m (ZH)	Preia-mar m (ZH)	Baixa-mar m (ZH)	Preia-mar m (ZH)
Nível do mar	(BMMin-0,40m) -0,17	(PMMax+0,60m) 2,44	(BMMin-0,30m) -0,07	(PMMax+0,50m) 2,34	(BMAM) 0,72	(PMAM) 1,27
Diferencial hidrostático	0,15x (PMMax-BMMin)=0,24m				0,15x (PMAM-BMAM) =0,08m	
NF no aterro	0,07	2,20	0,17	2,10	0,80	1,19

Os valores considerados são obtidos, considerando que o solo e a estrutura apresentam um nível de permeabilidade alto (ROM 0.5-05-Tabela 3.3.1).

Os valores obtidos, relativamente ao Porto da Horta, foram utilizados para o Porto de São Roque devido à sua proximidade.

## 2.4. Considerações finais

Neste capítulo foram definidos dois níveis de água de dimensionamento bem como os Estados Limites Últimos aplicáveis para os dois casos em estudo: Porto de Gibraltar e Porto de São Roque.

Foi ainda definido o método simplificado pseudo-estático equivalente para a análise sísmica, baseado na teoria de Mononobe-Okabe suportada por coeficientes sísmicos horizontais e verticais quantificados de acordo com as especificações do EC8. Mencionou-se ainda uma breve explicação em relação à exclusão do fenómeno de liquefação na análise tida em conta nesta dissertação.

## **3. PORTO DE GIBRALTAR**

### **3.1. Considerações iniciais**

Este capítulo tem como objetivo validar os resultados obtidos no projeto do Porto de Gibraltar e usar este caso como objeto de estudo para aprendizagem, de forma a que os conhecimentos adquiridos possam ser extrapolados para o dimensionamento do Porto de São Roque, do Capítulo 4. Assim, primeiramente é feita uma breve descrição do Porto de Gibraltar. Em seguida, são apresentadas as combinações de ações consideradas no dimensionamento estrutural, as características da ondulação no local e as características do solo de fundação. Por último, são verificados os vários modos de rotura aos estados limites últimos. Todos os resultados obtidos no projeto são validados através de modelos realizados no software GEO5 e, posteriormente, confirmados através de métodos de cálculo estático analíticos.

### **3.2. Descrição e geometria do porto**

Na Figura 5 encontra-se representada a localização de Gibraltar. O Porto de Gibraltar considerado possui as seguintes características:

- O muro cais consiste num muro de gravidade com 116,00 m de comprimento no lado oeste e 39,00 m no lado norte;
- O coroamento da estrutura está ao nível +4,00 m, ZH, e o nível de fundação está ao nível -8,00 m, ZH;
- O muro é composto por 5 caixotões pré-fabricados de betão suportados por uma camada de fundação de rocha localizada a -8,00 m, ZH, colocada por cima do fundo do oceano natural numa vala dragada;

- Os caixotões são retangulares com 28,95 m de comprimento, 10,30 m de largura e 12,00 m de altura. A estrutura dos caixotões é composta por paredes exteriores com 0,40 m e 0,35 m de espessura e paredes interiores com 0,25 m de espessura dispostas ortogonalmente com 4,50 m de comprimento e 3,00 m de largura. A base dos caixotões tem 0,50 m de espessura;
- Existem cabeços de 50 ton espaçados de 10 em 10 m;
- Para realizar a camada de fundação na qual assentam os caixotões, é necessário dragar o fundo arenoso até -10,50 m, ZH, criando uma vala com 20,00 m de largura.

Em função das características apresentadas, para fins de dimensionamento estrutural, assume-se que os caixotões são considerados como elementos de muros de gravidade.

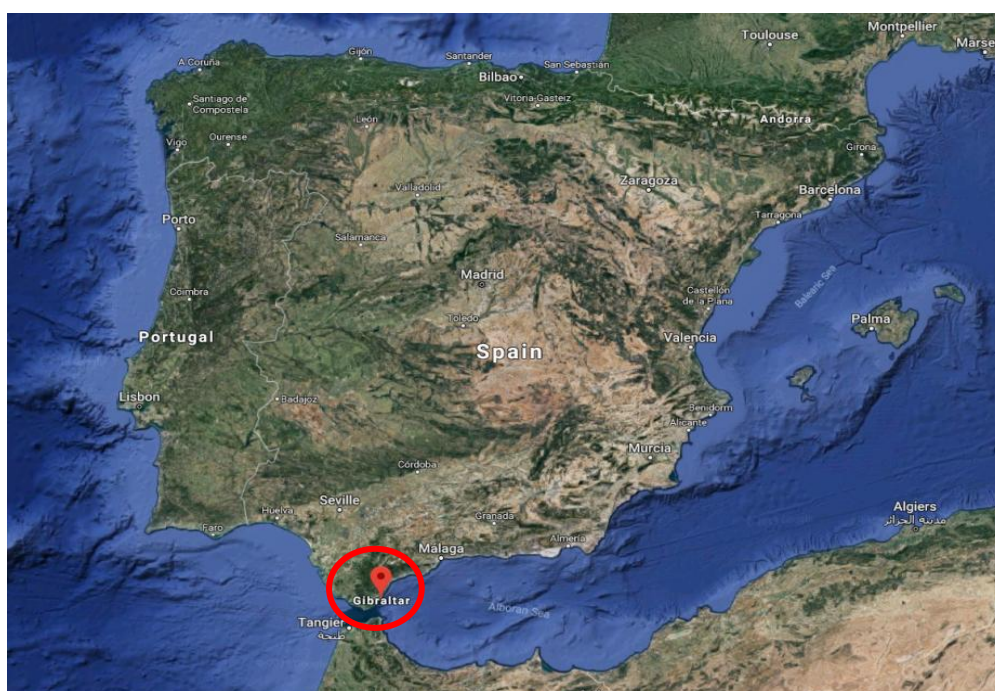


Figura 5: Localização de Gibraltar.

As Figura 6 e Figura 7 representam respetivamente um corte transversal de um dos caixotões, com a representação das diferentes camadas do terreno e o zero hidrográfico, a figura 6 é um corte em planta do mesmo caixotão.

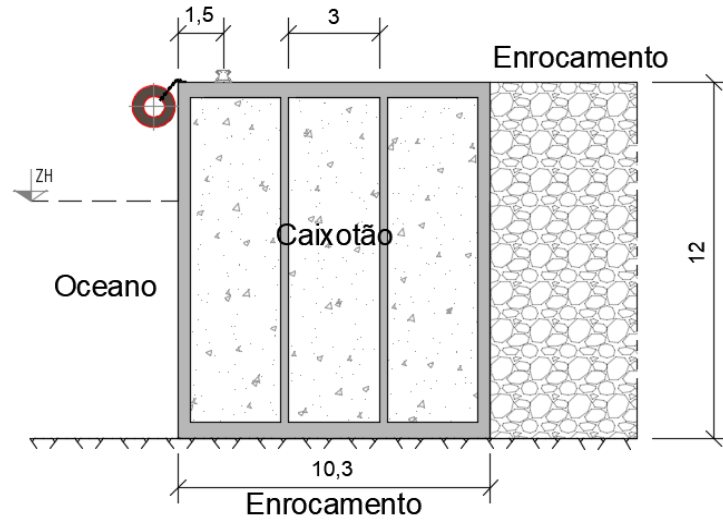


Figura 6: Corte transversal de um caixotão de Gibraltar [m].

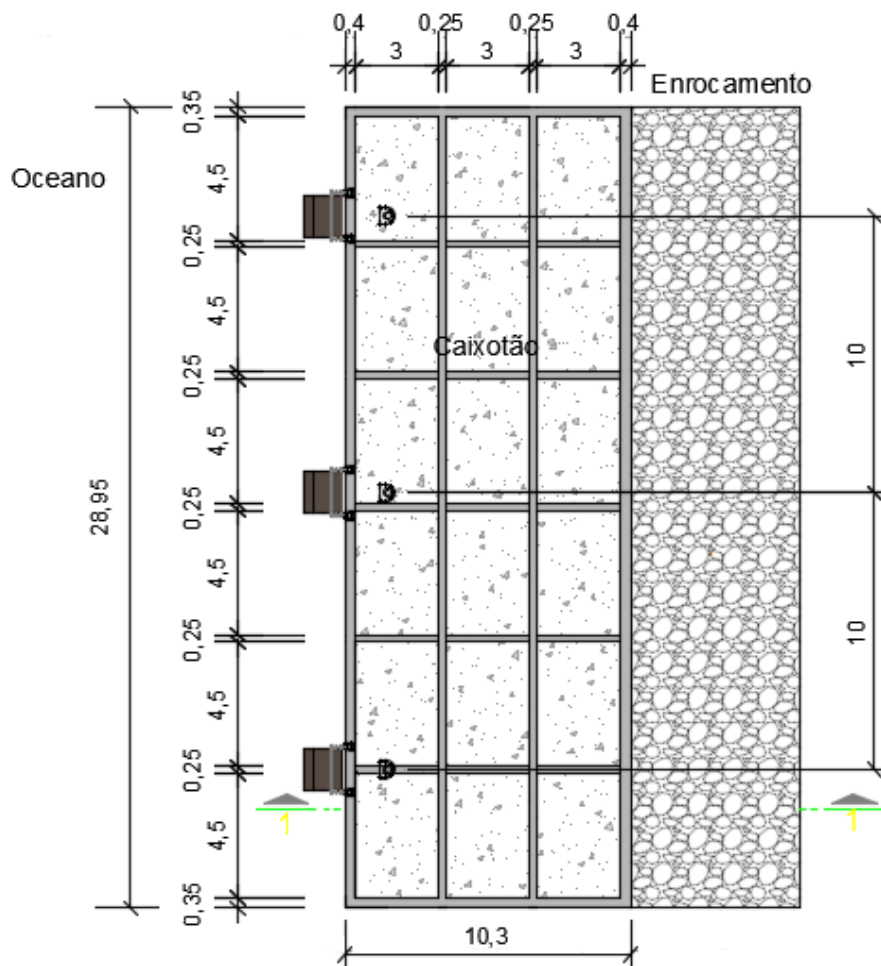


Figura 7: Vista em planta de um caixotão de Gibraltar [m].

### 3.1. Agitação marítima

Uma vez que não foi possível obter-se dados relativos à agitação marítima o seu efeito foi desprezado.

### 3.2. Combinações de ações em estudo – Gibraltar

Para realizar as verificações apresentadas no Capítulo 2 para o Porto de Gibraltar, foram utilizadas as combinações de ações apresentadas na Tabela 7.

### 3.3. Características da ondulação em Gibraltar

Os dados hidrográficos foram obtidos através do estudo Bathymetric Survey of Gibraltar Territorial Waters-North-West realizado pela Van Oord e fornecido pelo Governo de Gibraltar.

De acordo com o mesmo estudo, as forças geradas pela ondulação são as apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6: Forças geradas pelas ondas.

	Força (kN/m)
w <sub>1</sub>	39,04
w <sub>2</sub>	138,30
w <sub>3</sub>	26,19

### 3.4. Características do solo de fundação

O perfil geológico sobre o qual assentam os caixotões é composto por várias camadas. Assim, as características físicas e resistentes das diferentes camadas estão apresentadas na Tabela 8.

Até à cota -12,00 m, ZH, será realizado aterro, dos -12,00 m até -13,95 m, ZH, existe uma camada de enrocamento e dos -13,95 m até -20,80 m o solo é composto por areia solta a média.

Tabela 7: Combinações das ações para o caixotão 1.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis					ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		Desfavoráveis					
	IMP	PP	IMP	PP	SC	MOO $\alpha=45^\circ$	HYD		W	
							Baixa-mar	Preia-Mar		
C1_A_BM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50	1,40x0,60= 0,84	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0, 84	EQU
C1_B_BM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50	1,40x0,60= 0,84	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0, 84	STR/GEO
C1_C_BM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30x0,60= 0,78	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0, 78	STR/GEO
C1_A_PM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50	1,40x0,60= 0,84	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0, 84	EQU
C1_B_PM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50	1,40x0,60= 0,84	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0, 84	STR/GEO
C1_C_PM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30x0,60= 0,78	-	Não-Pred.	1,30x0,60=0, 78	STR/GEO
C2_A_BM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70 =1,05	1,40	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0, 84	EQU
C2_B_BM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70 =1,05	1,40	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0, 84	STR/GEO
C2_C_BM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70 =0,91	1,30	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0, 78	STR/GEO
C2_A_PM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70 =1,05	1,40	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0, 84	EQU
C2_B_PM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70 =1,05	1,40	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0, 84	STR/GEO
C2_C_PM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70 =0,91	1,30	-	Não-Pred.	1,30x0,60=0, 78	STR/GEO
C3_A_BM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	Predomina nte	-	1,40x0,60=0, 84	EQU
C3_B_BM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	Predomina nte	-	1,40x0,60=0, 84	STR/GEO
C3_C_BM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70 =0,91	1,30x0,60= 0,78	Predomina nte	-	1,30x0,60=0, 78	STR/GEO
C3_A_PM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	-	Predomina nte	1,40x0,60=0, 84	EQU
C3_B_PM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	-	Predomina nte	1,40x0,60=0, 84	STR/GEO
C3_C_PM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70 =0,91	1,30x0,60= 0,78	-	Predomina nte	1,30x0,60=0, 78	STR/GEO
C4_A_BM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	Não-Pred.	-	1,40	EQU
C4_B_BM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	Não-Pred.	-	1,40	STR/GEO
C4_C_BM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70 =0,91	1,30x0,60= 0,78	Não-Pred.	-	1,30	STR/GEO
C4_A_PM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	-	Não-Pred.	1,40	EQU
C4_B_PM	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70 =1,05	1,40x0,60= 0,84	-	Não-Pred.	1,40	STR/GEO
C4_C_PM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70 =0,91	1,30x0,60= 0,78	-	Não-Pred.	1,30	STR/GEO

Tabela 8: Características geológicas do solo.

Solo	Profundidade (m)	$\phi'$ (°)	c (kPa)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\delta'$ (°)
Aterro-enrocamento	-12,00	37,00	0,00	18,00	20,00	24,67
Enrocamento	-13,95	40,00	0,00	18,00	20,00	13,33
Areia Solta a Média	-20,80	32,00	0,00	18,50	21,50	10,67

Em que:

- $\phi'$  Ângulo de atrito interno;
- c Coesão do solo;
- $\gamma_d$  Peso volúmico seco;
- $\gamma_s$  Peso volúmico saturado;
- $\delta$  Ângulo de atrito estrutura/solo.

### 3.5. Verificação da segurança aos modos de rotura

De seguida, serão efetuadas as verificações apresentadas no subcapítulo 2.3.2. Estas serão efetuadas analiticamente e os resultados obtidos serão validados a partir de um modelo realizado no GEO5.

Será apenas apresentado o cálculo da combinação condicionante para cada ELU e posteriormente, nos Anexos, estão apresentados os resultados obtidos para todas as combinações.

#### 3.5.1. Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU)

Nas Tabela 9 é apresentada a combinação condicionante para o modo de rotura ao derrubamento, que neste caso é a combinação C4\_A\_PM. No Anexo I encontram-se todos os resultados obtidos para este ELU.

Tabela 9: Combinação C4\_A\_PM.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis					ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		Desfavoráveis					
	IMP	PP	IMP	PP	SC	MOO $\alpha=45^\circ$	HYD Baixa-mar Preia-Mar		W	
C4_A_PM	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	1,40	EQU

Os fatores parciais de segurança a aplicar a cada um dos diferentes parâmetros resistentes do solo são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros resistentes do solo.

Parâmetro	Coefficiente parcial
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{c'}$	1,25
$\gamma_{cu}$	1,40
$\gamma_v$	1,40
$\gamma_\gamma$	1,00

Na Figura 8, estão representadas as ações às quais a estrutura está sujeita.

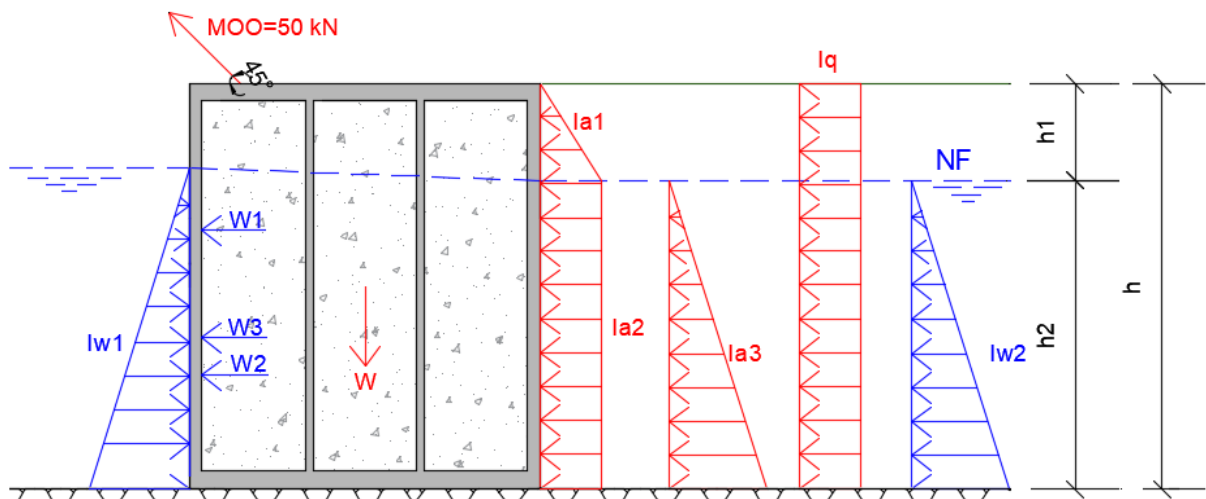


Figura 8: Ações a que a estrutura está sujeita.

Na Tabela 11 estão apresentados os resultados obtidos no GEO5 para a combinação C4\_A\_PM para o ELU – Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU).

Tabela 11: Resultados da verificação ao derrubamento da estrutura para a combinação C4\_A\_PM.

Combinação	C4_A_PM
M <sub>stb</sub> kN.m/m	8179,61
M <sub>dst</sub> kN.m/m	3060,65
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	2,67

De seguida, é calculada analiticamente a verificação ao derrubamento da estrutura de forma a validar os resultados obtidos através do GEO5.

$$I_{a1} = k_a \times \frac{1}{2} \times \gamma_d \times h_1^2$$

$$I_{a2} = k_a \times \gamma_s \times h_1 \times h_2$$

$$I_{a3} = \frac{1}{2} \times k_a \times (\gamma_s - \gamma_w) \times h_2^2$$

$$W = \gamma_c \times A_c$$

$$I_q = q \times k_a \times h$$

$$I_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$$

Em que:

- I<sub>ai</sub> Impulsos ativos;
- k<sub>a</sub> Coeficiente de impulso ativo;
- γ<sub>d</sub> Peso volúmico do solo seco;
- h<sub>i</sub> Alturas representadas na figura anterior;
- γ<sub>s</sub> Peso volúmico do solo saturado;
- γ<sub>w</sub> Peso volúmico da água;
- I<sub>wi</sub> Impulsos provocados pela água;
- I<sub>q</sub> Impulso provocado pela sobrecarga;
- q Valor da sobrecarga;
- W Peso da estrutura;
- γ<sub>c</sub> Peso volúmico do betão;
- A<sub>c</sub> Área transversal da estrutura.

Para obter o valor de k<sub>a</sub> é utilizada a teoria de Caquot-Kérisel.

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}\phi'}{\gamma_{\phi'}}$$

$$\delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$$

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}37}{1,25} = 31,08^\circ$$

$$\delta'_d = \frac{2}{3} \times 31,08 = 20,72^\circ$$

Recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel (Tabela 12) para um muro com  $\beta=0^\circ$ ,  $\lambda=0^\circ$ ,  $\delta'_d=20,72^\circ$ , onde  $\beta$  representa a inclinação do solo,  $\lambda$  a inclinação do muro e  $\delta'_d$  o ângulo de atrito entre a estrutura e o solo, obtém-se através duma interpolação simples um valor para  $k_a$  de 0,285.

Tabela 12: Excerto da tabela de Caquot-Kérisel.

$\phi^\circ$	$\lambda^\circ$	Valores de $\beta/\phi$										
		-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
30	+10	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,37	0,39	0,44	0,50	0,60	-
	0	0,23	0,24	0,25	0,27	0,28	0,30	0,32	0,35	0,40	0,47	0,82
	-10	0,19	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27	0,30	0,35	0,60
35	+10	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,34	0,38	0,44	0,55	-
	0	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29	0,33	0,40	0,76
	-10	0,15	0,15	0,16	0,17	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,28	0,52

Valores de  $K_a$  para  $\delta = 2/3 \phi$

$$I_{a1} = 0,285 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 2,86^2 = 20,98 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2} = 0,285 \times 18 \times 2,86 \times 9,14 = 134,10 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3} = 0,285 \times \frac{1}{2} \times (20 - 10,25) \times 9,14^2 = 116,07 \text{ kN/m}$$

$$I_q = 20 \times 0,285 \times 12 = 68,40 \text{ kN/m}$$

$$I_{qH} = I_q \times \cos (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qH} = 68,40 \times \cos (20,72 + 0) = 63,98 \text{ kN/m}$$

$$I_{qV} = I_q \times \text{sen} (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qV} = 68,40 \times \text{sen} (20,72 + 0) = 24,20 \text{ kN/m}$$

$$I_{aih} = I_{ai} \times \cos (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1h} = 20,98 \times \cos(20,72 + 0) = 19,62 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2h} = 134,10 \times \cos(20,72 + 0) = 125,43 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3h} = 116,07 \times \cos(20,72 + 0) = 108,56 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiv} = I_{ai} \times \text{sen}(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1v} = 20,98 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 7,42 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2v} = 134,10 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 47,45 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3v} = 116,07 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 41,07 \text{ kN/m}$$

$$I_{w1} = \frac{1}{2} \times 10,25 \times 9,50^2 = 462,53 \text{ kN/m}$$

$$I_{w2} = \frac{1}{2} \times 10,25 \times 9,14^2 = 428,14 \text{ kN/m}$$

Na Tabela 13 está calculado o valor do peso volúmico do caixotão ( $\gamma_{\text{caixotão}}$ ), este foi obtido através do peso volúmico do betão ( $\gamma_c$ ) e do enrocamento ( $\gamma_e$ ) usado para encher o caixotão, tendo em conta os seus volumes em relação ao volume total do caixotão.

Tabela 13: Peso volúmico do caixotão.

	Área (m <sup>2</sup> )	Área (%)	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume (%)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_e$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{caixotão}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Betão	55,19	18,51	662,22	18,51	25,00	-	-
Enrocamento	243,00	81,49	2916,00	81,49	-	18,50	-
Total	298,19	100,00	3578,22	100,00	-	-	19,70

$$W = 19,7 \times 10,3 \times 12 = 2434,92 \text{ kN/m}$$

Uma vez que a estrutura está parcialmente submersa, deve ser subtraída a parcela relativa ao impulso da água.

$$W = 2434,92 - 10,25 \times 10,3 \times 9,14 = 1469,96 \text{ kN/m}$$

$$MOO_h = 50 \times \cos(45) = 35,36 \text{ kN/m}$$

$$MOO_v = 50 \times \sin(45) = 35,36 \text{ kN/m}$$

Na Tabela 14 estão apresentados os valores obtidos para os diferentes impulsos ativos na estrutura.

Tabela 14: Impulsos ativos na estrutura.

$\delta'_d=20,72^\circ$	Reação Vertical (kN/m)	Reação Horizontal (kN/m)
$I_{a1}$	7,42	19,62
$I_{a2}$	47,45	125,43
$I_{a3}$	41,07	108,56
$I_q$	24,20	63,98

A Figura 9 representa um esquema das forças aplicadas na estrutura a quando da verificação face ao derrubamento da estrutura.

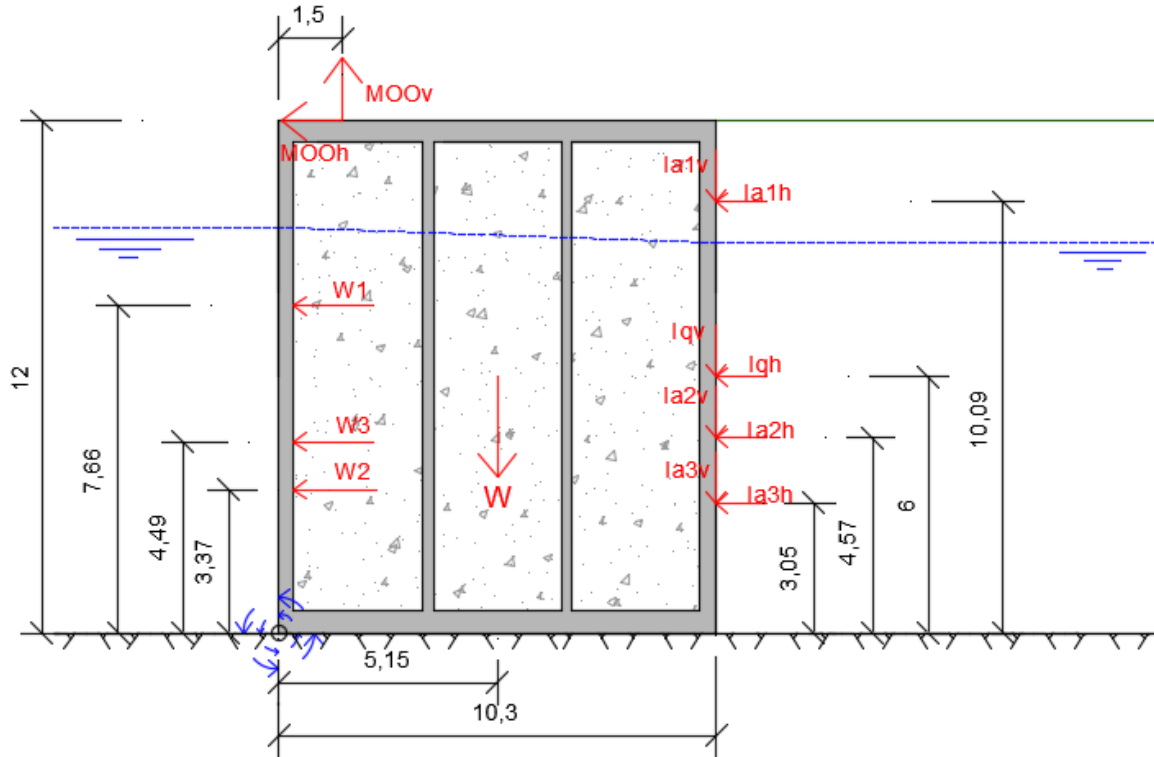


Figura 9: Forças consideradas para a verificação ao derrubamento da estrutura.

**Verificação ao derrubamento da estrutura:**  $\frac{M_{Stb}}{M_{Dst}} = F_{derrubamento} \geq 1,00$

$$M_{Stb} = I_{a1v} \times 10,3 \times 0,9 + I_{a2v} \times 10,3 \times 0,9 + I_{a3v} \times 10,3 \times 0,9 + W \times 5,15 \times 0,9$$

$$M_{Stb} = 7,42 \times 10,3 \times 0,9 + 47,45 \times 10,3 \times 0,9 + 41,07 \times 10,3 \times 0,9 + 1469,96 \times 5,15 \times 0,9 = 7700,96 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Dst} = w_1 \times 7,66 \times 1,4 + w_2 \times 3,37 \times 1,4 + w_3 \times 4,49 \times 1,4 + MOO_h \times 12 \times 0,84 + MOO_v \times 1,5 \times 0,84 + I_{a1h} \times 10,09 \times 1,1 + I_{a2h} \times 4,57 \times 1,1 + I_{a3h} \times 3,05 \times 1,1 + I_{qh} \times 6 \times 1,05$$

$$\begin{aligned}
 M_{Dst} &= 39,04 \times 7,66 \times 1,4 + 138,30 \times 3,37 \times 1,4 + 26,19 \times 4,49 \times 1,4 + 35,36 \\
 &\quad \times 12 \times 0,84 + 35,36 \times 1,5 \times 0,84 + 19,62 \times 10,09 \times 1,1 + 125,43 \\
 &\quad \times 4,57 \times 1,1 + 108,56 \times 3,05 \times 1,1 + 63,98 \times 6 \times 1,05 \\
 &= 3252,37 \text{ kN. m/m}
 \end{aligned}$$

$$F_{\text{derrubamento}} = \frac{7700,96}{3252,37} = 2,37 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{derrubamento}} \geq 1,00$  está confirmada a verificação ao derrubamento da estrutura.

A diferença dos resultados obtidos através do GEO5 e analiticamente é de cerca de 10%.

### 3.5.2. Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO)

Nas Tabela 15 e Tabela 16 são apresentadas respetivamente a combinação condicionante para esta verificação, C4\_C\_PM, e os coeficientes parciais para os parâmetros do solo. São ainda apresentados os cálculos relativos ao caso condicionante para esta verificação.

No Anexo II encontram-se todos os resultados obtidos para este ELU.

Tabela 15: Combinação C4\_C\_PM.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis					ELU
	Desfavoráveis		Desfavoráveis		Desfavoráveis					
	IMP	PP	IMP	PP	SC	MOO	HYD		W	
						$\alpha=45^\circ$	Baixa-mar	Preia-Mar		
C4_C_PM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	-	Não-Pred.	1,30	STR/GEO

Tabela 16: Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros resistentes do solo.

Parâmetro	Coefficiente parcial
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{c'}$	1,25
$\gamma_{cu}$	1,40
$\gamma_v$	1,40
$\gamma_\gamma$	1,00

Na Tabela 17 estão apresentados os resultados obtidos no GEO5 para a combinação C4\_C\_PM para o ELU – Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO).

Tabela 17: Resultados da verificação ao deslizamento pela base combinação C4\_C\_PM.

Combinação	C4_C_PM
$H_{stb}$ kN/m	638,67
$H_{dst}$ kN/m	574,05
$H_{stb}/H_{dst}$	1,11

De seguida é calculada analiticamente a verificação ao deslizamento pela base de forma a validar os resultados obtidos através do GEO5.

Para obter o valor de  $k_a$  é utilizada a teoria de Caquot-Kérisel.

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}\phi'}{\gamma_{\phi'}} \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$$

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}37}{1,25} = 31,08^\circ \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times 31,08 = 20,72^\circ$$

Recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel para um muro com  $\beta=0^\circ$ ,  $\lambda=0^\circ$ ,  $\delta'_d=20,72^\circ$ , onde  $\beta$  representa a inclinação do solo,  $\lambda$  a inclinação do muro e  $\delta'_d$  o ângulo de atrito entre a estrutura e o solo obtém-se um valor para  $k_a$  de 0,285.

$$I_{a1} = 0,285 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 2,86^2 = 20,98 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2} = 0,285 \times 18 \times 2,86 \times 9,14 = 134,10 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3} = 0,285 \times \frac{1}{2} \times (20 - 10,25) \times 9,14^2 = 116,07 \text{ kN/m}$$

$$I_q = 20 \times 0,285 \times 12 = 68,40 \text{ kN/m}$$

$$I_{qH} = I_q \times \cos(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qH} = 68,40 \times \cos(20,72 + 0) = 63,98 \text{ kN/m}$$

$$I_{qV} = I_q \times \text{sen}(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qV} = 55,20 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 24,20 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiH} = I_{ai} \times \cos(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1H} = 20,98 \times \cos(20,72 + 0) = 19,62 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2H} = 134,10 \times \cos(20,72 + 0) = 125,43 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3H} = 116,07 \times \cos(20,72 + 0) = 108,56 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiV} = I_{ai} \times \text{sen}(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1V} = 20,98 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 7,42 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2V} = 134,10 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 47,44 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3V} = 116,07 \times \text{sen}(20,72 + 0) = 41,07 \text{ kN/m}$$

**Verificação ao deslizamento pela base:**  $\frac{H_{Stb}}{H_{Dst}} = F_{\text{deslizamento}} \geq 1,00$

$$H_{Stb} = V'_d \times \text{tang}(\delta'_{\text{fundação}})$$

$$V'_d = W \times 1 + I_{a1V} \times 1 + I_{a2V} \times 1 + I_{a3V} \times 1 - MOO_v \times 0,78$$

$$\begin{aligned} V'_d &= 1469,96 \times 1 + 7,42 \times 1 + 47,44 \times 1 + 41,07 \times 1 - 35,36 \times 0,78 \\ &= 1538,31 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$H_{Stb} = 1538,31 \times \text{tang}(27) = 783,81 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} H_{dst} &= I_{a1H} \times 1 + I_{a2H} \times 1 + I_{a3H} \times 1 + I_{qH} \times 0,91 + w_1 \times 1,3 + w_2 \times 1,3 + w_3 \\ &\quad \times 1,3 + MOO_h \times 0,78 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{dst} &= 19,62 \times 1,35 + 125,43 \times 1,35 + 108,56 \times 1,35 + 63,98 \times 1,05 + 39,04 \\
 &\quad \times 1,3 + 138,30 \times 1,3 + 26,19 \times 1,3 + 35,36 \times 0,78 \\
 &= 701,722 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$F_{\text{deslizamento}} = \frac{783,809}{701,722} = 1,12 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{deslizamento}} \geq 1,00$  está confirmada a verificação ao deslizamento pela base.

A diferença dos resultados obtidos através do GEO5 e analiticamente é de cerca de 1%.

### 3.5.3. Verificação da capacidade de carga da fundação (STR/GEO)

Na Tabela 18 e Tabela 19 são apresentadas respetivamente a combinação condicionante para esta verificação, C4\_C\_BM, e os coeficientes parciais para os parâmetros do solo. São ainda apresentados os cálculos relativos ao caso condicionante para esta verificação.

No Anexo III encontram-se todos os resultados obtidos para este ELU.

Tabela 18: Combinação C4\_C\_BM.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis					ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		Desfavoráveis					
	IMP	PP	IMP	PP	SC	MOO $\alpha=45^\circ$	HYD Baixa-mar Preia-Mar		W	
C4_C_BM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	Não-Pred.	-	1,30	STR/GEO

Tabela 19: Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros resistentes do solo .

Parâmetro	Coefficiente parcial
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{c'}$	1,25
$\gamma_{cu}$	1,40
$\gamma_v$	1,40
$\gamma_\gamma$	1,00

A Tabela 20 apresenta os resultados obtidos no GEO5 para a combinação C4\_C\_BM para o ELU – Verificação da capacidade de carga da fundação (STR/GEO).

Tabela 20: Resultados da verificação da capacidade de carga da fundação C4\_C\_BM.

Combinação	C4_C_BM
$\sigma'_{Rd}$ kPa	273,38
$\sigma'_{Ed}$ kPa	258,10
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	1,06

De seguida, é calculada, analiticamente, a verificação da capacidade de carga da fundação de forma a validar os resultados obtidos através do GEO5.

$$\frac{\sigma'_{Rd}}{\sigma'_{Ed}} = F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$$

Nas Tabela 21 e Tabela 22 encontram-se todos os dados relativos ao cálculo dos coeficientes adimensionais para o valor da capacidade resistente do solo de fundação.

Tabela 21: Dados necessários ao cálculo dos coeficientes adimensionais.

Dados	
$\phi'_d$ (°)	32,000
$\alpha$ (°)	0,000
B' (m)	8,040
L' (m)	28,950
H (kN/m)	627,920
V (kN/m)	1723,530
A' (m <sup>2</sup> )	232,750
B (m)	10,300
L (m)	28,950
A (m <sup>2</sup> )	298,185
ex (m)	1,130
m=mB	1,783

Tabela 22: Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais.

Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais									
$N_c$	35,490	$b_c$	1,000	$s_c$	1,154	$i_c$	0,421	$c'$	0,000
$N_q$	23,177	$b_q$	1,000	$s_q$	1,147	$i_q$	0,446	$q'$	0,000
$N_\gamma$	27,715	$b_\gamma$	1,000	$s_\gamma$	0,917	$i_\gamma$	0,283	$\gamma'$	9,750

**Verificação da capacidade de carga da fundação:**  $\frac{\sigma'_{Rd}}{\sigma'_{Ed}} = F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$

$$\sigma'_{Ed} = \frac{V}{B'} = \frac{1723,530}{8,095} = 214,376 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{Rd} = \frac{1}{2} \times 9,750 \times 8,040 \times 27,715 \times 0,917 \times 0,283 = 282,249 \text{ KPa}$$

$$\frac{282,249}{214,376} = 1,31 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$ , está assim confirmada a verificação da capacidade de carga da fundação.

A diferença dos resultados obtidos através do GEO5 e analiticamente é de cerca de 19%.

### 3.5.4. Análise sísmica

As combinações sísmicas tidas em conta para o Porto de Gibraltar estão apresentadas na Tabela 23. Os fatores parciais de segurança para os parâmetros resistentes do terreno a usar, em situação de projeto sísmica, estão apresentados na Tabela 24.

Tabela 23: Combinações Sísmicas Porto de Gibraltar.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes PP	Ações Variáveis Desfavorável					Ação Sísmica E	ELU
		UDL	MOO	WAV	HYD BM PM	Sísmica		
CE_av+_BM	1,00	0,30	-	-	Sísmica	-	1,00	EQU/STR/GEO
CE_av+_PM	1,00	0,30	-	-	-	Sísmica	1,00	EQU/STR/GEO
CE_av-_BM	1,00	0,30	-	-	Sísmica	-	1,00	EQU/STR/GEO
CE_av-_PM	1,00	0,30	-	-	-	Sísmica	1,00	EQU/STR/GEO

Nota: A designação “av+” e “av-“ significa ação vertical no sentido positivo e negativo, uma vez que a ação sísmica pode-se dar em ambos os sentidos.

Tabela 24: Fatores parciais de segurança para os parâmetros resistentes do terreno a usar em situação de projeto sísmica (Anexo Nacional, NP EN 1998-5: 2010).

Parâmetro	Coefficiente parcial
$\gamma_{\phi'}$	1,10
$\gamma_{c'}$	1,10
$\gamma_{cu}$	1,15
$\gamma_v$	1,15
$\gamma_\gamma$	1,00

Através dos dados fornecidos pelo dono da obra, a aceleração máxima de referência no local é de  $a_g=0,143.g$ .

Na Tabela 25 estão os resultados obtidos para os coeficientes sísmicos.

$$k_h = \alpha \times \frac{S}{r} \geq k_{h,cr} \quad \alpha = \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5k_h \quad k_{h,cr} = (1 \pm k_v) \text{tg}(\phi' - \beta)$$

Tabela 25: Resultados para os coeficientes sísmicos horizontais e verticais

a <sub>g</sub>	S	α	r	k <sub>h</sub>	k <sub>h,cr</sub>		k <sub>v</sub>
					+	-	
1,430	1,500	0,143	2,000	0,107	0,701	0,630	0,054

S = 1,5 parâmetro relativo ao tipo de terreno (NP EN 1998-1:2010, Quadro NA-3.3));

r = 2,0 parâmetro que tem em conta a flexibilidade do muro, (NP EN 1998-5:2010, Quadro 7.1). No Anexo IV encontram-se todos os resultados obtidos para as combinações sísmicas.

Nota: O GEO5 não tem em conta, no dimensionamento sísmico, a ação hidrodinâmica, no entanto é possível simular esta ação, aplicando uma força equivalente na estrutura.

De acordo com a NP EN1998-5: 2010, E.17, para um solo permeável, sob condições dinâmicas, situado abaixo do nível freático, a seguinte expressão pode ser aplicada:

$$E_{ws} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2$$

Em que:

- E<sub>ws</sub> valor da pressão hidrodinâmica;
- k<sub>h</sub> coeficiente sísmico horizontal;
- γ<sub>w</sub> peso volúmico da água;
- H' altura do nível freático acima da base do muro.

No caso de baixa-mar:  $E_{ws} = \frac{7}{12} \times 0,107 \times 10,25 \times 8,32^2 = 44,29 \text{ kN/m}$

No caso de preia-mar:  $E_{ws} = \frac{7}{12} \times 0,107 \times 10,25 \times 8,48^2 = 46,01 \text{ kN/m}$

A combinação condicionante na verificação face ao sismo foi a CE\_av+\_BM, os valores obtidos no GEO5 são os apresentados na Tabela 26.

Tabela 26: Valores obtidos para a combinação de ações CE\_av+\_BM.

Combinação		CE_av+_BM
$M_{stb}$	kN.m/m	8838,59
$M_{dst}$	kN.m/m	3582,16
$M_{stb}/M_{dst}$		2,47
$H_{stb}$	kN/m	734,40
$H_{dst}$	kN/m	658,16
$H_{stb}/H_{dst}$		1,12
$\sigma'_{Rd}$	kPa	278,58
$\sigma'_{Ed}$	kPa	268,7
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		1,04

De seguida, são calculados os ELU face à ação sísmica de forma a validar os resultados obtidos através do GEO5.

Na Figura 10 são apresentadas as ações atuantes para a combinação sísmica.

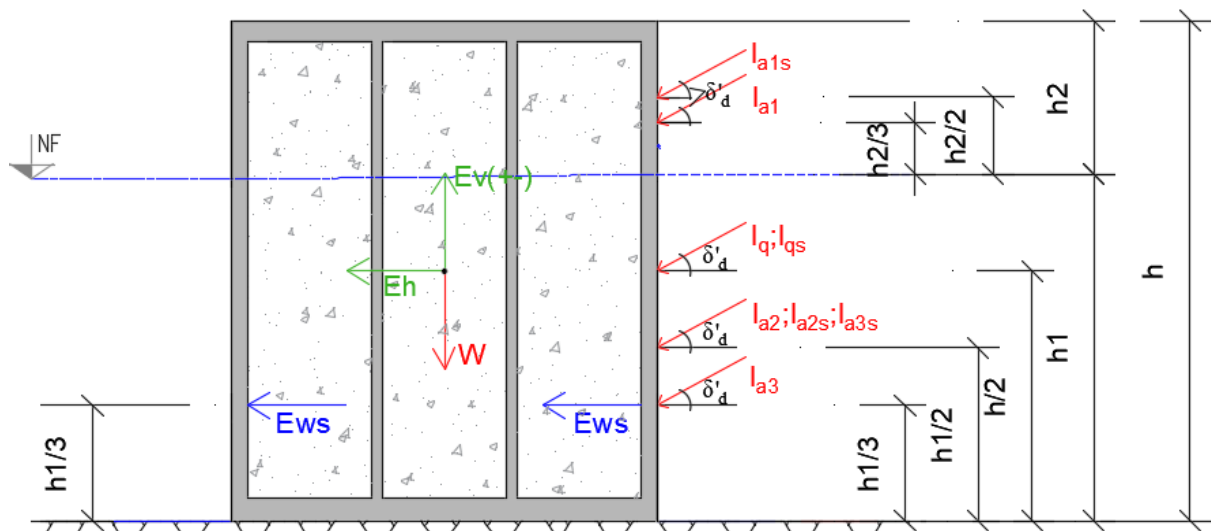


Figura 10: Ações atuantes para a combinação sísmica.

### 3.5.4.1. Verificação ao derrubamento da estrutura

#### Impulsos antes do sismo

Para obter o coeficiente de impulso ativo,  $k_a$ , são utilizadas as tabelas de Caquot-Kérisel.

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}\phi'}{\gamma_{\phi'}} \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$$

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}37}{1,10} = 34,41^\circ \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times 34,41 = 22,94^\circ$$

Recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel para um muro com  $\beta=0^\circ$ ,  $\lambda=0^\circ$ ,  $\delta'_d=22,94^\circ$ , onde  $\beta$  representa a inclinação do solo,  $\lambda$  a inclinação do muro e  $\delta'_d$  o ângulo de atrito entre a estrutura e o solo, obtém-se um valor para  $k_{a1}=0,25589$ .

$$I_{a1} = 0,25589 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 3,68^2 = 31,19 \text{ kN.m}$$

$$I_{a2} = 0,25589 \times 18 \times 3,68 \times 8,32 = 141,01 \text{ kN.m}$$

$$I_{a3} = \frac{1}{2} \times 0,25589 \times (20 - 10,25) \times 8,32^2 = 86,35 \text{ kN.m}$$

$$I_q = 20 \times 0,25589 \times 12 = 61,41 \text{ kN.m}$$

$$I_{qH} = I_q \times \cos(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qH} = 61,41 \times \cos(22,94 + 0) = 56,55 \text{ kN/m}$$

$$I_{qV} = I_q \times \text{sen}(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qV} = 61,41 \times \text{sen}(22,94 + 0) = 23,93 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiH} = I_{ai} \times \cos(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1H} = 31,19 \times \cos(22,94 + 0) = 28,72 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2H} = 141,01 \times \cos(22,94 + 0) = 129,86 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3H} = 86,35 \times \cos(22,94 + 0) = 79,52 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiV} = I_{ai} \times \text{sen}(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1V} = 31,19 \times \text{sen}(22,94 + 0) = 12,16 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2V} = 141,01 \times \text{sen}(22,94 + 0) = 54,97 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3V} = 86,35 \times \text{sen}(22,94 + 0) = 33,66 \text{ kN/m}$$

$$W = 1469,69 \text{ kN/m}$$

**Ação sísmica**

$$\Phi'_d = \text{arctg} \frac{\text{tang}\phi'}{V_{\phi'}} = \text{arctg} \frac{\text{tang}37}{1,1} = 34,41$$

$$\theta = \text{arctg} \frac{0,14375}{1 \pm 0,07188} \leq \Phi'_d - \beta$$

$$K_{aiS} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cos^2\lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

Na Tabela 27 estão apresentados os valores obtidos para o  $K_{aiS}$ .

Tabela 27: Valores obtidos para o  $K_{aiS}$ .

Solo		$\Phi'_d$	$\lambda$	$\delta'$	$\beta$	$\theta$	$K_{aiS}$
1	+	34,41	0,00	22,94	0,00	5,80	0,314
	-	34,41	0,00	22,94	0,00	6,45	0,322
2	+	37,34	0,00	24,89	0,00	5,80	0,282
	-	37,34	0,00	24,89	0,00	6,45	0,290

Legenda:  -  $K_{aiS}$  condicionante.

De seguida são calculados os novos impulsos ativos para a ação sísmica.

**Nota:** São apenas calculados os impulsos com a reação sísmica vertical no sentido positivo (de baixo para cima) uma vez que esta foi a combinação condicionante.

$$\Delta K_{a1S} = K_{a1S} \times (1 \pm K_V) - K_{a1}$$

$$(+) \Delta K_{a1S} = 0,083 \quad ; \quad (-) \Delta K_{a1S} = 0,049$$

Impulsos ativos para a combinação sísmica:

$$I_{a1} \Rightarrow I_{a1S}$$

$$I_{a1S} = I_{a1} + \Delta I_{a1S} = \frac{1}{2} \times K_{a1S} \times \gamma_1 \times h_2^2 \times (1 \pm K_V) = \frac{1}{2} \times K_{a1} \times \gamma_1 \times h_2^2 + \Delta I_{a1S}$$

Em teoria  $I_{a1S} = I_{a1} + \Delta I_{a1S}$  no entanto, uma vez que o ponto de aplicação do impulso ativo é aplicado a um terço da altura e o impulso ativo sísmico a meia altura, esta soma não pode ser direta.

$$\Delta I_{a1S} = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times h_2^2 \times \Delta K_{a1S} = \frac{1}{2} \times 18 \times 3,68^2 \times 0,083 = 10,18 \text{ kN/m}$$

$$I_{a1S} = 10,18 \text{ kN/m}$$

$$\Delta I_{a2S} = \gamma_1 \times h_1 \times h_2 \times \Delta K_{a1S} = 18 \times 8,32 \times 3,68 \times 0,083 = 46,03 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2S} = 46,03 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \Delta I_{a3S} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_2 - \gamma_w) \times h_1^2 \times \Delta K_{a1S} = \frac{1}{2} \times (20 - 10,25) \times 8,32^2 \times 0,083 \\ &= 28,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$I_{a3S} = 28,18 \text{ kN/m}$$

$$\Delta I_{qS} = q \times h \times \Delta K_{a1S} = 20 \times 12 \times 0,083 = 20,04 \text{ kN/m}$$

$$I_{qS} = 20,04 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiSh} = I_{aiS} \times \cos(\delta'_d)$$

$$I_{a1Sh} = 10,18 \times \cos(22,94) = 9,37 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2Sh} = 46,03 \times \cos(22,94) = 42,39 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3Sh} = 28,18 \times \cos(22,94) = 25,96 \text{ kN/m}$$

$$I_{qSh} = 20,04 \times \cos(22,94) = 18,46 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiSv} = I_{aiS} \times \text{sen}(\delta'_d)$$

$$I_{a1Sv} = 10,18 \times \text{sen}(22,94) = 3,97 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2Sv} = 46,03 \times \text{sen}(22,94) = 17,94 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3Sv} = 28,18 \times \text{sen}(22,94) = 10,99 \text{ kN/m}$$

$$I_{qSv} = 20,04 \times \text{sen}(22,94) = 7,81 \text{ kN/m}$$

**Força sísmica atuante na estrutura:**

$$W_t = 19,70 \times 10,30 \times 12,00 = 2434,92 \text{ kN/m}$$

$$W = 2434,92 - (10,25 \times 10,3 \times \left(\frac{8,32 + 8,2}{2}\right)) = 1562,87 \text{ kN/m}$$

$$E_v = W_t \times k_v = 2434,92 \times 0,054 = 131,49 \text{ kN/m}$$

$$E_h = W_t \times k_h = 2434,92 \times 0,107 = 260,54 \text{ kN/m}$$

**Verificação ao derrubamento da estrutura:**  $\frac{M_{Stb}}{M_{Dst}} = F_{\text{derrubamento}} \geq 1,00$

$$\begin{aligned} M_{Dst} = & \left(E_{ws} \times 2 \times 1 \times \frac{h_1}{3}\right) + (E_h \times 1 \times 6) + (E_v \times 1 \times 5,15) \\ & + \left(I_{a1h} \times (h_1 + \frac{h_2}{3}) \times 1\right) + \left(I_{a1Sh} \times (h_1 + \frac{h_2}{2}) \times 1\right) \\ & + (I_{qh} \times 6 \times 0,3) + (I_{qSh} \times 6 \times 0,3) + \left(I_{a2h} \times \frac{h}{2} \times 1\right) \\ & + \left(I_{a2sh} \times \frac{h}{2} \times 1\right) + \left(I_{a3h} \times \frac{h_1}{3} \times 1\right) + \left(I_{a3sh} \times \frac{h}{2} \times 1\right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Dst} = & (44,29 \times 2 \times 1 \times 2,77) + (260,54 \times 1 \times 6) + (131,49 \times 1 \times 5,15) \\ & + (28,72 \times 1 \times 9,55) + (9,37 \times 10,16 \times 1) + (56,55 \times 6 \times 0,3) \\ & + (18,46 \times 6 \times 0,3) + (129,86 \times 1 \times 4,16) + (42,39 \times 1 \times 4,16) \\ & + (79,52 \times 2,77 \times 1) + (25,96 \times 4,16 \times 1) = 4035,49 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$M_{Stb} = (1469,69 \times 5,15 \times 1) + (I_{a1V} \times 10,3 \times 1) + (I_{a1SV} \times 10,3 \times 1) + (I_{a2V} \times 10,3 \times 1) + (I_{a2SV} \times 10,3 \times 1) + (I_{a3V} \times 10,3 \times 1) + (I_{a3SV} \times 10,3 \times 1)$$

$$M_{Stb} = (1562,87 \times 5,15 \times 1) + (12,16 \times 10,3 \times 1) + (3,97 \times 10,3 \times 1) + (54,97 \times 10,3 \times 1) + (17,94 \times 10,3 \times 1) + (33,66 \times 10,3 \times 1) + (10,99 \times 10,3 \times 1) = 9550,83 \text{ kN.m/m}$$

$$F_{derrubamento} = \frac{9550,83}{4035,49} = 2,37 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{derrubamento} \geq 1,00$  está confirmada a verificação ao derrubamento da estrutura.

#### 3.5.4.2. Verificação ao deslizamento pela base

$$\frac{H_{Stb}}{H_{Dst}} = F_{deslizamento} \geq 1,00$$

$$H_{stb} = V'_d \times \text{tang}(\delta'_{\text{fundação}})$$

$$V'_d = W \times 1 + I_{a1V} \times 1 + I_{a1SV} \times 1 + I_{a2V} \times 1 + I_{a2SV} \times 1 + I_{a3V} \times 1 + I_{a3SV} \times 1 - E_V \times 1$$

$$V'_d = 1562,87 \times 1 + 12,16 \times 1 + 3,97 \times 1 + 54,97 \times 1 + 17,94 \times 1 + 33,66 \times 1 + 10,99 \times 1 - 131,49 \times 1 = 1565,06 \text{ kN/m}$$

$$H_{stb} = 1565,06 \times \text{tang}(24,89^\circ) = 726,26 \text{ kN/m}$$

$$H_{dst} = I_{a1H} \times 1 + I_{a1SH} \times 1 + I_{a2H} \times 1 + I_{a2SH} \times 1 + I_{a3H} \times 1 + I_{a3SH} \times 1 + E_{ws} \times 2 \times 1 + I_{qH} \times 0,3 + I_{qSH} \times 0,3 + E_h \times 1$$

$$H_{dst} = 28,73 \times 1 + 9,37 \times 1 + 129,86 \times 1 + 42,39 \times 1 + 79,53 \times 1 + 25,96 \times 1 + 88,57 \times 1 + 56,55 \times 0,3 + 18,46 \times 0,3 + 260,54 \times 1 = 687,44 \text{ kN/m}$$

$$F_{deslizamento} = \frac{726,26}{687,44} = 1,06 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{deslizamento} \geq 1$  está confirmada a verificação ao deslizamento pela base.

### 3.5.4.3. Verificação da capacidade de carga da fundação

Na Tabela 28 são apresentados os dados necessários para o cálculo dos coeficientes adimensionais para a verificação da capacidade de carga da fundação para a combinação sísmica e na Tabela 29 estão representados os valores de cálculo dos coeficientes adimensionais.

Tabela 28: Dados necessários ao cálculo dos coeficientes adimensionais.

Dados	
$\Phi'_d$ (°)	34,413
$\alpha$ (°)	0,000
B' (m)	6,275
L' (m)	28,950
H (kN/m)	686,424
V (kN/m)	1481,400
A' (m <sup>2</sup> )	181,671
B (m)	10,300
L (m)	28,950
A (m <sup>2</sup> )	298,185
ex (m)	2,012
m=mB (m)	1,822

Tabela 29: Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais

Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais									
$N_c$	47,956	$b_c$	1,000	$s_c$	1,127	$i_c$	0,360	$c'$	0,000
$N_q$	30,966	$b_q$	1,000	$s_q$	1,123	$i_q$	0,379	$q'$	0,000
$N_\gamma$	41,057	$b_\gamma$	1,000	$s_\gamma$	0,935	$i_\gamma$	0,223	$\gamma'$	9,750

**Verificação da capacidade de carga da fundação:**  $\frac{\sigma'_{Rd}}{\sigma'_{Ed}} = F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$

$$\sigma'_{Ed} = \frac{V}{B'} = \frac{1481,400}{6,275} = 236,07 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{Rd} = \frac{1}{2} \times 9,750 \times 6,275 \times 41,057 \times 1 \times 0,935 \times 0,223 = 282,249 \text{ kPa}$$

$$\frac{282,249}{236,067} = 1,20 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$ , está assim confirmada a verificação da capacidade de carga da fundação para a combinação sísmica.

### **3.6. Considerações finais**

Durante a realização deste capítulo foi possível adquirir conhecimento e competências de cálculo sobre o tema, o que permite passar ao capítulo seguinte e estudar a possível realização dum porto de igual geometria em São Roque do Pico, nos Açores, de forma a perceber quais as alterações necessárias a implementar devido às diferenças verificadas de um local para o outro. Assim, do conhecimento adquirido neste capítulo é de salientar:

- Os ângulos de atrito interno do solo e o ângulo de atrito entre a interface da estrutura com a fundação desempenham um papel fundamental na estabilidade da estrutura face aos diferentes ELU;
- A pressão hidrodinâmica, provocada pela aceleração do sismo, causa o aparecimento de novas forças atuantes na estrutura, sendo estas de grande importância no dimensionamento da mesma;
- Existem vários métodos para quantificar o acréscimo de ações provocadas pelo sismo; no entanto optou-se pelo método apresentado no Eurocódigo 8 – Parte 5 (NP EN 1998-1:2010). A consideração dos efeitos da ação sísmica é feita com base num método simplificado, que consiste numa análise pseudo-estática equivalente. Neste método, as forças sísmicas são determinadas, multiplicando as forças gravíticas da estrutura e do maciço suportado por coeficientes sísmicos horizontais e verticais.

## 4. PORTO DE SÃO ROQUE

### 4.1. Considerações iniciais

Neste capítulo é feito o enquadramento possível do ponto de vista geotécnico e geométrico do Porto de São Roque. Posteriormente, são apresentadas as combinações de ações tidas em conta no dimensionamento e as respetivas verificações de segurança. É ainda explicado como foram obtidas as reações dos diferentes tipos de onda existentes no local. Por fim, é dimensionada uma solução alternativa que cumpra os regulamentos estruturais aplicados a este tipo de obra em Portugal.

### 4.2. Descrição e geometria do Porto

Na Figura 11 encontra-se representada a localização de São Roque.



Figura 11: Localização de São Roque.

De forma a criar uma plataforma de comparação as características definidas para o Porto de Gibraltar são adotadas para o possível Porto de São Roque do Pico. Por simplificação, assume-se que ambos têm as mesmas características. Sendo assim, o Porto de São Roque, no âmbito deste trabalho, tem as seguintes características:

- O muro cais consiste num muro de gravidade com cerca de 200 metros;
- O coroamento da estrutura está ao nível +4,00 m, ZH, e o nível de fundação está ao nível -8,00 m, ZH;
- O muro é composto por 7 caixotões pré-fabricados de betão, suportados por uma camada de fundação de rocha localizada a -8,00 m, ZH;
- Os caixotões são retangulares com 28,95 m de comprimento, 10,30 m de largura e 12,00 m de altura. A estrutura dos caixotões é composta por paredes exteriores com 0,40 m e 0,35 m de espessura e paredes interiores com 0,25 m de espessura dispostas ortogonalmente com 4,50 m de comprimento e 3,00 m de largura. A base dos caixotões tem 0,50 m de espessura.

Em função das características físicas e geométricas, no dimensionamento estrutural assume-se que os caixotões serão considerados como elementos de muros de gravidade.

### **4.3. Combinações de ações em estudo – Porto de São Roque**

Para realizar as verificações apresentadas no Capítulo 2 para o Porto de São Roque, foram utilizadas as combinações de ações apresentadas na Tabela 30.

Tabela 30: Combinações de ações para o caixotão ( continua na Tabela 30.1)

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis						ELU	
	Desfavoráveis		Favoráveis		SC	MOO		HYD		WAVE		
	IMP	PP	IMP	PP		$\alpha=45^\circ$	Baixa-mar	Preia-Mar	Crista	Cava		
												Desfavoráveis
C1_A_BM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	-	1,40x0,60=0,84	EQU	
C1_A_BM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	-		
C1_B_BM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	-	1,40x0,60=0,84	STR/GEO	
C1_B_BM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	-		
C1_C_BM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30x0,60=0,78	Não-Pred.	-	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO	
C1_C_BM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30x0,60=0,78	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0,78	-		
C1_A_PM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	EQU	
C1_A_PM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0,84	-		
C1_B_PM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	STR/GEO	
C1_B_PM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0,84	-		
C1_C_PM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30x0,60=0,78	-	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO	
C1_C_PM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30x0,60=0,78	-	Não-Pred.	1,30x0,60=0,78	-		
C2_A_BM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40	Não-Pred.	-	-	1,40x0,60=0,84	EQU	
C2_A_BM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	-		
C2_B_BM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40	Não-Pred.	-	-	1,40x0,60=0,84	STR/GEO	
C2_B_BM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	-		
C2_C_BM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30	Não-Pred.	-	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO	
C2_C_BM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0,78	-		
C2_A_PM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40	-	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	EQU	
C2_A_PM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0,84	-		
C2_B_PM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40	-	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	STR/GEO	
C2_B_PM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40	-	Não-Pred.	1,40x0,60=0,84	-		
C2_C_PM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30	-	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO	
C2_C_PM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30	-	Não-Pred.	1,30x0,60=0,78	-		

Tabela 30.1: Combinações de ações para o caixotão.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis						ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		SC	MOO $\alpha=45^\circ$	Desfavoráveis		WAVE		
	IMP	PP	IMP	PP			Baixa-mar	Preia-Mar	Crista	Cava	
C3_A_BM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Pred.	-	-	1,40x0,60=0,84	EQU
C3_A_BM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Pred.	-	1,40x0,60=0,84	-	
C3_B_BM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Pred.	-	-	1,40x0,60=0,84	STR/GEO
C3_B_BM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Pred.	-	1,40x0,60=0,84	-	
C3_C_BM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	Pred.	-	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO
C3_C_BM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	Pred.	-	1,30x0,60=0,78	-	
C3_A_PM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Pred.	-	1,40x0,60=0,84	EQU
C3_A_PM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Pred.	1,40x0,60=0,84	-	
C3_B_PM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Pred.	-	1,40x0,60=0,84	STR/GEO
C3_B_PM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Pred.	1,40x0,60=0,84	-	
C3_C_PM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	-	Pred.	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO
C3_C_PM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	-	Pred.	1,30x0,60=0,78	-	
C4_A_BM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	-	1,40	EQU
C4_A_BM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	1,4	-	
C4_B_BM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	-	1,40	STR/GEO
C4_B_BM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	Não-Pred.	-	1,40	-	
C4_C_BM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	Não-Pred.	-	-	1,30	STR/GEO
C4_C_BM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	Não-Pred.	-	1,30	-	
C4_A_PM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	-	1,40	EQU
C4_A_PM_Crista	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	1,40	-	
C4_B_PM_Cava	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	-	1,40	STR/GEO
C4_B_PM_Crista	1,35	1,35	1,00	1,00	1,50x0,70=1,05	1,40x0,60=0,84	-	Não-Pred.	1,40	-	
C4_C_PM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	-	Não-Pred.	-	1,30	STR/GEO
C4_C_PM_Crista	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30x0,60=0,78	-	Não-Pred.	1,30	-	

#### 4.4. Características da ondulação – São Roque

Como referido no subcapítulo 2.3.5, os dados hidrográficos relativos a São Roque foram obtidos através da Tabela de Marés do Instituto Hidrográfico para 2011.

Na verificação da estabilidade do muro, a ação da onda é simulada através da consideração dos diagramas de pressões, determinados a partir dos métodos de Goda e de Sainflou. De acordo com estes métodos devem ser tidos em conta duas situações: a cava da onda e a crista, como se encontra apresentado na Figura 12.

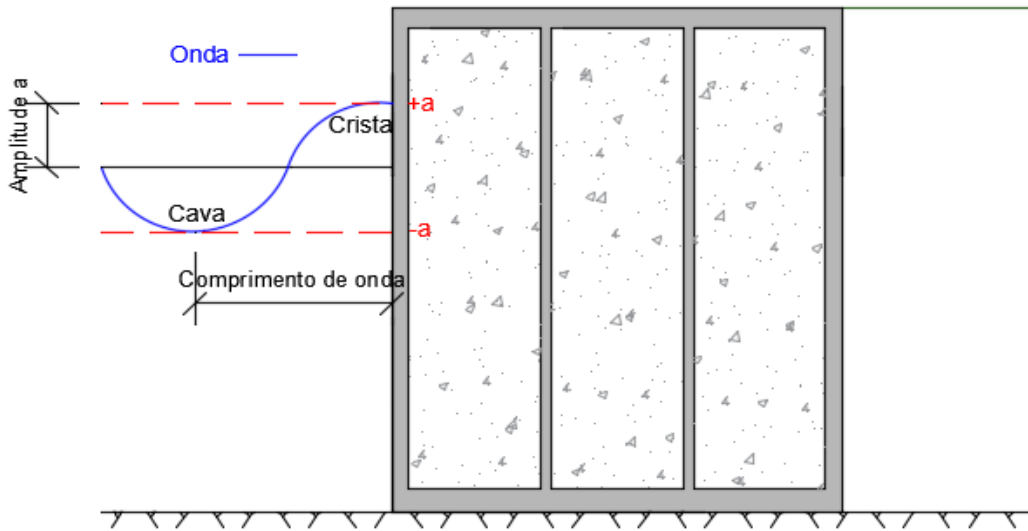


Figura 12: Tipos de ação da onda tidos em conta.

De acordo com *Goda Formula for Irregular Waves (Goda 1974; Tanimoto et al. 1976)*, a distribuição das pressões causadas pela crista da onda num muro vertical são as apresentadas nas Figura 13 e na Figura 14 é apresentada para o caso de onda em cava, método de Sainflou. Nas Tabela 31 e Tabela 32 estão apresentadas as pressões obtidas para ambos os casos da onda. A partir dos dados apresentados nas tabelas foi calculada a pressão a aplicar na estrutura como está apresentado na Figura 15. Note-se que apenas são apresentados os cálculos relativos à situação de cava, uma vez que a combinação fundamental, para qualquer um dos casos em estudo, foi sempre a cava da onda.

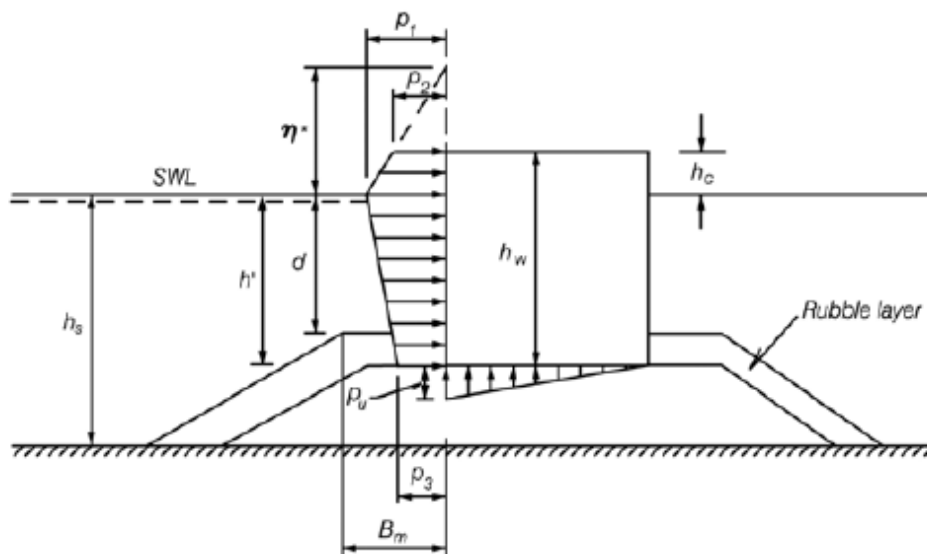


Figura 13: Distribuição das pressões causadas pela crista da onda na estrutura.

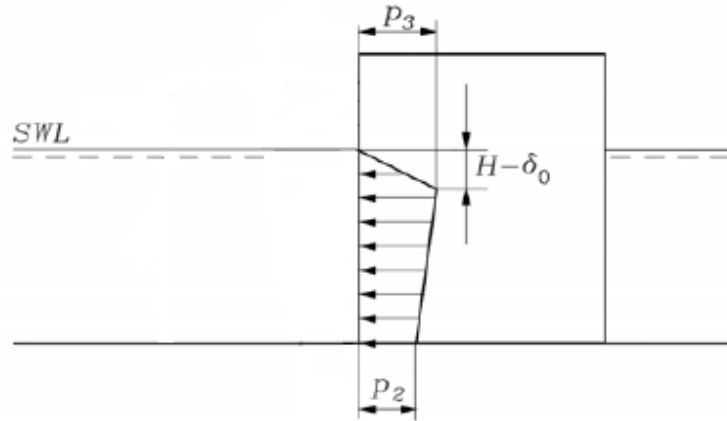


Figura 14: Distribuição das pressões causadas pela cava da onda na estrutura.

Tabela 31: Pressões obtidas para a crista da onda.

Crista da onda					
Profundidade (m)	$\theta$ (°)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 (kN/m <sup>2</sup> )	P3 (kN/m <sup>2</sup> )	PU (kN/m <sup>2</sup> )
10,44	45	18,56	10,77	17,35	17,20

Tabela 32: Pressões obtidas para a cava da onda.

Cava da onda							
$H_{max,i}$ (m)	$T_p$ (s)	L (m)	h (m)	$\Delta h$ (m)	$H_{max}-\Delta h$ (m)	P2 (kN/m <sup>2</sup> )	P3 (kN/m <sup>2</sup> )
2,16	18	220	9,44	0,25	1,91	21,36	19,55

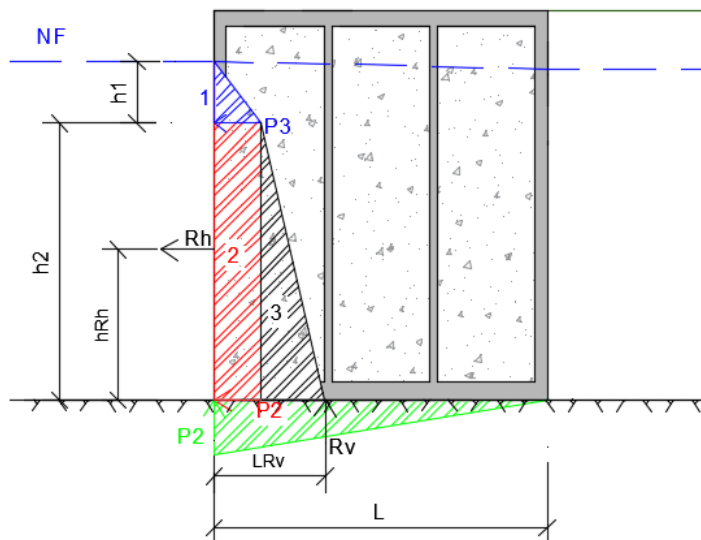


Figura 15: Distribuição das pressões causadas pela cava da onda na estrutura.

Para obter a força resultante a aplicar na estrutura, no caso da cava da onda e na situação de preia-mar, são obtidos os diagramas de pressões e respetivas resultantes da seguinte forma:

$$F_1 = P_3 \times \frac{h_1}{2} \qquad b_1 = h_2 + \frac{h_1}{3}$$

$$F_2 = P_3 \times h_2 \qquad b_2 = \frac{h_2}{2}$$

$$F_3 = (P_2 - P_3) \times \frac{h_2}{2} \qquad b_1 = \frac{h_2}{3}$$

$$R_h = \sum F_i \times 1,25^*$$

$$hR_h = \frac{(F_1 \times b_1) + (F_2 \times b_2) + (F_3 \times b_3)}{(F_1 + F_2 + F_3)}$$

$$R_v = P_2 \times \frac{L}{2} \times 1,25^*$$

$$LR_v = \frac{1}{3} \times L$$

\* - Para o cálculo das forças resultantes horizontal e vertical, o autor, recomenda a sua multiplicação por um fator majorativo de 1,25.

Em que:

$F_i$	Força resultante i;
$P_i$	Pressão i causada pela onda;
$b_i$	Braço da força i;
$h_i$	Alturas representadas na figura 12;
$hR_h$	Ponto de aplicação da resultante horizontal;
$LR_v$	Ponto de aplicação da resultante vertical;
$R_h$	Força resultante total horizontal;
$R_v$	Força resultante total vertical.

$$F_1 = 19,55 \times \frac{1,91}{2} = 18,670 \text{ kN/m}$$

$$b_1 = 8,43 + \frac{1,91}{3} = 9,067 \text{ m}$$

$$F_2 = 19,55 \times 8,43 = 164,807 \text{ kN/m}$$

$$b_2 = \frac{8,43}{2} = 4,215 \text{ m}$$

$$F_3 = (21,36 - 19,55) \times \frac{8,43}{2} = 7,629 \text{ kN/m} \qquad b_3 = \frac{8,43}{3} = 2,810 \text{ m}$$

$$R_h = (18,6703 + 164,807 + 7,62915) \times 1,25 = 238,883 \text{ kN/m}$$

$$hR_h = \frac{(18,670 \times 9,067) + (164,807 \times 4,215) + (7,629 \times 2,81)}{(18,670 + 164,807 + 7,629)} = 4,633 \text{ m}$$

$$R_v = 21,36 \times \frac{10,3}{2} \times 1,25 = 137,510 \text{ kN/m}$$

$$LR_v = \frac{1}{3} \times 10,3 = 3,433 \text{ m}$$

**Nota:**

Só foram apresentados os cálculos relativos à situação de Cava uma vez que a combinação fundamental, para qualquer um dos casos em estudo, foi sempre a cava da onda.

## 4.5. Características dos solos de fundação

O perfil geológico e geotécnico apresentado na Tabela 33, sobre o qual assentam os caixotões, é composto por duas camadas.

Até à cota -12,00m, ZH, existe uma camada de enrocamento assente sobre rocha.

Tabela 33: Características geológicas e geotécnicas do maciço de fundação.

Solo	Profundidade (m)	$\phi'$ (°)	c (kPa)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\delta'$ (°)
Enrocamento	-12,00	40,00	0,00	18,00	20,00	26,67
Rocha	-	40,00	50,00	18,00	20,00	40,00

Em que:

- $\phi'$  Ângulo de atrito interno;
- c Coesão do solo;
- $\gamma_d$  Peso volúmico seco;
- $\gamma_s$  Peso volúmico saturado;
- $\delta'$  Ângulo de atrito estrutura/solo.

## 4.6. Verificação da segurança aos modos de rotura

De seguida, são efetuadas as verificações apresentadas no subcapítulo 2.3.2. Estas serão efetuadas analiticamente e os resultados obtidos são posteriormente validados a partir de um modelo realizado no GEO5. Por simplificação, são apenas apresentados os cálculo da combinação condicionante para cada ELU; nos anexos estão apresentadas tabelas com os resultados de todas as combinações.

### 4.6.1. Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU)

De seguida são apresentados os cálculos relativos ao caso condicionante para a verificação ao derrubamento - combinação C2\_A\_PM\_Cava da Tabela 34. Na Tabela 35 estão apresentados os coeficientes parciais de segurança aplicados aos parâmetros do solo para esta combinação. No Anexo V encontram-se todos os resultados obtidos para este ELU.

Tabela 34: Combinação C2\_A\_PM\_Cava.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis						ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		Desfavoráveis						
	IMP	PP	IMP	PP	SC	MOO $\alpha=45^\circ$	HYD		WAVE		
							Baixa-mar	Preia-Mar	Crista	Cava	
C2_A_PM_Cava	1,10	1,10	0,90	0,90	1,50x0,70=1,05	1,40	-	Não-Pred.	-	1,40x0,60=0,84	EQU

Tabela 35: Coeficientes parciais para os parâmetros do solo .

Parâmetro	Coefficiente parcial
$\gamma_\phi'$	1,25
$\gamma_c'$	1,25
$\gamma_{cu}$	1,40
$\gamma_v$	1,40
$\gamma_\gamma$	1,00

Na Figura 16 estão representadas as ações à qual a estrutura está sujeita. Na Tabela 36 estão apresentados os resultados obtidos no GEO5 para a combinação C2\_A\_PM\_Cava para o ELU – Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU).

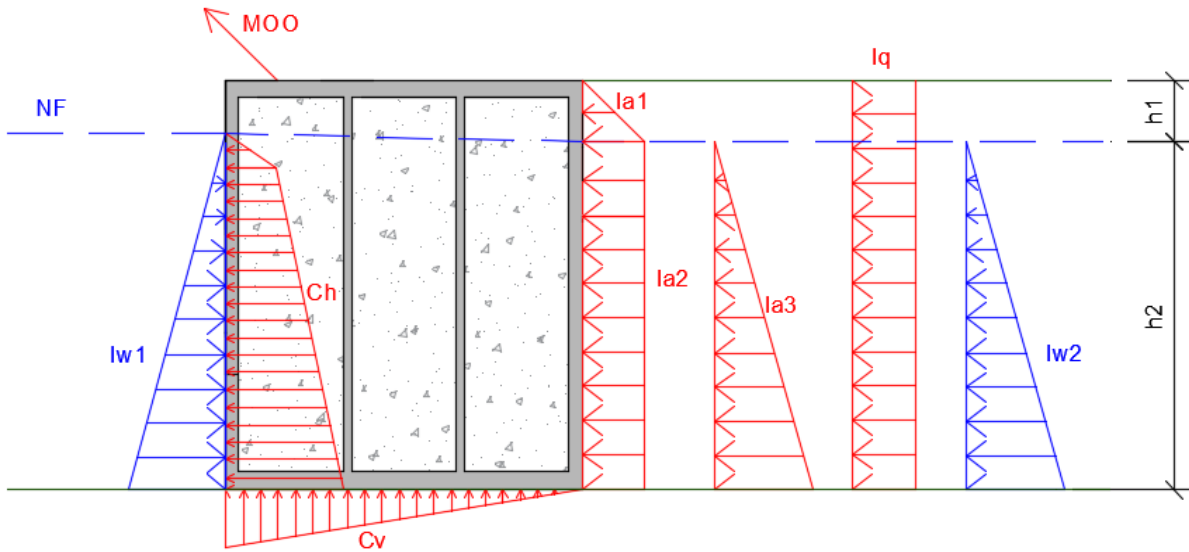


Figura 16: Ações a que a estrutura está sujeita.

Tabela 36: Resultados da verificação ao derrubamento da estrutura para a combinação C2\_A\_PM\_Cava.

Combinação	C2_A_PM_Cava
Mstb kNm/m	7199,22
Mdst kNm/m	2740,45
Mstb/Mdst	2,63

De seguida, é calculada analiticamente a verificação ao derrubamento da estrutura de forma a validar os resultados obtidos através do GEO5.

$$I_{a1} = k_a \times \frac{1}{2} \times \gamma_d \times h_1^2$$

$$I_{a2} = k_a \times \gamma_s \times h_1 \times h_2$$

$$I_{a3} = \frac{1}{2} \times k_a \times (\gamma_s - \gamma_w) \times h_2^2$$

$$W = \gamma_c \times A_c$$

$$I_q = q \times k_a \times h$$

$$I_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$$

Em que:

- $I_{ai}$  Impulsos ativos;
- $k_a$  Coeficiente de impulso ativo;
- $\gamma_d$  Peso volúmico do solo seco;
- $h_i$  Alturas representadas na figura anterior;
- $\gamma_s$  Peso volúmico do solo saturado;

$\gamma_w$	Peso volúmico da água;
$I_{wi}$	Impulsos provocados pela água;
$I_q$	Impulso provocado pela sobrecarga;
$q$	Valor da sobrecarga;
$W$	Peso da estrutura;
$\gamma_c$	Peso volúmico do betão;
$A_c$	Área transversal da estrutura.

Para obter o valor de  $k_a$  é utilizada a teoria de Caquot-Kérisel.

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}\phi'}{\gamma_{\phi'}} \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$$

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}40}{1,25} = 33,87^\circ \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times 33,87 = 22,58^\circ$$

Recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel para um muro com  $\beta=0^\circ$ ,  $\lambda=0^\circ$ ,  $\delta'_d=22,58^\circ$ , onde  $\beta$  representa a inclinação do solo,  $\lambda$  a inclinação do muro e  $\delta'_d$  o ângulo de atrito entre a estrutura e o solo, obtém-se um valor para  $k_a=0,261$ .

$$I_{a1} = 0,261 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 1,9^2 = 8,480 \text{ kN. m}$$

$$I_{a2} = 0,261 \times 18 \times 1,9 \times 10,1 = 90,155 \text{ kN. m}$$

$$I_{a3} = \frac{1}{2} \times 0,261 \times (20 - 10,25) \times 10,1^2 = 129,795 \text{ kN. m}$$

$$I_q = 20 \times 0,261 \times 12 = 62,710 \text{ kN. m}$$

$$I_{qH} = I_q \times \cos (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qH} = 62,71 \times \cos (22,58 + 0) = 57,900 \text{ kN/m}$$

$$I_{qV} = I_q \times \text{sen} (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qV} = 62,71 \times \text{sen} (22,58 + 0) = 24,080 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiH} = I_{ai} \times \cos (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1H} = 8,480 \times \cos(22,58 + 0) = 7,830 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2H} = 90,155 \times \cos(22,58 + 0) = 83,244 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3H} = 129,795 \times \cos(22,58 + 0) = 119,845 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiV} = I_{ai} \times \text{sen}(\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1V} = 8,480 \times \text{sen}(22,58 + 0) = 3,256 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2V} = 90,155 \times \text{sen}(22,58 + 0) = 34,617 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3V} = 129,795 \times \text{sen}(22,58 + 0) = 49,838 \text{ kN/m}$$

$$W = 19,7 \times 10,3 \times 12 = 2434,920 \text{ kN/m}$$

Uma vez que a estrutura está parcialmente submersa, deve ser subtraída a parcela relativa à água.

$$W = 2434,92 - 10,25 \times 10,3 \times 10,1 = 1368,610 \text{ kN/m}$$

$$MOO_h = 50 \times \cos(45) = 35,360 \text{ kN/m}$$

$$MOO_v = 50 \times \text{sen}(45) = 35,360 \text{ kN/m}$$

Na Tabela 37 são apresentados os impulsos ativos atuantes na estrutura e na Figura 17 estão representadas as forças consideradas na verificação ao derrubamento da mesma.

Tabela 37: Impulsos ativos na estrutura.

$\delta'_d=22,58^\circ$	Reação Vertical (kN.m)	Reação Horizontal (kN.m)
Ia1	3,26	7,83
Ia2	34,62	83,24
Ia3	49,84	119,85
Iq	24,08	57,90

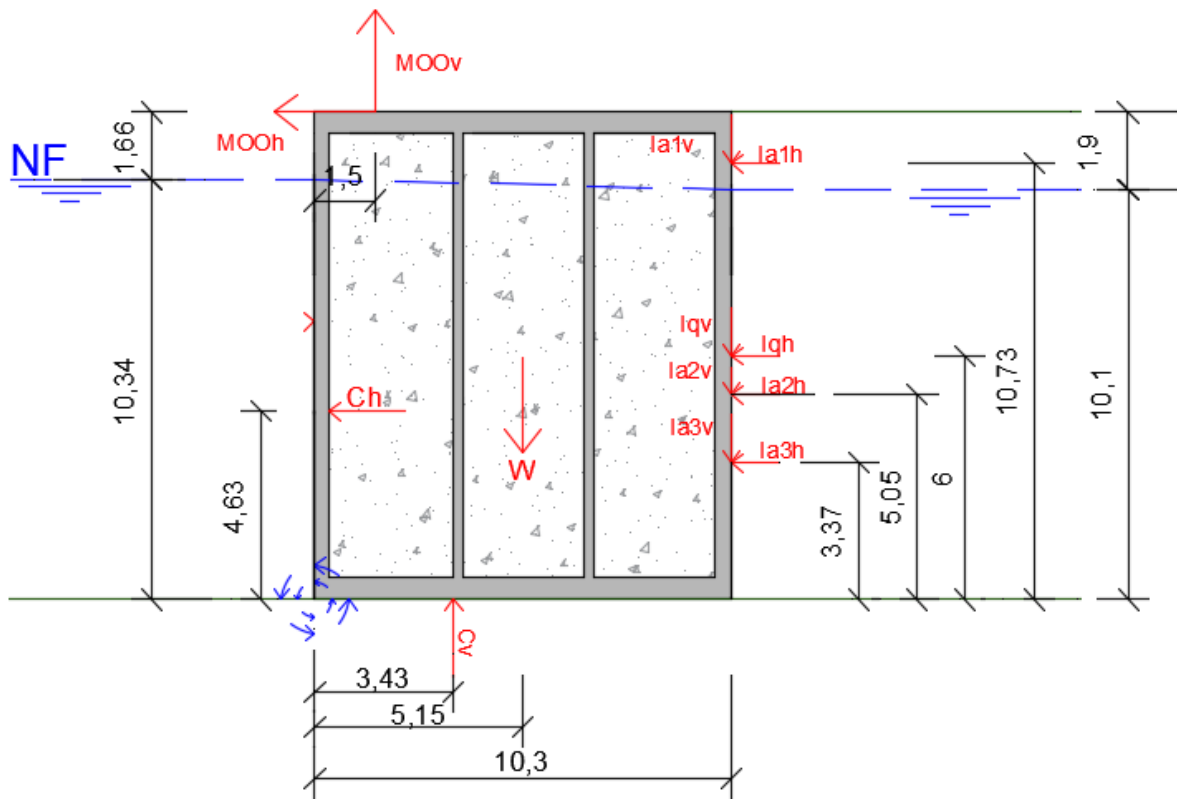


Figura 17: Forças consideradas para a verificação ao derrubamento da estrutura.

$$M_{Stb} = I_{a1V} \times 10,3 \times 0,9 + I_{a2V} \times 10,3 \times 0,9 + I_{a3V} \times 10,3 \times 0,9 + W \times 5,15 \times 0,9$$

$$M_{Stb} = 3,256 \times 10,3 \times 0,9 + 34,617 \times 10,3 \times 0,9 + 49,838 \times 10,3 \times 0,9 + 1368,610 \times 5,15 \times 0,9 = 7156,600 \text{ kN/m}$$

$$C_h = R_h \times 0,84 = 238,883 \times 0,84 = 200,662 \text{ kN/m}$$

$$C_v = R_v \times 0,84 = 137,510 \times 0,84 = 115,508 \text{ kN/m}$$

**Verificação ao derrubamento da estrutura:**  $\frac{M_{Stb}}{M_{Dst}} = F_{\text{derrubamento}} \geq 1,00$

$$M_{Dst} = C_h \times 4,63 \times 0,84 + C_v \times 3,43 \times 0,84 + MOO_h \times 12 \times 1,4 + MOO_v \times 1,5 \times 1,4 + I_{a1H} \times 10,73 \times 1,1 + I_{a2H} \times 5,05 \times 1,1 + I_{a3H} \times 3,367 \times 1,1 + I_{qH} \times 6 \times 1,05$$

$$M_{Dst} = 200,662 \times 4,63 \times 0,84 + 115,508 \times 3,43 \times 0,84 + 35,36 \times 12 \times 1,4 + 35,36 \times 1,5 \times 1,4 + 7,830 \times 10,73 \times 1,1 + 83,244 \times 5,05 \times 1,1 + 119,845 \times 3,367 \times 1,1 + 57,90 \times 6 \times 1,05 = 3142,420 \text{ kN/m}$$

$$F_{derrubamento} = \frac{7156,60}{3142,42} = 2,28 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{derrubamento} \geq 1,00$  está confirmada a verificação ao derrubamento da estrutura.

#### 4.6.2. Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO)

De seguida estão apresentados os cálculos relativos ao caso condicionante para a verificação ao deslizamento pela base, para a combinação C2\_C\_PM\_Cava apresentada na Tabela 38. Na Tabela 39 estão apresentados os coeficientes parciais de segurança aplicados aos parâmetros do solo para esta combinação. No Anexo VI encontram-se todos os resultados obtidos para este ELU.

Tabela 38: Combinação C2\_C\_PM\_Cava.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis						ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		Desfavoráveis						
					SC	MOO $\alpha=45^\circ$	HYD		WAVE		
	IMP	PP	IMP	PP			Baixa-mar	Preia-Mar	Crista	Cava	
C2_C_PM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30	-	Não-Pred.	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO

Tabela 39: Coeficientes parciais para os parâmetros do solo .

Coeficientes parciais para os parâmetros do solo	
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{c'}$	1,25
$\gamma_{cu}$	1,40
$\gamma_v$	1,40
$\gamma_\gamma$	1,00

Na Tabela 40 estão apresentados os resultados obtidos no GEO5 para a combinação C2\_C\_PM\_Cava para o ELU – Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO).

Tabela 40: Resultados da verificação ao deslizamento pela base para a combinação C2\_C\_PM\_Cava.

Combinação	C2_C_PM_Cava
Hstb kN/m	544,40
Hdst kN/m	469,22
Hstb/Hdst	1,16

De seguida, é calculada analiticamente a verificação ao deslizamento pela base de forma a validar os resultados obtidos através do GEO5.

Para obter o valor de  $k_a$  é utilizada a teoria de Caquot-Kérisel.

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}\phi'}{\gamma_{\phi'}} \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$$

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang}40}{1,25} = 33,87^\circ \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times 33,87 = 22,58^\circ$$

Recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel para um muro com  $\beta=0^\circ$ ,  $\lambda=0^\circ$ ,  $\delta'_d=22,58^\circ$ , onde  $\beta$  representa a inclinação do solo,  $\lambda$  a inclinação do muro e  $\delta'_d$  o ângulo de atrito entre a estrutura e o solo, obtém-se um valor para  $k_a=0,261$ .

$$C_v = R_v \times 0,78 = 137,51 \times 0,78 = 107,258 \text{ kN/m}$$

$$C_h = R_h \times 0,78 = 238,883 \times 0,78 = 186,329 \text{ kN/m}$$

**Verificação ao deslizamento pela base:**  $\frac{H_{Stb}}{H_{Dst}} = F_{\text{deslizamento}} \geq 1,00$

$$H_{Stb} = V'_d \times \text{tang}(\delta'_d)$$

$$V'_d = W \times 1 + I_{a1V} \times 1 + I_{a2V} \times 1 + I_{a3V} \times 1 - MOO_v \times 1,3 - C_v \times 1$$

$$V'_d = 1368,610 \times 1 + 3,256 \times 1 + 34,617 \times 1 + 49,838 \times 1 - 35,360 \times 1,3 - 107,258 \times 1 = 1303,095 \text{ kN/m}$$

$$H_{Stb} = 1303,095 \times \text{tang}(22,58) = 541,892 \text{ kN/m}$$

$$H_{Dst} = I_{a1H} \times 1 + I_{a2H} \times 1 + I_{a3H} \times 1 + I_{qH} \times 0,91 + C_h \times 1 + MOO_h \times 1,3$$

$$H_{Dst} = 7,830 \times 1 + 83,244 \times 1 + 119,845 \times 1 + 57,900 \times 0,91 + 186,329 \times 1 = 449,936 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{deslizamento}} = \frac{541,892}{449,936} = 1,20 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{deslizamento}} \geq 1$  está confirmada a verificação ao deslizamento pela base.

### 4.6.3. Verificação capacidade de carga da fundação (STR/GEO)

Os cálculos relativos ao caso condicionante para a verificação da capacidade de carga da fundação - combinação C2\_C\_BM\_Cava, apresentada na Tabela 41. Na Tabela 42 estão apresentados os coeficientes parciais de segurança aplicados aos parâmetros do solo para esta combinação. No Anexo VII encontram-se todos os resultados obtidos para este ELU.

Tabela 41: Combinação C2\_C\_BM\_Cava

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes				Ações Variáveis						ELU
	Desfavoráveis		Favoráveis		Desfavoráveis						
					SC	MOO $\alpha=45^\circ$	HYD		WAVE		
	IMP	PP	IMP	PP			Baixa-Mar	Preia-Mar	Crista	Cava	
C2_C_BM_Cava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30x0,70=0,91	1,30	Não-Pred.	-	-	1,30x0,60=0,78	STR/GEO

Tabela 42: Coeficientes parciais para os parâmetros do solo.

Coeficientes parciais para os parâmetros do solo	
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{c'}$	1,25
$\gamma_{cu}$	1,40
$\gamma_v$	1,40
$\gamma_\gamma$	1,00

Na Tabela 43, estão apresentados os resultados obtidos no GEO5 para a combinação C2\_C\_BM\_Cava para o ELU – Verificação da capacidade de carga da fundação (STR/GEO).

Tabela 43: Resultados da verificação da capacidade de carga da fundação C2\_C\_BM\_Cava.

Combinação	C2_C_BM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1564,55
$\sigma'_{Ed}$ kPa	227,14
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	6,89

Na Tabela 44 encontram-se todos os valores de cálculo dos coeficientes adimensionais para o valor da capacidade resistente do solo de fundação. Na Tabela 45 são apresentados os valores de cálculo dos coeficientes adimensionais para a verificação da capacidade de carga da fundação. Neste caso foi necessário determinar um valor ponderado para a coesão do solo uma vez que existem dois solos diferentes com coesões diferentes.

Tabela 44: Dados necessários ao cálculo dos coeficientes adimensionais.

Dados	
$\phi'_d$ (°)	32,000
$\alpha$ (°)	0,000
B' (m)	8,095
L' (m)	28,950
H kN/m	530,896
V kN/m	1556,000
A' (m <sup>2</sup> )	234,342
B (m)	10,300
L (m)	28,950
A (m <sup>2</sup> )	298,185
ex (m)	1,103
m=mB	1,781

Tabela 45: Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais.

Valores de cálculo dos coeficientes adimensionais									
$N_c$	35,490	$b_c$	1,000	$s_c$	1,155	$i_c$	0,918	$c'_d$	27,429
$N_q$	23,177	$b_q$	1,000	$s_q$	1,148	$i_q$	0,922	$q'$	0,000
$N_\gamma$	20,420	$b_\gamma$	1,000	$s_\gamma$	0,916	$i_\gamma$	0,880	$\gamma'$	9,750

A camada de 1,5 m de enrocamento apresenta  $c' = 0$  enquanto que a camada de solo subjacente apresenta um  $c' = 50$  kPa.

Para determinar um valor ponderado para a coesão foi calculada a altura da cunha do terreno tendo em conta  $\psi = \phi'$  (Terzaghi), o comprimento da cunha, o comprimento efetivo da estrutura e o ângulo de atrito interno do solo. Na Figura 18 são apresentados todos os fatores tidos em conta para este cálculo.

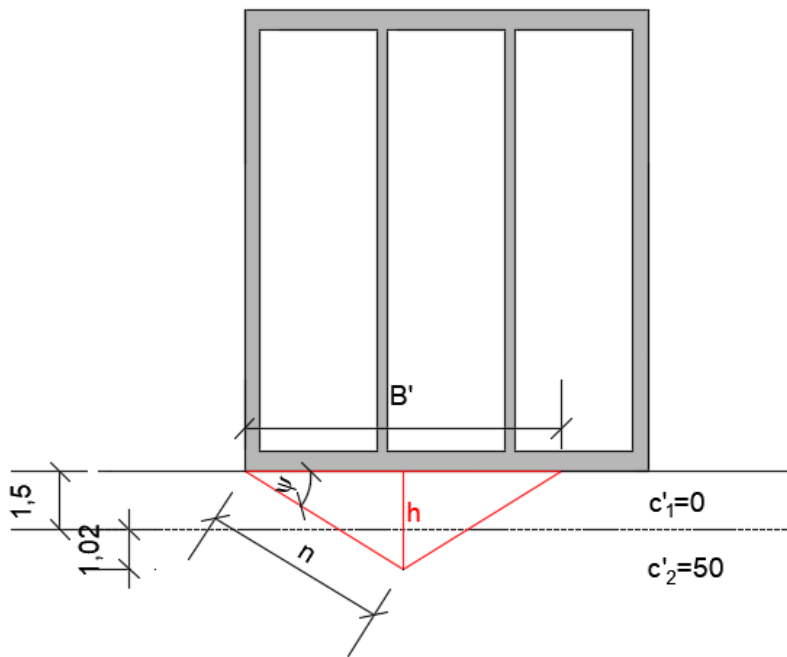


Figura 18: Esquema para o cálculo da cunha de terreno.

De acordo com Terzaghi (1943):

$$\psi = \phi' = 32$$

$$n = \frac{B'}{2 \cos \psi} = \frac{8,095}{2 \times \cos(32)} = 4,77 \text{ m}$$

$$c'_{av} = \frac{c'_1 \times 1,5 + c'_2 \times 3,27}{4,77} = 34,310 \text{ kPa}$$

$$c'_{avd} = \frac{c'}{\gamma_c} = \frac{34,31}{1,25} = 27,429 \text{ kPa}$$

Em que:

$c'_{av}$	coesão média do solo;
$c'_{avd}$	coesão média do solo de cálculo;
$h$	altura da cunha;
$n$	comprimento da cunha.

**Verificação da capacidade de carga da fundação:**  $\frac{\sigma'_{Rd}}{\sigma'_{Ed}} = F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$

$$\sigma'_{Ed} = \frac{V}{B'} = \frac{1556,000}{8,095} = 192,225 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{Rd} = 27,429 \times 35,49 \times 1 \times 1,155 \times 0,918 + \frac{1}{2} \times 9,75 \times 8,095 \times 20,42 \times 1 \\ \times 0,916 \times 0,880 = 1681,80 \text{ kPa}$$

$$\frac{1681,80}{192,225} = 8,75 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{Bearing}} \geq 1,00$  está confirmada a verificação da capacidade de carga da fundação.

#### 4.6.4. Análise sísmica

As combinações sísmicas tidas em conta para o Porto de São Roque são as apresentadas na Tabela 46. Na Tabela 47 estão apresentados os fatores parciais para os parâmetros do terreno no caso de situação sísmica. A designação “av+” e “av-“ significam ação vertical no sentido positivo e negativo, uma vez que a ação sísmica pode-se dar em ambas as direções.

Tabela 46: Combinações sísmicas Porto de São Roque.

DESIGNAÇÃO DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES	Ações Permanentes PP	Ações Variáveis Desfavorável					Ação Sísmica E	ELU
		UDL	MOO	WAV	HYD BM PM			
CE_av+_BM	1,00	0,30	-	-	Sísmica	-	1,00	EQU/STR/GEO
CE_av+_PM	1,00	0,30	-	-	-	Sísmica	1,00	EQU/STR/GEO
CE_av-_BM	1,00	0,30	-	-	Sísmica	-	1,00	EQU/STR/GEO
CE_av-_PM	1,00	0,30	-	-	-	Sísmica	1,00	EQU/STR/GEO

Tabela 47: Fatores parciais para os parâmetros do terreno a usar em situação de projeto sísmica (Anexo Nacional, NP EN 1998-5: 2010).

Parâmetro	Coefficiente parcial
$\gamma_{\phi'}$	1,10
$\gamma_{c'}$	1,10
$\gamma_{cu}$	1,15
$\gamma_v$	1,15
$\gamma_\gamma$	1,00

As acelerações máximas de referência nas várias zonas sísmicas em Portugal estão apresentadas na Tabela 48; os coeficientes de importância estão apresentados na Tabela 49.

Tabela 48: Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas.

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,4	-	-

Tabela 49: Quadro NA.II – Coeficientes de importância  $\gamma_I$ .

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Uma vez que os Açores se encontram na zona sísmica 2.1, a aceleração máxima de referência é  $a_{gR}=2,5 \text{ m/s}^2$ .

Neste tipo de obra, a classe de importância geralmente adotada é a II, no entanto, face às características especiais da Região Autónoma dos Açores, por ser uma região insular onde a importância dos portos é vital, foi considerada uma classe de importância superior, nomeadamente a III, ficando assim com  $\gamma_I=1,15$ . Assim:

$$k_h = \alpha \times \frac{S}{r} \leq k_{h,cr} \quad a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad \alpha = \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5k_h$$

$$k_{h,cr} = (1 \pm k_v) \text{tg}(\phi' - \beta)$$

Na Tabela 50 são apresentados os resultados obtidos para os vários coeficientes sísmicos horizontais, verticais e críticos.

Tabela 50: Resultados para os coeficientes sísmicos horizontais e verticais.

$a_g$	S	$\alpha$	r	$k_h$	$k_{h,cr}$		$k_v$
					+	-	
2,875	1,000	0,288	2,000	0,144	0,789	0,683	0,072

$S = 1$  , parâmetro relativo ao tipo de terreno (NP EN 1998-1:2010, Quadro NA-3.3));

$r = 2$  , parâmetro que tem em conta a flexibilidade do muro, (NP EN 1998-5:2010, Quadro 7.1).

A combinação condicionante na verificação face ao sismo foi a CE\_av+\_PM, cujos valores obtidos no GEO5 são apresentados na Tabela 51. Como é possível observar nos resultados obtidos na tabela, a verificação ao deslizamento, face à ação sísmica, não cumpre com os mínimos impostos pelos regulamentos.

Tabela 51: Resultados obtidos para a combinação CE\_av+\_PM.

Combinação	CE_av+_PM
M <sub>stb</sub> kN.m/m	8189,21
M <sub>dst</sub> kN.m/m	4315,20
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	1,90
H <sub>stb</sub> kN/m	671,17
H <sub>dst</sub> kN/m	783,00
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>	0,86
$\sigma'_{Rd}$ kPa	554,38
$\sigma'_{Ed}$ kPa	281,66
$\sigma'_{Rd} / \sigma'_{Ed}$	1,97

## 4.7. Dimensionamento de uma solução alternativa

Para garantir a segurança à ação sísmica face ao deslizamento, podem ser tomadas algumas medidas de forma a aumentar a parcela da resistência da estrutura, nomeadamente:

1. Aumentar o peso da estrutura – geralmente procede-se ao enchimento total ou parcial das células do caixotão com um material com maior peso volúmico;
2. Aumentar o ângulo de atrito solo-muro – para aumentar o ângulo de atrito solo-muro pode-se, por exemplo: alterar o material da fundação, criar uma camada com um material mais rugoso ou modificar a geometria da base dos caixotões de forma a aumentar a sua rugosidade.

Neste trabalho optou-se pela segunda hipótese uma vez que esta é geralmente economicamente mais vantajosa. Assim, para aumentar o ângulo de atrito solo-muro, a laje de fundo é disposta com uma geometria serrilhada. Há que ter ainda em atenção a direção das estrias, caso estas sejam feitas na direção errada o problema do deslizamento será acentuado. Desta forma, com a alteração da geometria na base da estrutura, existe um aumento do ângulo de atrito entre o solo de fundação e os caixotões.

O ângulo de atrito solo-muro admitido foi de  $2/3$  do ângulo de atrito interno do solo, com a alteração da geometria na base este aumenta. De acordo com *Bowles 1997*, o ângulo entre uma superfície de betão liso e enrocamento, pode ser considerado:  $0,6\phi' < \delta' < 0,8\phi'$ , com a base do caixotão serrilhada este valor aumenta e pode ser considerado  $\phi' = \delta'$ .

Na Tabela 52 estão apresentados os ângulos de atrito solo-muro para ambas as situações, solo-caixotão e solo-caixotão com o fundo serrilhado.

Tabela 52: Ângulos de atrito caixotão-enrocamento.

Solo-caixotão (°)		Solo-caixotão serrilhado (°)	
$\phi'$	$\delta' = 2/3\phi'$	$\phi'$	$\delta' = \phi'$
40	26,667	40	40

As Figura 19 e Figura 20 representam, respetivamente, um corte do caixotão com o fundo serrilhado e um pormenor da geometria de um dos “dentes” do serrilhado. Na Tabela 53 são apresentados os resultados obtidos para a combinação CE\_av+\_PM já com as alterações introduzidas na estrutura.

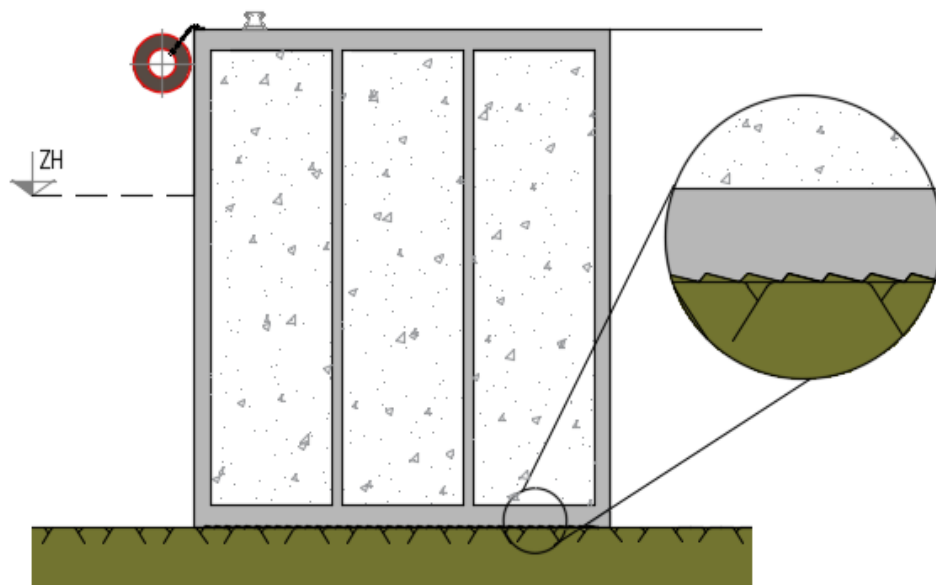


Figura 19: Fundo dos caixotões serrilhados.

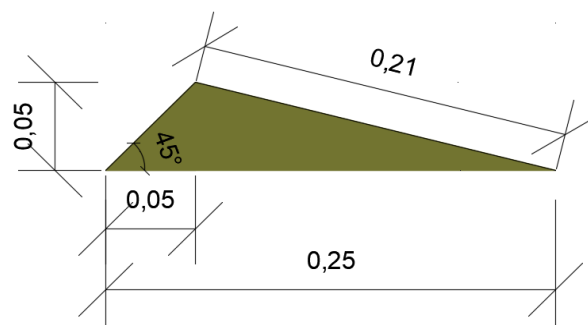


Figura 20: Geometria do serrilhado [m].

Tabela 53: Resultados obtidos para a combinação CE\_av+\_PM para os caixotões serrilhados.

Combinação	CE_av+_PM
$M_{stb}$ kN.m/m	8188,44
$M_{dst}$ kN.m/m	4315,16
$M_{stb}/M_{dst}$	1,90
$H_{stb}$ kN/m	1105,24
$H_{dst}$ kN/m	781,97
$H_{stb}/H_{dst}$	1,41
$\sigma'_{Rd}$ kPa	557,21
$\sigma'_{Ed}$ kPa	281,68
$\sigma'_{Rd} / \sigma'_{Ed}$	1,98

## 4.8. Validação dos resultados obtidos

Neste subcapítulo é efetuada a verificação ao deslizamento pela base para a ação sísmica.

Na Figura 21 são apresentadas as ações às quais a estrutura está sujeita para a combinação CE\_av+\_PM.

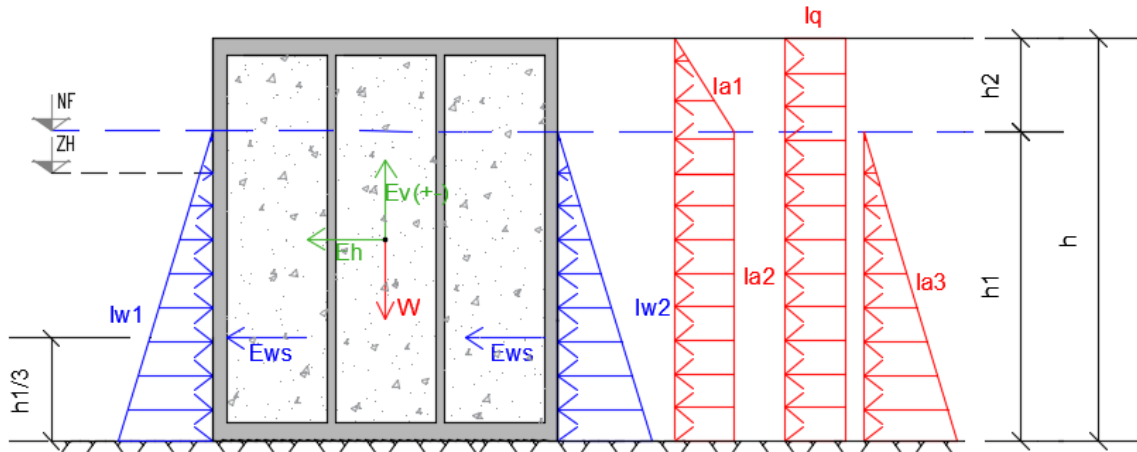


Figura 21: Ações da combinação CE\_av+\_PM

No caso de preia-mar a ação hidrodinâmica atuante é a seguinte:

$$E_{ws} = \frac{7}{12} \times 0,14375 \times 10,25 \times 9,19^2 = 72,59 \text{ kN/m}$$

Note-se que o valor da ação hidrodinâmica calculado acima, é aplicado a um terço da altura submersa à frente e no tardoz da estrutura.

### Impulsos antes do sismo

Para obter o valor de  $k_a$  para o Solo 1, será utilizado o método de Caquot-Kérisel.

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang} \phi'}{\gamma_{\phi'}} \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$$

$$\phi'_d = \arctang \frac{\text{tang} 40}{1,10} = 37,34^\circ \qquad \delta'_d = \frac{2}{3} \times 37,34 = 24,89^\circ$$

Recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel para um muro com  $\beta=0^\circ$ ,  $\lambda=0^\circ$ ,  $\delta'_d=24,89^\circ$ , onde  $\beta$  representa a inclinação do solo,  $\lambda$  a inclinação do muro e  $\delta'_d$  o ângulo de atrito entre a estrutura e o solo, obtém-se um valor para  $k_{a1}=0,22663$ .

$$I_{a1} = 0,22663 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 2,81^2 = 16,11 \text{ kN.m}$$

$$I_{a2} = 0,22663 \times 18 \times 2,81 \times 9,19 = 105,34 \text{ kN.m}$$

$$I_{a3} = \frac{1}{2} \times 0,22663 \times (20 - 10,25) \times 9,19^2 = 93,31 \text{ kN.m}$$

$$I_q = 20 \times 0,22663 \times 12 = 54,39 \text{ kN.m}$$

$$I_{qH} = I_q \times \cos (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qH} = 54,39 \times \cos (24,89 + 0) = 49,34 \text{ kN/m}$$

$$I_{qV} = I_q \times \text{sen} (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{qV} = 54,39 \times \text{sen} (24,89 + 0) = 22,89 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiH} = I_{ai} \times \cos (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1H} = 16,11 \times \cos(24,89 + 0) = 14,61 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2H} = 105,34 \times \cos(24,89 + 0) = 95,56 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3H} = 93,31 \times \cos(24,89 + 0) = 84,64 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiV} = I_{ai} \times \text{sen} (\delta'_d + \lambda)$$

$$I_{a1V} = 16,11 \times \text{sen}(24,89 + 0) = 6,78 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2V} = 105,34 \times \text{sen}(24,89 + 0) = 44,34 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3V} = 93,31 \times \text{sen}(24,89 + 0) = 39,27 \text{ kN/m}$$

$$W = 1469,69 \text{ kN/m}$$

### Ação sísmica

$$\Phi'_d = \text{arctg} \frac{\text{tang}\phi'}{\gamma_{\phi'}} = \text{arctg} \frac{\text{tang}40}{1,1} = 37,34$$

$$\theta = \text{arctg} \frac{0,14375}{1 \pm 0,07188} \leq \Phi'_d - \beta$$

$$K_{ais} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cos^2\lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2}$$

Na Tabela 54 estão apresentados os valores obtidos para o  $K_{ais}$ .

Tabela 54: Valores obtidos para o  $K_{aiS}$ .

Solo		$\phi'_d$	$\lambda$	$\delta'_d$	$\beta$	$\theta$	$K_{aiS}$	$\phi'_d - \beta$
1	+	37,34	0,00	24,89	0,00	7,64	0,305	37,34
	-	37,34	0,00	24,89	0,00	8,80	0,320	37,34
2	+	37,34	0,00	37,34	0,00	7,64	0,324	37,34
	-	37,34	0,00	37,34	0,00	8,80	0,342	37,34

Legenda:  -  $K_{aiS}$  condicionante.

De seguida são calculados os novos impulsos ativos para a ação sísmica. Note-se que apenas são calculados os impulsos com a reação sísmica vertical no sentido positivo (de baixo para cima) uma vez que esta foi a combinação condicionante.

$$\Delta K_{a1S} = K_{a1S} \times (1 \pm K_V) - K_{a1}$$

$$(+) \Delta K_{a1S} = 0,116 \quad ; \quad (-) \Delta K_{a1S} = 0,069$$

Impulsos ativos para a combinação sísmica:

$$I_{a1} \Rightarrow I_{a1S}$$

$$I_{a1S} = I_{a1} + \Delta I_{a1S} = \frac{1}{2} \times K_{a1S} \times \gamma_1 \times h_2^2 \times (1 \pm K_V) = \frac{1}{2} \times K_{a1} \times \gamma_1 \times h_2^2 + \Delta I_{a1S}$$

$$\Delta I_{a1S} = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times h_2^2 \times \Delta K_{a1S} = \frac{1}{2} \times 18 \times 2,81^2 \times 0,12 = 8,23 \text{ kN/m}$$

A Figura 22 apresenta os impulsos atuantes na estrutura para a ação sísmica.

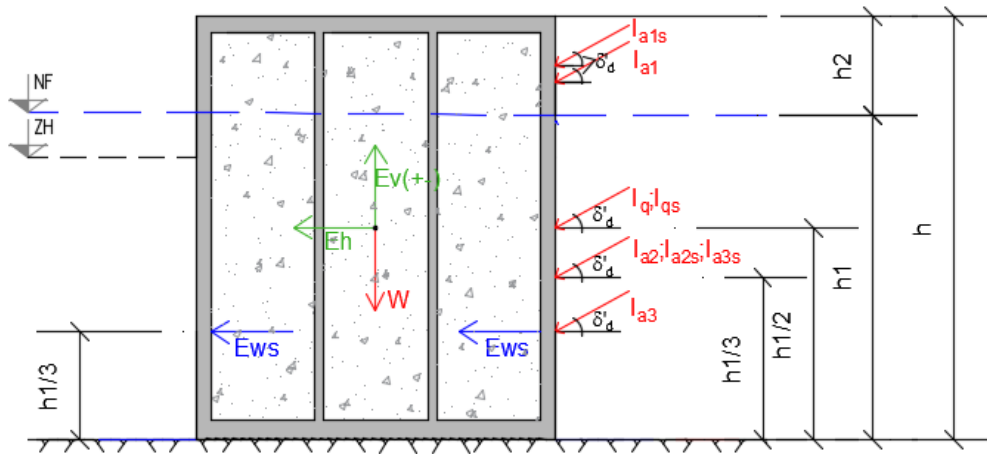


Figura 22: Ações atuantes na estrutura para a ação sísmica.

$$I_{a1s} = 8,23 \text{ kN/m}$$

$$\Delta I_{a2s} = \gamma_1 \times h_1 \times h_2 \times \Delta K_{a1s} = 18 \times 9,19 \times 2,81 \times 0,12 = 53,81 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2s} = 53,81 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \Delta I_{a3s} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_2 - \gamma_w) \times h_1^2 \times \Delta K_{a1s} = \frac{1}{2} \times (20 - 10,25) \times 9,19^2 \times 0,12 \\ &= 47,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$I_{a3s} = 47,66 \text{ kN/m}$$

$$\Delta I_{qs} = q \times h \times \Delta K_{a1s} = 20 \times 12 \times 0,12 = 27,78 \text{ kN/m}$$

$$I_{qs} = 27,78 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiSh} = I_{ais} \times \cos(\delta'_d)$$

$$I_{a1Sh} = 8,23 \times \cos(24,89) = 7,46 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2Sh} = 53,82 \times \cos(24,89) = 48,81 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3Sh} = 47,66 \times \cos(24,89) = 43,23 \text{ kN/m}$$

$$I_{qSh} = 27,78 \times \cos(24,89) = 25,20 \text{ kN/m}$$

$$I_{aiSv} = I_{ais} \times \text{sen}(\delta'_d)$$

$$I_{a1Sv} = 8,23 \times \text{sen}(24,89) = 3,462 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2Sv} = 53,81 \times \text{sen}(24,89) = 22,65 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3Sv} = 47,66 \times \text{sen}(24,89) = 20,06 \text{ kN/m}$$

$$I_{qSv} = 27,78 \times \text{sen}(24,89) = 11,69 \text{ kN/}$$

**Força sísmica atuante na estrutura:**

$$W_t = 19,70 \times 10,30 \times 12,00 = 2434,92 \text{ kN/m}$$

$$W = 19,70 \times 10,30 \times 12,00 - 9,23 \times 10,30 \times 10,25 = 1460,46 \text{ kN/m}$$

$$E_v = W_t \times k_v = 2434,92 \times 0,07 = 175,31 \text{ kN/m}$$

$$E_h = W_t \times k_h = 2434,92 \times 0,14 = 349,90 \text{ kN/m}$$

**Verificação ao deslizamento pela base para a combinação sísmica:**

$$\frac{H_{Stb}}{H_{Dst}} = F_{\text{deslizamento}} \geq 1,00$$

$$H_{Stb} = V'_d \times \text{tang}(\delta'_d)$$

$$V'_d = W \times 1 + I_{a1V} \times 1 + I_{a1Sv} \times 1 + I_{a2V} \times 1 + I_{a2Sv} \times 1 + I_{a3V} \times 1 + I_{a3Sv} \times 1 - E_v \times 1$$

$$V'_d = 1460,46 \times 1 + 6,78 \times 1 + 3,46 \times 1 + 44,35 \times 1 + 22,65 \times 1 + 39,27 \times 1 + 20,06 \times 1 - 175,31 \times 1$$

$$V'_d = 1421,71 \text{ kN/m}$$

$$H_{Stb} = 1421,71 \times \text{tang}(37,34) = 1084,62 \text{ kN/m}$$

$$H_{Dst} = I_{a1h} \times 1 + I_{a1Sh} \times 1 + I_{a2h} \times 1 + I_{a2Sh} \times 1 + I_{a3h} \times 1 + I_{a3Sh} \times 1 + E_{ws} \times 2 \times 1 + I_{qh} \times 0,3 + I_{qSh} \times 0,3 + E_h \times 1$$

$$H_{Dst} = 14,61 \times 1 + 7,46 \times 1 + 95,56 \times 1 + 48,81 \times 1 + 84,64 \times 1 + 43,23 \times 1 + 72,59 \times 2 \times 1 + 49,34 \times 0,3 + 25,20 \times 0,3 + 349,90 \times 1 = 739,23 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{deslizamento}} = \frac{1084,62}{739,26} = 1,47 \geq 1,00$$

Uma vez que  $F_{\text{deslizamento}} \geq 1,00$  está confirmada a verificação ao deslizamento pela base para a combinação sísmica.

## 4.9. Considerações finais

Neste capítulo foram estudadas as alterações necessárias a implementar na estrutura do Porto de Gibraltar, caso este fosse construído em São Roque, Açores, tendo em conta as diferenças do local, nomeadamente a nível da atividade sísmica, da ondulação e das características geotécnicas.

Como esperado, a estrutura original do Porto de Gibraltar, quando aplicada em São Roque, verificou a maioria dos modos de rotura em estado limite último. Porém, não cumpriu a verificação da segurança ao deslizamento pela base para uma das combinações de ações com incidência sísmica.

Assim, para satisfação das normas vigentes em Portugal, nomeadamente os Eurocódigos 7 e 8, foi necessário introduzir alterações estruturais. Das possíveis alterações apresentadas, optou-se por alterar a geometria da base dos caixotões, passando de uma base de betão lisa para uma de betão serrilhada. Esta alteração na geometria permitiu aumentar o ângulo de atrito na interface fundação/caixotões, resolvendo assim o problema do deslizamento durante a ocorrência do sismo.

## **5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

### **5.1. Conclusões**

Os resultados obtidos no dimensionamento dos Portos de Gibraltar e São Roque, face à ação sísmica, estão apresentados na Tabela 55, onde se é possível observar as semelhanças dos valores obtidos entre as combinações condicionantes em ambos os portos. Por outro lado, as diferenças mais significativas estão na capacidade resistente do solo de fundação, uma vez que o solo em São Roque tem uma coesão muito superior à de Gibraltar.

Adicionalmente, como se pode observar, a segurança estrutural não é verificada para o modo de rotura de deslizamento pela base (STR/GEO), uma vez que a ação sísmica sentida nos Açores é cerca de 25% superior à de Gibraltar. Assim, foi necessário introduzir alterações estruturais, optando-se por fazer estrias na base dos caixotões, aumentando assim o ângulo de atrito na interface solo/estrutura. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 56, onde é possível observar, após introduzidas alterações na estrutura, que todos os ELU para a ação sísmica são verificados.

Note-se que na realização de estruturas portuárias, os parâmetros geotécnicos são extremamente importantes. A sua má definição pode ter um impacto muito nefasto na fase de projeto e mesmo durante a realização da obra. É, portanto, fundamental conhecer bem as características do solo sob o qual se vai realizar a obra e entender o seu comportamento. Nos casos de estudo desta dissertação, Gibraltar e São Roque, todos os parâmetros geotécnicos foram definidos através de dados fornecidos pelos respetivos donos de obra. De todos os parâmetros geotécnicos, os de maior relevo foram o ângulo de atrito interno do solo e o

ângulo de atrito entre a interface da estrutura com a fundação. Este último foi, aliás, a base do problema e da posterior resolução para a solução alternativa adotada para o porto de São Roque.

Tabela 55: Resultados obtidos no dimensionamento de ambos os Portos face à ação sísmica.

Ação Sísmica				
ELU	Porto de Gibraltar		Porto de São Roque	
	Combinação Condicionante	Resultados	Combinação Condicionante	Resultados
Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU)	CE_av+_BM	$M_{stb} = 8838,59 \text{ kN.m/m}$	CE_av+_PM	$M_{stb} = 8189,21 \text{ kN.m/m}$
		$M_{dst} = 3582,16 \text{ kN.m/m}$		$M_{dst} = 4315,20 \text{ kN.m/m}$
Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO)	CE_av+_BM	$H_{stb} = 734,40 \text{ kN/m}$	CE_av+_PM	$H_{stb} = 671,17 \text{ kN/m}$
		$H_{dst} = 658,16 \text{ kN/m}$		$H_{dst} = 783,00 \text{ kN/m}$
Verificação capacidade de carga da fundação (STR/GEO)	CE_av+_BM	$\sigma'_{Rd} = 278,58 \text{ kPa}$	CE_av+_PM	$\sigma'_{Rd} = 554,38 \text{ kPa}$
		$\sigma'_{Ed} = 268,70 \text{ kPa}$		$\sigma'_{Ed} = 281,66 \text{ kPa}$

Tabela 56: Valores obtidos antes e após as alterações no caso das verificações face ao sismo.

Porto de São Roque				
ELU	Antes das alterações		Após as alterações	
	Combinação Condicionante	Resultados	Combinação Condicionante	Resultados
Verificação ao derrubamento da estrutura (EQU)	CE_av+_PM	$M_{stb} = 8189,21 \text{ kN.m/m}$	CE_av+_PM	$M_{stb} = 8188,44 \text{ kN.m/m}$
		$M_{dst} = 4315,20 \text{ kN.m/m}$		$M_{dst} = 4315,16 \text{ kN.m/m}$
Verificação ao deslizamento pela base (STR/GEO)	CE_av+_PM	$H_{stb} = 671,17 \text{ kN/m}$	CE_av+_PM	$H_{stb} = 1105,24 \text{ kN/m}$
		$H_{dst} = 783,00 \text{ kN/m}$		$H_{dst} = 781,97 \text{ kN/m}$
Verificação capacidade de carga da fundação (STR/GEO)	CE_av+_PM	$\sigma'_{Rd} = 554,38 \text{ kPa}$	CE_av+_PM	$\sigma'_{Rd} = 557,21 \text{ kPa}$
		$\sigma'_{Ed} = 281,66 \text{ kPa}$		$\sigma'_{Ed} = 281,68 \text{ kPa}$

Por último, fazer sondagens pode parecer um gasto desnecessário. Contudo, o custo deste serviço rapidamente será revertido em benefício do funcionamento apropriado da obra, e na economia que se obterá no dimensionamento do projeto, evitando desta forma o desperdício de material através do sobredimensionamento por forma a abranger as incertezas associadas ao subsolo. De acordo com a Tabela – Custo da investigação do subsolo, ROWE, 1972, atualmente, o custo de uma sondagem equivale, no máximo, a 2% do valor total da obra.

## **5.2. Desenvolvimentos futuros**

Em termos de trabalhos futuros, de forma a enriquecer o estudo de adaptação de um muro cais ao Porto de São Roque, é recomendável a realização da Verificação da Estabilidade Global. Esta verificação pode ser efetuada, por exemplo, através de modelos criados com o software SLIDE – Slope Stability and Groundwater Software.



---

## **BIBLIOGRAFIA**

Bathymetric Survey of Gibraltar Territorial Waters-North-West realizado pela Van Oor, Government of Gibraltar.

BOWLES; JOSEPH. Foundation analysis and design. 5ªed. MCGRAW-HILL INTERNATIONAL EDITIONS

BS 6349-2 (2010). Maritime works. Code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins. BSI Standards Publication.

CAQUOT, A.; KÉRISEL, J. (1949). Traité de Mécanique des Sols. Gauthier -Villars, Paris.

Comandante Lizuarte Machado (2010). Fórum “Economia do Mar”.

FERNANDES, MANUEL DE MATOS (2015). Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica, vol. 2, 2ªed. FEUP edições.

GALLUP, SACHS; MELLINGES (1999). Geography and Economic Development.

Governo Regional dos Açores, Orientações de Médio Prazo 2017-2020.

J.G. de Gijt, M.L. Broeken (2003). Handbook - Quay Walls, Rotterdam. TAYLOR & FRANCIS.

MICCO; PEREZ (2001). Infrastructure in Trade and Economic Development.

NP EN 1990 (2009). Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-1 (2009). Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1997-1 (2010). Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-1 (2010). Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-5 (2010). Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos. Instituto Português da Qualidade.

OKABE, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, vol.12.

PUERTOS DEL ESTADO (2005). ROM 0.5-05 – Dirección General de Puertos y Costas (2018), ROM 0.5-05, Geotechnical Recommendation for Design of Maritime & Harbour Works.

PUERTOS DEL ESTADO (2008). Guía de Buenas Prácticas para la ejecución de obras marítimas.

P.W. ROWE. (1972). Géotechnique – The relevance of soil fabric to site investigation practice. Vol. 22.

## **ANEXOS**



## ANEXO I

### Resultados obtidos para a verificação ao derrubamento da estrutura para o Porto de Gibraltar

Os resultados obtidos para a verificação ao derrubamento da estrutura para o Porto de Gibraltar são os apresentados na Tabela 57.

Tabela 57: Resultados ELU - Derrubamento da estrutura

Combinação	C1_A_BM	C1_A_PM	C2_A_BM
M <sub>stb</sub> kNm/m	9111,08	8292,04	8968,95
M <sub>dst</sub> kNm/m	2795,28	2739,01	2860,12
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	3,26	3,03	3,14

Combinação	C2_A_PM	C3_A_BM	C3_A_PM
M <sub>stb</sub> kNm/m	8149,91	9053,56	8123,45
M <sub>dst</sub> kNm/m	2803,86	2626,93	2552,98
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	2,91	3,45	3,18

Combinação	C4_A_BM	C4_A_PM
M <sub>stb</sub> kNm/m	8998,65	8179,61
M <sub>dst</sub> kNm/m	2906,9	3060,65
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	3,10	2,67

A combinação condicionante é a C4\_A\_PM.



**ANEXO II****Resultados obtidos para a verificação ao deslizamento pela base para o Porto de Gibraltar**

Os resultados obtidos para este estado limite último são os apresentados na Tabela 58.

Tabela 58: ELU - Deslizamento pela base para o Porto de Gibraltar

Combinação		C1_B_BM	C1_C_BM	C1_B_PM
H <sub>stb</sub>	kN/m	908,05	714,97	816,32
H <sub>dst</sub>	kN/m	552,60	539,59	508,24
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,64	1,33	1,61

Combinação		C1_C_PM	C2_B_BM	C2_C_BM
H <sub>stb</sub>	kN/m	642,52	892,76	703,62
H <sub>dst</sub>	kN/m	493,20	550,21	532,97
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,30	1,62	1,32

Combinação		C2_B_PM	C2_C_PM	C3_B_BM
H <sub>stb</sub>	kN/m	801,03	631,17	908,50
H <sub>dst</sub>	kN/m	505,85	486,59	531,79
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,58	1,30	1,71

Combinação		C3_C_BM	C3_B_PM	C3_C_PM
H <sub>stb</sub>	kN/m	715,57	805,39	634,16
H <sub>dst</sub>	kN/m	515,90	483,65	465,89
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,39	1,67	1,36

Combinação		C4_B_BM	C4_C_BM	C4_B_PM
H <sub>stb</sub>	kN/m	902,85	710,25	811,12
H <sub>dst</sub>	kN/m	617,06	597,17	602,04
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,46	1,19	1,35

Combinação		C4_C_PM
H <sub>stb</sub>	kN/m	637,80
H <sub>dst</sub>	kN/m	576,17
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,11

A combinação condicionante é a C4\_C\_PM.



### ANEXO III

#### Resultados obtidos para a verificação da capacidade de carga da fundação para o Porto de Gibraltar

Os resultados obtidos para este estado limite último são os apresentados na Tabela 59.

Tabela 59: Resultados ELU – Capacidade de carga da fundação para o Porto de Gibraltar

Combinação		C1_B_BM	C1_C_BM	C1_B_PM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	1074,73	297,55	1056,85
$\sigma'_{Ed}$	kPa	418,02	254,61	371,69
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		2,57	1,17	2,84

Combinação		C1_C_PM	C2_B_BM	C2_C_BM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	276,31	1091,85	296,13
$\sigma'_{Ed}$	kPa	219,90	415,30	253,40
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		1,26	2,63	1,17

Combinação		C2_B_PM	C2_C_PM	C3_B_BM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	934,55	273,86	1093,73
$\sigma'_{Ed}$	kPa	323,31	218,79	418,07
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		2,89	1,25	2,62

Combinação		C3_C_BM	C3_B_PM	C3_C_PM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	311,30	1074,91	287,08
$\sigma'_{Ed}$	kPa	253,10	366,00	214,04
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		1,23	2,94	1,34

Combinação		C4_B_BM	C4_C_BM	C4_B_PM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	1023,69	273,38	565,14
$\sigma'_{Ed}$	kPa	421,51	258,10	230,75
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		2,43	1,06	2,45

Combinação		C4_C_PM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	573,06
$\sigma'_{Ed}$	kPa	229,75
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		2,49

A combinação condicionante é a C4\_C\_BM.



## ANEXO IV

### Resultados obtidos para as combinações sísmicas para o Porto de Gibraltar

Os resultados obtidos para estas combinações são os apresentados na Tabela 60.

Tabela 60: Resultados das combinações sísmicas para o Porto de Gibraltar

ELU – Derrubamento da estrutura

Combinação		CE_av+_BM	CE_av+_PM
M <sub>stb</sub>	kNm/m	8838,59	8702,24
M <sub>dst</sub>	kNm/m	3582,16	3494,92
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>		2,47	2,49
Combinação		CE_av-_BM	CE_av-_PM
M <sub>stb</sub>	kNm/m	10187,00	10050,56
M <sub>dst</sub>	kNm/m	3574,06	3486,68
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>		2,85	2,88

ELU – Deslizamento pela base

Combinação		CE_av+_BM	CE_av+_PM
H <sub>stb</sub>	kN/m	734,40	720,63
H <sub>dst</sub>	kN/m	658,16	638,81
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,12	1,13
Combinação		CE_av-_BM	CE_av-_PM
H <sub>stb</sub>	kN/m	855,94	842,17
H <sub>dst</sub>	kN/m	656,81	637,44
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,30	1,32

ELU – Capacidade de carga da fundação

Combinação		CE_av+_BM	CE_av+_PM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	278,58	279,02
$\sigma'_{Ed}$	kPa	268,7	260,08
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		1,04	1,07
Combinação		CE_av-_BM	CE_av-_PM
$\sigma'_{Rd}$	kPa	452,30	324,75
$\sigma'_{Ed}$	kPa	290,56	282,02
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$		1,56	1,15

A combinação condicionante para a ação sísmica é a CE\_av+\_BM.



## ANEXO V

### Resultados obtidos para a verificação ao derrubamento da estrutura para o Porto de São Roque

Os resultados obtidos para a verificação ao derrubamento da estrutura para o Porto de São Roque são os apresentados na Tabela 61.

Tabela 61: Resultados ELU – Derrubamento da estrutura para o Porto de São Roque.

Combinação	C1_A_BM_Crista	C1_A_BM_Cava	C1_A_PM_Crista
M <sub>stb</sub> kNm/m	8620,40	8479,46	7480,52
M <sub>dst</sub> kNm/m	2120,26	2633,96	1726,36
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	4,07	3,22	4,33

Combinação	C1_A_PM_Cava	C2_A_BM_Crista	C2_A_BM_Cava
M <sub>stb</sub> kNm/m	7339,58	8480,04	8339,10
M <sub>dst</sub> kNm/m	2655,41	2205,3	2719,00
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	2,76	3,85	3,07

Combinação	C2_A_PM_Crista	C2_A_PM_Cava	C3_A_BM_Crista
M <sub>stb</sub> kNm/m	7340,16	7199,22	8564,81
M <sub>dst</sub> kNm/m	1811,40	2740,45	1972,03
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	4,05	2,63	4,34

Combinação	C3_A_BM_Cava	C3_A_PM_Crista	C3_A_PM_Cava
M <sub>stb</sub> kNm/m	8423,87	7312,97	7172,03
M <sub>dst</sub> kNm/m	2470,98	1560,66	2509,81
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	3,41	4,69	2,86

Combinação	C4_A_BM_Crista	C4_A_BM_Cava	C4_A_PM_Crista
M <sub>stb</sub> kNm/m	8564,81	8423,87	7312,97
M <sub>dst</sub> kNm/m	1972,03	2485,74	1560,66
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	4,34	3,39	4,69

Combinação	C4_A_PM_Cava
M <sub>stb</sub> kNm/m	7172,03
M <sub>dst</sub> kNm/m	2489,72
M <sub>stb</sub> /M <sub>dst</sub>	2,88

A combinação condicionante é a C2\_A\_PM\_Cava.



**ANEXO VI****Resultados obtidos para a verificação ao deslizamento pela base para o Porto de São Roque**

Os resultados obtidos para este estado limite último são os apresentados na Tabela 62.

Tabela 62: Resultados ELU – Deslizamento pela base para o Porto de São Roque.

Combinação	C1_B_BM_Crista	C1_B_BM_Cava	C1_C_BM_Crista
H <sub>stb</sub> kN/m	844,50	823,56	668,07
H <sub>dst</sub> kN/m	367,79	516,69	369,54
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>	2,30	1,59	1,81

Combinação	C1_C_BM_Cava	C1_B_PM_Crista	C1_B_PM_Cava
H <sub>stb</sub> kN/m	652,52	721,78	700,84
H <sub>dst</sub> kN/m	507,80	284,11	484,77
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>	1,28	2,54	1,45

Combinação	C1_C_PM_Crista	C1_C_PM_Cava	C2_B_BM_Crista
H <sub>stb</sub> kN/m	571,24	555,69	829,40
H <sub>dst</sub> kN/m	286,59	472,92	368,30
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>	1,99	1,18	2,25

Combinação	C2_B_BM_Cava	C2_C_BM_Crista	C2_C_BM_Cava
H <sub>stb</sub> kN/m	808,46	656,78	641,23
H <sub>dst</sub> kN/m	517,20	365,84	504,10
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>	1,56	1,80	1,27

Combinação	C2_B_PM_Crista	C2_B_PM_Cava	C2_C_PM_Crista
H <sub>stb</sub> kN/m	706,68	685,74	559,95
H <sub>dst</sub> kN/m	284,61	485,27	282,89
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>	2,48	1,41	1,98

Combinação		C2_C_PM_Cava	C3_B_BM_Crista	C3_B_BM_Cava
H <sub>stb</sub>	kN/m	544,40	845,15	824,21
H <sub>dst</sub>	kN/m	469,22	349,76	496,51
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,16	2,42	1,66

Combinação		C3_C_BM_Crista	C3_C_BM_Cava	C3_B_PM_Crista
H <sub>stb</sub>	kN/m	668,74	653,18	711,01
H <sub>dst</sub>	kN/m	348,68	484,95	262,61
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,92	1,35	2,71

Combinação		C3_B_PM_Cava	C3_C_PM_Crista	C3_C_PM_Cava
H <sub>stb</sub>	kN/m	690,07	562,92	547,36
H <sub>dst</sub>	kN/m	465,42	262,35	450,70
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,48	2,15	1,21

Combinação		C4_B_BM_Crista	C4_B_BM_Cava	C4_C_BM_Crista
H <sub>stb</sub>	kN/m	845,15	824,21	668,41
H <sub>dst</sub>	kN/m	349,76	498,66	348,68
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		2,42	1,65	1,92

Combinação		C4_C_BM_Cava	C4_B_PM_Crista	C4_B_PM_Cava
H <sub>stb</sub>	kN/m	653,18	711,01	690,07
H <sub>dst</sub>	kN/m	486,94	262,61	463,27
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		1,34	2,71	1,49

Combinação		C4_C_PM_Crista	C4_C_PM_Cava
H <sub>stb</sub>	kN/m	562,92	547,36
H <sub>dst</sub>	kN/m	262,35	448,68
H <sub>stb</sub> /H <sub>dst</sub>		2,15	1,22

A combinação condicionante é a C2\_C\_PM\_Cava.

**ANEXO VII**

**Resultados obtidos para a verificação da capacidade de carga da fundação para o Porto de São Roque**

Os resultados obtidos para este estado limite último foram os apresentados na Tabela 63.

Tabela 63: Resultados ELU – Capacidade de carga da fundação para o Porto de São Roque.

Combinação	C1_B_BM_Crista	C1_B_BM_Cava	C1_C_BM_Crista
$\sigma'_{Rd}$ kPa	5875,72	5346,30	1898,87
$\sigma'_{Ed}$ kPa	392,76	403,51	221,61
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	14,96	13,25	8,57

Combinação	C1_C_BM_Cava	C1_B_PM_Crista	C1_B_PM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1558,09	6012,58	5146,01
$\sigma'_{Ed}$ kPa	227,97	325,81	345,35
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	6,83	18,45	14,90

Combinação	C1_C_PM_Crista	C1_C_PM_Cava	C2_B_BM_Crista
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1909,38	1327,28	5943,32
$\sigma'_{Ed}$ kPa	169,05	185,50	390,49
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	11,29	7,16	15,22

Combinação	C2_B_BM_Cava	C2_C_BM_Crista	C2_C_BM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	5409,15	1890,80	1564,55
$\sigma'_{Ed}$ kPa	401,17	220,58	227,14
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	13,48	8,57	6,89

Combinação	C2_B_PM_Crista	C2_B_PM_Cava	C2_C_PM_Crista
$\sigma'_{Rd}$ kPa	6088,43	5146,01	1899,21
$\sigma'_{Ed}$ kPa	323,58	345,35	167,96
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	18,82	14,90	11,31

Combinação	C2_C_PM_Cava	C3_B_BM_Crista	C3_B_BM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1309,54	5947,47	5425,05
$\sigma'_{Ed}$ kPa	184,95	393,26	403,61
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	7,08	15,12	13,44

Combinação	C3_C_BM_Crista	C3_C_BM_Cava	C3_B_PM_Crista
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1956,26	1617,37	6089,03
$\sigma'_{Ed}$ kPa	220,83	226,65	320,64
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	8,86	7,14	18,99

Combinação	C3_B_PM_Cava	C3_C_PM_Crista	C3_C_PM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	5201,82	1971,88	1362,57
$\sigma'_{Ed}$ kPa	340,47	164,04	180,60
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	15,28	12,02	7,54

Combinação	C4_B_BM_Crista	C4_B_BM_Cava	C4_C_BM_Crista
$\sigma'_{Rd}$ kPa	5947,47	5416,89	1956,02
$\sigma'_{Ed}$ kPa	393,26	403,93	220,72
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	15,12	13,41	8,86

Combinação	C4_C_BM_Cava	C4_B_PM_Crista	C4_B_PM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1612,46	6089,03	5212,06
$\sigma'_{Ed}$ kPa	226,99	320,64	340,02
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	7,10	18,99	15,33

Combinação	C4_C_PM_Crista	C4_C_PM_Cava
$\sigma'_{Rd}$ kPa	1971,88	1368,91
$\sigma'_{Ed}$ kPa	164,04	180,07
$\sigma'_{Rd}/\sigma'_{Ed}$	12,02	7,60

A combinação condicionante é a C2\_C\_BM\_Cava.