

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM NO PORTO DE LEIXÕES

DIOGO ALEXANDRE MOREIRA MORAIS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de **MESTRE EM
ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS E
AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu avô Moreira

Trabalha como se vivesses para sempre. Ama como se fosses morrer hoje.

Lucius Annaeus Seneca

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho, apesar de consistir num processo solitário de pesquisa e muito trabalho, existem pessoas que permitiram que a sua realização fosse possível.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer aos meus pais por fazerem de mim a pessoa que sou e por sempre me ajudarem a sonhar.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Francisco Taveira Pinto pela disponibilidade total e pela ajuda disponibilizada ao longo da execução da tese.

Ao Eng. Amaral Coutinho da APDL pela paciência e por sempre mostrar interesse em me ajudar em tudo o que necessitei, sem a sua ajuda seria impossível obter todos os dados que utilizei ao longo da presente tese. A ele, um muito obrigado.

Visto que a conclusão da tese representa, acima de tudo, o fim de um ciclo fantástico não poderia deixar de agradecer a todos aqueles que sempre me apoiaram durante estes anos de estudante universitário.

Aos meus amigos de sempre, por todos os momentos que passamos e por sempre estarem comigo em todas as ocasiões.

Por fim gostaria de agradecer à melhor pessoa que conheci na vida e por ter tornado os últimos anos nos melhores da minha vida. Muito obrigado Ana Rita.

A todos vós o meu muito obrigado...

RESUMO

Este trabalho tem como objectivo verificar a estabilidade ao deslizamento global de algumas estruturas de acostagem do tipo gravítico existentes no Porto de Leixões recorrendo ao programa de cálculo automático *Slope/W*. Esta análise vai constituir uma peça importante na verificação da resistência para o fenómeno do deslizamento global das estruturas com base no teorema de equilíbrio-limite. Para além do cálculo dos valores dos factores de segurança associados a cada estrutura em estudo serão apresentados os elementos que mais contribuirão para a estabilidade das mesmas.

A relevância deste estudo é totalmente justificada pelo facto surgirem frequentemente problemas com estruturas portuárias relativamente à estabilidade e cuja análise recorre a programas comerciais que se baseiam em diferentes metodologias de cálculos que podem conduzir a um vasto conjunto de resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Porto de Leixões, Estruturas de Acostagem, Equilíbrio-Limite, Estabilidade, Factores de Segurança.

ABSTRACT

This work has the aim of analyse the global sliding stability for some gravity quay wall structures in the port of Leixões using the automatic calculation software slope/w. This analysis will constitute an important piece for the resistance verification to the phenomenon of the structures global sliding based on the limit equilibrium theorem. Besides de calculation of the safety factors associated to each structure in study will be presented all the elements that more contribute more to the stability of them.

The relevance beyond this study is totally justified for the fact that recently arise problems with quay walls structures about the stability and whose analyses use to commercial programs based on different calculation methodologies that can lead to a vast amount of results.

KEYWORDS: Port of Leixões, Quay wall structures, Limit-equilibrium, Stability, Safety factors.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1

1.1. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO E OBJECTIVOS	1
---	---

1.2. ESTRUTURA DO RELATÓRIO	2
-----------------------------------	---

2. O Porto de Leixões

3

2.1. INTRODUÇÃO	3
-----------------------	---

2.2. BREVE DESCRIÇÃO DO PORTO DE LEIXÕES	5
--	---

2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS CAIS EXISTENTES NO PORTO DE LEIXÕES	6
--	---

2.2.1. DOCA Nº1	8
-----------------------	---

2.2.2. DOCA Nº2	11
-----------------------	----

2.2.3. DOCA Nº4	12
-----------------------	----

3. Estruturas de Acostagem

15

3.1. INTRODUÇÃO	15
-----------------------	----

3.2. TIPOS DE ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM	15
---	----

3.2.1. ESTRUTURAS GRAVÍTICAS	16
------------------------------------	----

3.2.1.1. Cais de Blocos	16
-------------------------------	----

3.2.1.2. Cais do tipo “L”	17
---------------------------------	----

3.2.1.3. Cais em Caixotões Celulares de Betão Armado.....	18
---	----

3.2.1.4. Perfil-Tipo de Estruturas de Acostagem Gravíticas	19
--	----

3.2.2. ESTRUTURAS EM CORTINA DE ESTACA-PRANCHA.....	21
---	----

3.2.3. ESTRUTURAS SOBRE ESTACAS	22
---------------------------------------	----

3.2.4. INFLUÊNCIA DOS FUNDOS DE FUNDAÇÃO NA ESCOLHA DA ESTRUTURA-TIPO.....	23
--	----

3.2.4.1. Terrenos Compactos e Incompressíveis.....	23
--	----

3.2.4.2. Terrenos Soltos de Baixa Compressibilidade	23
---	----

3.2.4.3. Terrenos Heteróginos.....	24
------------------------------------	----

3.2.5 IMPORTÂNCIA DA SELECÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS EM CAIS DE ACOSTAGEM.....	24
--	----

3.3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM DO TIPO GRAVÍTICAS	25
3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	25
3.3.2. ACÇÕES DO TERRENO E SOBRECARGA	25
3.3.2.1. Método de Rankine	25
3.3.3. PRESSÕES HIDROSTÁTICAS.....	28
3.3.4.ACÇÃO SÍSMICA.....	30
3.3.5. FORÇAS DE AMARRAÇÃO E O EFEITO DAS ACÇÕES DINÂMICAS (VENTO E ONDULAÇÃO).....	30
3.4.6. ANCORAGENS.....	31
3.3.7. ENERGIA DE ACOSTAGEM.....	31
3.3.8. ANÁLISE DE ESTABILIDADE	33
3.3.8.1. Derrube.....	34
3.3.8.2. Escorregamento pela Base	35
3.3.8.3. Análise de Tensões na Fundação.....	35
3.3.8.4. Análise de Estabilidade utilizando os métodos dos coeficientes de segurança Parciais	36
 4. O Software	 39
4.1. INTRODUÇÃO	39
4.2. TEOREMA DO EQUILÍBRIO-LIMITE	39
4.2.1. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE PARA SUPERFÍCIES DE ROTURAS PLANAS	40
4.2.1.1. Método dos Blocos.....	41
4.2.2. MÉTODO DE EQUILÍBRIO-LIMITE PARA SUPERFÍCIES DE DESLIZAMENTO CIRUCLARES	42
4.2.2.1. Método das Fatias.....	42
4.2.2.2. Método Simplificado de Bishop	44
4.2.5 MÉTODO DE EQUILÍBRIO-LIMITE PARA QUALQUER TIPO DE SUPERFÍCIE DE ROTURA	45
4.2.5.1. Método de Janbu.....	46
4.2.5.2. Método de Morgenster e Price	49
4.2.6 COMPARAÇÃO DOS DIVERSOS MÉTODOS DE APLICAÇÃO DO TEOREMA DE EQUILÍBRIO-LIMITE	51
4.2.7 QUADRO-RESUMO DOS DIVERSOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO-LIMITE	52
4.3. DADOS DE ENTRADA	52
4.3.1. DEFINIÇÃO D GEOMETRIA.....	52
4.3.1.1. Geometria das Estruturas de Acostagem	53
4.3.1.2. Materiais	54
4.4.1.3. Definição do Nível Freático	55

4.3.1.4. Sobrecargas e Forças Estáticas	56
4.3.2. MÉTODO DE DEFINIÇÃO DAS CUNHAS DE DESLIZAMENTO.....	58
4.4. RESULTADOS	63
 5. Aplicação e Análise de Resultados.....	65
5.1. INTRODUÇÃO	65
5.2. CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM	66
5.2.1. TERMINAL DE CONTENTORES NORTE.....	66
5.2.2 DOCA Nº4 – SUL E POENTE	67
5.2.3 DOCA Nº1 – NORTE - SUL	69
5.3. DESCRIÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA	70
5.3.1. MÉTODOS DE CÁLCULO DAS CUNHAS DE DESLIZAMENTO UTILIZADOS	70
5.3.2. SELECÇÃO DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO-LIMITE	70
5.3.3 PROBLEMAS DE CONVERGÊNCIA NAS ANÁLISES	73
5.4. RESULTADOS OBTIDOS	74
5.4.1. ANÁLISE 1	74
5.4.2 ANÁLISE 2	77
5.4.3 ANÁLISE 3 – DOCA Nº2	81
5.4.4. EFEITO DA FUNDAÇÃO.....	82
5.4.5 EFEITO DO PRISMA DE ALIVIO.....	84
5.4.6 EFEITO DO PESO PRÓPRIO DOS CAIS	86
5.4.7. EFEITO DO MATERIAL DE ATERRO.....	88
5.4.8. EFEITO DAS SOBRECARGAS	88
5.4.9. EFEITO DO AUMENTO DO DESNÍVEL ENTRE FACES	89
 6. Conclusões	91
6.1. CONCLUSÕES GERAIS SOBRE A ANÁLISE EFECTUADA	91
6.2. TEOREMA DO EQUILÍBRIO-LIMITE	92
 BIBLIOGRAFIA.....	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Doca nº 4: solução do tipo “dinamarquês” (esquerda); solução em blocos (direita)	4
Fig. 2.2 - Aspecto do porto de Leixões nos anos 40 (esquerda) e actualmente (direita)	4
Fig. 2.3 – Centro de Coordenação e Segurança do Porto de Leixões	5
Fig. 2.4 – Equipamentos existentes no porto de Leixões: Guindastes para granéis sólidos (esquerda) e Pórticos para contentores (direita).	6
Fig. 2.5 – Evolução do calado dos navios.....	7
Fig. 2.6 – Aspectos da antiga (esquerda) e nova (direita) pontes móveis sobre o porto de Leixões.....	8
Fig. 2.7- Planta geral do porto de Leixões (pormenor das cotas dos fundos)	8
Fig. 2.8 – Aspecto da doca nº 1 no período de construção	9
Fig. 2.9 – Perfis transversais de três soluções presentes na doca nº1: Doca nº1 Norte-Sul (esquerda), Intervenção das antigas arcadas (baixo e direita)	10
Fig. 2.10 – Perfil tipo do cais nº1 (norte-sul) após as obras de reforço	10
Fig. 2.11 – Terminal de contentores norte: corte (cima); zona de armazenamento dos contentores (baixo).....	11
Fig. 2.12 – Soluções em estacas presentes no cais nº	11
Fig. 2.13 – Doca nº 2 – Sul	12
Fig. 2.14 – Aspecto do Terminal de Contentores Sul	12
Fig. 2.15 – Soluções gravíticas da doca 4 : Sul (esquerda); Poente (direita).....	13
Fig. 2.16 – Apoio mecânico presente no terminal de contentores Sul.....	13
 Fig. 3.1 – Estruturas de acostagem em blocos: naturais (esquerda) e artificiais (direita)	17
Fig. 3.2 – Cais de acostagem do tipo “L”	17
Fig. 3.3 – Sequencia de execução de caixotões celulares (betonagem no próprio local de implantação)	18
Fig. 3.4 – Cais de caixões celulares	19
Fig. 3.5 – Perfil-tipo de uma estrutura de acostagem gravítica	19
Fig. 3.6 - Utilização de cortinas de estacas-prancha: cais de acostagem (esquerda) e reforço das margens (direita)	21
Fig. 3.7 – Cais em estacas.....	22
Fig. 3.8 – Cais em estacas com função de retenção de terras.....	23
Fig. 3.9 – Diagrama de Pressões do terreno sobre uma estrutura de acostagem	26
Fig. 3.10 – Diagrama de Pressões das sobrecargas sobre uma estrutura de acostagem.....	27
Fig. 3.11 – Diagrama de Pressões em terrenos estratificados sobre uma estrutura de acostagem.....	28
Fig. 3.12 – Diagrama de pressões e supressões hidrostáticas sobre uma estrutura de acostagem	29

Fig. 3.13 – Diagrama de pressões em estratos submersos em estruturas de acostagem.....	30
Fig. 3.14 – Tipos de manobras de acostagem.....	32
Fig. 3.15 – Parâmetros de cálculo utilizados na obtenção do coeficiente de excentricidade.....	32
Fig. 3.16 – Parâmetros utilizados no cálculo do coeficiente de massa virtual.....	33
Fig. 3.17 – Derrube	34
Fig. 3.18 – Diagrama de Pressões do terreno sobre a base de uma estrutura de acostagem	36
Fig. 4.1 – Deslizamento por Blocos.....	41
Fig. 4.2 – Representação esquemática do método das cunhas.....	42
Fig. 4.3 – Método Simplificado de Bishop – Forças aplicadas a uma fatia de cunha.....	44
Fig. 4.4 – Método de Janbu : Forças aplicadas a uma fatia de cunha	46
Fig. 4.5 – Método de Morgenstern e Price – Forças aplicadas a uma fatia de cunha.....	49
Fig. 4.6 – Variação típica da função $f(x)$ para a direcção das forças interfatais segundo a direcção X 50	
Fig. 4.7 – Representação das forças resultantes da força normal (P_2 e P_4) para os métodos de Morgenstern e Price (a) e método geral de equilíbrio-limite (b).....	51
Fig. 4.8 – Esboço de uma estrutura de acostagem no <i>Slope/w</i>	53
Fig. 4.9 – Definição dos diversos materiais no <i>Slope/w</i>	54
Fig. 4.10 – Envolvente de Mohr-Coulomb.....	55
Fig. 4.11 – Representação do nível freático no <i>Slope/w</i> para a doca nº2 - Sul (preia-mar).....	56
Fig. 4.12 – Representação das sobrecargas no <i>Slope/w</i>	57
Fig. 4.13 – Representação da Força de Amarração no <i>Slope/w</i>	57
Fig. 4.14 – Representação da malha dos centros e das tangentes no <i>Slope/w</i>	58
Fig. 4.15 – Definição das cunhas pelo método <i>Grid and Radius</i> no <i>Slope/w</i>	59
Fig. 4.16 – Superfícies de entrada e saída	59
Fig. 4.17 - Definição das cunhas pelo método <i>fully speciefied</i> no <i>Slope/w</i>	60
Fig. 4.18– Comparação entre o método <i>Grid and Radius</i> e o <i>Optmization</i>	61
Fig. 4.19 – Comparação entre o método <i>Fully speciefied</i> e o <i>Optmization</i>	62
Fig. 5.1 – Representação da secção transversal do Terminal de Contentores Norte (A)	66
Fig. 5.2 – Representação da secção transversal do Terminal de Contentores Norte (B)	67
Fig. 5.3 – Representação da secção transversal da Doca nº4 (Sul)	68
Fig. 5.4 – Representação da secção transversal da Doca nº4 (Poente)	68
Fig. 5.5 – Representação em corte da Doca nº1 (Norte – Sul).....	70
Fig. 5.6 – Gráfico Lambda vs FS.....	71

Fig. 5.7 – Análise efectuada para Doca nº4.....	72
Fig. 5.8 – Lambda vs FS	72
Fig. 5.9 – Problema de convergência com a utilização da força de amarração	73
Fig. 5.10 – Cunhas obtidas para a doca nº4 – Este e Terminal de Contentores Norte (A)	76
Fig. 5.11 – Efeito entre o atrito entre o maciço e o paramento sobre a direcção do impulso e sobre as superfícies de cedência.....	77
Fig. 5.12 – Terminal de Contentores Norte	78
Fig. 5.13 – Convergência da Doca nº1 (Norte-Sul) sem prisma de enrocamento.....	78
Fig. 5.14 – Esquema alternativo doca nº1 (Norte Sul).....	79
Fig. 5.15 – Diferenças entre tensões tangenciais para as diferentes análises 1 e 2.....	80
Fig. 5.16 – Cunha resultante com a consideração de coeficientes sísmicos	82
Fig. 5.17 – Terminal de Contentores Norte (A) : Comparação de resultados	84
Fig. 5.18 – Doca nº1 (Norte – Sul) com prisma de alívio	85
Fig. 5.19 – Cunha recolhida na presente análise.....	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Coeficientes de segurança parciais	37
Quadro 3.2 – Coeficientes de segurança parciais	38
Quadro 3.3 – Coeficientes de redução	38
Quadro 4.1 – Quadro-Síntese dos métodos de equilíbrio limite	52
Quadro 5.1- Características do TCN (A e B)	67
Quadro 5.2 – Sobrecargas de dimensionamento	67
Quadro 5.3 – Características da Doca nº4 (Sul e Poente)	69
Quadro 5.4 – Sobrecargas de dimensionamento	69
Quadro 5.5 – Combinações previstas em Projecto.....	69
Quadro 5.6 – Factores de Segurança obtidos	73
Quadro 5.7 – Resultados obtidos na análise nº1 (GLE)	75
Quadro 5.8 – Resultados obtidos na análise nº1.....	76
Quadro 5.9 – Resultados da análise nº2.....	79
Quadro 5.10 – Resultados da análise nº2.....	80
Quadro 5.11 – Resultados Análise nº3	81
Quadro 5.12 – Resultados para a variação das características da fundação	82
Quadro 5.13 - Resultados para a variação das características da fundação	83
Quadro 5.14 – Resultados da análise do efeito do prisma de alívio nas estruturas.....	85
Quadro 5.15 – Resultados da análise do efeito do pp do cais	86
Quadro 5.16 – Variação do Peso Próprio das estruturas	86
Quadro 5.17 -Variação do Peso Próprio das Estruturas.....	87
Quadro 5.18 – Variação do Peso Próprio das Estruturas	87
Quadro 5.19 – Resultados da análise do efeito das sobrecargas nas estruturas	88
Quadro 5.20 – Resultados obtidos considerando um desnível de 1 metro para situação de preia-mar	90

SÍMBOLOS

γ_w - Peso Volúmica da Água – [10,25 kN/m³]

γ - Peso Volúmico do terreno – [kN/m³]

γ' - Peso Volúmico Seco – [kN/m³]

σ_h - Tensão Horizontal do terreno - [kN/m²]

σ_v - Tensão vertical terreno - [kN/m²]

ϕ' – Ângulo de Atrito efectivo – [graus]

ϕ – ângulo de atrito – [graus]

γ – Velocidade angular (rad/s)

δ_b - Atrito gerado na base do muro

σ_1 – Tensão máximo sobre a fundação – [kPa]

σ_2 – Tensão mínima sobre a fundação – [kPa]

γ_G – Coeficiente de Segurança Permanente

γ_Q - Coeficiente de Segurança Temporária

ψ_0 – Coeficiente de Redução

ψ_1 – Coeficiente de Redução

ψ_2 – Coeficiente de Redução

τ_r - Tensão de Corte máxima disponível – [kPa]

τ_t - Tensão de Corte mobilizada – [kPa]

α_i - inclinação das fatias – [graus]

Δl_i - espessura unitária das fatias – [m/m]

λ - factor de escala

B

B – Largura do navio – [m]

b – Comprimento da base da estrutura – [m]

C

C_e - Factor de excentricidade

C_m - Factor de Massa virtual

C_s - Factor de rigidez relativo ao casco

C_c - Factor de Configuração da estrutura de acostagem

c' - Coesão efectiva do solo – [kPa]

D

d – densidade específica do ar – [0,013]

d – densidade específica do mar – [0,105]

E

E_d - Força de Acostagem – [MJ]

e – excentricidade – [m]

E_n – Componente normal gerada nas Fatias – [kN]

F

f – Força de Amarração – [kN]

$f(x)$ – função de X/E

H

ha – hectares

h – profundidade - [m]

I

I_t – Impulso do Terreno – [kN/m]

I_w – Impulso Hidrostático – [kN/m]

I_q - Impulso das Sobrecargas – [kN/m]

I_q^{rol} - Impulso das sobrecargas rolantes – [kN/m]

K

kN – KiloNewton

K – Coeficiente de Impulso

K_a - Coeficiente de Impulso activo

$|k|$ - Coeficiente Sísmico

K – coeficiente de forma – [1,3]

K – Raio de Giração

M

m – metros

M – Massa do navio – [t]

M_{est} - Momento estabilizador – [kN.m/m]

M_{inst} - Momento instabilizador – [kN.m/m]

M_d - Momento derrubador – [kN.m/m]

M_r - Momento Resistente – [kN.m/m]

N

n° - número

N - Força Normal – [kN]

Q

q - Sobrecargas Aplicadas sobre o Terrapleno – [kN/m²]

R

R – distância entre o centro de inércia do navio ao ponto de impacto – [m]

R_d - Esforços Resistentes – [kN]

r – braço da força – [m]

S

s – superfície do navio sujeito à acção do vento ou à acção das correntes – [m²]

S_d – Esforças actuantes – [kN]

$S_{Gi,k}$ - Esforços resultantes de acções permanentes consideradas com o seu valor característico

$S_{Qj,k}$ – Esforços resultantes das restantes acções variáveis tomadas com os seus valores característicos

$S_{Qi,k}$ - Esforços resultantes da acção variável base tomada com o seu valor característico.

T

t – Toneladas

$\tan$ – tangente de um ângulo [graus]

T_i – Força de Corte – [kN]

U

u – Pressão Neutra – [kPa]

V

V – Velocidade do vento a um altura de 10 m – [m/s]

V – velocidade de aproximação do navio – [m/s]

V – Esforço Transverso – [kN]

W

W – Peso Próprio do Cais – [kN]

X

X_n - Componente horizontal gerada entre fatias – [kN]

Z

z – profundidade do mar – [m]

ABREVIATURAS

APDL - Administração dos Portos do Douro e Leixões

PL – Porto de Leixões

MP – Morgenstern e Price

FS – Factor de Segurança

PM – Preia-Mar

BM – Baixa-Mar

TEU – Twenty-foot equivalent unit

TOT – Todo o tipo

PIANC - The International Navigation Association

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO E OBJECTIVOS GERAIS

A Engenharia Civil tem a responsabilidade de assegurar que em todas as obras seja feito o máximo esforço para que estas sejam executadas com rigor, obtendo como resultado final uma solução que cumpra todas as finalidades para que foi concebida e com uma qualidade estrutural de excelência. Para que isso seja cumprido é necessário que todos os intervenientes presentes na construção, desde o início até ao fim, reúnam esforços de forma a garantir o sucesso do projecto.

Do ponto de vista da realização do projecto de execução, deve-se garantir que a solução não só apresenta o máximo de segurança ao nível estrutural e funcional, mas que seja possível maximizar a relação custo/benefício, nunca se descuidando a interface com os locais onde serão implantadas.

Será nesta fase que o projectista deverá procurar ser auxiliado pelos instrumentos disponíveis e adequados para obter a solução que mais se adapte a cada situação, e que possibilite uma maior resistência das estruturas para o menor volume de custos associados, nunca desprezando as condicionantes impostas quer pelo dono de obra, quer pelo próprio local de implantação das mesmas.

A preparação do presente relatório de tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil opção de Hidráulica, intitulado “*Avaliação do Comportamento das Estruturas de Acostagem do Porto de Leixões*” procura analisar e descrever o comportamento hidráulico/estrutural de algumas estruturas gravíticas presentes do Porto de Leixões, com base nos dados fornecidos pelo próprio porto, fazendo uso para isso do programa geotécnico *Slope/w*, criado pela empresa **GEO-SLOPE** na sua versão 2007.

Nesta análise procura-se sintetizar a informação mais relevante quanto à caracterização do objectivo principal: analisar a segurança das estruturas do porto relativamente ao fenómeno do deslizamento global das estruturas pelos solos da fundação.

Este estudo, procura ser pioneiro no tipo de análise abordada já que não há conhecimento de mais nenhum efectuado para este tipo de estruturas em Portugal. Para tal, além de se procurar analisar a estabilidade das estruturas, tentarão analisar-se os elementos que mais influenciam o fenómeno estudado. Dada a idade das estruturas prevê-se a obtenção de resultados satisfatórios com factores de segurança bastante elevados já que não foi reportado qualquer tipo de incidente que demonstre o contrário.

É importante salientar que a simulação efectuada no presente relatório apenas representa uma análise de estabilidade, já que obras com este tipo de dimensões terão que ser submetidas a um conjunto extensivo de estudos para que cumpram todos os requisitos para que foram concebidas.

1.2. ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O relatório está estruturado em 6 capítulos. Começa-se neste capítulo (1) por efectuar um enquadramento genérico com a descrição do objectivo do trabalho, a sua estrutura e o âmbito de intervenção.

No capítulo 2 será feita uma breve descrição sobre a história do porto de Leixões, onde será apresentada a sequência de ampliação do porto, a data das construções das suas estruturas, planos estratégicos que entraram em vigor e ainda uma pequena abordagem às particularidades existentes no mesmo.

Com o objectivo de efectuar uma introdução sobre o tipo de estruturas a analisar no âmbito do presente trabalho, será feito no capítulo 3 uma descrição geral do tipo de estruturas gravíticas em uso, critérios de dimensionamento existentes, tudo com o objectivo de, quem consultar este relatório, se familiarize com o tipo de estruturas estudadas.

Dado a utilização de um programa de cálculo nesta análise, é importante conhecer os pressupostos no qual este se baseia de forma a melhor se interpretar os resultados obtidos e a compreender o tipo de rotura que irá ser averiguada. Assim, no capítulo 4 serão analisados os fundamentos teóricos assentes no teorema do equilíbrio-limite, o tipo de resultados que se podem obter, os métodos que nele se baseiam, entre outros pontos considerados de interesse.

Ainda no capítulo 4, será descrito o processo de modelação das estruturas, relatando de uma forma geral, todos os passos efectuados até se utilizar a ferramenta de cálculo automático.

Apesar de todos os capítulos serem peças importantes para o projecto, o capítulo 5 é o mais relevante para o relatório, pois é onde se efectua todo o processo de análise dos resultados obtidos. Nele irá ser efectuado uma descrição das estruturas estudadas que serão posteriormente alvo de várias simulações.

Todas as conclusões mais relevantes, serão apresentadas no capítulo 6, incluindo ainda algumas sugestões de futuros desenvolvimentos com base neste trabalho.

Os capítulos são enriquecidos por desenhos e tabelas de forma a complementar a informação apresentada.

O PORTO DE LEIXÕES

2.1. INTRODUÇÃO

O porto de Leixões surge com a necessidade de assegurar abrigo às embarcações que frequentavam o antigo porto comercial do rio Douro. As grandes cheias tornaram-se frequentes, e as velocidades da corrente tornaram a navegação e a acostagem no porto comercial impraticável e muito insegura. Os navios que utilizavam o antigo porto fluvial do rio Douro estavam ainda sujeitos à existência de inúmeros rochedos existentes no seu estuário que provocavam inúmeros naufrágios e a perda de muitas vidas.

Com estes problemas foi decidido que o actual local do porto reunia as melhores condições para o efeito, graças essencialmente às óptimas condições naturais que apresentava: boas condições geotécnicas que constituíam, quase por si só, características de um porto natural e por se encontrar na foz de um rio com pouco volume de sólidos transportados.

Em traços gerais, o porto de Leixões nasce no século XIX com a construção de dois extensos molhes e um quebramar (1895). Estas obras surgiram com a necessidade de tornar as condições de abrigo do porto ainda melhores que as oferecidas pelas condições naturais. Entre 1914 e 1923 iniciou-se a construção do primeiro cais acostável do porto, com uma extensão de 70 metros e uma profundidade de 7,2m em relação aos zero hidrográficos.

Dada a enorme evolução em termos de tráfego náutico que o porto comercial tinha vindo a sofrer na altura, foi sem surpresa, que surgiu a necessidade da sua ampliação. A primeira estrutura para além de sofrer um aumento na sua extensão também sofreu um aumento dos seus fundos, passando a estar fundada à cota -10 m.

Quinze anos depois, 1955, é aprovado o Plano de Ampliação do porto Comercial, que teve como consequência prática a construção de uma nova doca (de 1957 a 1966), designada por Cais nº 2, com uma extensão de 1400 m. A configuração do porto volta a sofrer alterações pelo ano de 1984 com a finalização das obras do cais nº4 que acrescentou cerca de 1000 m de cais acostável. Esta doca localizava-se numa zona interior do porto que possuía características geotécnicas muito heterogéneas. Esse facto levou à adopção de duas soluções distintas: para zonas que possuíam afloramentos graníticos a cotas pouco profundas optou-se por uma solução em blocos gravíticos, para zonas marcadas por terrenos lodosos (aluviões) uma solução em estacas (cais do tipo “dinamarquês”). Estas docas possuem fundos à cota -12m. A diferença deste tipo de estruturas está presente na figura 2.1.

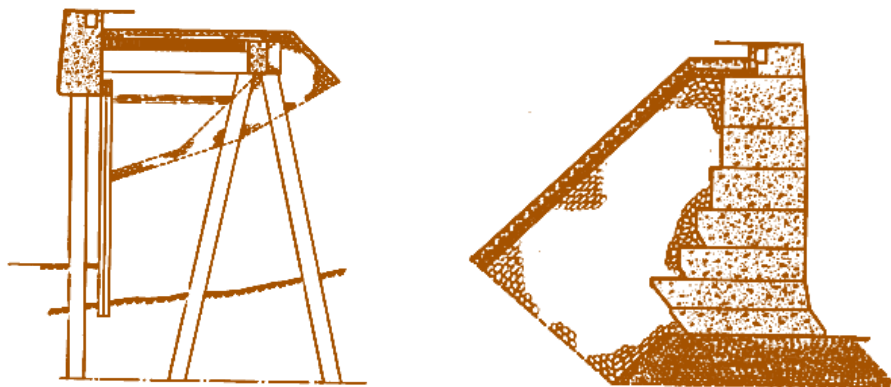


Figura 2.1 – Doca nº 4: solução do tipo “dinamarquês” (esquerda); solução em blocos (direita) –[23].

Em 1996 é aprovado o Plano Geral de Ordenamento e Desenvolvimento do Porto de Leixões que albergava um alargado número de medidas de reabilitação e reforço de alguns cais existentes. Essas medidas visavam essencialmente a integração do porto nas redes inter-europeias de transportes com reflexo na qualidade dos seus serviços.

As figuras seguintes dão-nos uma ideia da evolução do porto de leixões desde os anos 40 até aos dias de hoje.



Figura 2.2 – Aspecto do porto de Leixões nos anos 40 (esquerda) e actualmente (direita)-[23].

Por fim, o último grande acontecimento que ocorre no porto é datado do ano de 2003 e prende-se com a aprovação do Plano Estratégico de Desenvolvimento do Porto de Leixões. Este plano tem como principal objectivo credibilizar a marca “Porto de Leixões” em relação aos diferentes mercados e públicos-alvo com que se relaciona ou pretende relacionar. O objectivo passa por ajustar a qualidade dos seus serviços com as necessidades do mercado, isto é, parcerias com cadeias de transporte e logística, de forma a melhorar os padrões de eficácia da operação portuária. Outro aspecto importante visa a melhorar as condições físicas do porto, melhorar as condições das infra-estruturas (docas) e a agilização dos procedimentos e fluxos de informação associada às operações decorrentes do porto.

Por fim, e talvez o aspecto social mais importante deste plano, foi a abertura do porto à cidade. A criação de zonas de circulação para o público, espaços de lazer e serviços são algumas das medidas previstas para o efeito.

2.2. BREVE DESCRIÇÃO DO PORTO DE LEIXÕES

Em termos físicos, o porto de Leixões representa hoje a maior infra-estrutura marítima do norte do país, com cerca de 5 km de cais e 120 ha de área molhada. Segundo o sítio da APDL, o porto representa cerca de 25% do comércio externo português, que se traduz num movimento de 3000 navios por ano e numa actividade de importação/exportação que engloba anualmente cerca de 15 milhões de toneladas, que vão desde têxteis, granitos, vinhos, material aeromecânico, cereais, etc. A sua eficaz interface entre os meios marítimos com os férreos e terrestres possibilita que o material que entra no porto seja facilmente escoado em meios próprios. Isto só é possível graças às ligações privilegiadas que o porto possui, nomeadamente com o acesso directo aos principais itinerários da cidade do Porto, afastando o transporte terrestre do centro da cidade de Matosinhos, e também possuindo uma ligação à rede geral de transporte férreo.

De referir ainda que se trata de um porto com um funcionamento de 365 dias por ano e 24 horas por dia. A monitorização, controle do tempo de acostagem dos navios, planeamento prévio dos embarques e desembarques por uma equipa técnica especializada para o efeito e munida da mais avançada tecnologia nestas áreas, permite que o porto de Leixões, não só seja capaz de receber um maior número de navios mas também reduzir o tempo de acostagem médio de cada navio. O aspecto do centro de comando está expresso na figura 2.3, onde é possível ter a informação actualizada da posição dos navios acostados e quais os cabeços onde estes se encontram amarrados.



Figura 2.3 – Centro de Coordenação e Segurança do Porto de Leixões-[23].

Outros aspectos importantes prendem-se com a segurança dos navios que irão utilizar o porto. Para tal foi contratado pela APDL um topógrafo especializado com o objectivo de fazer análises periódicas relativas às cotas dos fundos presentes no interior do porto. Neste processo, o topógrafo por meio de uma lancha e recorrendo a um sistema sonar, monitoriza todo o espaço submerso do interior do porto de forma a examinar as potenciais acumulações de material nos fundos. Com a sonda, o topógrafo recolhe todos os dados necessários, para posteriormente tratar e analisar em terra. Este controlo é essencial já que o porto tem que garantir que os navios possam navegar no seu interior sem que isso implique uma situação que possa por em perigo a segurança dos navios e seus tripulantes.

A eficácia do porto de Leixões pode ainda ser constatada pela sua aposta forte em equipamentos cada vez mais desenvolvidos. Dada a grande variedade de materiais que anualmente passam pelo porto, este é obrigado a possuir um conjunto diverso de equipamentos especializados. Esses equipamentos são os seguintes:

- Guindastes para graneis sólidos;
- Pórticos para contentores;
- Sistemas de bombagem de graneis líquidos;
- Instalação para o armazenamento de mercadorias;
- Equipamento para manipulação de mercadorias.

Alguns desses equipamentos estão presentes na figura 2.4.

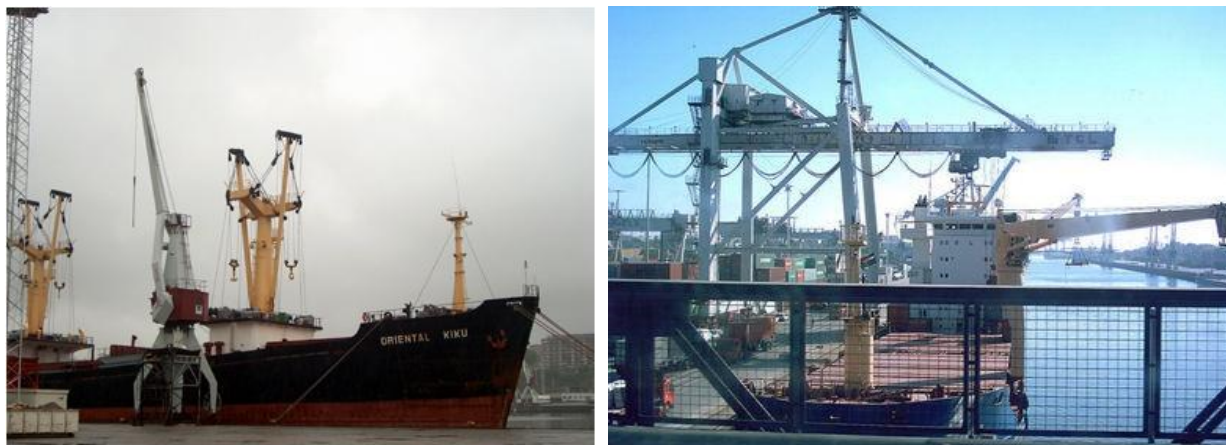


Figura 2.4 – Equipamentos existentes no porto de Leixões:
Guindastes para graneis sólidos (esquerda) e Pórticos para contentores (direita) - [23].

Outro aspecto importantíssimo na gestão do porto centra-se nas questões ambientais. Ciente da conjuntura ambiental mundial, o porto de Leixões pratica uma política sustentável em termos ambientais. Deste modo, um dos seus principais objectivos reside na recolha selectiva de resíduos e na intensificação da fiscalização ambiental no seu interior.

No futuro, o porto de Leixões tem como principal ambição continuar a apostar na qualidade dos seus serviços com vista a torná-lo uma referência para as cadeias logísticas da fachada Atlântica da Península Ibérica. Para tal é necessário um compromisso por parte de todos os agentes responsáveis, directa ou indirectamente, pela actividade portuária, fundada num conjunto de apostas de competitividade, mudança, sustentabilidade e coesão.

2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS CAIS EXISTENTES NO PORTO DE LEIXÕES

A evolução do porto de Leixões surge com a constante evolução da actividade económica ao longo do tempo. O porto de Leixões, ao longo da sua história, sempre procurou adaptar-se às conjunturas atravessadas e essa marca está interligada com as características físicas das suas estruturas e mais propriamente nos fundos que as caracterizam.

As características das suas estruturas estão intimamente ligadas à origem do seu local de implante. Como foi referido anteriormente, o porto está situado na antiga foz do Rio Leça. Facto que, juntamente com as características geotécnicas dominantes na zona Norte do país, essencialmente marcada por uma estratigrafia granítica, condicionará as características e a tipologia apresentada pelos seus cais.

Relativamente aos fundos é curioso constatar que as profundidades máximas de acostagem crescem há medida que o porto se prolonga para o seu interior e a razão principal é necessariamente a evolução do tráfego marítimo, nomeadamente do aumento dos calados dos navios (figura 2.5).

ANO	GERAÇÃO	TEU	COMPRIMENTO	MANGA	CALADO
1968	1ª	750	180	25	9,0
1972	2ª	1500	225	29	11,5
1980	3ª PANAMAX	3000	275	32	12,5
1987	4ª	4500	275	39	11,0
1998	5ª	7900	347	43	14,5
2001	6ª SUEZMAX	11000	380	55	14,5
?	7ª MALACAMAX	18154	400	6060	21

Figura 2.5 – Evolução do calado dos navios.

A doca nº1 (primeira doca construída no porto) possui fundos à cota -10 m, a doca nº 2 cotas a -11 m e a última estrutura a ser construída, doca nº 4 à cota -12 m. Isto implicou, a criação de condições para que os navios com calados superiores a 10 metros atraiquem nas docas interiores sem que haja perigo de embaterem nos fundos. Este problema está relacionado principalmente com questões de atracagem porque, à partida, o navio estará em repouso por um período superior a um ciclo de maré, já que, em condições de preia-mar questões dos fundos não se punham.

Assim, com base no pressuposto de aumentar a capacidade de navegabilidade do porto foi criado uma bacia de rotação, com cerca de 430 metros, e a criação de um canal interior de navegação com cerca de 77,5 m de largura para criar acesso às docas interior, ambos à cota -12m. Essas medidas permitiram não só a entrada de navios de maior calado, mas também ampliar a capacidade de circulação do porto com vantagens simultâneas para o atravessamento do tráfego portuário. Indissociável a esta medida está também a substituição da antiga ponte móvel, por uma mais moderna e mais eficaz (figura 2.6).



Figura 2.6 – Aspectos da antiga (esquerda) e nova (direita) pontes móveis sobre o porto de Leixões –[23]

Em seguida serão analisadas algumas das características dos cais existentes no interior do porto de Leixões.

2.3.1. DOCA Nº 1

A execução dos primeiros cais da doca nº 1 teve como maior curiosidade o facto de ser sido construída a seco. Esse facto deveu-se essencialmente à inexistência de equipamentos próprios para a sua execução. Desde logo se verifica a inexistência de prospecções geotécnicas para uma correcta caracterização geotécnica da zona. A falta de meios sentiu-se igualmente na particularidade da sua construção, onde, basicamente, se procedeu à escavação dos estratos superficiais, datados da altura, até se atingir um nível onde, por meio de técnicas rudimentares, se considerava existir uma fundação rochosa com boas características mecânicas para a sua implantação. As soluções foram para as zonas onde existiam aflorações rochosas a cotas elevadas, a execução de um muro de gravidade com alvenaria hidráulica, e para as restantes zonas a execução dos muros-cais em arcadas, técnicas que entretanto caiu em desuso. A figura 2.8 mostra bem as condições segundo as quais foram construídos essas estruturas.



Figura 2.7 – Aspecto da doca nº 1 no período de construção- [23].

Relativamente às estruturas em arcadas foram detectados, por meados dos anos 70, sinais claros de rotura o que obrigou a que se executasse uma remodelação das mesmas por meio de uma solução totalmente diferente. A solução adoptada baseou-se no avanço do muro por meio de cortinas de estaca prancha cravadas na rocha e por um reforço, recorrendo a sistemas de ancoragens, da parte superior. O espaço compreendido entre as antigas arcadas e o novo muro cais foi preenchido por material de enchimento. O aspecto da estrutura em blocos e das novas solução para as antigas arcadas estão presentes na figura 2.9.

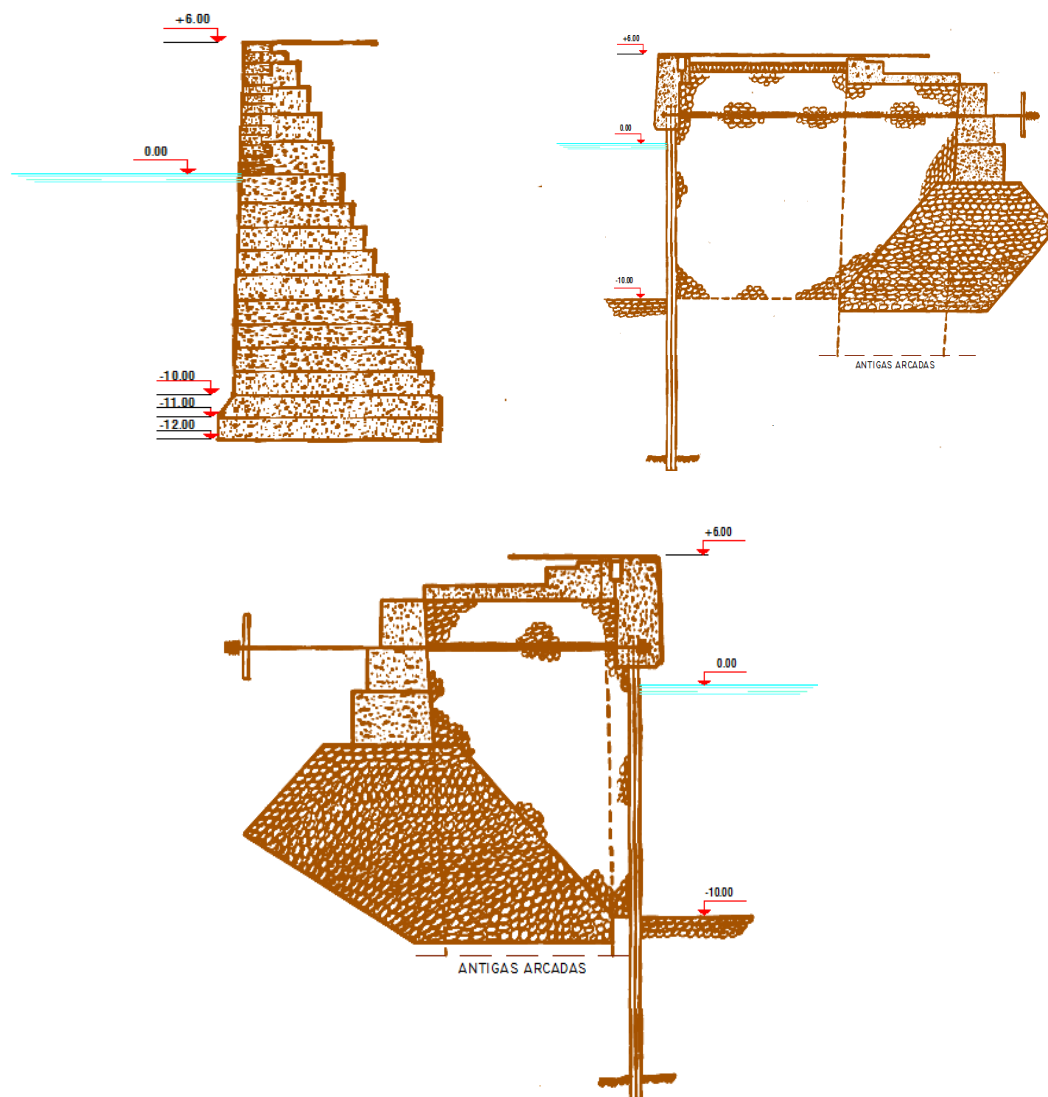


Figura 2.8 – Perfis transversais de três soluções presentes na doca nº1: Doca nº1 Norte-Sul (esquerda), Intervenção das antigas arcadas (baixo e direita) - [23].

Relativamente ao muro-cais da doca nº 1 Norte-Sul sofreu igualmente uma intervenção, quando em meados dos anos 90 significativos deslocamentos obrigaram à construção de obra de consolidação e reforço em parte da sua extensão, constituída por cortinas de estacas-pranchas frontal, com ancoragens inclinadas até à rocha. A figura 2.10 é representativa dessa intervenção.

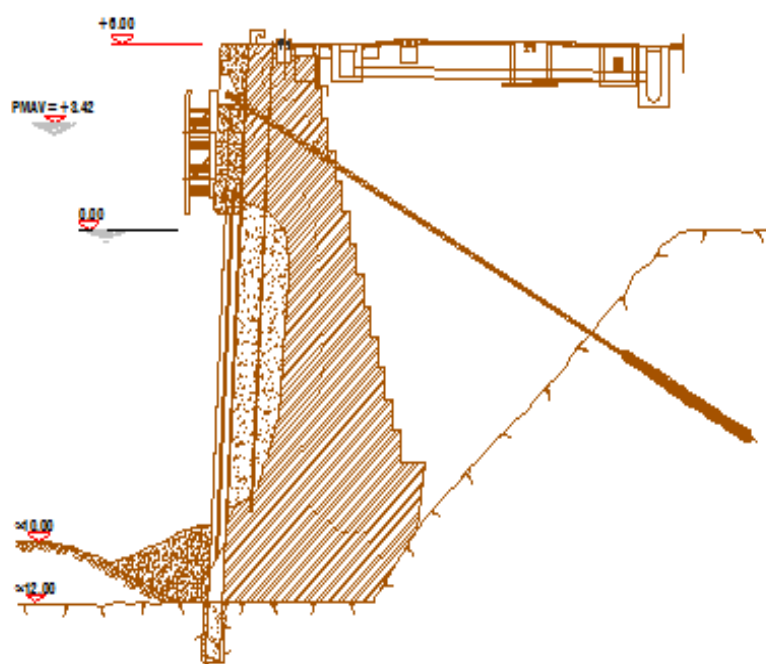


Figura 2.9 – Perfil tipo do cais nº1 (norte-sul) após as obras de reforço- [23].

Outro cais constituinte da doca nº 1 é o terminal de contentores Norte. Finalizado em 1979, este surge com a necessidade do porto em aumentar a área dos seus terraplenos de forma a obter uma maior capacidade de armazenamento de contentores. O muro gravítico é constituído por pilhas de blocos maciços, pré-fabricados em betão simples, com pesos individuais a rondar as 80t. Essas pilhas de blocos estão solidarizadas entre si por maciço de coroamento em betão armado, betonado *in situ*, entre as cotas +2,5m e +6,0m Z.H. A vala de fundação do muro-cais foi escavada em rocha sã até à cota -10,5m Z.H. e foi preenchida com uma camada de enrocamento com 0,5m de espessura. À parte os deslocamentos normais em muro-cais de gravidade, para mobilização do impulso activo, este cais não apresentaram quaisquer problemas desde a sua construção, entre 1974 e 1979. As figuras 2.10 e 2.11 representam o aspecto do terminal de contentores norte do porto de Leixões.

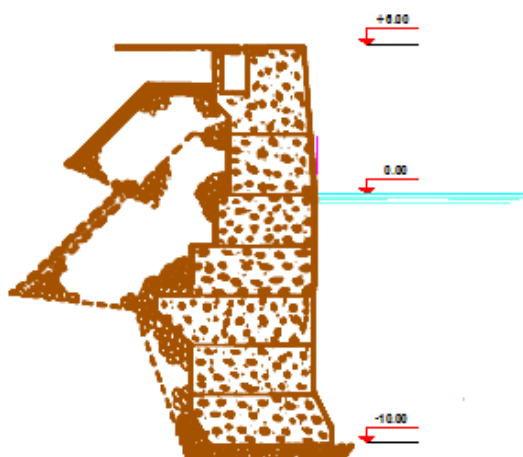


Figura 2.10 – Terminal de Contentores Norte – [23].

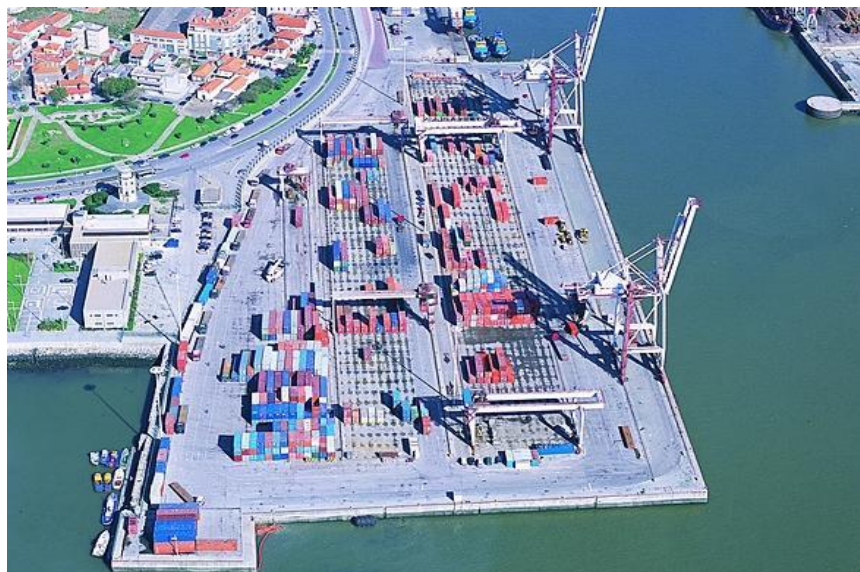


Figura 2.11 – Terminal de contentores norte: zona de armazenamento dos contentores (baixo) - [23].

2.3.2. DOCA Nº 2

Foi a segunda doca a ser construída no Porto de Leixões e surgiu com a necessidade de aumentar a área de armazenamento útil e aumentar os fundos de acostagem. Em termos de soluções apresentadas variam entre as soluções gravíticas (na plataforma Sul) e as soluções em estacas (plataforma Norte – figura 2.12).

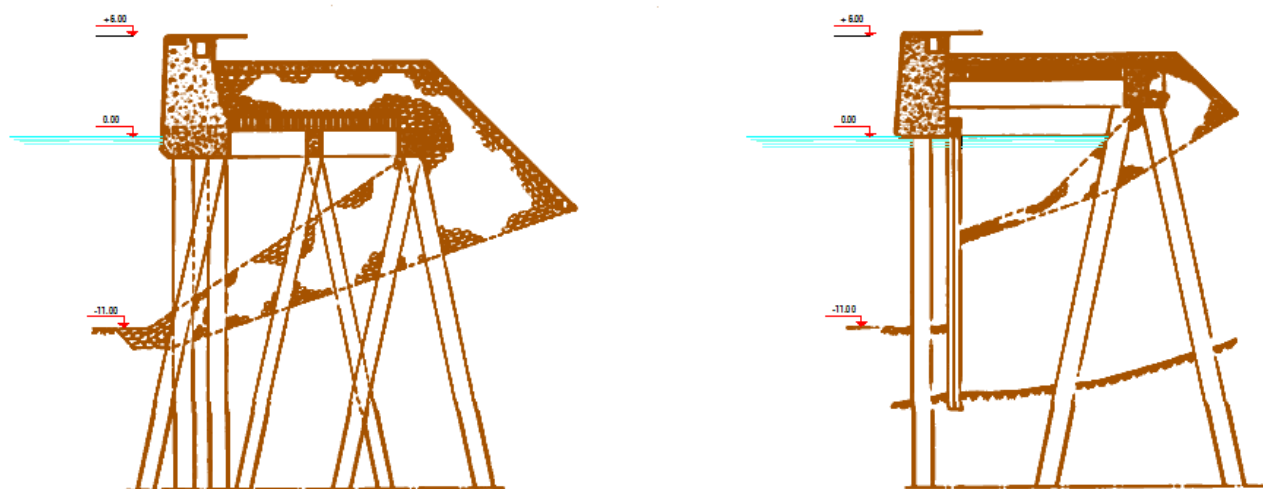


Figura 2.12 – Soluções em estacas presentes no cais nº2- [23].

Relativamente à solução gravítica, doca nº2 Sul (figura 2.13), foi construída a seco entre os anos 1957 e 1962, tendo para o efeito sido construído um dique na separação com a Doca n.º 1. Constitui um muro de gravidade em betão simples, com diferentes secções adaptadas ao terreno encontrado na escavação. Fundado directamente sobre rocha, sendo -11,5m Z.H. a cota mais corrente da base do muro. Trata-se do muro-cais mais estável de todos os existentes no Porto de Leixões, não havendo notícia de deslocamentos que exigissem quaisquer obras de estabilização e/ou reforço. Para isto, muito contribui o facto de ser uma

estrutura fundada em granito com boas condições. É ainda importante referir que foi a primeira solução gravítica, inserida no porto de Leixões, a utilizar um prisma de alívio na face de tardoz.

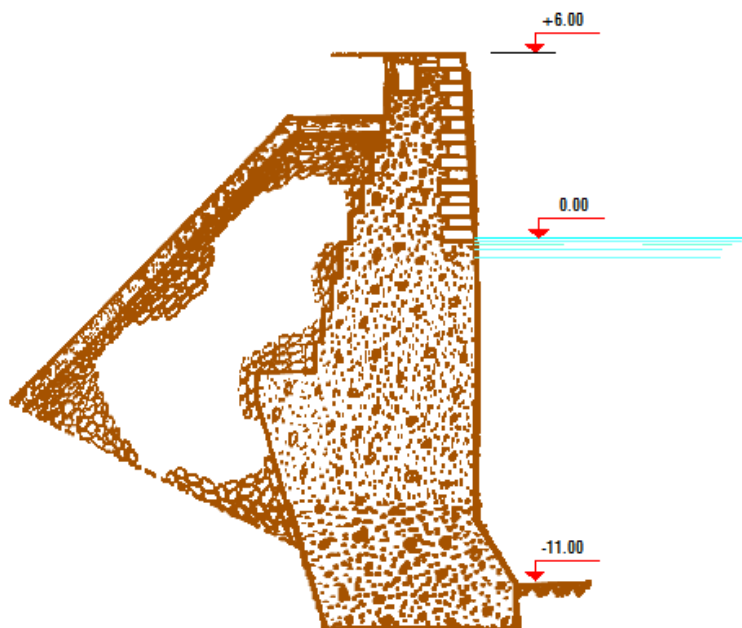


Figura 2.13 – Doca nº 2 – Sul – [23].

Em termos de finalidades a doca nº 2 serve para movimentação de carga geral, graneis sólidos e movimentação de graneis líquidos.

2.3.3. DOCA Nº 4

A doca nº 4 é constituída essencialmente por dois terminais, o terminal de graneis sólidos e agro-alimentares e o terminal de contentores Sul, e constitui a doca mais interior do porto. Em termos de soluções construtivas não foge muito às representadas anteriormente.



Figura 2.14 – Aspecto do Terminal de Contentores Sul – [23].

O terminal de contentores Sul é sem dúvida a plataforma com mais tráfego náutico da doca. As estruturas que a compõem estão fundadas entre as cotas -12 m (Doca Sul e Nascente) e -11 m (Doca Poente), existindo um ponto de transição de estruturas entre a solução em estacas e gravíticas. Este é composto por uma área útil de 16ha e por uma extensão de 540m, muito superior ao verificado no caso do Terminal de contentores Norte.

Relativamente a estas últimas, muro-cais Sul e Poente, são constituídos por pilhas de blocos pré-fabricados, com planta em forma de “T” e com pesos individuais a rondar as 80t. As células entre as pilhas dos blocos foram preenchidas com enrocamento. Essas pilhas de blocos são coroadas por maciço em betão armado, betonado *in situ*, entre as cotas +3,8m e +6,0m Z.H. A vala de fundação do muro-cais foi escavada em granito muito alterado, razão pela qual foi preenchida com areia, encimada por prisma de enrocamento, que constitui a base de assentamento dos blocos. Significativos deslocamentos entre diferentes camadas de blocos, obrigaram a realizar uma obra de estabilização deste cais entre 2005 e 2006, que consistiu em solidarizar as colunas de blocos, através da cravação de perfis metálicos em toda a sua altura. As soluções gravíticas características deste cais estão representadas na figura 2.15.

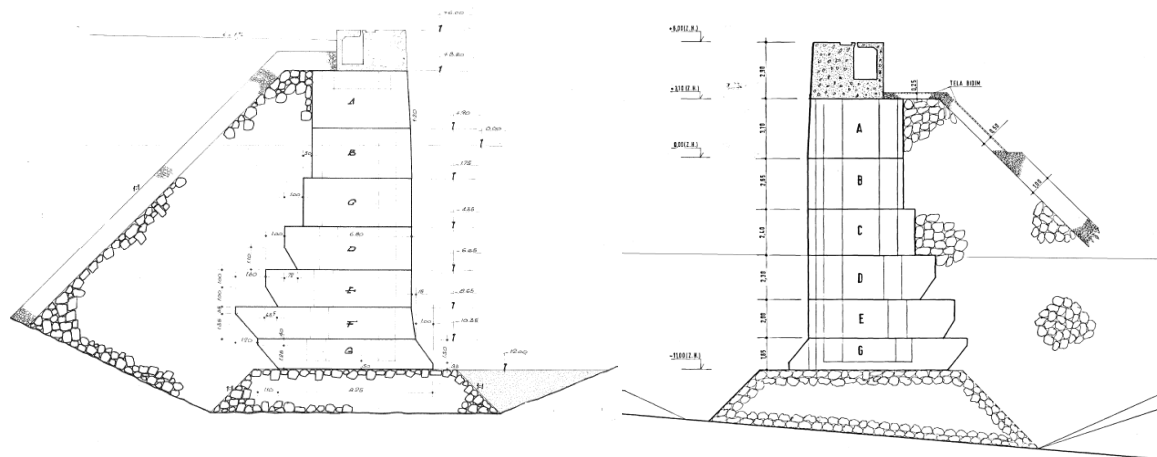


Figura 2.15 – Soluções gravíticas da doca 4: Sul (esquerda); Poente (direita) – [23].

Em termos mecânicos, o Terminal de Contentores Sul é auxiliado por uma grua PANAMAX com capacidade para 60t, dois pórticos-cais com 35t e 40t, e ainda 7 pórticos-parque de 35t e 6 empilhadoras frontais.



Figura 2.15 – Apoio mecânico presente no terminal de contentores Sul – [23].

ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM

3.1. INTRODUÇÃO

Inseridas nas estruturas portuárias, as estruturas de acostagem e de amarração representam uma plataforma fixa que possibilita a aproximação e fixação dos navios em terra, criando condições de segurança indispensáveis para que se processem as respectivas operações portuárias. Para além disso criam-se condições que possibilitam o intercâmbio entre meios de transporte marítimos, terrestres e ferroviárias, auxiliados por meios mecânicos na transferência de matérias-primas, possuindo ainda zonas de armazenamento das mesmas.

De forma a dar uma resposta eficaz a todas as exigências a que estará sujeita durante a sua vida útil, uma estrutura de acostagem tem que obedecer aos seguintes critérios:

- Deve ter em atenção as condicionantes do local onde irá ser implantada;
- Deve prever as exigências futuras;
- Deve ter em atenção as exigências de navegabilidade;
- Deve antecipar as exigências náuticas e dimensões dos navios;
- Deve antecipar os desenvolvimentos nos meios de transporte e manuseamento de cargas.

Assim, este tipo de estruturas deve assegurar uma boa resposta para os fins a que se destinam. Para os navios, devem possuir cotas de fundos suficientes para não por em risco a navegabilidade dos tipos de navios para o qual foi concebida; para mercadorias, deve possuir equipamento eficaz de manuseamento e espaço suficiente para os armazenar se necessário. Deve ainda possuir características geométricas que lhe permitam, por um lado assegurar uma superfície de trabalho a seco, prevendo efeitos das alterações no nível das águas para o local, e por outro assegurar que a estrutura tem uma boa resposta perante as cargas a que estará sujeita sem nunca comprometer a sua estabilidade – [10].

3.2. TIPOS DE ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM

Como foi possível perceber pelos exemplos apresentados no capítulo 2, não existe uma única solução de construção para estruturas de acostagem. A sua tipologia será sempre função das diversas condicionantes a que o projecto vai estar sujeito. Sendo assim dos diversos tipos de estruturas de acostagem destacam-se os seguintes:

- Estruturas gravíticas: estruturas que asseguram a sua estabilidade essencialmente devido ao peso próprio dos seus materiais, muitas vezes associados à acção do peso dos terrenos sobrejacentes.

- Estruturas em cortinas estacas-prancha: a retenção dos solos é garantida através das forças passivas geradas pelo terreno quando estão em contacto com as estacas-prancha. Muitas vezes este tipo de estruturas está associada a sistemas de ancoragem que juntamente com o peso específico da plataforma superior (superestrutura) se opõe aos momentos flectores e aos impulsos horizontais gerados pelo terreno de contenção.
- Estruturas sobre estacas: a plataforma de trabalho está assente sobre estacas cravadas nas camadas inferiores do solo de fundação.

A selecção da tecnologia de construção depende em grande parte das condicionantes do local de implantação mas também na relação dos custos associados à obra, não só durante a sua construção mas também dos custos de manutenção e custos associados com as actividades portuárias – [13].

3.2.1. ESTRUTURAS GRAVÍTICAS

Os cais de acostagem do tipo gravítico constituem a tipologia de construção mais comum em estruturas deste tipo. A razão para esse facto baseia-se essencialmente na sua durabilidade, facilidade de concepção e na sua capacidade de atingir elevadas profundidades sem por em causa a sua própria estabilidade.

Os tipos de estruturas de acostagem gravíticas mais comuns são os cais de blocos naturais, cais do tipo L, cais de aduelas e os cais em caixão.

3.2.1.1. Cais de blocos

A utilização de blocos constitui a tecnologia de construção mais antiga de estruturas gravíticas. Inicialmente eram constituídos por blocos de materiais naturais (figura 3.1 - esquerda), mas com a evolução das tecnologias construtivas, principalmente com a criação do betão armado, foram maioritariamente substituídos por blocos pré-fabricados. A razão para a sua maior utilização prende-se essencialmente com a facilidade e tempo da sua execução, aliada a custos menos significativos, comparativamente aos custos associados aos minerais naturais.

A construção de uma estrutura de acostagem recorrendo a blocos é baseada na sucessão de pilhas de blocos lado a lado. Dado a existência de assentamentos diferenciais ao longo da extensão do cais recorre-se à aplicação de camadas de enrocamento para se efectuar a solidarização lateral das sucessivas “pilhas”. Já na solidarização superior recorre-se à construção de uma superestrutura contínua de betão armado de modo a criar-se uma plataforma de trabalhos plana, para o que é necessário provocar assentamentos na estrutura para garantir que esta se mantenha estável após a construção da superestrutura.

Relativamente à colocação dos blocos são feitas recorrendo a pontões flutuantes para assim se poupar a estrutura pré-construída a grandes solicitações. – [16].

Hoje em dia é possível trabalhar com blocos de betão com pesos na ordem dos 150 a 2000 kN enquanto os blocos naturais não vão para além dos 150 a 500 kN, e atingir profundidades na ordem dos 12 metros.



Fig. 3.1 – Estruturas de acostagem em blocos: naturais (esquerda) e artificiais (direita) – [13].

3.2.1.2. Cais do tipo “L”

Os cais usualmente designados do tipo “L” são estruturas que devido à sua configuração combinam os efeitos estabilizadores não só do seu peso próprio (betão armado) mas também da acção das camadas superiores do terreno natural. A massa do solo existente sobre a laje da estrutura vai aumentar a resistência sobre as tensões tangenciais, gerando um momento estabilizador que se opõe aos impulsos horizontais gerados pelo solo.

Relativamente às etapas construtivas, elas são muito semelhantes às dos muros constituídos por blocos. A deposição no local deste tipo de estruturas também é efectuada recorrendo a uma estrutura flutuante, pelos mesmos motivos do anterior. Após a sua disposição em série procede-se à solidarização dos blocos através da selagem das juntas (betão *in situ* ou juntas especiais). Por fim betona-se a superestrutura como forma de compensar o efeito dos assentamentos diferenciais ao longo da extensão da estrutura.- [16].

A utilização desta tecnologia em estruturas de acostagem tem como maior vantagem a minimização de volumes de betão utilizados. Por outro lado fornece também uma solução que pode apresentar múltiplas configurações e assim ajustar-se a diferentes realidades do projecto. Como principais desvantagens apresenta um elevado custo associado aos movimentos de terras e na aplicação das cofragens, dada a complexidade da sua configuração.

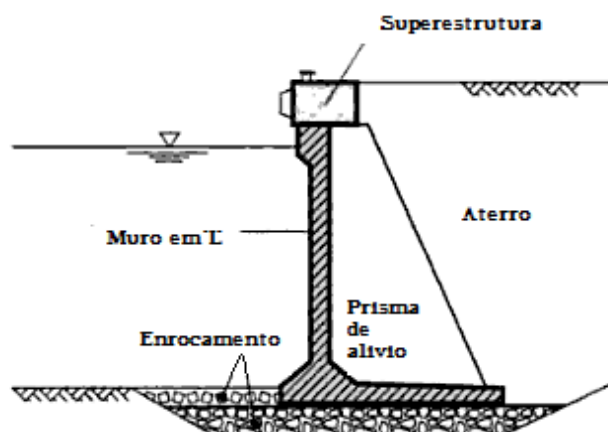


Fig. 3.2 – Cais de acostagem do tipo “L” – [13].

3.2.1.3. Cais em Caixotões Celulares de Betão Armado

Os cais em caixão são grandes estruturas celulares ocas constituídas essencialmente por betão armado. A sua construção recorre a cais flutuantes munidos de equipamento próprio para auxiliar a betonagem dos mesmos e desde logo tem que se assegurar que este tipo de equipamento se encontre em zonas abrigadas da agitação. As estruturas podem ser betonadas no próprio local de implantação ou não. No caso de não o serem, as estruturas serão armazenadas em flutuação num local que garanta a sua segurança até o local de implantação estar preparado para receber as estruturas. O transporte destas estruturas para o local de implantação vai ser auxiliado por barcos desde o local de armazenamento. No caso de este transporte se proceder em mar aberto é necessário que as condições marítimas sejam favoráveis, isto é, ausência de agitação elevada e ventos muito fortes. Chegadas ao local, os caixões serão afundados à medida que vão sendo enchidos com o material estabelecido (água, T.O.T, betão de fraca qualidade). Assim sendo o projectista tem que garantir que o peso total do conjunto betão do esqueleto, betão do caixão mais o material de enchimento seja tal que garanta por si só a estabilidade às acções actuantes. Este tipo de estruturas podem ser cravadas directamente sobre a fundação rochosa ou sobre uma fundação de enrocamento previamente compactada, assegurando-se posteriormente a solidarização das estruturas com a betonagem de uma superestrutura, caso que acontece com as anteriores estruturas gravíticas.

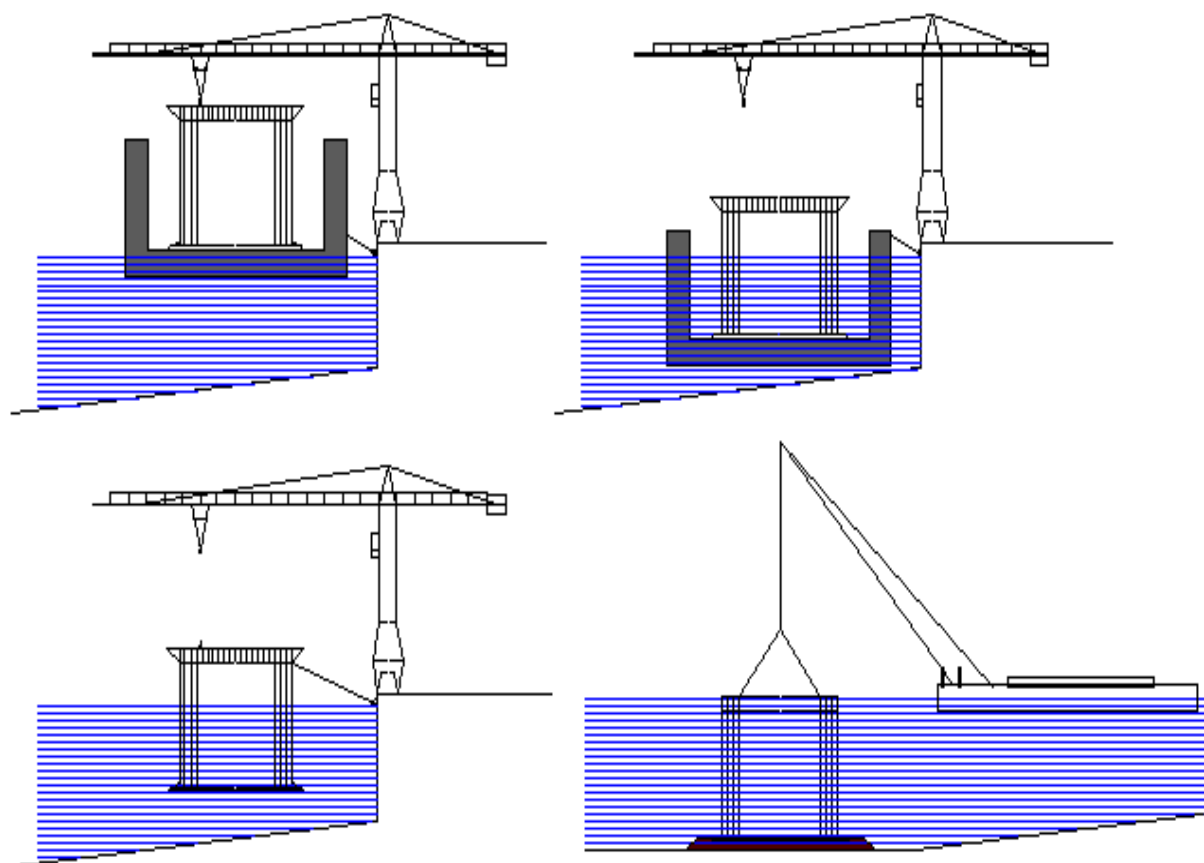


Figura 3.3 – Sequencia de execução de caixotões celulares (betonagem no próprio local de implantação) – [16].

A vantagem de utilizar caixões está essencialmente ligada à redução dos volumes de betão, já que grande parte do peso da estrutura é efectuado com material de mais baixo custo. Por outro lado o facto de a betonagem ser efectuada no mar minimiza os custos associados ao estaleiro e transporte dos materiais. Contudo existe um custo acrescido relativo à betonagem da estrutura, não só nas plataformas, mas também na tecnologia de betonagem. A utilização de caixões celulares é frequentemente utilizada quando se quer atingir grandes profundidades, razão para o qual esta tecnologia é empregue em estruturas marítimas *off-shore*.

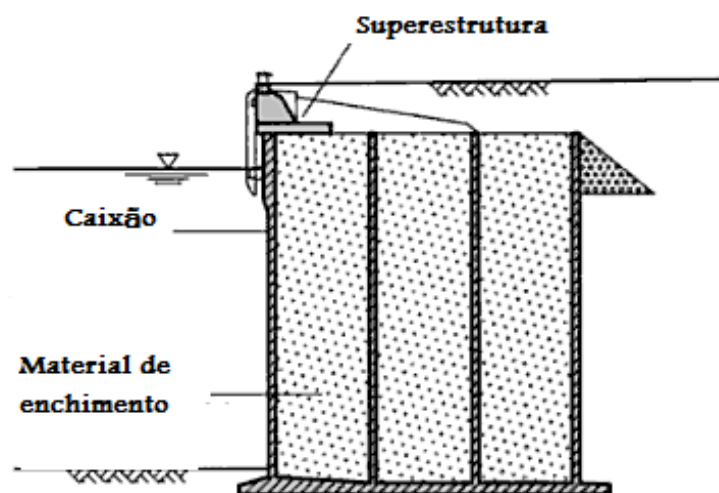


Fig. 3.4 – Cais de caixões celulares – [13].

3.2.1.4. Perfil-tipo de uma estrutura de Acostagem Gravítica

Uma estrutura de acostagem gravítica tem um perfil-tipo como o representado na figura 3.5:

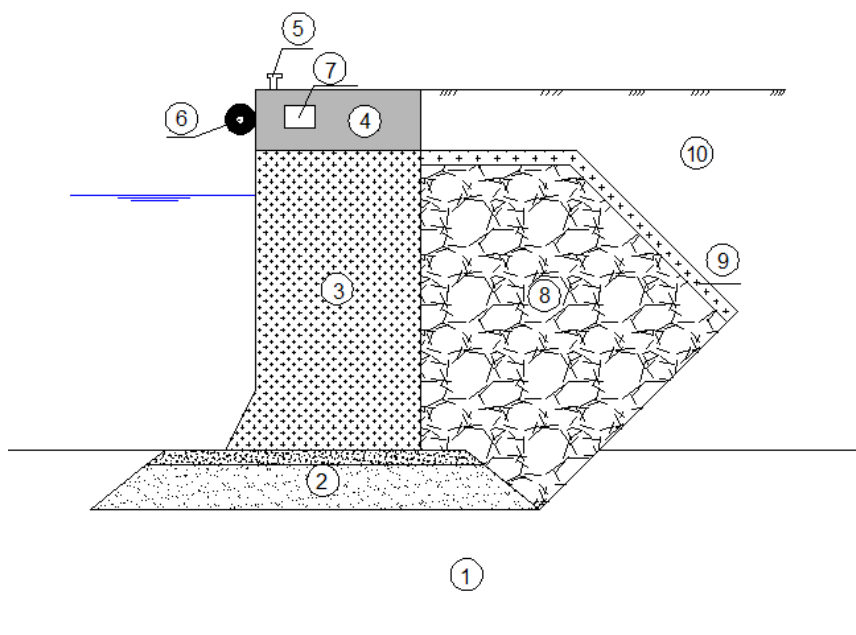


Figura 3.5 – Perfil-tipo de uma estrutura de acostagem gravítica

Em geral é constituída pelos seguintes elementos:

- Fundação Rochosa (1): Camada do terreno natural existente no local de construção da estrutura. Sofre uma preparação prévia de forma a receber o futuro cais através de dragagens ou desmonte de rocha com recurso a explosivos (abertura de uma vala);
- Prisma de enrocamento (2): Camada de material grosseiro previamente compactado com recurso a técnicas de vibrocompactação. Esse material vai ser colocado sobre a vala pré-existente e a sua regularização é feita recorrendo a mergulhadores contratados. Com a sua utilização é possível minimizar os volumes de betão, criar uma superfície plana onde a estrutura pode assentar e por outro lado serve para degradar os esforços transmitidos à estrutura;
- Corpo da estrutura (3): é constituído por uma das tecnologias já referidas anteriormente e representa a grande massa estabilizadora da estrutura;
- Superestrutura (4): Parcela de solidarização dos vários troços do cais. Para além disso confere uma superfície plana onde se efectuam os respectivos trabalhos portuários. Tem ainda uma função importante de estabilidade;
- Cabeços de Amarração (5): Permitem a fixação dos navios às estruturas de forma segura. Possuem configurações que variam com o tipo de navio e as forças por eles gerados. Deve-se prever que quando são atingidas determinadas forças de amarração, existe a possibilidade que os cabeços se desunam da estrutura principal para não colocarem em risco a segurança geral do conjunto;
- Defensas (6): Elementos de protecção ao choque, que tal como os cabeços de amarração, dependem das condições de acostagem e variam de caso para caso;
- Galeria Técnica (7): Instalação de sistemas de alimentação e de energia aos equipamentos e navios, redes de água e telefones;
- Prisma de Alívio (8): Volume de enrocamento aplicado sobre a face de tardoz da estrutura. Tal como o nome indica a sua principal função é minimizar os esforços sobre o paramento devido às sobrecargas superficiais. Este tipo de solos, por possuírem materiais de maiores dimensões, vai apresentar um ângulo de atrito mais elevado, comparativamente com o ângulo de atrito de uma areia ou um saibro. Esse motivo justifica a sua utilização ao invés de se aplicar um material único (aterro) no preenchimento de tardoz da estrutura. Visto que as sobrecargas geram forças sobre a estrutura com uma inclinação de cerca de dois terços do ângulo de atrito, naturalmente, para maiores valores de ângulos de atrito menor será a componente do ângulo horizontal da força gerada (e consequentemente maior a força vertical que será absorvida pelos estratos adjacentes). Para além disso, devido ao seu elevado número de vazios registado facilita a transição do nível freático entre ambas as faces.
- Filtro de Enrocamento (9): A sua principal função é evitar a fuga dos elementos finos do prisma de alívio. As consequências para a não existência dessa camada seria a ocorrência de erosão interna, isto é, a lavagem dos finos, e os espaços por estes deixados tendiam a ser substituídos por materiais de maior dimensão, provocando assentamentos vários que teria consequências nefastas à superfície da estrutura.
- Aterro (10): Última fase de construção que consiste no preenchimento, por material próprio (saibro por exemplo), das zonas escavadas até atingir a cota de projecto (cota do terraplano). Esse estrato será formado por sucessivas camadas previamente compactadas. A construção de uma camada implicada que a camada anterior tenha um grau de compactação de 95% comparativamente ao grau de máxima compactação registado em laboratório.

3.2.2. ESTRUTURAS EM CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA

As estacas-prancha são secções pré-fabricadas de madeira, betão armado ou aço, que se cravam (por percussão ou vibração), no solo, formando, por justaposição sequencial das juntas das secções adjacentes, as cortinas, planas ou curvas, destinadas a servirem de obras de retenção de água ou terrenos.

As estacas-prancha de madeira têm uma secção de espessura elevada e a extremidade inferior cortada em forma de cunha, de modo a proporcionar um encaixe perfeito. O uso deste material apresenta grandes limitações, tendo em conta o comprimento relativamente pequeno (na ordem dos 4 ou 5 metros), tempo de vida reduzido quando sujeito a variações de humidade e dificuldades de penetração em terrenos de rigidez mais elevada.

As estacas-prancha de betão armado possuem uma resistência mais elevada que as de madeira, contudo são mais pesadas e a sua cravação no terreno é mais difícil e delicada (no caso destas serem cravadas com martelos compreende-se naturalmente que as pancadas causem danos e fendas na estaca). As secções utilizadas para estas estacas são as rectangulares e em T, sendo que as ultimas suportam maiores solicitações na cortina.

As estacas-prancha em aço são as de uso mais corrente, pois para além do aço ser o material mais económico, existe uma grande variedade de secções transversais com uma larga gama de resistências. Em Portugal os perfis mais utilizados são os Larssen em forma de U. Estes perfis são fabricados com grande rigor sendo assim possível obter peças de características geométricas e estáticas com grande homogeneidade. As estacas-prancha de aço além de serem de mais fácil cravação e apresentarem boa estanquidade, podem também ser reutilizadas. A utilização deste sistema é normal em casos de alturas consideráveis, tornando-se caro para obras de menor vulto. As contrapartidas do uso deste material são comuns a todos os outros havendo dificuldade de penetração no caso de terrenos mais duros, dificuldade em manter a verticalidade e risco de dano no perfil na cravação.

No caso da sua utilização em estruturas de acostagem tem que se ter particular cuidado com a sua protecção já que estas estruturas estarão em contacto com meios muito agressivos que é o caso do meio marítimo, onde o problema da corrosão deve ser evitado ao máximo.



Fig. 3.6 -Utilização de cortinas de estacas-prancha: cais de acostagem (esquerda) e reforço das margens (direita)-[21].

3.2.3. ESTRUTURAS ASSENTES EM ESTACAS

Frequentemente, quando existem solos cujas camadas superficiais apresentam uma elevada compressibilidade, mas que, a partir de uma certa profundidade, apresentem camadas que possuam uma maior resistência, é indispensável betonar a obra a partir desse substrato.

Estes cais são constituídos por uma superestrutura apoiada por estacas, verticais ou inclinadas, assentes directamente na fundação rochosa.

Relativamente às estacas e considerando que este tipo de estruturas se encontra em meio marítimo, a sua betonagem é usualmente efectuada *in situ* recorrendo a cofragens metálicas. Após a implantação desses moldes às profundidades pretendidas o betão será colocado com particular cuidado. Este não deve ser excessivamente seco mas ter uma boa consistência plástica e a sua colocação será apoiada por tubos cilíndricos. No caso de a obra estar limitada em termos de orçamentação e tempo pode ser vantajoso a utilização de estacas pré-fabricadas. A sua colocação no terreno é feita por pressão, rotação ou vibração. Por esse motivo a sua extremidade possui usualmente uma secção mais larga que a restante extensão das estacas.

Neste tipo de estruturas os esforços verticais gerados à superfície são transmitidos através das estacas para a fundação, que tem um papel essencial de estabilidade da estrutura, enquanto os esforços horizontais serão transmitidos recorrendo a estacas cavalete, que serão as estacas inclinadas representadas na figura 6. O talude sob a forma de plataforma é protegido por um filtro – [6].

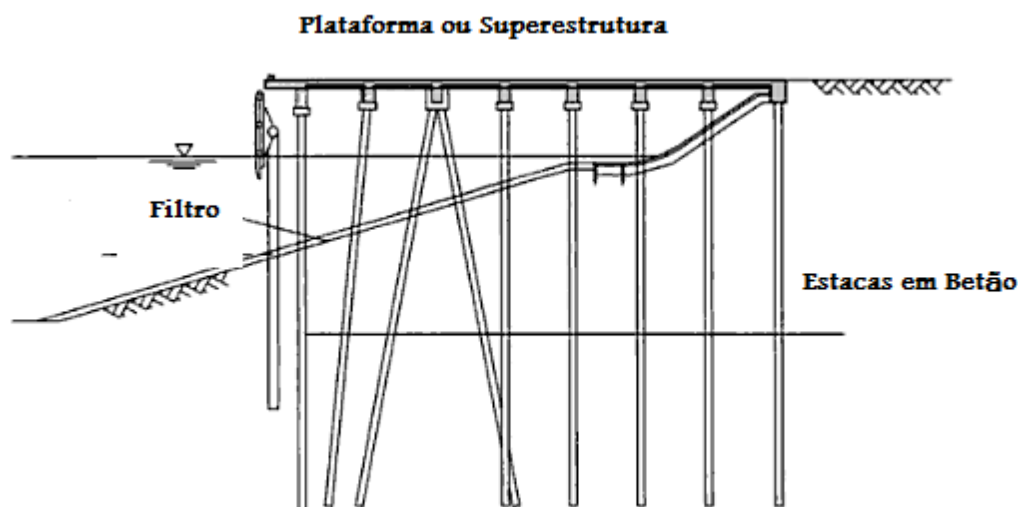


Fig. 3.7 – Cais em estacas. - [13].

Muitas vezes este tipo de estruturas também pode ter função de retenção de terrenos, estando muitas vezes associados a cortinas de estacas-prancha que desempenham esse papel e que podem, ou não, ser auxiliadas por sistemas de ancoragens.

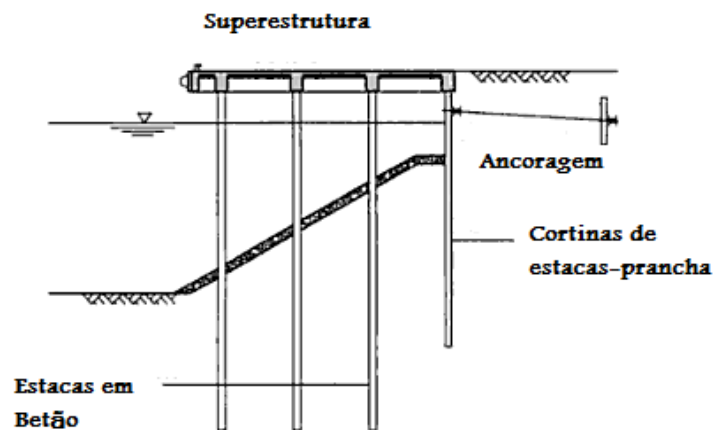


Fig. 3.8 – Cais em estacas com função de retenção de terras.

3.2.4. INFLUÊNCIA DOS FUNDOS ROCHOSOS NA ESCOLHA DA ESTRUTURA-TIPO

A selecção do tipo de cais a utilizar está directamente relacionada com as características geotécnicas do local onde irá ser assente. Assim, antes de se proceder à selecção do tipo de estrutura, é necessário realizar varias sondagens de forma a caracterizar convenientemente os solos no local. Essas sondagens devem avaliar:

- A capacidade de resistência do terreno;
- A compressibilidade do terreno, possíveis assentamentos (instantâneos ou a médio/curto prazo) e a sua consolidação;
- A sua coesão e a maior ou menor facilidade que estes têm em ser escavados.

Sendo assim é necessário fazer uma caracterização dos tipos de solos mais comuns e qual o tipo de estruturas mais aconselháveis para cada caso, tendo sempre presente que a selecção varia de caso para caso.

3.2.4.1. Terrenos Compactos e Incompressíveis

De uma forma geral são bons terrenos onde se pode utilizar uma solução gravítica. São solos duros e compactos, tipo rocha, e podem ser constituídos por uma camada fina de sedimentos assentes sobre eles. Por serem incompressíveis, são solos que reagem bem à acção de cargas e não se verifica a existência de grandes consolidações posteriores após a aplicação das mesmas. Estes terrenos estão usualmente associados a muros gravíticos de blocos.

Outro factor a considerar é a relação entre o calado natural da zona e o calado para a estrutura a dimensionar, que pode ter influência no tipo de estrutura a definir. Se ambos os calados forem compatíveis opta-se naturalmente pelos muros gravíticos. Caso o calado natural seja muito maior que o dimensionado, é recomendado o uso de cortinas estacas-prancha, e neste caso terá que se ter em atenção a dureza da fundação. – [11].

3.2.4.2. Terrenos Soltos de Baixa Compressibilidade

As estruturas gravíticas são neste caso também recomendadas, já que a baixa compressibilidade do terreno assegura a ausência de assentamentos posteriores. A sua resistência apesar de ser aceitável, não é tão boa

como a dos solos anteriores. Desta forma a utilização de cais em caixão será a escolha mais adequada para este tipo de fundação. Podem sempre utilizar-se blocos gravíticos desde que estes possuam dimensões inferiores aos anteriores.

A escolha final deve ser efectuada com base num estudo prévio de análise dos movimentos dos materiais dos fundos, movimentos esses que poderiam por em risco a estabilidade da estrutura. Para situações onde seja previsível a ocorrência de grandes assentamentos deve optar-se por uma estrutura em estacas.-[11].

3.2.4.3. Terrenos Heterogéneos

São terrenos caracterizados por uma grande variabilidade de camadas, constituídos por diferentes estratos, de diferentes espessuras e por consequência de compacidade variável. É o caso dos solos sedimentares.

Nesse sentido há que realizar estudos das camadas mais superficiais para analisar as possibilidades de substituição dos mesmos por outro material mais adequado. A viabilidade de se construir uma estrutura neste tipo de condições varia com a espessura da camada a substituir e também com as características da camada anterior à removida, e a forma como esta se comporta na presença da camada de substituição.

De qualquer forma é automaticamente eliminada a utilização de muros de gravidade, dada a baixa resistência do terreno e a gama de assentamentos que se iria verificar – [11].

3.2.4.4. Terrenos brandos

São solos de grandes espessuras e de compacidade nula. São vulgarmente solos argilosos, que se caracterizam mecanicamente pela sua baixa resistência e por assentamentos por consolidação enormes.

Para este tipo de solos são utilizados cais que recorram à tecnologia das estacas (cais assentes sobre estacas ou cais em cortinas de estacas-prancha) –[11].

3.2.5. IMPORTÂNCIA NA SELECÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS EM CAIS DE ACOSTAGEM

Uma selecção apropriada de materiais, com respeito pelas condições ambientais, constitui uma mais-valia nas construções marítimas.

De uma forma os materiais a utilizar numa estrutura de acostagem devem respeitar as seguintes características:

- Estruturais: como a densidade, resistência, ductilidade e resistência ao impacto devem ser características presentes nos materiais de forma a garantir a estabilidade das estruturas;
- Durabilidade: devem assegurar uma resistência natural às acções agressivas do ambiente marítimo e outros agentes de deterioração, bem como às medidas necessárias de manutenção a longo termo.
- Compatibilidade: os materiais seleccionados devem garantir a compatibilidade física, química e estrutural na interacção com outros materiais.
- Custos e disponibilidade: neste aspecto é necessário ter em atenção os factores de transporte, manuseamento, investimento inicial, manutenção a longo prazo, disponibilidade de material com as características pretendidas e de equipamentos para os transportar e manobrar.

De uma forma geral uma boa selecção de materiais é o primeiro passo para serem atingidos os objectos propostos para a obra. Contudo materiais de melhor qualidade, acarretam custos de investimentos maiores

e, nem sempre, são traduzidos por custos de manutenção proporcionalmente inferiores aos de menor qualidade. Cabe ao projectista otimizar a selecção dos mesmos para, por um lado, se obter uma estrutura segura e, por outro, evitar custos avultados. – [14].

3.3.DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM GRAVÍTICAS

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O dimensionamento de uma estrutura de acostagem gravítica é em tudo semelhante a uma estrutura de suporte de terra. Ambas são constituídas por um paramento vertical, em rocha ou betão, cuja principal função se centra na retenção de terras adjacentes e onde o peso próprio da estrutura desempenha um papel de estabilidade primordial. Contudo, uma estrutura de acostagem tem um papel mais abrangente, não se limitando apenas a conter a acção do terreno já que tem que garantir a segurança na acostagem de navios bem como possibilitar que os trabalhos de cariz portuário sejam realizados, sem que isso ponha em perigo a estabilidade do conjunto.

De uma forma geral podem-se definir dois tipos de acções sobre a estrutura, as acções activas e as acções passivas. Sempre que temos a geração de forças que tendem a “empurrar” o cais do sítio onde está implantado, estamos perante acções com carácter activo. Se pelo contrário temos elementos que estão a ser “empurrados” pelo muro, neste caso estamos perante a formação de acções passivas.

Sendo assim, as principais acções a que este tipo de estruturas vão estar sujeitas ao longo da sua vida útil serão:

1. Acções do Terreno;
2. Sobrecargas (Máquinas, Contentores, Edifícios, etc);
3. Acções Hidrostáticas;
4. Acções Sísmicas;
5. Forças de Amarração dos Navios;
6. Acções dinâmicas (Maré, correntes e acção do vento);
7. Ancoragens;
8. Forças de Acostagem.

Assim sendo o primeiro passo para se definir uma estrutura de acostagem passa por se definir e quantificar, de forma o mais realista possível a acção das cargas sobre a estrutura que se pretende conceber.

3.3.2.ACÇÃO DO TERRENO E SOBRECARGAS

3.3.2.1.Método de Rankine

A teoria de Rankine é válida para paramentos verticais que retenham uma camada de solo de superfície horizontal. Segundo essas condições, as tensões principais serão activadas nas porções de solo em contacto com o muro de suporte conduzindo à geração de forças quer verticais quer horizontais. Considerando que as tensões horizontais e verticais são proporcionais, essa relação é designada por coeficiente de impulso (activo ou passivo) – [3].

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (3.1)$$

Considerando agora um solo com peso volúmico γ , profundidade h , e ângulo de atrito ϕ , o diagrama de pressões é do tipo triangular e linearmente crescente em profundidade, isto é,

$$\sigma'_h(h) = K\sigma'_v(h) = K\gamma h \quad (3.2)$$

Com um coeficiente de impulso activo) igual a:

$$K = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.3)$$

em que ϕ' representa o ângulo de atrito do material.

A resultante do diagrama de pressões define-se por Impulso activo das terras e calcula-se integrando o diagrama de pressões em função da profundidade h :

$$I = \int_0^h K\sigma'_v dz = \int_0^h K\gamma z dz = \frac{1}{2}K\gamma h^2 \quad (3.4)$$

e que se define a acção do terreno sobre o paramento, figura 3.9.

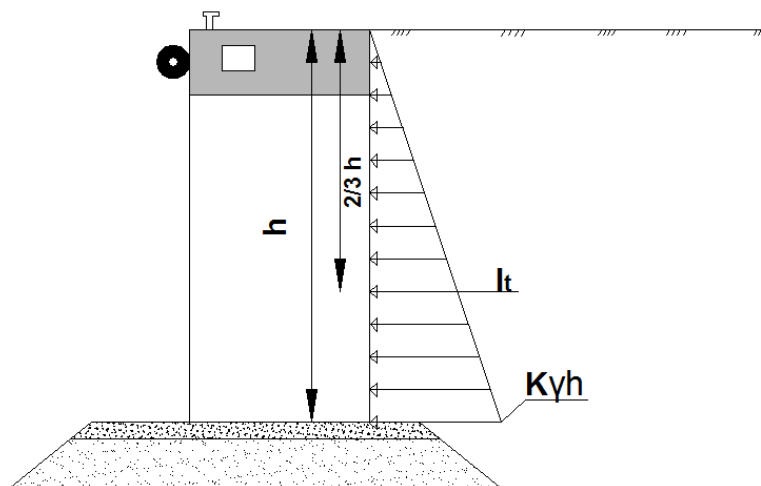


Fig. 3.9 – Diagrama de Pressões do terreno sobre uma estrutura de acostagem.

O ponto de aplicação do impulso estará a $2/3 h$ em relação à superfície.

A existência de sobrecargas vai gerar, sobre o terreno onde esta actua, um diagrama de pressões rectangular em profundidade. Assim sendo, as tensões geradas por uma sobrecarga uniformemente distribuída (fig. 3.10) vão serão definidas pela seguinte expressão:

$$\sigma'_h(z) = K\sigma'_v(z) = K\gamma z + Kq \quad (3.5)$$

Integrando o diagrama de pressões em profundidade, de forma a obter-se a respectiva resultante, I_q , teremos.

$$I_q = Kqh \quad (3.6)$$

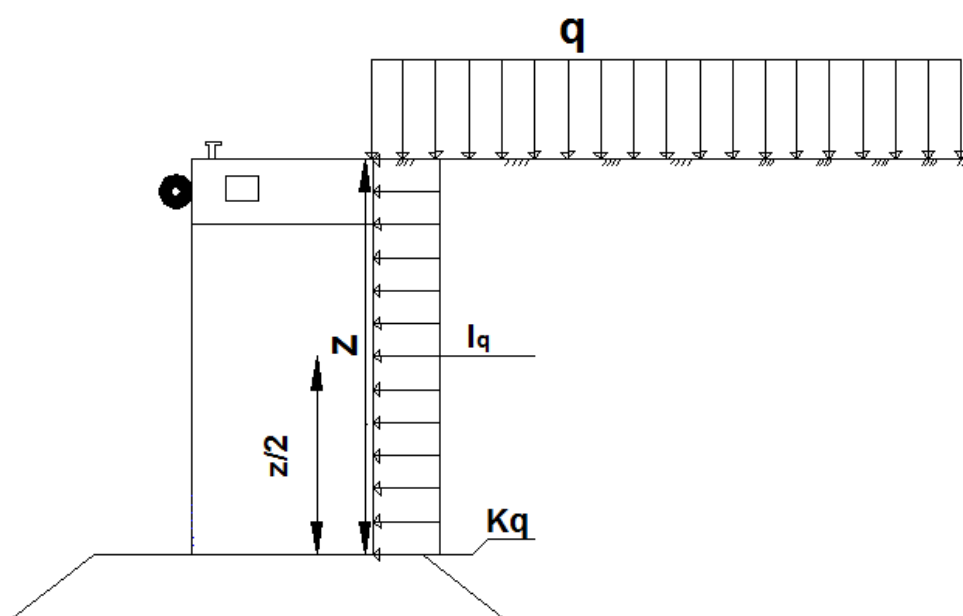


Fig. 3.10 – Diagrama de Pressões das sobrecargas sobre uma estrutura de acostagem.

Essa resultante estará localizada a uma profundidade $h/2$, como seria de esperar.

Para além das sobrecargas actuantes no terreno, existem ainda sobrecargas sobre o muro de acostagem. Essas sobrecargas são essencialmente geradas pela acção do movimento dos pórticos de apoio à movimentação das matérias-primas transportadas por meio marítimo. O facto de esses esforços serem gerados sobre o muro não se vai traduzir por um resultante horizontal sobre o muro, como a sobrecargas acima debatidas, mas sim numa resultante vertical sobre a superestrutura do cais. Apesar de ser um esforço que terá maior influência sobre o dimensionamento interno da superestrutura, a sua acção não pode ser desprezada pois é favorável ao derrube da estrutura (ver 3.4.7.1).

Outro aspecto particular no cálculo de pressões de maciços é quando estamos perante maciços estratificados, em que cada um tem um respectivo peso volúmico e ângulo de atrito distintos. Este cenário é muito comum, pois como já foi referido anteriormente, estas estruturas são caracterizadas pela existência de uma camada de enrocamento (prisma de alívio) e outra de solo granular. – [3].

Como se pode analisar pela figura 3.11 a pressão no ponto imediatamente acima da separação dos estratos vale $K_1\gamma_1h_1$. No cálculo das pressões correspondentes ao estrato 2, o estrato 1 pode ser definido por uma sobrecarga uniformemente distribuída de valor γ_1h_1 , resultando assim um diagrama uniforme sobre o paramento de valor $K_2\gamma_1h_1$. O estrato 2 gerará por sua vez um diagrama com a forma triangular de valor $K_2\gamma_2h_2$.

Note-se ainda que os vários estratos ao possuírem pesos volúnicos e ângulos de atritos diferentes, o valor de K será naturalmente diferente também, daí a figura 3.11 apresentar uma descontinuidade entre estratos. Este é um caso muito corrente em estruturas deste tipo já que, como tem vindo a ser focado, já as estruturas estão sujeitas à acção conjunta quer das camadas de aterro quer do prisma de alívio – [3].

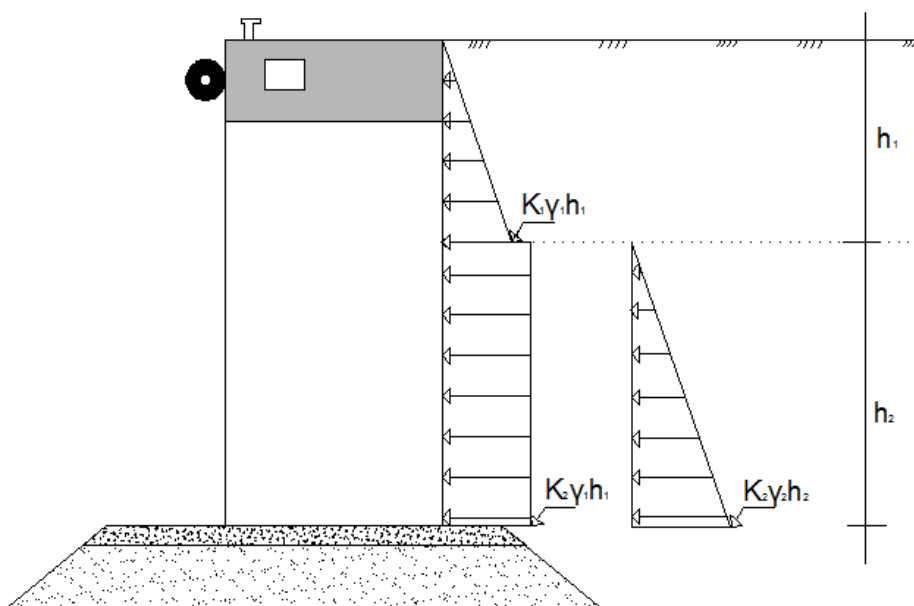


Fig. 3.11 – Diagrama de Pressões em terrenos estratificados sobre uma estrutura de acostagem.

3.3.3.PRESSÕES HIDROSTÁTICAS

Antes de se iniciar a análise das pressões hidrostáticas é importante ter algumas noções bem presentes. Como se sabe o nível da água do mar não é constante, ela vai sofrendo alterações rítmicas ao longo do dia. Esse fenómeno é designado por maré. As marés são influenciadas por fenómenos cósmicos (atração entre a Lua e o Sol) mas também pela influência dos ventos e variações de pressões. Quando o nível da água está a descer diz-se que a maré está na “vazante” e ao atingir o nível mínimo designa-se por “baixa-mar”. Atingido esse instante o nível da água torna a subir, isto é, a maré está em “fluxo”. Preia-mar é o instante em que a maré atinge o nível mais alto. Em Portugal, a diferença de cotas máxima entre a “baixa-mar” e preia-mar é de sensivelmente 4 metros, mas existem zonas do globo onde essa diferença pode chegar aos 19 metros, daí o facto de este fenómeno ser importante – [11].

Associado ao fenómeno das marés é de referir a noção de zero hidrográfico. Este representa o nível mais baixo atingido pela “baixa-mar”, por vezes com uma certa folga (um pé). Nos portos, todas as cotas são referidas em relação a este valor e não ao nível médio. A sua importância prende-se com a selecção das rotas por partes dos navios mercantis, já que com o seu conhecimento é possível saber a compatibilidade do porto com o calado dos navios.

Assim sendo, as pressões hidrostáticas vão variando consoante as marés. O nível do mar vai portanto, variar no máximo desde a cota +0 (ZH) até à cota +4 (ZH).

A acção da água do mar sobre as estruturas e todos os seus elementos, segue a lei hidráulica segundo a qual a pressão é proporcional à profundidade.

$$\sigma_w = \gamma_w z \quad (3.7)$$

em que z representa a profundidade em metros e γ_w a massa volúmica da água salgada, que geral é considerado igual a $10,25 \text{ kN/m}^2$.

Ao contrário dos maciços terrosos, a pressão hidrostática actua uniformemente em todas as direcções, daí o facto do conceito de coeficiente de impulso não se aplicar. Outro aspecto a ter em conta é o facto da água se deslocar por entre os poros existentes por baixo da estrutura (fundação) devido à existência de vazios significativos, ocorrendo o chamado fluxo de água, que são condicionados pela profundidade, ondulação e a percentagem de vazios da fundação. Sabendo que as estruturas de acostagem estão ligadas a um estrato posterior constituído por blocos de enrocamento, que possuem enorme quantidade de vazios, é fácil de compreender que a acção da água se vai sentir em ambas as faces da estrutura, gerando-se movimentos de água entre as faces através da fundação. Assim, vai ocorrer um desfasamento do nível da água entre ambas as faces já que as partículas de água não vão ter a mesma liberdade de movimento entre os vazios do prisma de alívio e fundação que teriam caso estes não existissem. Para efeitos de cálculo considera-se um desfasamento de 0,5 metros. A existência de fluxos de água ao longo dos paramentos laterais da estrutura vai gerar obrigatoriamente subpressões que não podem ser de nenhuma forma desprezadas. As subpressões terão a forma trapezoidal onde as bases desse diagrama correspondem as pressões verificadas em ambas as faces do paramento (figura 3.12) – [11].

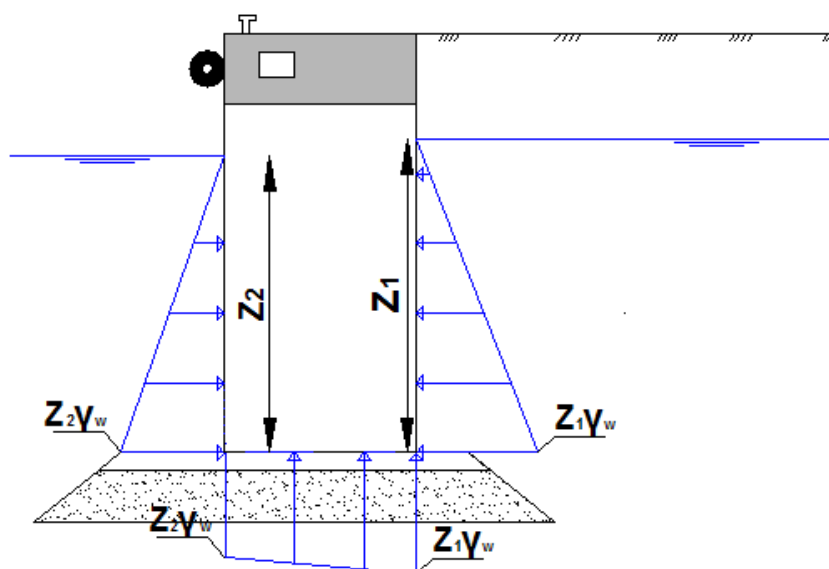


Fig. 3.12 – Diagrama de pressões e supressões hidrostáticas sobre uma estrutura de acostagem.

Do lado de tardo (onde temos a acção conjunta da água e do maciço), o problema pode ser tratado como se existissem dois estratos, um acima do nível da água cujo peso volúmico seria correspondente ao do material, γ , e outro abaixo do nível freático de peso volúmico γ' (peso volúmico submerso). Significa isto que se o maciço, ou parte dele estiver submerso as pressões do terreno decresce. Contudo, para além das pressões do terreno terão que se adicionar as pressões hidrostáticas, sendo o impulso total (solo mais água) substancialmente maior do que no caso de inexistência de água.

A figura 3.13 esquematiza o processo de cálculo. No diagrama (1) temos a acção do solo até ao nível da água que a partir deste actua como se de uma sobrecarga se tratasse e cujo valor será igual a $K\gamma z_1$. O diagrama (2) representa o diagrama de pressões do solo submerso, que é naturalmente triangular, igual a $K\gamma'z_w$ e por fim, o diagrama (3) que se refere às pressões hidrostáticas – [3].

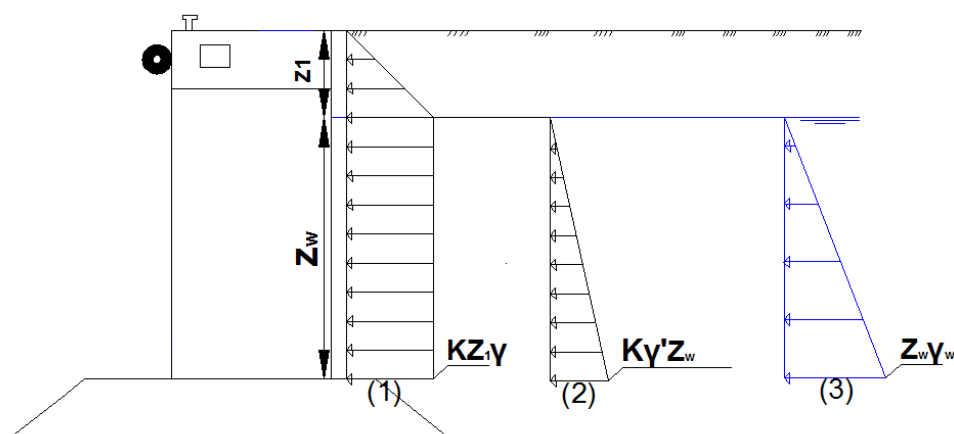


Fig. 3.13 – Diagrama de pressões em estratos submersos em estruturas de acostagem.

3.3.4. ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica deve fazer parte do dimensionamento das estruturas de acostagem se estas se encontrem numa área sismograficamente activa.

Estas acções vão-se manifestar na estrutura pela adição de forças actuantes sob o centro de gravidade da estrutura. Essas forças bidimensionais, são obtidas multiplicando o peso da estrutura, W , por um coeficiente adimensional, $|k|$, que representam os coeficientes sísmicos (horizontal e vertical). Considera-se portanto um sistema pseudo-estático baseado no princípio de d'Alembert, e essas forças fictícias são designadas por forças de inércia. Os coeficientes de atrito variam usualmente entre 0,05 e 0,25 de acordo com a região onde as estruturas vão ser construídas.

A acção sísmica sobre uma estrutura pode ter consequências nefastas, levando mesmo à rotura da mesma. Desta forma devem ser estabelecidos procedimentos de dimensionamento, de acordo com padrões internacionais e guias de dimensionamento baseados no factor de risco da estrutura. Os requisitos para uma estrutura de acostagem são em função do risco da acção sísmica para a vida da estrutura, as operações portuárias, etc. – [3].

3.4.5. FORÇAS DE AMARRAÇÃO E O EFEITO DAS ACÇÕES DINÂMICAS (VENTO E ONDULAÇÃO)

A magnitude das pressões que os navios exercem sobre o cais está directamente relacionada com as dimensões do mesmo, a sua velocidade de aproximação, o sistema de absorção do impacto (defensas) e da elasticidade do barco e do cais.

Os esforços gerados na manobra de acostagem deve também contar sempre com a influência dos ventos e da ondulação sobre o navio, já que estes fenómenos tendem a separá-lo ou a juntá-lo ao cais. No primeiro caso geram-se esforços de tracção sobre os cabeços de amarração, enquanto o segundo caso vai gerar esforços de compressão que serão transmitidos ao muro por acção das defensas que irão absorver uma percentagem através da sua elasticidade.

A quantificação da força de amarração recorre habitualmente à fórmula de Newton:

$$f = K \cdot \frac{d \cdot s}{2g} \cdot V^2 \quad (3.8)$$

em que, f representa a força de Amarração (kN),

s a superfície do navio sujeita à acção do vento ou superfície do navio sujeita à acção das correntes (m^2),

d a densidade específica do ar (0,13) ou do mar (0,105)

V a velocidade do vento a uma altura de 10m, ou velocidade da corrente a uma dada profundidade (m/s)

K o coeficiente de forma igual a 1,3 (segundo Hoerner) – ângulo entre a direcção do vento ou corrente com a normal do cais.

A fórmula de Newton e apenas uma forma de tentar quantificar os esforços gerados pela acostagem dos navios num cais de acostagem. Para além desta existem ainda os métodos estatísticos, métodos físicos ou métodos matemáticos, cabendo ao projectista a escolha do método mais apropriado a cada situação – [14].

3.4.6. ANCORAGENS

As ancoragens são utilizadas em estruturas deste tipo quando se verifica a existência de escavações muito significativas e as tensões geradas pelo terreno são muito elevadas, ou quando o muro apresente deformações incompatíveis com as exigências do projecto.

De uma forma geral as ancoragens são armaduras constituídas por um entrançado de fios de aço de elevada resistência (cabos), inseridas no terreno com uma dada inclinação e profundidades previstas em projecto, envolvida em calda de cimento injectada a alta pressão (bolbo de selagem) na zona de amarração. Esta armadura após tensionamento permite de forma eficiente resistir às pressões induzidas pelo terreno na estrutura.

Para efeitos de cálculo de análise, a ancoragem apresenta-se como uma força pontual localizada sobre o cabeço de amarração da estrutura, com a inclinação dos cabos e com sentido contrário à do impulso do terreno.

3.4.7. ENERGIA DE ACOSTAGEM

As operações de acostagem de um navio provocam, sobre uma estrutura de acostagem, um impacto significativo que se traduz na aplicação de forças horizontais de grande impacto sobre a mesma. Deste modo, para proteger, quer a estrutura quer o próprio navio é necessário prever-se a existência de um sistema de defensas apropriado para cada caso.

Assim, elas devem ser dimensionadas de forma a, por um lado conseguir sustentar a energia transmitida pelos navios sem cederam e, por outro, não exceder o máximo de tensão exercida sobre o muro. Deste modo é essencial quantificar a força de acostagem de um navio.

A sua quantificação é feita tendo em conta os navios de projecto, que é definido pelo maior navio passível de acostagem no cais em estudo. A energia a absorver por cada defesa, em condições normais de acostagem (E_d), será definido a partir do método cinético clássico presente na seguinte expressão – [19]:

$$E_d = \frac{1}{2} MV^2 C_e C_m C_s C_c \quad (3.9)$$

Em que E_d representa a energia de acostagem em MJ, M a massa do navio de projecto (deslocamento em toneladas), V a velocidade de aproximação do navio em m/s, C_e o factor de excentricidade, C_m o factor de massa virtual, C_s o factor de rigidez relativa ao casco do navio e C_c o factor de configuração da estrutura de acostagem – [19].

A velocidade de aproximação de um navio é definida como sendo a velocidade que o navio atinge antes do instante em que embate contra a defesa e é medido na direcção vertical à estrutura, e dependerá da maior ou menor facilidade da manobra de acostagem, da exposição do cais e do tamanho do navio. Em termos da maior ou menor facilidade da manobra define-se as condições em cinco categorias – [19].

a	Fácil acostagem, abrigada
b	Difícil acostagem, abrigada
c	Fácil acostagem, exposta
d	Boa acostagem, exposta
e	Difícil acostagem, exposta

Fig. 3.14 – Tipos de manobras de acostagem – [19].

Segundo o *PIANC, the world association for waterborne transport Infrastructure*, e por razões de segurança, deve-se assegurar uma velocidade nunca inferior a 0,15 m/s.

O coeficiente de excentricidade, C_e , depende da fracção de energia cinética dispendida durante o movimento de rotação no processo de acostagem. O seu valor é calculado pela fórmula:

$$C_e = \frac{K^2 + (R^2 \cos \gamma^2)}{K^2 + R^2} \quad (3.10)$$

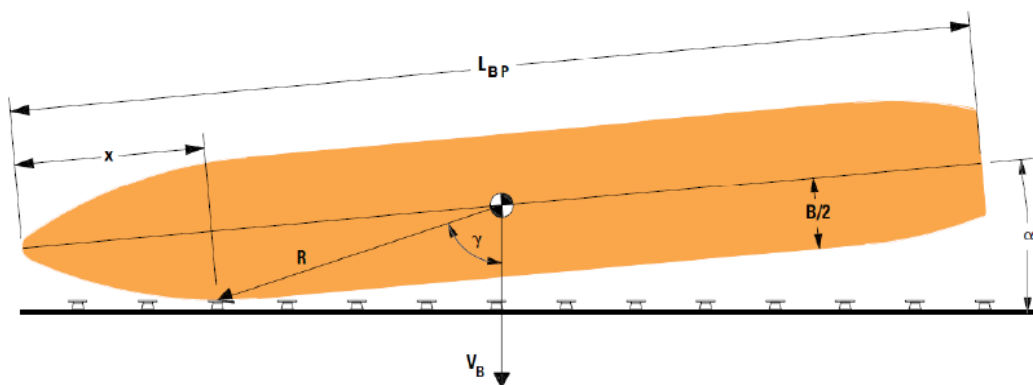


Fig. 3.15 – Parâmetros de cálculo utilizados na obtenção do coeficiente de excentricidade – [19].

Em que K representa o raio de giração do navio, R a distância entre o centro de inércia do navio até ao ponto de impacto e γ o valor do vector da velocidade angular.

Tipicamente para um sistema de defensas contínuas C_e varia entre 0,5 e 0,6 enquanto um duque d’Alba de Acostagem pode assumir valores na ordem dos 0,7 a 0,8 – [12].

Quando um navio atinge uma defesa, não tem que haver apenas uma desaceleração do próprio navio mas também alguma massa de água em redor. À medida que o navio vai parando, o efeito da água ao empurrar o navio vai tender a aumentar a sua massa aparente. Este fenómeno está associado ao coeficiente de massa virtual C_m .- [19].

Existem muitos métodos capazes de determinar esse coeficiente, mas o mais utilizado é o Método Vasco da Gama e define-se pela fórmula:

$$C_m = 1 + \frac{2D}{B} \quad (3.11)$$

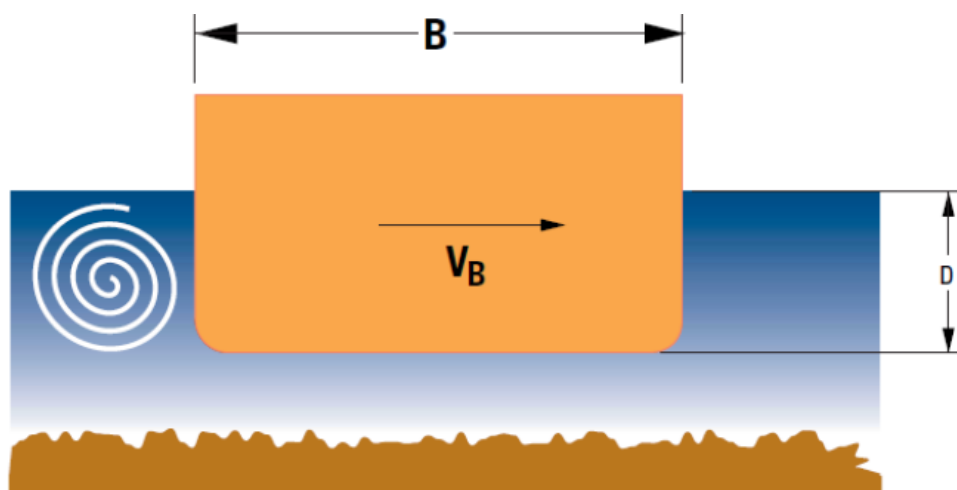


Fig. 3.15 – Parâmetros utilizados no cálculo do coeficiente de massa virtual – [19].

O factor de rigidez relativa ao casco do navio (C_s), está relacionado com a fracção da energia cinética que é gasta na deformação elástica do casco da embarcação sob efeito das pressões de contacto com a defesa, e depende da relação entre a rigidez da defesa e a rigidez do casco da embarcação – [19].

O factor de configuração da estrutura (C_c) está relacionado com o efeito de acumulação de água entre o navio e o cais. O valor de C_c também será afectado pelo ângulo de acostagem do navio. Se esta for superior a cerca de 5° C_c deve ser tomado igual à unidade. – [19].

3.4.7. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O dimensionamento deste tipo de estruturas consiste, na prática, num processo iterativo que se inicia com uma estrutura com uma geometria base e se procede: i) à estimativa dos impulsos actantes (ver 1.2); ii) às verificações de segurança em relação aos diversos estados-limites. Assim, a geometria do muro vai sendo ajustada ao longo deste processo até se atingir a estrutura final de projecto. Esta estrutura terá obrigatoriamente que representar uma boa solução quer estrutural quer economicamente.

Tipicamente a instabilidade de uma estrutura de acostagem é manifestada em função da menor resistência que esta possui em relação aos mecanismos de rotura que podem apresentar. Para os objectivos do trabalho apenas vão ser descritos três tipos distintos desses mecanismos de rotura: 1) rotura por derrube; 2) rotura por escorregamento da base; 3) Rotura pela fundação – [3].

3.4.7.1. Derrube

A rotura por derrube ocorre quando a estrutura, sob a acção combinada dos impulsos das terras e do impulso hidrostático, roda em torno da aresta exterior da sua base. Contrariam esta rotação o peso próprio da estrutura e as pressões hidrostáticas na face de acostagem.

A figura 3.16 faz referência às acções a ter em conta para a análise da estabilidade ao derrube.

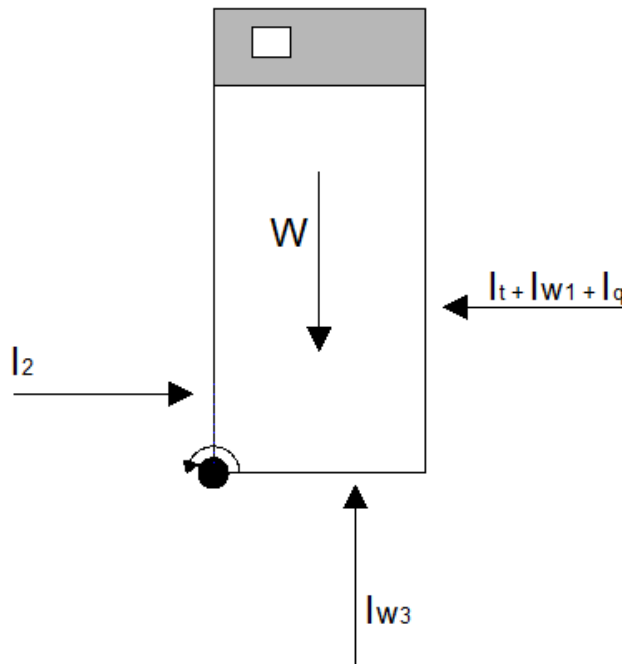


Fig. 3.16 – Esquema do fenómeno do derrube.

Assim sendo define-se como momento derrubador o momento gerado pelo impulso do terreno, I_t , somado com o momento gerado pelo impulso hidrostático na face de tardo, I_{w1} e na base do muro, I_{w3} , juntamente com o impulso gerado pelas sobrecargas à superfície (estáticas, I_q^{est} , e rolantes, I_q^{rol}),

$$M_{ins} = I_t \cdot a + I_{w1} \cdot \frac{h_{w1}}{3} + I_q^{est} \cdot b + I_q^{rol} \cdot c + I_{w3} \cdot d \quad (3.12)$$

Os momentos estabilizadores são os momentos gerados pelo peso próprio da estrutura, W , e pela acção do impulso hidrostático na face de acostagem, I_{w2} ,

$$M_{est} = W \cdot e + I_{w2} \cdot \frac{h_{w2}}{3} \quad (3.13)$$

Os valores de a, b, c, d e e representam os receptivos braços das deferentes acções relativamente ao ponto de derrube da estrutura (figura 3.16)

O coeficiente de estabilidade global da estrutura para o fenómeno do derrube é caracterizado pelo quociente entre estes dois momentos,

$$FS_{der} = \frac{M_{est}}{M_{inst}} \quad (3.14)$$

O factor de segurança exigido para este fenómeno é no mínimo de 2.0 para cargas frequentes e 1.5 para cargas extraordinárias ou cargas temporárias.

3.4.7.2. Escorregamento pela Base

No fenómeno do escorregamento pela base, a estrutura experimenta uma translação para o exterior provocada pelas acções conjuntas do impulso do terreno e pelo impulso hidrostático. A força que se opõe a estas acções desfavoráveis à estabilidade da estrutura reside no atrito mobilizado entre a base do muro de acostagem e o maciço da fundação e a acção hidrostática da face de acostagem.

Deste modo o factor de segurança da estrutura global pode ser definido pela expressão 3.15:

$$FS_{esc} = \frac{W \cdot \tan \delta_b}{I_t + I_q + I_{w1} - I_{w2}} \quad (3.15)$$

O factor mínimo de segurança no que diz respeito ao escorregamento é considerado de 1.5 para cargas frequentes e 1.3 para cargas extraordinárias ou cargas temporárias.

Outro cenário que pode ocorrer encontra-se no caso dos cais constituídos por blocos, onde é passível de ocorrer o destacamento ou possível escorregamento de alguns dos seus blocos mais superficiais.

Assim para além do dimensionamento para a situação de funcionamento do cais como uma estrutura conjunta, é necessário proceder à verificação da estabilidade bloco a bloco. Em termos de cálculo o funcionamento é similar ao que foi descrito no presente ponto.

3.4.7.3. Análise das Tensões na Fundação

Quando a resultante das forças actuantes, R, passa pelo núcleo central da base, o diagrama de pressões do terreno sobre a base da estrutura (por aproximação) um trapézio. O terreno estará, pois, submetido apenas a tensões de compressão (ver figura 3.17). As equações de equilíbrio serão as seguintes:

$$\sigma_1 = \frac{V}{b} + \frac{6e}{b} \quad (3.16)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} - \frac{6e}{b} \quad (3.17)$$

em que σ_1 e σ_2 representam as tensões máximas e mínimas, respectivamente; R_v , o somatório das forças verticais actuantes na estrutura; e , a excentricidade da resultante das forças relativamente ao núcleo central da estrutura de acostagem; b comprimento da base da estrutura.

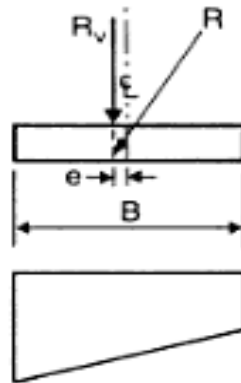


Fig. 3.17 – Diagrama de Pressões do terreno sobre a base de uma estrutura de acostagem – [5].

Relativamente às equações de cálculo das tensões sobre o terreno podem ser agrupadas numa única fórmula:

$$\sigma = \frac{V}{b} \pm \frac{6e}{b} \quad (3.18)$$

Com $M = V \cdot e$ e designando por W o momento resistente da base (de área $S = b \cdot 1$) em relação ao eixo baricêntrico:

$$W = \frac{b^3/12}{b/2} = \frac{b^2}{6} \quad (3.19)$$

Obtém-se,

$$\sigma = \frac{V}{S} \pm \frac{M}{W} \quad (3.20)$$

que é a conhecida fórmula da flexão composta.

A condição a satisfazer é que a maior das pressões seja menor ou igual à pressão admissível pelo terreno.

3.4.7.4. Análise de estabilidade utilizando o método dos coeficientes parciais de segurança.

Até agora foi abordada a forma mais tradicional de análise de estabilidade das estruturas de acostagem, o método dos coeficientes globais de segurança. Como ficou claro, esta análise consistia em atribuir igual peso a todas as acções actuantes no conjunto, quer estabilizadoras quer destabilizadoras. A verificação de

estabilidade era aceite sempre que a relação entre os efeitos estabilizadores e destabilizadores assumissem um valor sempre superior à unidade, ou seja, assumia-se uma margem de segurança para efeitos não previstos em projecto.

Com o aparecimento dos eurocódigos começou-se a adoptar uma abordagem de cálculo mais similar com as estruturas propriamente ditas, filosofia essa que se designa por método dos coeficientes parciais de segurança. Neste método de cálculo o que se pretende é a majoração dos efeitos nefastos à estrutura e a minoração dos efeitos que a estabilizam, ou seja, as acções consideradas em projecto serão superiores às que na realidade vão actuar na estrutura, e as acções que conduzem à estabilidade da estrutura serão por sua vez inferiores às registadas na realidade. Assim, são sempre considerados com valores fictícios actuantes e resistentes.

Em Portugal, na análise de dimensionamento das estruturas de acostagem adoptam-se critérios de verificação de segurança em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização preconizadas na regulamentação portuguesa de estruturas:

- RSA – Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;
- REBAP – Regulamento de estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;
- NP EN 206 – Betão. Especificação, desempenho, produção e conformidade.

Têm-se ainda em consideração algumas das disposições constantes dos Eurocódigos estruturais, nomeadamente:

- EN 1992-1-1- (2004) “Eurocode 2 : Design of Concrete Structures – Part 1.1 :General rules and rules for buildings”;
- prEN 1997-1 (2004) “Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1 :General rules”.

Assim, a equação que traduz a segurança em relação aos Estados Limites de equilíbrio tem como condição:

$$S_d \leq R_d \quad (3.21)$$

Em que S_d e R_d designam respectivamente os valores de dimensionamento dos esforços actuantes e esforços resistentes, com a seguinte combinação fundamental:

$$S_d = \sum \gamma_G S_{Gi,k} + \gamma_Q \sum S_{Qj,k} \quad (3.22)$$

Em que $S_{Gi,k}$ representam os esforços resultantes de acções permanentes consideradas com o seu valor característico e $S_{Qj,k}$ os esforços resultantes das restantes acções variáveis tomadas com os seus valores característicos.

Para o efeito utilizam-se os coeficientes de segurança regulamentares γ_G e γ_Q , respectivamente para acções permanentes e variáveis que são os seguintes:

Quadro 3.1 – Coeficientes de segurança parciais – [18].

	γ_G	γ_Q
Acções permanentes para a estrutura em serviço	1,1 ou 0,9	-
Acções permanentes na fase construtiva	1,0	-
Acções variáveis para a estrutura em serviço	-	1,5 ou 0
Acções variáveis na fase construtiva	-	1,1 ou 0

A segurança em relação aos estados Limites Últimos é feita em termos de esforços com base nas condições anteriormente abordada ($S_d \leq R_d$), onde se considera a seguinte equação fundamental:

$$S_d = \sum \gamma_{gi} S_{Gi,k} + \gamma_q [S_{Qi,k} + \sum \psi_{0j} S_{Qj,k}] \quad (3.23)$$

Em que $S_{Gi,k}$ representa os esforços resultantes de acções permanentes, consideradas com o seu valor característico, $S_{Qj,k}$ os esforços resultantes das restantes acções variáveis, tomadas com os seus valores característicos e $S_{Qi,k}$ os esforços resultantes da acção variável base, tomada com o seu valor característico.

Para o efeito utilizam-se os coeficientes de segurança regulamentares γ_{gi} e γ_q , respectivamente para acções permanentes e variáveis,

Quadro 3.2 – Coeficientes de segurança parciais – [18].

	γ_{gi}	γ_q
Peso próprio da estrutura em serviço	1,35 ou 0	-
Peso próprio da estrutura em fase construtiva	1,2 ou 1,0	-
Restantes cargas permanentes	1,5 ou 1,0	-
Acções variáveis em serviço	-	1,5 ou 0
Acções variáveis em fase construtiva	-	1,2 ou 0

Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 são, em geral, previstos do RSA. Apresentando-se no quadro 3.3 os valores considerados.

Quadro 3.3 – Coeficientes de redução – [18].

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acção do Pórtico de carga/descarga	0,8	0,7	0,6
Acção férrea	0,8	0,6	0,4 ou 0
Sobrecarga Distribuída	0,6	0,5	0,4
Acção devida ao nível da maré	1,0	1,0	1,0

O SOFTWARE SLOPE/W

4.1. INTRODUÇÃO

O programa *Slope/W* desenvolvido pela empresa *Geo-slope* permite aplicar métodos determinísticos de avaliação de estabilidade (coeficientes de segurança globais) utilizando como fundamento teórico o método do equilíbrio-limite.

O *Slope/W* tem a capacidade de resolver dois tipos de equações relativos ao factor de segurança, as equações que satisfazem o equilíbrio de forças e as equações que satisfazem o equilíbrio de momentos. O cálculo desses dois tipos de equações, com base na teoria do método do equilíbrio-limite, é resolvido pelo programa de forma a resolver o factor de segurança da cunha de deslizamento mais desfavorável no modelo em estudo. – [9].

A avaliação da estabilidade recorrendo a este método consiste em determinar se, ao longo de qualquer superfície de rotura capaz de conduzir a situação em estudo à rotura, a resistência ao corte máxima disponível no solo é ou não superior à resistência que é necessária mobilizar para que haja um equilíbrio limite. Esta é no fundo a definição de factor de segurança utilizado no método de equilíbrio-limite.

Considerando uma análise efectiva das tensões, as tensões de corte, τ_r , serão definidas pela seguinte equação:

$$\tau_r = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4.1)$$

Onde c' representa a coesão efectiva do solo, σ a tensão normal, u a pressão hidrostática, e ϕ' o ângulo de atrito efectivo – [4].

Para uma análise em termos de tensões totais, os parâmetros de resistência (c e ϕ) são definidos em termos de tensões totais e a parcela das pressões hidrostáticas não são considerados.

A análise de estabilidade consiste em passar uma cunha de deslizamento por entre a massa de solo do conjunto em estudo e dividir essa porção em fatias verticais. Essa superfície pode ser circular, planar ou assumir uma forma sem definição. A geometria da cunha vai depender do método em estudo.

Em seguida será analisada com mais pormenor a teoria subjacente do teorema do equilíbrio-limite, suas potencialidades e vários aspectos que a compõem. Nem todos os métodos serão considerados pelo que apenas serão abordados os que efectivamente foram tidos em consideração.

4.2. TEOREMA DE EQUILIBRIO-LIMITE

A avaliação da estabilidade de um talude natural ou de uma estrutura de retenção recorrendo ao método de equilíbrio-limite consiste na verificação, ao longo de uma superfície capaz de conduzir o talude ou a

estrutura à rotura, a resistência de corte resistente disponível no solo e se é ou não superior à resistência necessária para mobilizar nessa superfície para manter o talude em equilíbrio-limite. O quociente entre a resistência de corte máxima disponível e a resistência mobilizada define o factor de segurança do estudo. Assim, o factor de segurança, FS, é definido tendo em atenção a tensão de corte do solo em causa – [1].

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_t} \quad (4.2)$$

em que τ_r representa a tensão de corte resistente disponível no terreno e τ_t a tensão de corte mobilizada pelo terreno.

No cálculo do FS, uma cunha de deslizamento é assumida como sendo a que irá causar a rotura do solo e uma ou mais equações da estática irão ser usadas para o cálculo das tensões de corte de cada superfície assumida. Sendo assim, uma cunha de deslizamento é entendida como a superfície ao longo da qual é passível de ocorrer o deslizamento do solo e na qual se considera um factor de segurança constante ao longo da mesma (assume-se que o factor de segurança global representa a média de todos os factores de segurança ao longo da superfície de rotura) – [1].

No cálculo da estabilidade do talude devem ser considerados um determinado número de potenciais cunhas de deslizamento. A cunha que representar o factor de segurança menor é definida como sendo a cunha de deslizamento crítica, que pode ou não representar a rotura do mecanismo, já que pode ser definida por um factor de segurança superior a um.

Existem vários métodos de análise de equilíbrio-limite, residindo as principais diferenças na geometria das cunhas de deslizamento que adoptam e na forma como são consideradas as forças internas e externas aplicadas à massa de solo limitada por essa superfície.

Em seguida é feita uma descrição de dos métodos de análise equilíbrio-limite utilizados para verificar a estabilidade das estruturas em estudo, considerando-se em primeiro lugar superfícies de rotura de directrizes rectilíneas e circulares e estendendo o estudo a superfícies com qualquer geometria.

4.2.1. MÉTODO DO EQUILÍBRIO-LIMITE PARA SUPERFÍCIES DE DESLIZAMENTO PLANAS

Neste ponto serão analisadas as situações em que a superfície de roturas se desenvolve por um ou vários planos.

As superfícies de rotura plana estão em geral associadas a taludes onde as camadas adjacentes são caracterizadas por uma grande disparidade de características geotécnicas e limitadas por superfícies essencialmente planas. Essas diferenças são sentidas em casos de contrastes geológicos ou na presença de água nos taludes que faz baixar as características das porções de terreno em contacto. Essas situações vão beneficiar a procura da cunha de deslizamento crítica já que esta vai ser influenciada pelas singularidades do próprio talude – [7].

No caso das superfícies de deslizamento planas as situações mais comuns são os taludes considerados infinitos, onde apenas existe uma superfície de rotura, e os taludes onde a roturas efectua por destacamento de blocos com base plana.

4.2.1.1. Método dos blocos

A existência de deslizamentos por meio de um ou mais blocos é frequente em maciços ou zonas com características mecânicas contrastantes. Esse deslizamento ocorre essencialmente nas fronteiras físicas da interface entre materiais com diferentes características, especialmente aqueles que limitam os de menor resistência. Em tais situações a superfície de deslizamento é então constituída por diversos troços essencialmente de carácter rectilíneo, algumas delas correspondentes às fronteiras citadas (estratos argilosos ou graníticos) – [3].

Dado a singularidade de cada caso, e como se deve compreender, é difícil estabelecer uma metodologia de cálculo geral para esses casos. Terá portanto, perante cada caso, existir uma certa dose de bom senso, associado ao conhecimento de outros casos práticos análogos. Relativamente aos vários blocos, deve-se considerar diversas orientações para superfícies de separação, nomeadamente para que não envolvam diferentes materiais, de modo a procurar ter a solução mais crítica – [3].

Considera-se a existência de três blocos, figura 4.1, e assumindo um comportamento drenado com resistência em termos de tensões efectivas, e que o estrato subjacente exhibirá, em caso de um eventual deslizamentos, comportamento não drenado correspondente a uma resistência c_u .

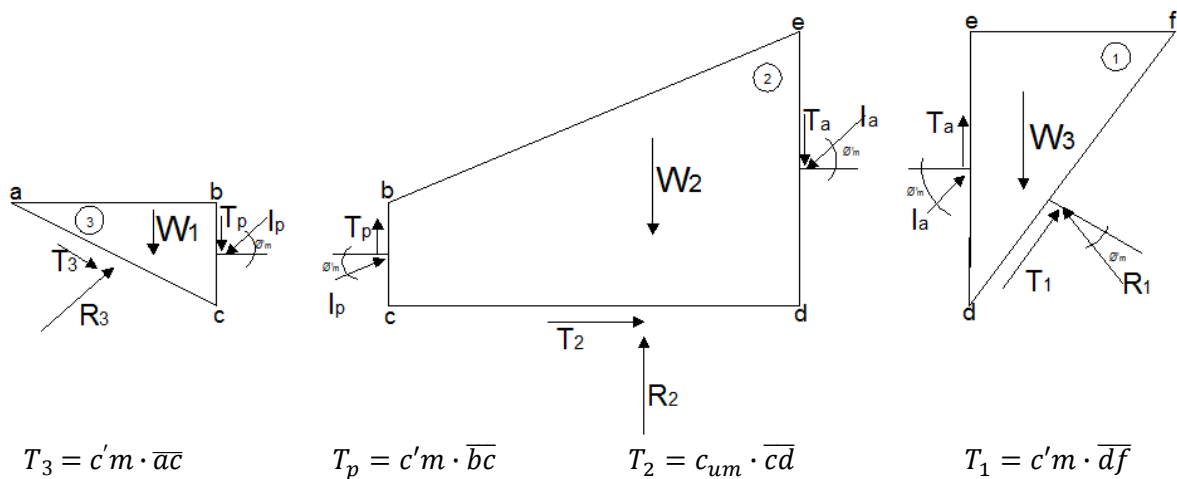


Figura 4.1 – Forças Aplicadas a três blocos de deslizamento

Analisando a figura constata-se a presença de diversas incógnitas. Por esse motivo será necessário recorrer-se à utilização de um processo iterativo para o cálculo do equilíbrio.

O primeiro passo consiste na adopção de um valor para a força, F . Em seguida determina-se os parâmetros c'_m , ϕ'_m e c_{um} , respectivamente a componente coesiva, friccional e não drenada mobilizadas pela resistência de corte. Por equilíbrio, são calculadas as componentes das forças de interação activas e passivas inter-blocos. Para verificar a fiabilidade do processo tem que se constatar um equilíbrio de forças, segundo as duas direcções principais, no bloco central. Em caso negativo será necessário arbitrar novo valor de F – [3].

O cálculo do factor de segurança, como foi referido anteriormente, define-se como sendo o quociente entre a tensão de corte mobilizada e a tensão de corte resistente do terreno (equação 4.2).

4.2.2. MÉTODO DE EQUILÍBRIO-LIMITE PARA SUPERFÍCIES DE DESLIZAMENTO CIRCULARES

Em terrenos onde não existam descontinuidades marcadas nas características dos terrenos, a experiência mostra que os escorregamentos ocorrem ao longo de superfícies em forma de concha. Por simplificação, considera-se, na maioria dos casos, um arco de circunferência, apesar de este fenómeno raramente acontecer na natureza. Para esses casos, permite-se que, numa análise de estabilidade analisando os momentos estabilizadores e destabilizadores, as forças normais à superfície sejam nulas e as forças de corte coesivas possuam braço constante. Os resultados obtidos por meio desta análise são considerados, em grande parte dos casos, como sendo representativos da estabilidade do talude – [1].

Assim sendo analisando a estabilidade recorrendo a uma análise simplificada, considerando uma superfície de rotura circular, vai representar uma abordagem mais conservativa já que vão ser desprezadas as resistências mobilizadas nas extremidades laterais.

4.2.2.1. Método das Fatias

O método das fatias representa uma solução onde a massa acima da superfície de deslizamento é dividido por fatias. Esse número de divisões varia com as características do talude e em função de vários planos verticais, podendo adoptar-se larguras diferentes para as várias fatias. A utilização deste método também é aplicado em materiais heterogêneos, desde que seja possível definir, à base de cada fatia, um só conjunto de parâmetros de resistência ao corte. A resistência ao corte é portanto definida de forma independente das restantes – [8].

De forma a simplificar o cálculo, deve considerar-se a base de cada fatia como sendo rectilínea e não curvilínea, e a sua inclinação deve ser igual à média da inclinação das bases do conjunto das fatias. Esta simplificação pode conduzir a erros nos resultados que podem ser minimizado aumentando o número de fatias por superfície. Assim, o momento derrubador de uma cunha pode ser definido como mostra a figura 4.2 e é definido pela seguinte equação:

$$M_d = \sum W_i a_i \quad (4.3)$$

em que W_i representa o peso de cada fatia e a_i a distância entre o centro de rotação e o centro da fatia.

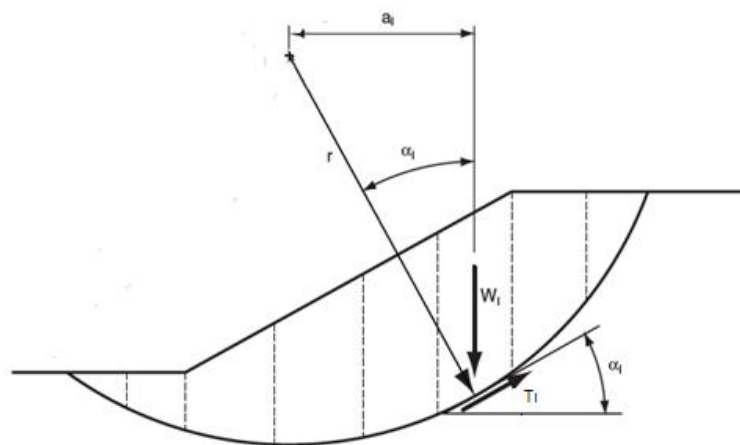


Figura 4.2 – Representação esquemática do método das cunhas – [1].

A inclinação das fatias é representada pelo ângulo, α_i , medido entre a base da fatia e a horizontal. O mesmo ângulo é definido pela inclinação entre uma linha, que passe no centro da fatia, e o centro de rotação da cunha com a vertical.

Assim, o braço da força é representado pela expressão 4.4:

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (4.4)$$

E o momento derrubador pode ser definido por:

$$M_d = r \sum W_i \sin \alpha_i \quad (4.5)$$

Relativamente ao momento resistente ele é definido pela tensão de corte (τ_i) na base de cada fatia enquanto as tensões normais (σ), como já foi referido anteriormente, actuam sobre o centro de rotação da cunha produzindo momento nulo. O momento resistente de todas as fatias é então definido por:

$$M_r = r \sum T_i \quad (4.6)$$

Em que T_i representa a força tangencial na base de cada fatia. Essas forças tangenciais são produto das tangenciais mobilizadas pela área de cada fatia com uma espessura unitária, Δl .

Assim sendo, o factor de segurança total da cunha em estudo pode ser definido pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{\sum T_i \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (4.7)$$

Sabendo que para as tensões efectivas, a tensão de corte é definida pela expressão (4.1), obtêm-se substituindo na equação 4.7:

$$FS = \frac{\sum (c + \sigma \tan \phi) \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.8)$$

No caso de estarmos perante um solo caracterizado por uma coesão nula, que é o caso das areias ou estratos de enrocamento, amplamente analisados no âmbito deste trabalho, a equação (4.9) terá o seguinte aspecto:

$$FS = \frac{\sum c \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.9)$$

A equação 4.9 é derivada de outro método de equilíbrio limite com cunha de deslizamento circular, o método sueco, produzindo os mesmos valores do FS que os obtidos pelo método das fatias, com a diferença de no método sueco a cunha ser interpretada como um todo, não havendo a separação em fatias da mesma.

No caso da equação 4.8, onde o ângulo de atrito não é nulo, o cálculo de estabilidade requer que, previamente, se conheça a tensão normal mobilizada em cada fatia. O problema na determinação da tensão normal é que representa um valor estaticamente indeterminável, pelo que será necessário pressupostos adicionais em ordem a determinar o factor de segurança associado. Em seguida iremos analisar um dos métodos utilizados para determinar a tensão normal das fatias, o método de Bishop simplificado. Para além do método de Bishop, a tensão normal pode ser ainda calculada pelo método ordinário das fatias, que não irá ser analisado no âmbito do presente trabalho – [7].

4.2.2.2. Método Simplificado de Bishop

No método simplificado de Bishop as forças nas laterais das fatias são assumidas como sendo horizontais (isto é, não existem tensões de corte entre fatias). As forças são somadas segundo a direcção horizontal de forma a satisfazer o equilíbrio nesta direcção e assim se obter a equação que permite o cálculo da tensão normal característica de cada fatia.

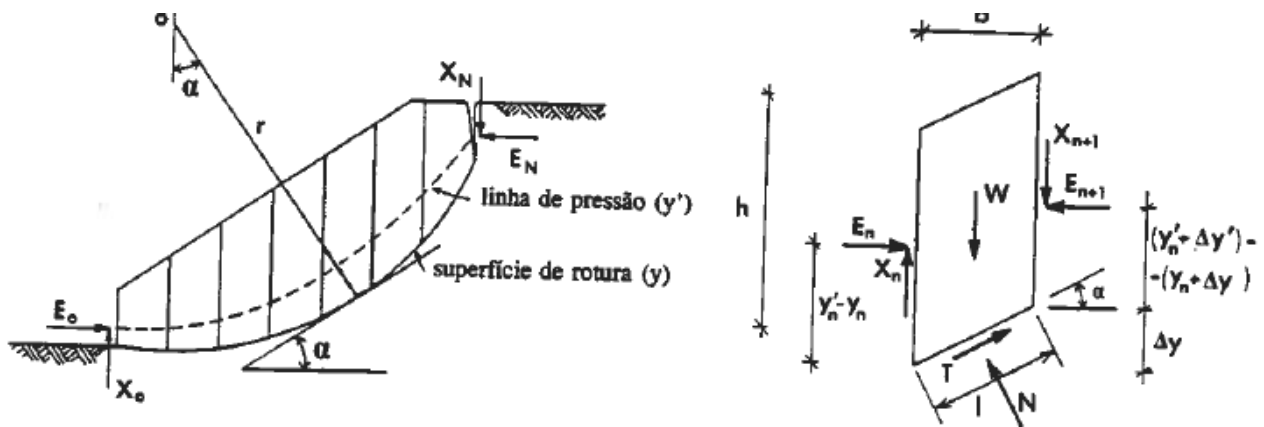


Figura 4.4 – Método Simplificado de Bishop – Forças aplicadas a uma fatia de cunha – [7]

Considerando a fatia da figura 4.4, pode-se obter a seguinte equação relativa ao somatório das forças horizontais:

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha - W = 0 \quad (4.10)$$

Relacionando as forças de corte com as tensões de corte temos:

$$T = \tau_r \cdot \Delta l \quad (4.11)$$

A equação (4.11), relacionada com as tensões efectivas através das equações de Mohr-Coulomb e do FS, pode ser escrita da seguinte forma:

$$T = \frac{1}{FS} [c' \cdot \Delta l + (N - u \cdot \Delta l) \tan \phi'] \quad (4.12)$$

Em que u representa a pressão neutra na fatia.

Combinando as equações 4.11 e 4.12 e resolvendo em função à força normal, N , obtêm-se:

$$N = \frac{W - (1/FS)(c' \cdot \Delta l - u \cdot \Delta l \cdot \tan \phi') \sin \phi'}{\cos \phi' + (\sin \alpha \cdot \tan \phi')/FS} \quad (4.13)$$

A tensão normal efectiva na base de cada fatia é dada por,

$$\sigma = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (4.14)$$

Combinando as duas anteriores equações e introduzindo as equações para o equilíbrio de momentos em relação ao centro de rotação da cunha em forças efectivas, obtêm-se que o factor de segurança:

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c' \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha + (W - u \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/FS} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (4.15)$$

Se em vez de tensões efectivas se quiser definir a equações de estabilidade em termos de tensões totais, os parâmetros de tensões de corte efectivas (c' e ϕ') serão substituídos pelos parâmetros relativos às tensões totais (c e ϕ) e as pressões neutras (u) serão consideradas nulas. Assim sendo, o factor de segurança para tensões totais recorrendo ao método de Bishop Simplificado é definido pela expressão (x):

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha + W \cdot \tan \phi}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi)/FS} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (4.15)$$

Como se pode constatar pela equação (4.15), o cálculo do factor de segurança não é imediato já que este aparece em ambos os membros da equação. É pois necessário recorrer a um processo iterativo para obtenção da solução final, sendo contudo a convergência bastante rápida. O valor obtido é bastante próximo daqueles determinados por métodos mais precisos, sendo o erro raramente superior a 7%, e, na maioria dos casos, inferior a 2%.

4.2.4. MÉTODO DE EQUILÍBRIO-LIMITE PARA QUALQUER TIPO DE SUPERFÍCIE DE ROTURA

Se a resistência ao corte de um talude não for uniforme ao longo do mesmo, significa isto que a cunha de deslizamento não tem que ser obrigatoriamente de directriz circular, dependendo de como a resistência ao corte progredir com a profundidade. Na maioria dos casos a geometria da superfície de rotura é

condicionada pela existência de estratos de menor resistência, por vezes de reduzida espessura, pelo que a adopção de uma superfície circular pode induzir em erro os resultados obtidos.

Para este tipo de cunhas de deslizamento é igualmente aplicado o método das fatias, tornando-se, como se depreende, numa análise mais complexa que a de uma superfície de rotura circular. Isso acontece porque, ao contrário das cunhas circulares, surge a necessidade de não desprezar o efeito das tensões normais geradas entre cada fatia na equação de momentos, porque o braço do momento deixa de ser nulo. No caso do braço dos momentos das forças coesivas deixará de ser constante.

À semelhança do que acontecia nos métodos de análise de cunhas de geometria circular, também terão que ser feitas algumas considerações para se calcular o factor de segurança, já que o problema é igualmente indeterminado. Serão essas hipóteses que irão diferenciar os diferentes métodos baseados nesta teoria.

Dentro das teorias baseadas em superfícies de roturas com geometria variáveis existem métodos que efectuem o cálculo apenas baseados em equilíbrio de forças e outros baseados em equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos. Os primeiros métodos baseiam-se exclusivamente no cálculo de factor de segurança usando equações de equilíbrio para duas direcções perpendiculares. Essas forças são definidas para cada fatia e resultante das forças geradas entre fatias. Dada a sua limitação estes métodos não serão alvo de consideração durante a análise de estabilidade das estruturas de acostagem em estudo e daí não será feita a sua descrição. – [7].

Em seguida irão ser analisados os métodos que foram tidos em conta no estudo e que calculam o factor de segurança em função das equações de equilíbrio de forças e momentos. Os métodos serão o método de Janbu e o método de Morgenstern e Price.

4.2.4.1. Método de Janbu

O método de Janbu (1954, 1957, e 1974, referido em Siegel, 1975) permite fazer a análise de estabilidade de um talude admitindo cunhas de deslizamento com qualquer formato. Neste método as forças verticais inter-fatias são determinadas com base em equações diferenciais, as quais regem o cálculo das equações de equilíbrio de momentos e forças da massa acima da superfície.

O equilíbrio de momentos é considerado em relação ao ponto médio da base de cada fatia, cuja largura é infinitesimal (ver figura 4.4). Assim sendo a contribuição do peso das fatias e das forças normais serão consideradas nulas, já que estas estão centradas ao ponto médio e portanto o seu braço será nulo.

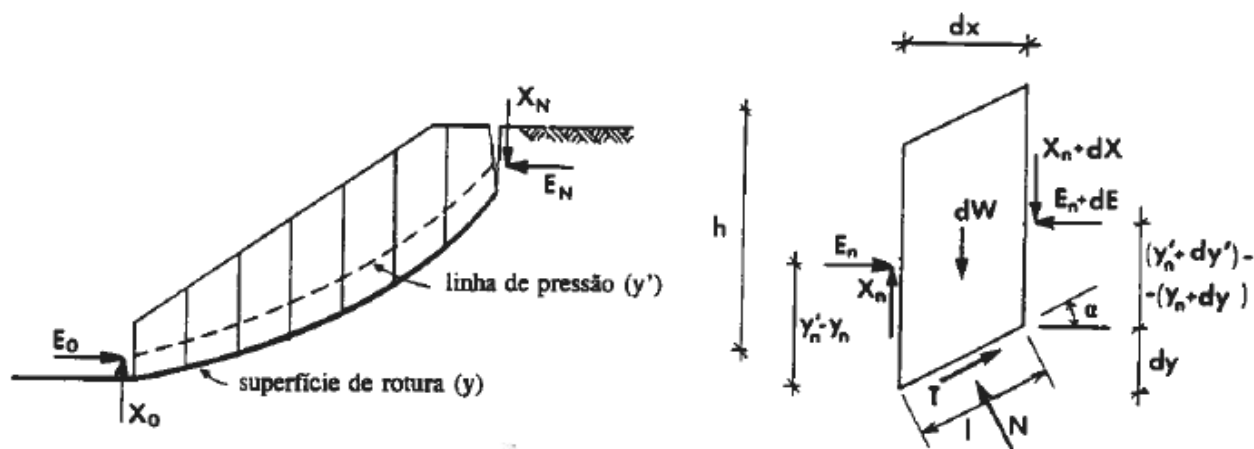


Figura 4.4 – Método de Janbu : Forças aplicadas a uma fatia de cunha – [7].

Simplificando, a fórmula que caracteriza o equilíbrio de momentos de uma fatia de espessura infinitesimal está caracterizada na equação 4.16:

$$X_n = E_n \frac{dy'}{dx} + \frac{dE}{dx} (y'_n - y_n) \quad (4.16)$$

em que dx representa a largura infinitesimal da fatia e E_n e X_n , respectivamente, as componentes normais e horizontais das forças geradas entre fatias.

Fazendo o equilíbrio de forças nas direcções verticais e horizontais, temos, respectivamente:

$$dW + dX - dN \cos \alpha - dT \sin \alpha = 0 \quad (4.17)$$

e,

$$dE + dN \sin \alpha - dT \cos \alpha = 0 \quad (4.18)$$

em que W representa o peso da cada fatia, N a componente normal da força na base da fatia, T a resistência ao corte na base da fatia.

Assim o equilíbrio estático de cada fatia é assegurado sempre que as condições das equações 4.16, 4.17 e 4.18 são cumpridas.

Para além do equilíbrio estático inerente a cada fatia é necessário considerar o equilíbrio global do talude.

Janbu mostrou que para haver equilíbrio global das forças verticais, o integral do diferencial de forças de corte de interacção entre fatias tem que estar em equilíbrio com as forças de corte com as fronteiras da massa de solo, isto é:

$$\int X = X_o - X_n \quad (4.19)$$

Por outro lado, a mesma premissa tem que se verificar para a componente horizontal das forças de interacção das fatias com as forças horizontais geradas nas extremidades da cunha:

$$\int E = E_o - E_n \quad (4.20)$$

Em relação ao equilíbrio de momentos este é automaticamente satisfeito quando cumpre o equilíbrio em cada uma das fatias.

Determinando agora as forças na interface entre fatias, com a eliminação de dN nas equações (4.17) e (4.18) tem-se:

$$dE = -(dW + dX) \tan \alpha + \frac{dT}{\cos \alpha} \quad (4.21)$$

A qual é substituída na equação de equilíbrio global (4.20) que permite calcular, para qualquer interface, as forças de E_i :

$$E_i = E_0 + \int_0^i \left[(dW + dX) \tan \alpha - \frac{dT}{\cos \alpha} \right] \quad (4.22)$$

Para determinar as forças de corte na mesma interface, X_i , recorre-se ao equilíbrio de momentos na fatia (equação 4.16).

Para calcular o factor de segurança, FS, substituímos dE obtido na equação do equilíbrio de forças horizontais (4.21) e recorre-se ao cálculo aproximado do integral temos que:

$$E_n - E_0 = \sum [(W + (X_{n+1} - X_n) \tan \alpha - \tau_m \Delta x (1 + \tan^2 \alpha))] \quad (4.23)$$

Já que:

$$T = \tau_m \left(\frac{\Delta x}{\cos \alpha} \right) \quad (4.24)$$

Sabendo que a resistência ao corte mobilizada por cada fatia se exprime, como foi referido anteriormente, por:

$$S = \frac{1}{FS} [c' \cdot \Delta l + (N - u \cdot \Delta l) \tan \phi'] \quad (4.25)$$

E a tensão normal, igualmente gerado em cada fatia, pela equação (4.26):

$$N = \frac{W - (1/FS)(c' \cdot \Delta l - u \cdot \Delta l \cdot \tan \phi') \sin \phi'}{\cos \phi' + (\sin \alpha \cdot \tan \phi')/FS} \quad (4.26)$$

Substituindo τ na equação de cálculo da tensão normal (4.26) e resolvendo-a em função ao FS teremos:

$$FS = \frac{1}{E_0 - E_N + (W + (X_{n+1} - X_n) \tan \alpha} \times \sum \left[[c' \Delta x + (W + (X_{n+1} - X_n) - u \Delta x) \tan \phi'] \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{FS}} \right] \quad (4.27)$$

Como se pode constatar, o cálculo do FS será um processo arbitrário. Este processo inicia-se considerando o valor de $X_{n+1} - X_n$ igual a zero. A partir daí obtém-se a primeira aproximação ao factor de segurança. Em seguida, definindo uma posição para a linha de pressão e com o valor do FS obtido anteriormente,

calcula-se o novo $X_{n+1} - X_n$ recorrendo às equações de equilíbrio de forças e momentos. O processo será repetido até se obter um valor de FS com um pequeno erro de convergência – [2].

4.2.4.2. Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price (1965) recorre a uma formulação baseada em equações diferenciais que governam o equilíbrio das massas acima da superfície de rotura. Considerando uma fatia infinitesimal, como podemos verificar pela figura 4.5, a equação diferencial que define o equilíbrio de momentos é idêntica ao verificado pelo método de Janbu expressa na equação (4.16).

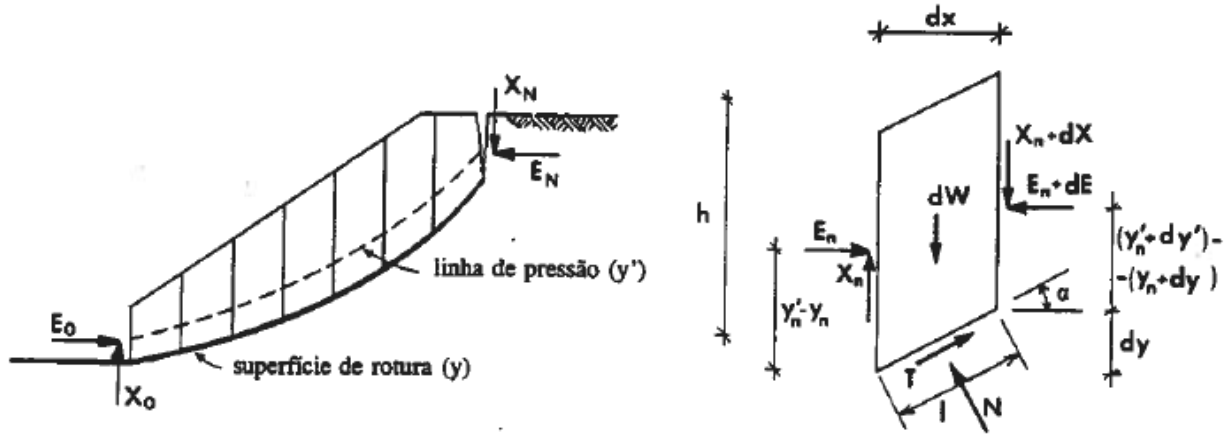


Figura 4.5 – Método de Morgenstern e Price – Forças aplicadas a uma fatia de cunha – [7].

Ao contrário do método de Janbu, no método de MP o equilíbrio de forças é determinado segundo as direcções normais e paralela à base da fatia. Assim, o equilíbrio de forças segundo as duas direcções define-se da seguinte fórmula:

$$dN = -dW \cos \alpha + dX \cos \alpha + dE \sin \alpha \quad (4.28)$$

e

$$dT = dE \cos \alpha + dX \sin \alpha + dW \sin \alpha \quad (4.29)$$

Em que dT representa a força de resistência ao corte da fatia. Essa força pode ser definida segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Ao desenvolver as expressões anteriores (a título de curiosidade consultar manuais de Geotécnica com o desenvolvimento das fórmulas) iria conduzir a uma solução estaticamente indeterminável. Deste modo MP assumem que existe uma relação entre as forças de corte e as forças normais à fatia, relatada pela seguinte expressão:

$$X/E = \lambda f(x) \quad (4.30)$$

em que λ representa um factor de escala e $f(x)$ representa uma função que representa o modo como X/E varia ao longo da cunha. As variações típicas de $f(x)$ estão expressas na figura 4.6:

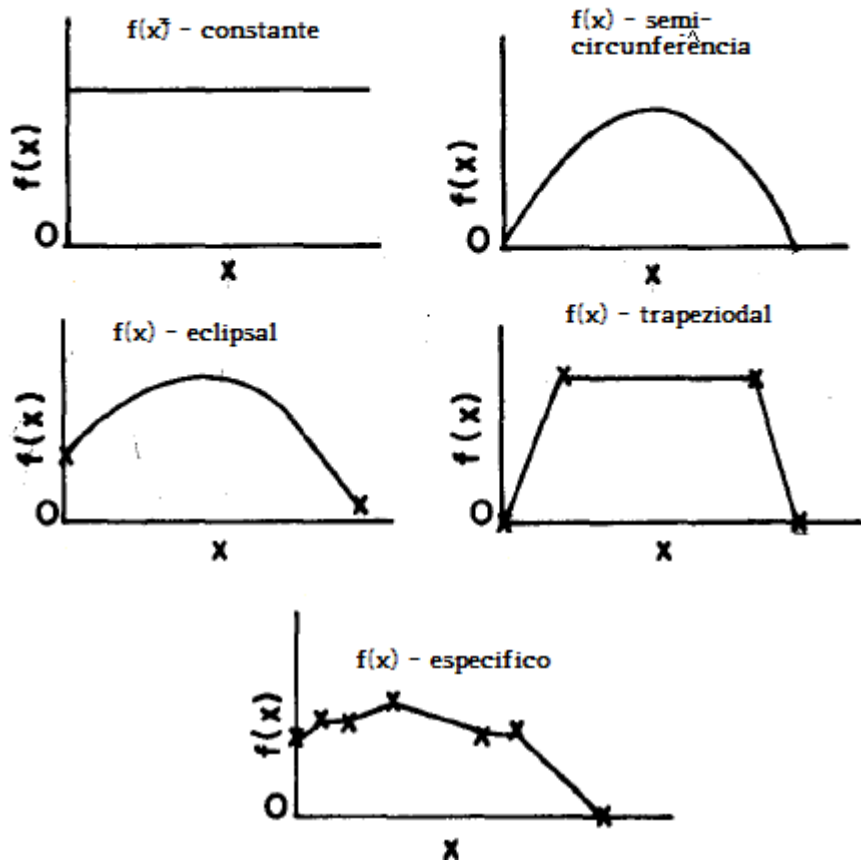


Figura 4.6 – Variação típica da função $f(x)$ para a direcção das forças interfatais segundo a direcção X – [8].

A equação que define as condições de fronteira em relação ao equilíbrio de forças determina-se recorrendo à integração fatia a fatia, nas quais se assume que estas apresentam largura finita e onde a função f depende linearmente de x . As equações alvas dessa integração não serão abordadas no âmbito deste trabalho já que são determinadas a partir de pressupostos presentes em métodos não discutidos.

Para que o equilíbrio completo seja satisfeito é necessário proceder-se à análise dos momentos internos. A equação dos momentos internos é definida a partir da integração da equação 4.16 (semelhante ao método de Janbu), obtêm-se assim a expressão 4.31:

$$M = E(y' - y) = \int_{x_0}^x \left(X - E \frac{dy}{dx} \right) dx \quad (4.31)$$

Uma vez que em geral o momento interno igual a zero, $M=0$, e que $x = x_n$,

$$M_n = \int_{x_0}^x \left(X - E \frac{dy}{dx} \right) dx \quad (4.32)$$

Se esta equação for satisfeita, a equação 4.31 pode ser utilizada para determinar o valor de y' , permitindo avaliar a solução obtida.

Assim sendo, para a determinação da solução é necessário arbitrar-se uma função $f(x)$ e valores iniciais de FS e λ . Com esses valores definem-se os valores de E_n e M_n , recorrendo às equações integradas das equações diferenciais de cada fatia (não referidas neste trabalho). Caso não se verifique a convergência serão arbitrados novos valores de FS e λ . Dada a complexidade deste método, este só resultará no caso de se recorrer ao cálculo automático (como o efectuado durante este trabalho). – [8].

Obtida a solução final será necessário analisar a posição da linha de pressão e o valor das tensões de corte inter-fatias. Caso a solução não seja satisfatória o processo recomeça arbitrando novo valor de $f(x)$, até se obter uma solução aceitável.

Os pressupostos presentes no método de MP em relação às forças inter-fatias e elementos estáticos na sua formulação são idênticos aos verificados no método geral de equilíbrio-limite (método das fatias). Contudo, a principal diferença reside na forma como as forças normais são aplicadas na base da fatia (figura 4.7). No método de MP usa integrações ao longo da cunha e isso resulta numa variação linear da força normal ao longo da base das fatias. Como tal, a força normal resultante, pode deslocar-se ligeiramente no centro da fatia enquanto o método das fatias considera que a aplicação dessas forças é centrada na fatia.

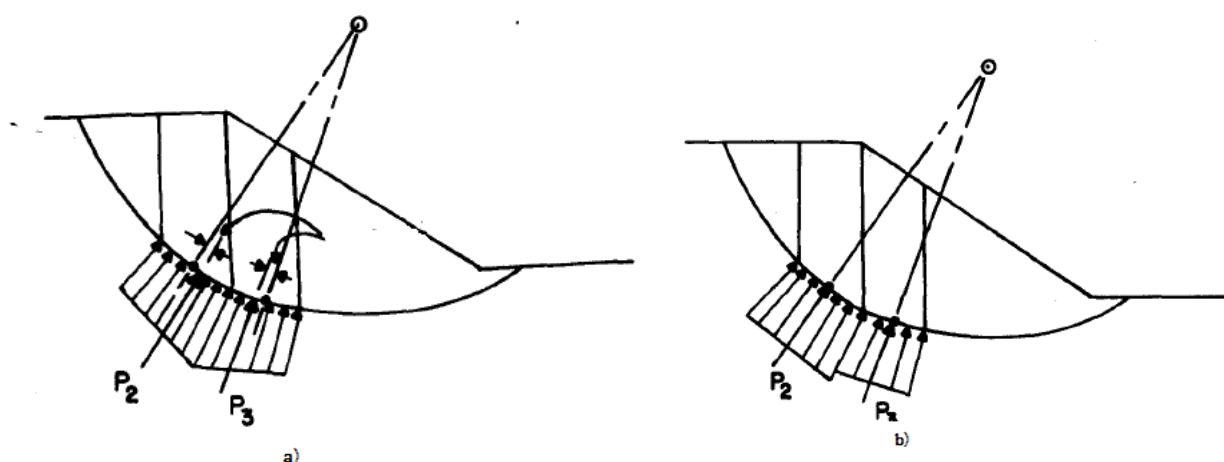


Figura 4.7 – Representação das forças resultantes da força normal (P_2 e P_4) para os métodos de Morgenstern e Price (a) e método geral de equilíbrio-limite (b) – [8]

4.2.4 COMPARAÇÃO DOS DIVERSOS MÉTODOS DE APLICAÇÃO DO TEOREMA DO EQUILÍBRIO-LIMITE.

O método simplificado de Bishop e o método de Janbu para análise de estabilidade de taludes tem sido usado exaustivamente desde a sua apresentação em meados dos anos 50. Apesar de o método de Bishop falhar na satisfação do equilíbrio das forças horizontais e o de Janbu não satisfazer o equilíbrio de momentos, o FS pode ser calculado para a maioria dos taludes. Contudo esse FS pode, em muitos dos casos, diferir de $\pm 15\%$ comparando com os valores expressos pelo método de Morgenster-Price. Apesar de uma directa comparação entre ambos os métodos nem sempre ser possível, os valores do FS determinado usando o método de Bishop para superfícies de rotura circulares podem ser espectáveis que divergir em cerca de 5% relativamente ao método de Morgenster-Price. O método de Janbu, para superfícies não circulares, geralmente subestima o valor do FS em cerca de 40%, relativamente a métodos mais rigorosos. Em casos onde a superfície de rotura é definida como um conjunto de blocos, é expectável ainda maior discrepância em relação aos valores do FS. Por contraste, o método de Janbu pode ainda

subestimar o valor de FS em cerca de 5% para certos tipos de superfícies de rotura e inusuais cunhas de deslizamento. –[1].

Os métodos que satisfazem por completo o equilíbrio são mais complexos e consequentemente requerem um maior nível de conhecimento para um acesso mais bem sucedido à estabilidade dos taludes. Deve-se ter sempre em conta que os problemas numéricos associados aos métodos menos complexos como é o caso dos métodos de Bishop e Janbu, serão muito mais sérios quando estamos perante os procedimentos de Morgenster-Price. Essas dificuldades, por vezes, conduzem aos valores de FS irracionais e a cunhas de deslizamento irrealistas. Daí a necessidade de serem analisados recorrendo a programas de cálculo automático – [9].

4.2.5. QUADRO RESUMO DOS DIVERSOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Até agora foram apenas analisados os métodos que irão ser tidos em conta no desenrolar na análise de estabilidade do nosso caso de estudo.

O quadro 4.1 faz a comparação entre os três métodos considerados neste trabalho:

Quadro 4.1 – Quadro-Síntese dos métodos de equilíbrio limite

Método	Tipo de Superfície	Premissas	Vantagens	Limitações	Factor de segurança	Aplicação
Bishop Simplificado	Aproximadamente e arcos de circunferência	Forças de interacção entre fatias são horizontais; Solos friccionais e coesivos	Convergência de solução bastante rápida	Solos homogéneos de taludes superiores a 27º	Equilíbrio de forças na direcção vertical à superfície de rotura	Para estudos preliminares de projectos simples
Janbu (1972)	Qualquer forma	Satisfaz o equilíbrio de forças em cada fatia; Despreza as forças verticais entre as fatias	Calculado iterativamente até se obter um pequeno erro de convergência	Pode não permitir obter convergência de valores	Cálculo manual, com o auxílio de ábacos ou com computador	Grande utilização prática
Morgenstern e Price (1965)	Qualquer forma	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático	Método rigoroso	Método complicado que requer uso de computador	Cálculo por iterações	Estudos ou análises detalhadas

4.4. DADOS DE ENTRADA

Analisados os princípios de base do funcionamento da ferramenta de cálculo Slope/w, será agora analisado o modo como os dados foram processados de forma a ser possível executar a modelação das estruturas em estuda.

Assim, o funcionamento do programa pode ser separado segundo os aspectos seguintes:

- Definição da geometria
- Métodos de definição das cunhas de deslizamento

4.4.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

O primeiro passo para qualquer modelação consiste na criação do modelo respeitando as características do caso de estudo, passando por definição da geometria da estrutura de acostagem, estratigrafia dos terrenos

envolventes, definição da linha piezométrica, definição das características de todos os elementos do projecto e por fim a descrição das forças concentradas e sobrecargas actuantes.

4.4.1.1. Geometria das Estruturas de Acostagem

Como foi referido anteriormente, em primeiro lugar é necessário definir os limites físicos, não só da própria estrutura, mas também da diversa estratigrafia em seu redor. Este processo consiste, no fundo, numa representação esquemática do objecto de estudo respeitando fielmente as dimensões características que a compõem.

Recorrendo ao menu *Sketch* (amarelo), ou utilizando o painel principal (azul), o programa fornece várias opções para definir o esboço do modelo. A figura 4.6 mostra o esboço utilizado para a definição da doca nº 4 – Sul.

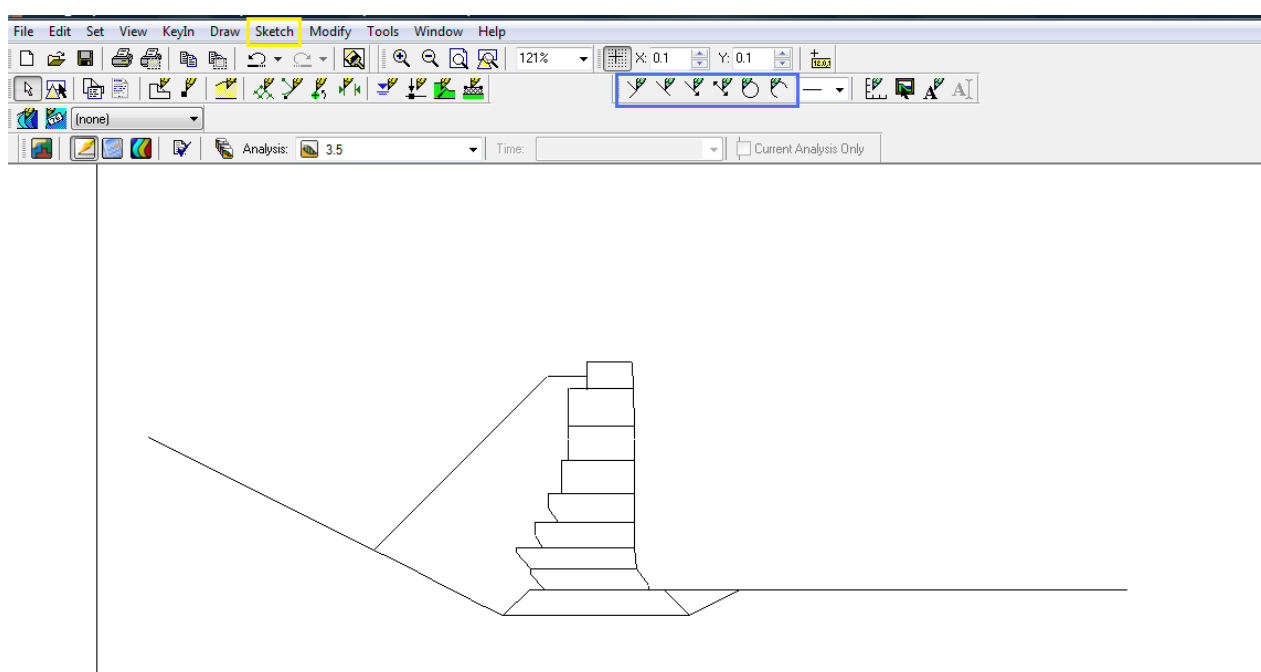


Fig. 4.6 – Esboço de uma estrutura de acostagem no *Slope/w*

Na figura já é possível analisar com clareza o corpo da estrutura, a geometria do prisma de alívio e da secção de aterro e dos limites superiores do estrato da fundação. Após a definição do esboço procede-se à divisão do mesmo por material.

Esta etapa pretende fazer uma separação da estrutura pelas diferentes componentes. O principal objectivo desta consiste em atribuir a cada secção, as características próprias do material que a compõem. A função utilizada designa-se por *draw material* (azul). A figura 4.7 (exemplo doca nº4 - Sul) mostra o aspecto da estrutura após a definição dos materiais.

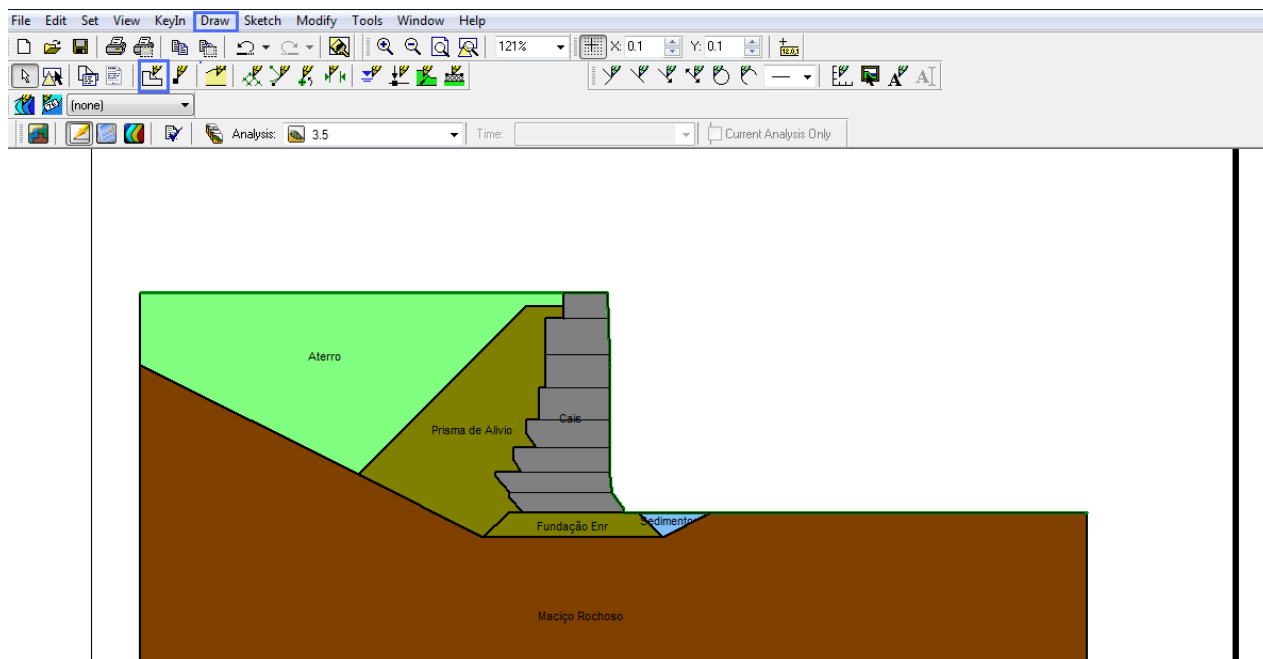


Figura 4.7 – Definição dos diversos materiais no *Slope/w*

Definidas as várias secções do projecto procede-se à definição dos materiais.

4.4.1.4. Materiais

O programa diferencia os diversos tipos de estratos baseados nas propriedades inseridas no programa. Assim sendo, os materiais serão definidos em função de um dos modelos disponíveis pelo software. Considerando que as propriedades dos materiais se mantêm constantes não só em profundidade mas também para todas as direcções, o modelo que mais se apropria será o de Mohr-Coulomb.

O critério de rotura de Mohr-Coulomb avalia a tensão de um solo em função de parâmetros medíveis e as tensões impostas sobre o solo, e apresenta-se como o método mais comum para definir a resistência de um solo. A sua principal teoria baseia-se na premissa de que a combinação entre as tensões normais e tangenciais criam um maior estado limite do que aquele que poderia ser encontrado apenas considerando ambas as parcelas de tensão individualmente.

A envolvente de Mohr-Coulomb pode ser visualizada na figura 4.12. Na figura podemos observar que a semi-circunferência A representa um estado de tensão estável. Por contraste a semi-circunferência B, por ser tangente à envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, sugere que as tensões normais, σ_n , e tensões tangenciais, τ_f , atingiram um estado de tensão correspondente à falha do solo.

Assim, para definir as características dos materiais envolventes é necessário conhecer o seu peso volúmico, γ , a sua coesão, c , e o seu ângulo de atrito, ϕ .

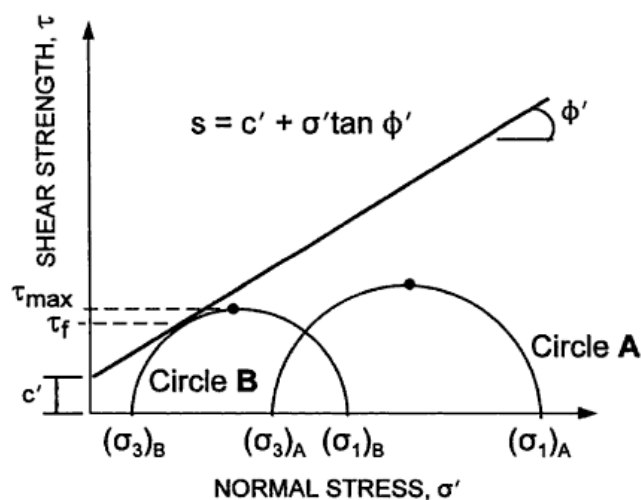


Fig. 4.8 – Envolvente de Mohr-Coulomb – [2].

Outro modo de definir os materiais, principalmente no caso dos maciços graníticos, é através da função *Impenetrable (Bed-Rock)*. Como o próprio nome indica, esta função é utilizada para tornar o material impenetrável à formação da cunha mais desfavorável. É portanto, um mecanismo indirecto de definir a forma da cunha. Este modelo é utilizado essencialmente na presença de rocha, que devido à sua elevada resistência, não se torna credível a sua cedência por rotura dos seus blocos. Este método é importante já que o software por si não faz a distinção entre um solo granular e uma rocha sã, daí ser necessário determinar um método que possa fazer a distinção entre os tipos de estratos distintos.

Os vários materiais que compõem as estruturas serão, o betão, utilizado para as paredes do cais e para a materialização da superestrutura; enrocamento, utilizado quer como fundação da estrutura que para a criação do prisma de alívio; saibro, como material de aterro; granito e aluviões, como material pré-existente no local de implantação das estruturas.

4.4.1.4. Definição do nível freático

A acção da água sobre a estrutura é considerada em condições de hidrostaticidade já que o programa não assume condições dinâmicas da acção da água. Como foi referido no capítulo 4, a presença da água é sentida em ambas as faces da estrutura, pelo que esse facto terá que ser tido em conta. Recorrendo ao comando *draw:pore-water pressure* (azul) definimos o nível da água de acordo com os níveis existentes no local de implante da estrutura. A figura 4.12 corresponde a uma situação de baixa-mar.

Como se pode constatar, para que as condições de desfasamento do nível da água do mar, consequência das perdas de carga sofridas pelos fluxos de água que se movimentam entre ambos os paramentos, consistem em transpor a linha piezométrica sobre a estrutura. A diferença do nível de água entre os dois paramentos normalmente considerada em projecto é de 0,5 m.

Outro facto a reter é que sempre que estamos perante uma superfície livre, o software representa a direcção das acções hidrostáticas actuantes sobre os elementos que estão em contacto com esta (ver setas). Essas acções são, como é natural, perpendiculares à superfície de contacto.

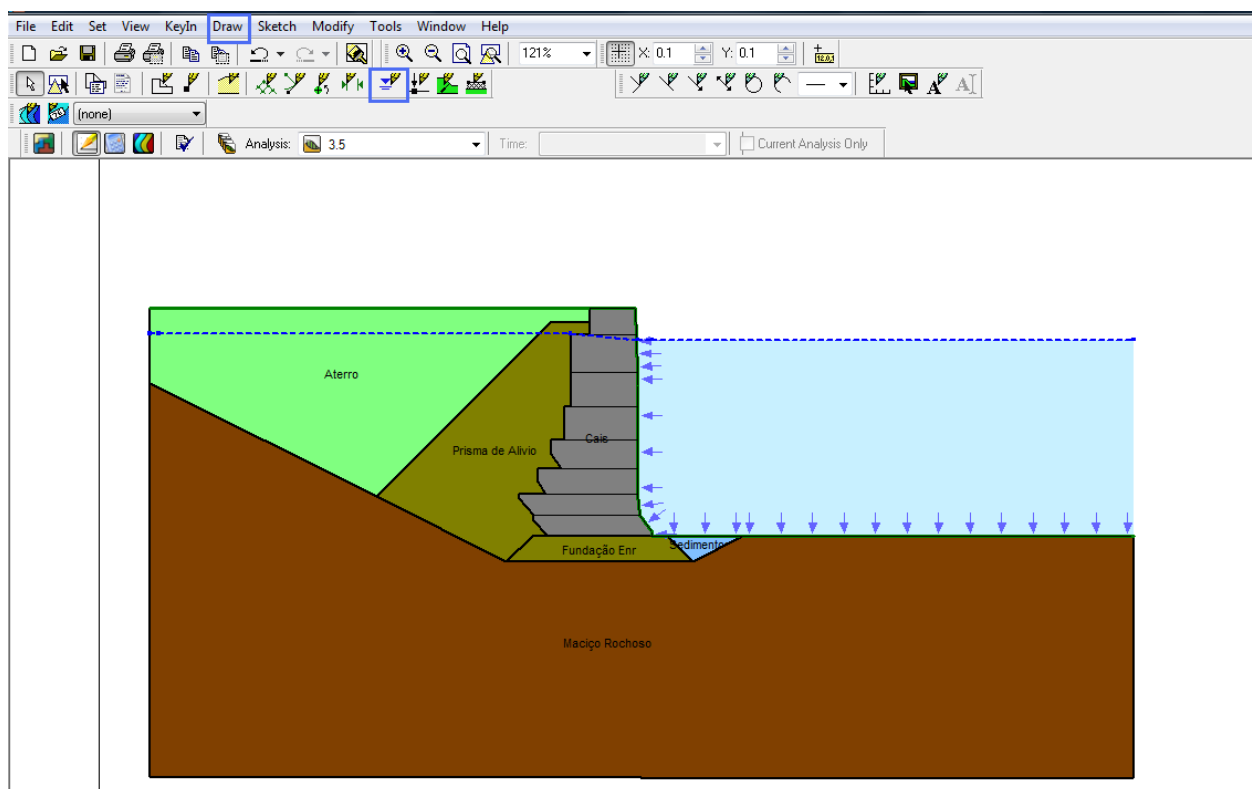


Figura 4.12 – Representação do nível freático no *Slope/w* para a doca nº2 - Sul (preia-mar).

O peso volúmico utilizado, tendo em consideração que se trata de água do mar, foi de $10,25 \text{ kN/m}^3$ para todos os modelos.

4.4.1.5. Sobrecargas e Forças estáticas

Relativamente às sobrecargas estas podem ser simuladas através de uma linha de pressão. Essa pressão é apenas aplicada segundo a vertical. Essas sobrecargas são adicionadas a cada fatia como uma força vertical concentrada. Existe um aspecto a ter em conta que se prende com o facto de a sobrecarga ser modelada em kN/m^3 ao invés das sobrecargas de projecto que são definidas em kN/m^2 . Para fazer essa conversão o software multiplica a sobrecarga inserida (em kN/m^3) pela distância entre a superfície de aplicação das sobrecargas e a linha de pressão. Com este processo a sobrecarga será convertida para as unidades de projecto. Assim sendo, para uma sobrecarga de 50 kN/m^2 , uma solução seria considerar uma altura de 2 metros para a linha de carga e o *input* seria uma sobrecarga de 25 kN/m^3 .

As sobrecargas a considerar serão de dois tipos, as sobrecargas rolantes, devido à acção das gruas, e as sobrecargas devido ao depósito de contentores ou materiais à superfície. A figura 4.12 ilustra o aspecto das sobrecargas consideradas *slope/w*.

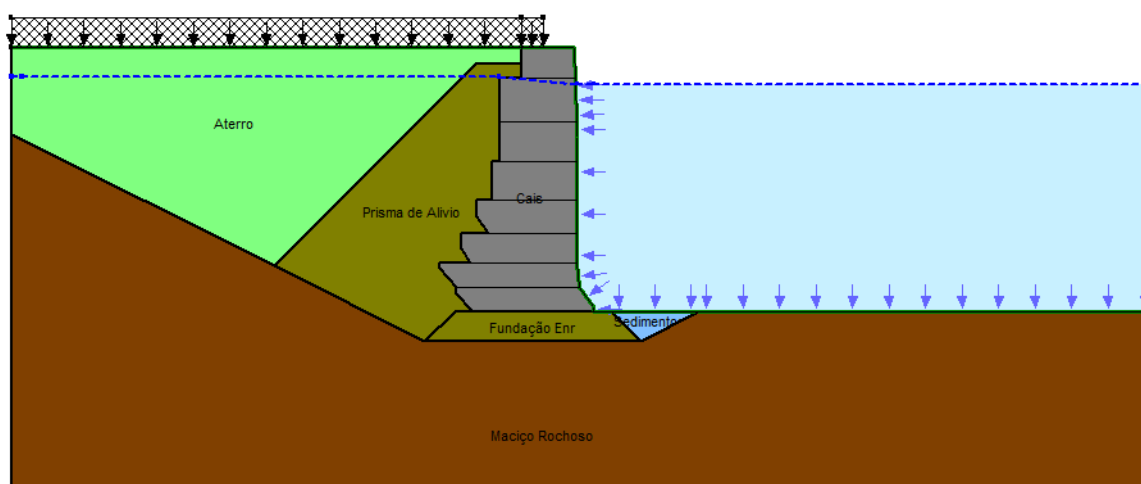


Figura 4.12 – Representação das sobrecargas no *Slope/w*.

Relativamente às forças estáticas, as estruturas apenas estarão sujeitas à força de amarração. Essa forma será caracterizada por uma intensidade, em kN, uma direcção e um ponto de aplicação. No software considera-se que esta se aplica a meio da altura do cabeço de amarração. Apesar de a força de amarração se considerar horizontal, tal não acontece na realidade já que o convés dos navios se encontra a uma cota superior da cota dos cabeços de amarração. A figura seguinte representa a força de amarração e a sua localização em modelo.

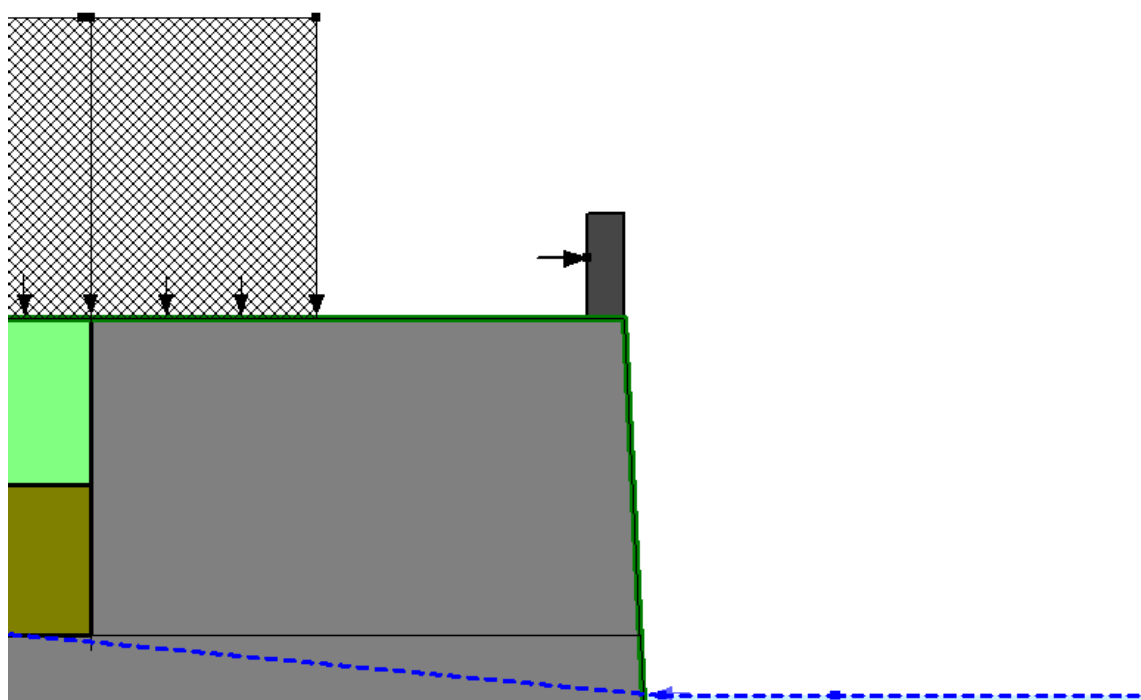


Figura 4.14 – Representação da Força de Amarração no *Slope/w*.

Definidas as estrutura procedeu-se à análise dos diversos métodos de definição das cunhas.

4.4.2. MÉTODOS DE DEFINIÇÃO DAS CUNHAS DE DESLIZAMENTO

A determinação do factor de segurança, como tem sido referido, constitui uma das chaves da análise de estabilidade. Este é portanto um processo iterativo, onde serão analisados as diversas cunhas que potencialmente podem criar instabilidade ao talude, sendo considerada a que representar um valor de FS menor. A sua procura pode ser feita de diversas formas já que o *Slope/w* possui uma serie de métodos para esse efeito.

Para tal, é necessária uma determinada orientação por parte do utilizador e uma certa experiência de forma a tentar associar a geometria da cunha à estratigrafia do caso em estudo. Desse modo, nem todos os modos de definição das cunhas devem ser alvo de análise para um caso específico. Isto acontece porque a cunha pode ter uma geometria que não é similar à realidade. Desse modo cabe sempre ao utilizador analisar os resultados, já que o software não tem essa capacidade.

Os métodos utilizados ao longo do trabalho serão apresentados em seguida.

- **Grid and radius**

Este é um método que define cunhas circulares mediante a definição de duas malhas. Uma das malhas representa potências, centros de rotação da cunha e a outra a planos tangentes à mesma(n entendo). Assim sendo o software define uma série de cunhas com centro na malha dos centros e tangentes à malha das tangentes, e através dos diversos métodos de equilíbrio limite depreende-se a malha mais desfavorável e o FS associado – [9].

A figura 4.14 representa as malhas de análise associada a uma das estruturas em estudo.

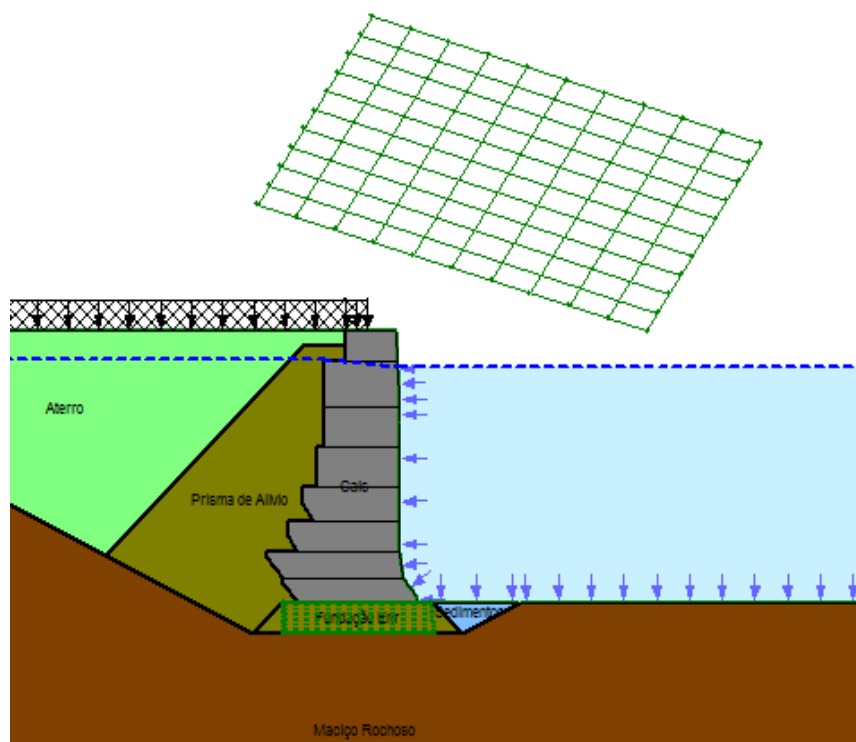


Figura 4.14 – Representação da malha dos centros e das tangentes no *Slope/w*.

Como podemos constatar, e de forma a obter-se um número considerável de análises, optou-se por considerar malhas de 10x10 em ambas. Isso conduz a 1441 análises de cunhas distintas o que já constitui, por si, um número significativo de análises.

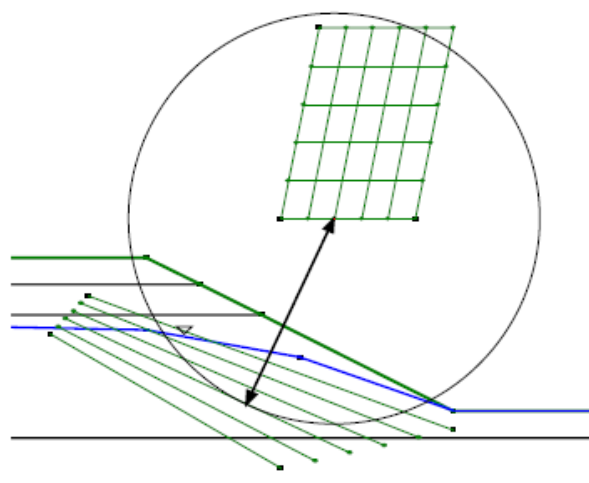


Figura 4.15 – Definição das cunhas pelo método *Grid and Radius* no *Slope/w* – [9].

- **Entry and Exit**

Uma das dificuldades do método anterior reside no facto de ser difícil visualizar a extensão e o alcance da superfície da cunha. Este facto pode ser ultrapassado especificando os possíveis locais de entrada e saída das cunhas analisadas. A figura 4.16 é constituída por duas linhas a vermelho ao longo das potenciais superfícies de deslizamento. O número de análises pode ser definido aumentando os incrementos ao longo das duas linhas.

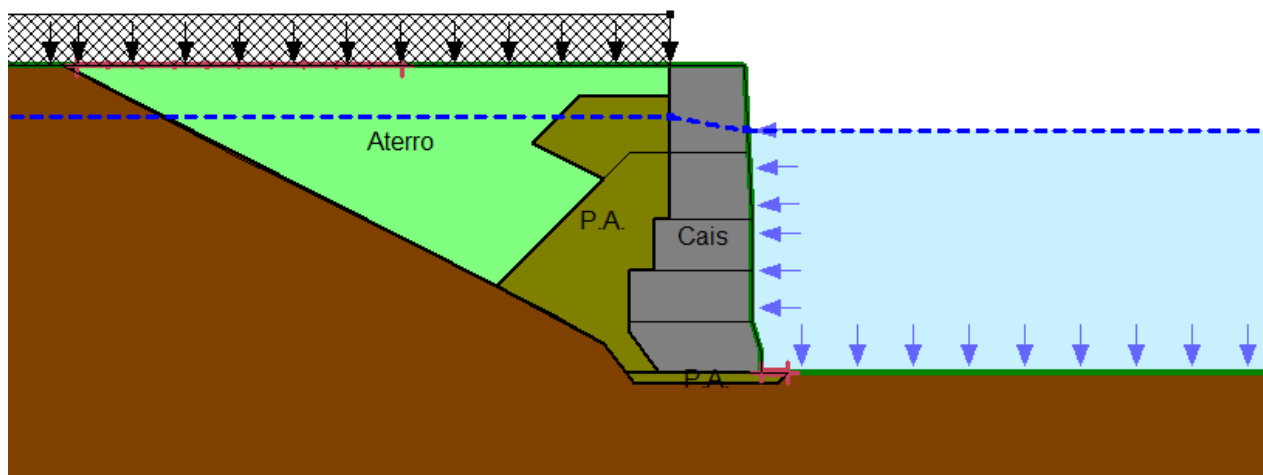


Figura 4.16 – Superfícies de entrada e saída.

Este método é muito útil quando se conhece a localização (quer de entrada ou saída) da potencial cunha mais desfavorável. Isso acontece essencialmente quando um determinado estrato está limitado por outros dois com uma resistência muito superior. O aspecto da cunha resultante apresenta uma geometria circular.

- **Fully specified**

Por este método a cunha é definida por uma série de pontos estabelecidos pelo utilizador. Isto permitirá uma flexibilidade na forma e configuração da cunha. A modelação será constituída por dois pontos exteriores à geometria do caso e por um ou mais pontos intermédios internos à geometria. Os pontos externos juntamente com os pontos internos mais próximos, definem um segmento de recta que irá intersectar um estrato cada, e essa intersecção definirá os extremos superficiais da cunha em análise.

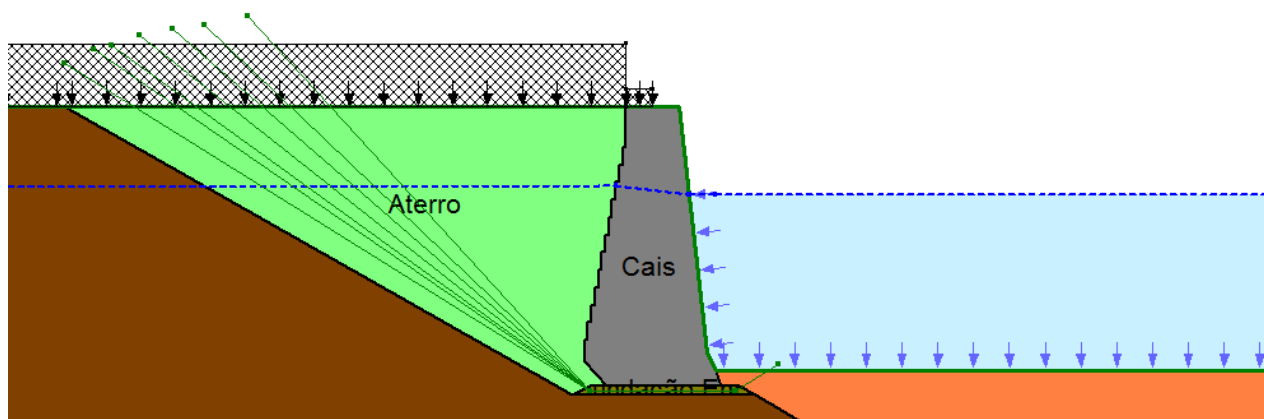


Figura 4.15 - Definição das cunhas pelo método *fully specified* no *Slope/w*.

Definida a cunha procede-se à escolha da posição do ponto de rotação da estrutura. Em geral esse ponto deve ser próximo do ponto de rotação de todos os blocos de rotura da cunha. Usualmente considera-se a sua localização um pouco acima da crista do talude e a meio da cunha definida. A posição desse centro pode ou não condicionar o resultado dos FS associado. Para o método de MP a sua posição é irrelevante. Já nos métodos de Bishop e Janbu a posição vai fazer variar os resultados.

Este método será interessante para analisar a estabilidade de deslizamento das estruturas em estudo.

- **Optimization**

Esta técnica com base nas soluções recolhidas pelas análises anteriores, altera a posição de vários pontos das cunhas de forma a procurar a solução com menos factor de segurança. Neste método as cunhas deixam de ter uma geometria circular (*grid and radius*) ou plana (*Fully specified*) apresentando essencialmente uma forma irregular ao longo da cunha que varia essencialmente com as características dos estratos em que esta intercepta.

Na figura 4.16 podemos constatar esse facto. Se for feita uma análise recorrendo ao método *grid and radius* verificamos uma cunha circular com o FS associado de 2,001. Submetendo a estrutura a uma análise *grid and radius* com optimização da cunha, constatamos uma diferença na sua geometria e um FS reduzido com valor 1,564.

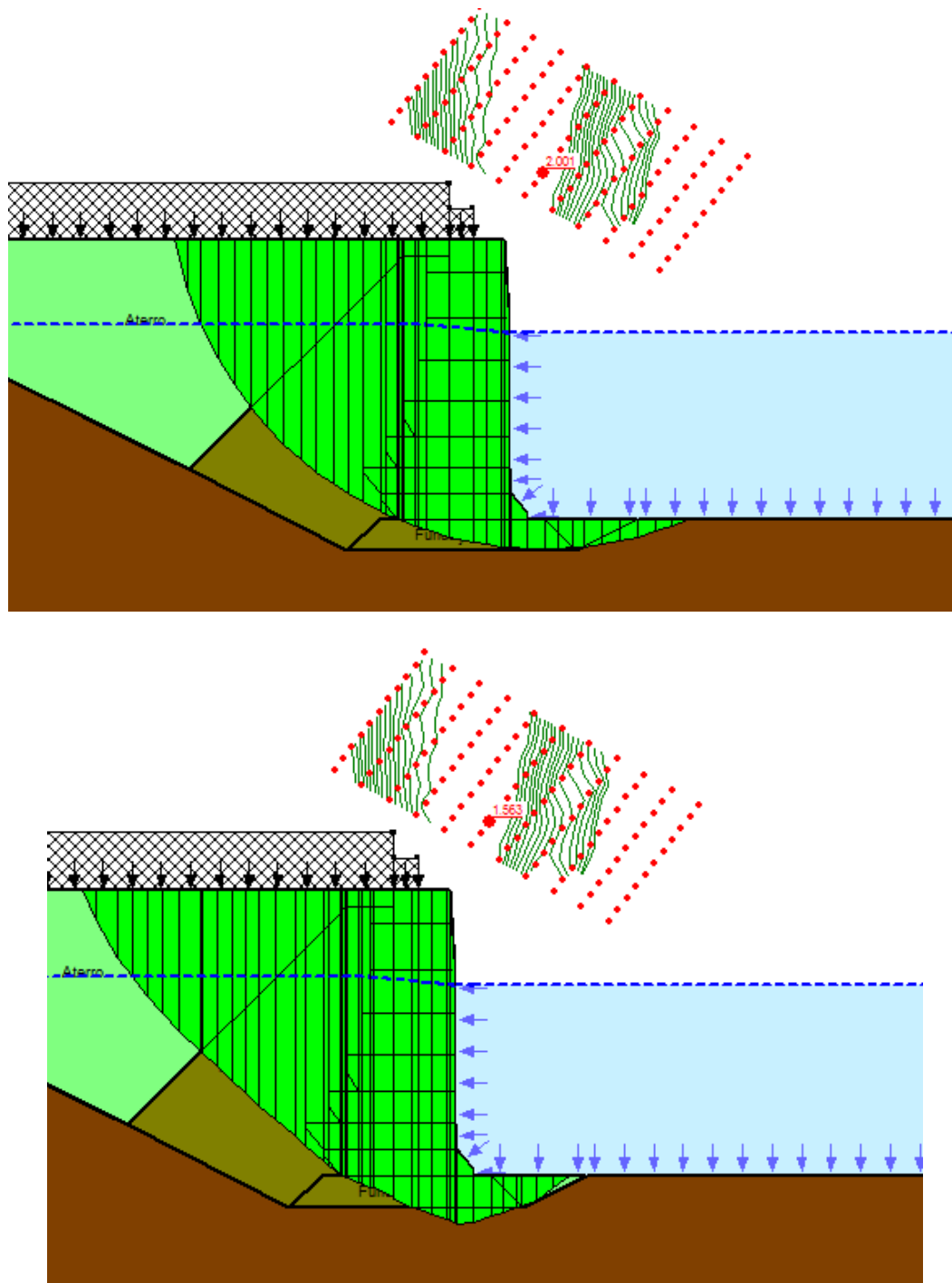


Figura 4.16 – Comparação entre o método *Grid and Radius* e o *Optimization*.

O mesmo se pode verificar em termos da análise *Fully specified*. Considerando a cunha da Figura 4.17 constata-se a existência de uma FS de 1,967. O valor otimizado da FS é reduzido para 1,640 com uma geometria ligeiramente diferente no estrato de aterro.

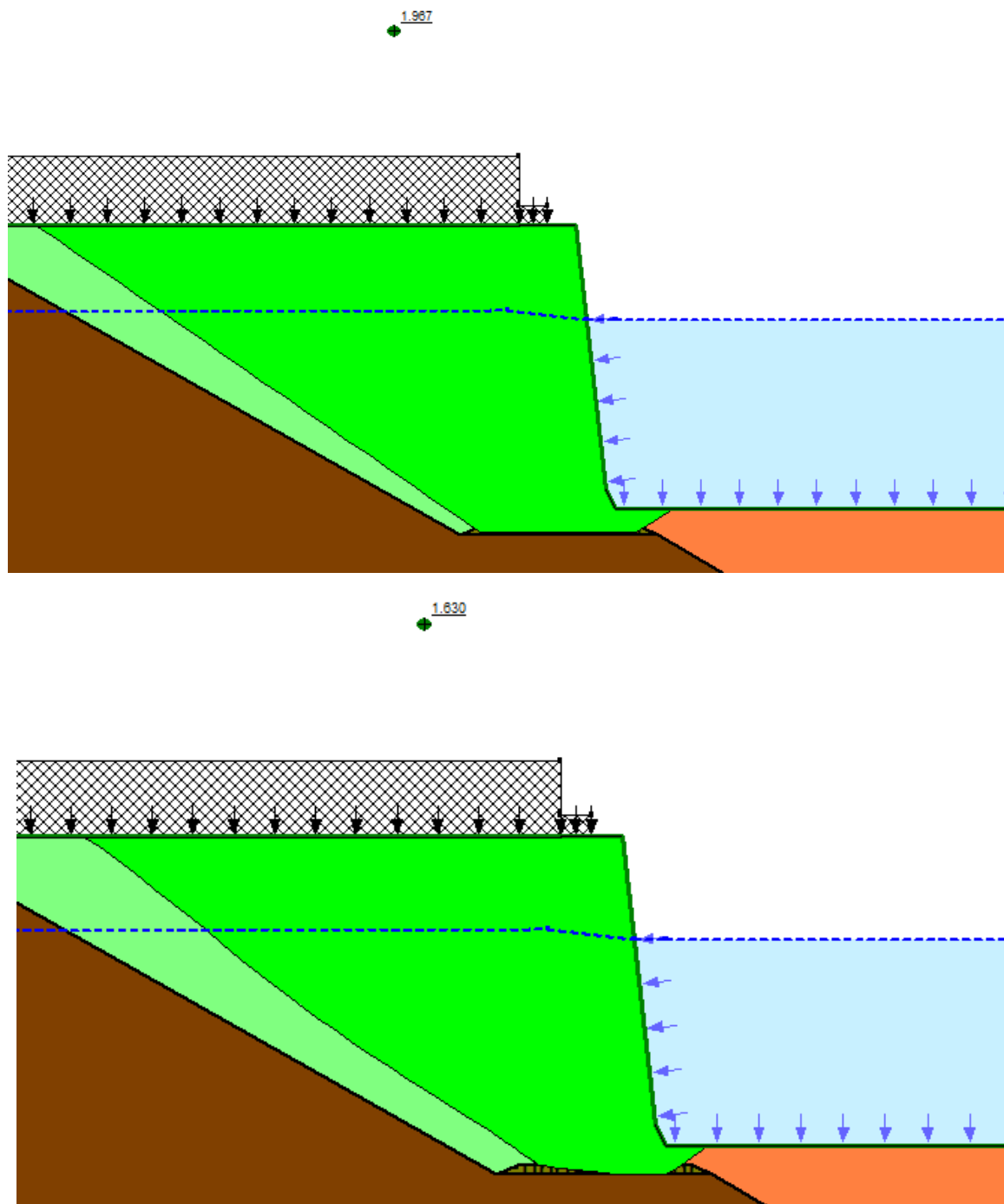


Figura 4.17 – Comparação entre o método *Fully specified* e o *Optimization*.

Há que ter em consideração que, em busca de factores de segurança inferiores, os pontos constituintes das cunhas de deslizamento construídos pelos métodos tradicionais são movidos em todas as direcções. Contudo nem sempre a solução obtida conduz a uma cunha que possa representar uma semelhança com a realidade. Deste modo, devem ser julgados os resultados obtidos não só em termos de FS mas igualmente pela geometria da cunha de rotura da estrutura.

4.4 RESULTADOS

Os principais resultados a extrair no software centram-se essencialmente na obtenção dos FS associados a cada análise efectuada. Cada análise está também relacionada a uma determinada cunha característica, que define o volume de massa envolvido na rotura da estrutura.

A cunha que será dividida em diversas fatias na qual se podem analisar as forças e tensões geradas entre cada uma delas, onde se pode analisar a variação de tensão normal e tangencial ao longo das mesmas. É também possível determinar o volume total de massa mobilizada, momentos e forças estabilizadoras e mobilizadas.

5

APLICAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido, o objectivo do presente trabalho consiste na análise de estabilidade, ao nível do escorregamento global da estrutura, das estruturas de acostagem do porto de Leixões. Esta análise vai consistir na criação de modelos referentes a cada uma das estruturas em estudo a partir do software *Slope/W*. Assim, as estruturas alvas deste estudo serão as seguintes:

- Terminal de Contentores Norte (A);
- Terminal de Contentores Norte (B);
- Doca nº1 (Norte-Sul);
- Doca nº 4 (Norte);
- Doca nº4 (Poente).

As estruturas de acostagem serão alvo de uma pequena descrição quer das suas características físicas (cotas de projecto, volumes dos materiais, etc.) quer das suas características geotécnicas (estratigrafia, características dos materiais, etc.). Neste ponto serão apresentados um conjunto de tabelas de forma a melhor expor os valores de projecto.

Outro aspecto importante prende-se com as considerações que foram consideradas durante a modelação dos cais. Esta fase é importantíssima para se obter uma análise o mais realista possível já que o programa, por si só, não faz um julgamento dos resultados, apenas se limita a efectuar os cálculos para que foram definidos. Houve alguns pressupostos que foram tidos em conta e que serão posteriormente expostos. Na mesma linha serão ainda justificadas todas as escolhas obtidas, não só em termos de escolha dos métodos utilizados mas também em termos de problemas relacionados com a convergência do programa. Serão analisados, ainda, a exequibilidade dos respectivos cais, e em caso de não o serem forma de se efectuar algumas mudanças sem que o rigor da análise este em causa.

Relativamente ao estudo pretende-se essencialmente avaliar a estabilidade das estruturas de acostagem para o fenómeno da rotura global pela fundação. A segurança é avaliada essencialmente pela obtenção de um factor de segurança associado às diversas situações em estudo. A cada análise está sempre associada uma cunha de deslizamento característica que é importante também ser analisada.

Como se sabe, este tipo de fenómeno está dependente de múltiplos factores, tais como, as fundações da estrutura, os aterros de tardo, as sobrecargas a que estão sujeitos, o peso do próprio do cais, são alguns dos elementos que alteram a segurança das estruturas. Deste modo será avaliada a forma como as estruturas

reagirão à variação de alguns desses elementos, procurando com isto, avaliar a resposta das mesmas para situações mais desfavoráveis do que as que estão sujeitas.

Todas estas análises serão acompanhadas com quadros e tabelas de forma a melhor ser possível interpretar os resultados obtidos.

5.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM

Neste ponto serão discutidos os resultados obtidos para cada estrutura. O principal objectivo é analisar a segurança em relação ao deslizamento global das estruturas pela fundação. Serão analisados os factores de segurança para as acções de dimensionamento, nomeadamente para os diferentes desníveis de maré, e tentará prever-se o comportamento das mesmas para a alteração de determinados parâmetros. Será feito um estudo aprofundado sobre as alterações na estabilidade da estrutura de todos os elementos que compõe uma estrutura deste tipo.

Em seguida serão analisadas as diferentes estruturas em estudo e discutidos os diferentes métodos aplicados a cada uma delas.

5.2.1. TERMINAL DE CONTENTORES NORTE

O terminal de contentores Norte é constituído por dois cais diferentes, um fundado à cota -10,0 metros (ZHL) e outro fundado à cota -6,0 m (ZHL). O mais profundo é o único com características de acostagem.

Relativamente a este, foi construído numa zona onde foi necessário proceder ao desmonte de rocha já que esta se encontrava a uma cota superior ao previsto para a profundidade desta estrutura. A rocha foi demolida até à cota -11,5 m (ZHL) e posteriormente preenchida por um prisma de enrocamento com meio metro de espessura onde a estrutura foi assente. Relativamente ao cais é constituído por 7 blocos sobrepostos que perfazem um total de cerca de 80 m³ de betão por metro linear, o que representa um peso estabilizador de 1920 kN. O mesmo procedimento foi feito para o outro perfil. Este por sua vez é constituído por apenas 5 blocos que representam um peso de 1080 kN. A necessidade que houve em desmontar rocha transmite por si só a ideia de que as estruturas estão assentes em estratos de muito boa qualidade, pelo que, fazendo uma previsão dos resultados, seja espectável a verificação de bons resultados de segurança. A figura 5.1 representa as estruturas em corte e a respectiva representação de cálculo:

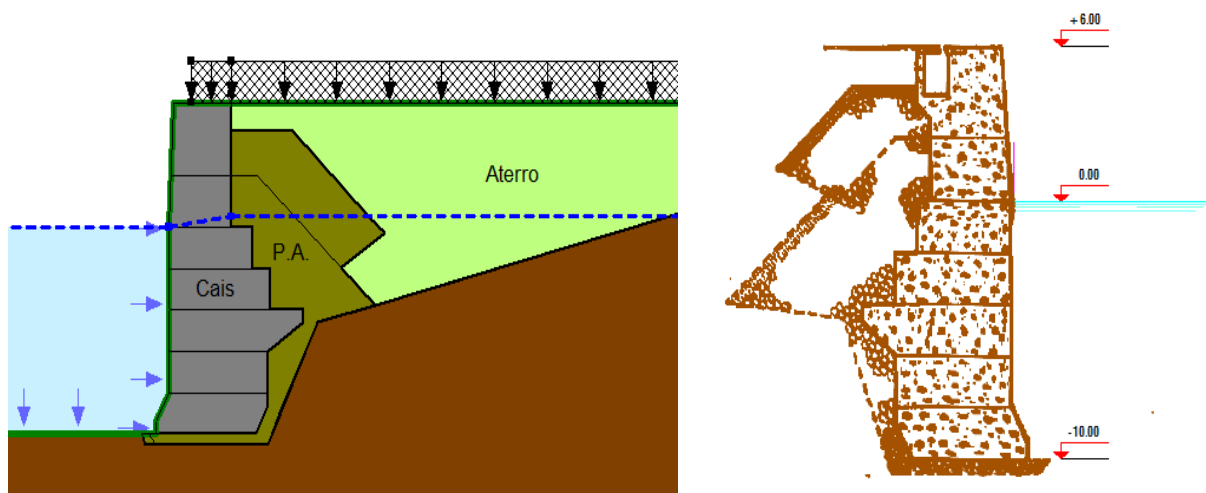


Fig. 5.1 – Representação da secção transversal do Terminal de Contentores Norte (A).

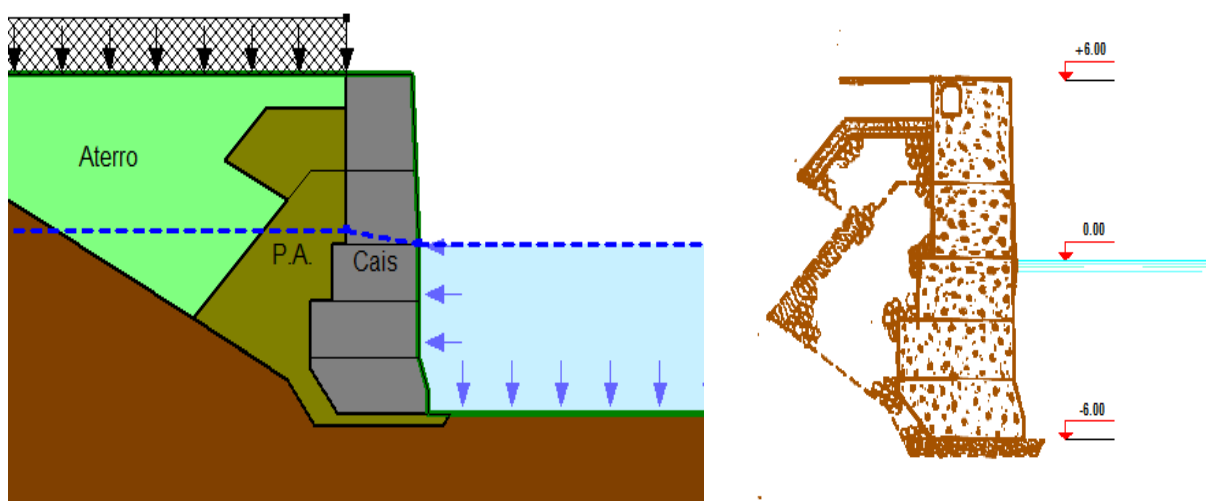


Fig. 5.2 – Representação da secção transversal do Terminal de Contentores Norte (B).

Relativamente às características dos materiais e acções de projecto considerados, foram a indicada no quadro 5.1 e 5.2 :

Quadro 5.1 – Características do TCN (A e B).

Material	Peso Volúmico		Coesão		Anglo de Atrito	
	γ	kN/m ³	c	kPa	ϕ'	°
Betão	24		100		70	
Aterro	18		0		32,5	
Prisma de Alívio	18		0		40	
Prisma de Enrocamento	18		0		40	
Fundação Granítica	20		100		45	

Quadro 5.2 – Sobrecargas de dimensionamento.

Sobrecargas	Rolantes (kN/m ²)	Terrapleno (kN/m ²)
TC (A)	50	50
TC (B)	-	50

Este cais é sem dúvida o mais complexo em termos de análise de deslizamento global. A principal razão prende-se com a geometria do estrato de granito.

5.2.2. DOCA Nº 4 – SUL E POENTE

Os cais da doca nº 4 tem como principal função servir de acostagem ao terminal de petroleiros Sul pelo que se prevê uma enorme acção exercida pelas sobrecargas resultantes da sobreposição dos contentores armazenadas no terrapleno. O presente trabalho vai-se centrar exclusivamente nos cais sul e poente visto serem estruturas do tipo gravítico.

Ambas as estruturas estão fundadas em granito ligeiramente alterado pelo que foi necessário a colocação de um prisma de enrocamento de fundação com cerca de 2 metros de espessura. A sua função é de degradação das forças geradas sobre os cais de forma a minimizar a sua transmissão para a fundação granítica.

Em termos de profundidades, o cais poente está fundada à cota -11,0 m (ZHL) e o cais sul à cota -12,0 m (ZHL) e ambos são constituídos por blocos pré-fabricados com uma configuração própria para as estruturas. A proximidade com o antigo leito do rio Leça é bem presente com a existência dos já referidos aluviões no cais este. As figuras 5.3 me 5.3 representam os dois cais em corte de projecto e em modelo de cálculo:

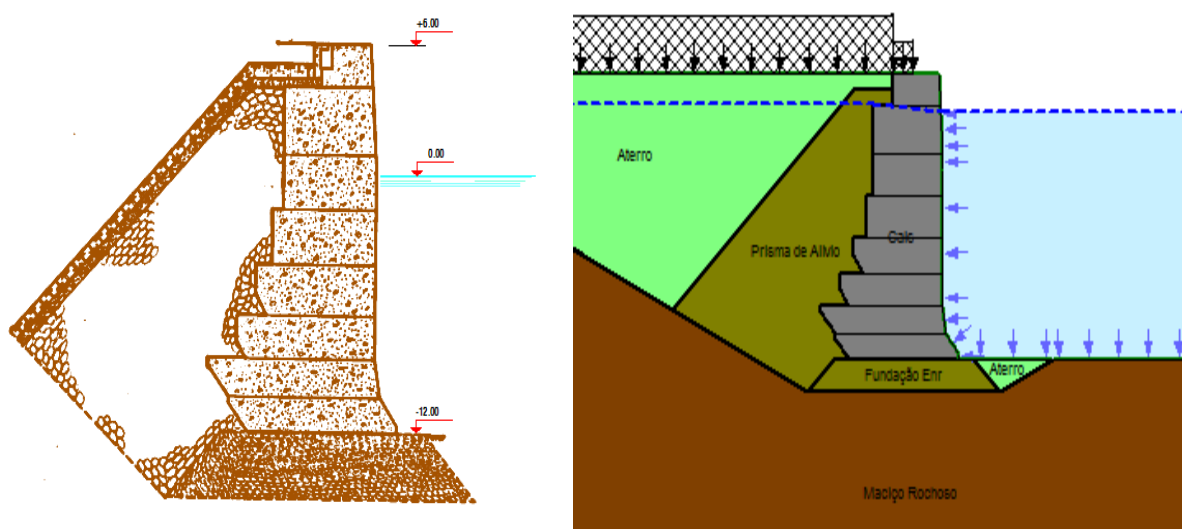


Fig. 5.3 – Representação da secção transversal da Doca nº4 (Sul).

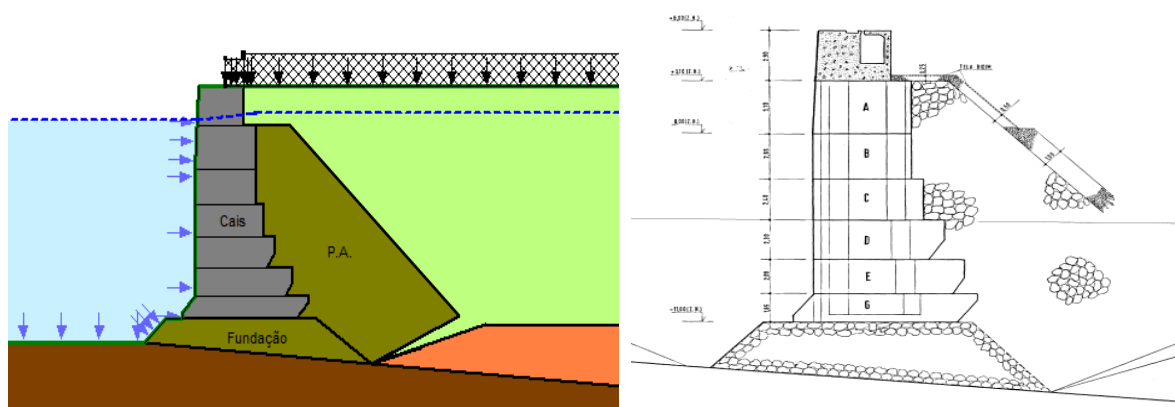


Fig. 5.4 – Representação da secção transversal da Doca nº4 (Poente).

Pela análise da figura relativa ao cais Este é ainda possível verificar a existência de uma fundação granítica inclinada.

Relativamente às acções e características dos materiais característicos destes cais estão expressas no quadro seguinte:

Quadro 5.3 – Características da Doca nº4 (Sul e Poente).

Material	Peso Volúmico		Coesão		Ângulo de Atrito	
	γ	kN/m ³	c	kPa	ϕ'	°
Betão	24		100		70	
Aterro	18		0		32,5	
Prisma de Alívio	18		0		40	
Prisma de Enrocamento	18		0		40	
Fundação Granítico	20		50		35	
Aluviões	18		2		20	

Quadro 5.3 – Sobrecargas de dimensionamento.

Sobrecargas	Rolantes (kN/m ²)	Terrapleno (kN/m ²)
Este	15	50
Sul	15	50

Ainda relacionado com o este estudo, estão previstas as análises de estabilidade para situações sísmicas. Assim para situações estáticas de projecto serão ainda analisados as acções dinâmicas geradas pela acção de um sismo, para o nível de maré de +2,00 m (ZHL). O quadro 5.4 representa as duas combinações extra que serão tidas em conta na análise de estabilidade do cais nº 4:

5.4 – Combinações previstas em Projecto.

Combinação	Rolantes (kN/m ²)	Terrapleno (kN/m ²)	Kh	Kv
1	50%	50%	0,05	±0,03
2	50%	50%	0,1	±0,06

A existência de coeficientes de acção sísmica será importante para analisar a sua influência em termos de estabilidade global da estrutura. Naturalmente que a sua consideração levará a condições de segurança mais precárias mas será interessante compreender a matriz dessas diferenças.

5.2.3. DOCA Nº 1 – NORTE - SUL

Como foi referido no capítulo 2, este cais representa a solução mais antiga existente no porto de Leixões. Comparativamente com as outras estruturas do tipo gravítico existentes no porto a diferença que mais chama a atenção é a ausência de um prisma de alívio. Como se deve compreender, esta ausência tem consequências evitáveis ao nível da estabilidade que se repercutirá nos resultados obtidos em modelo. Será pois importante conhecer qual o efeito que a implantação de um prisma de alívio terá na estrutura, não só em termos de aumento da sua estabilidade mas também na variação dos desníveis entre paramentos gerados pelos fluxos de maré.

Em termos físicos e dadas as particularidades da sua construção (já referidas no capítulo 2), esta representa uma estrutura que possui fundos entre a cota -10 m (ZHL) e -12 m (ZHL) em função da cota de incidência de um estrato resistente de granito. Relativamente ao cais representa um total de cerca de 81 m³ de betão (por metro linear) o que representa um total de 1944 kN de força estabilizadora.

A figura 5.4 representa em corte estrutura, a da esquerda o esquema do corte em projecto e o da direita o modelo no *Slope/W*:

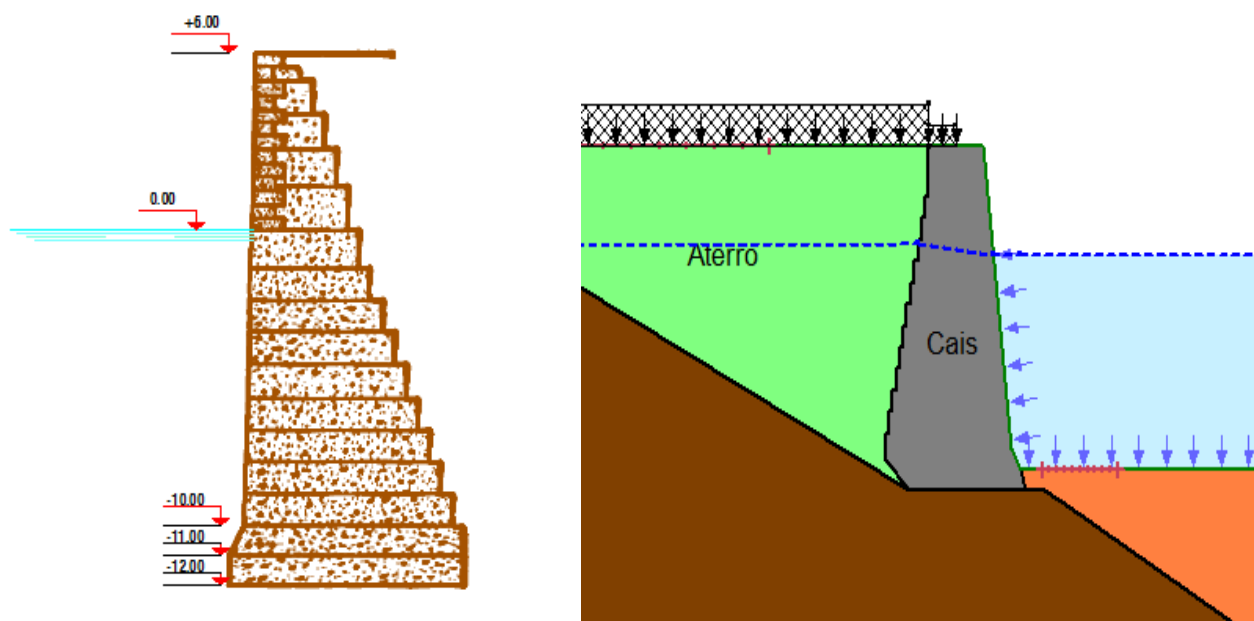


Fig. 5.5 – Representação em corte da Doca nº1 (Norte – Sul).

5.3. DESCRIÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA

5.3.1. MÉTODOS DE CÁLCULO DAS CUNHAS DE DESLIZAMENTO UTILIZADOS

Como foi referido anteriormente, a análise numérica efectuou-se recorrendo ao programa comercial de análise de equilíbrio-limite *Slope/W* na sua versão de 2007, que permite aos seus utilizadores a escolha de vários métodos de análise. A sua escolha requer, por parte do analista, alguma sensibilidade e experiência de forma a procurar adaptar a melhor escolha para a situação em estudo.

Os parâmetros de resistência dos solos e dos estratos rochosos presentes no local de implantação, coesão e ângulo de atrito, foram obtidos nos ensaios triaxiais drenados, realizados em corpos de prova extraídos de amostras indeformáveis de cada uma das camadas de solo constituintes.

Deste modo o importante não é necessariamente a escolha do tipo de método mas sim a análise dos resultados que este produz. Assim o que se pretende fazer é a tentativa de adaptação dos métodos às diferentes análises em estudo.

5.3.2. SELECÇÃO DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO-LIMITE

Para se usarem efectivamente os tipos de análise de equilíbrio limite, é vital compreender os métodos, as suas capacidades e as suas limitações, e não esperar resultados que o método não é capaz de prever. Dado que o método é baseado puramente em princípios estáticos e sem considerar a interferência de assentamentos, nem sempre é possível obter uma distribuição de tensões realista. Isto é algo que o método não pode prever e consequentemente não deve ser espectável. Felizmente, devido à existência de distribuições irreais em algumas fatias, não significa que o factor de segurança seja inaceitável. A maior precaução a ter está relacionado com as tensões geradas sobre a potencial massa de deslizamento devido à forma da cunha ou na interacção solo-estrutura.

Isto significa que o método não se deve centrar apenas na observação dos FS mas igualmente em outros factores. Deste modo é essencial analisar a variação dos diversos parâmetros ao longo da superfície e ver se estes apresentam valores coerentes com o problema.

Também, nas análises de equilíbrio-limite devem ser utilizados, por mais pequeno que seja a sua utilização, métodos que satisfaçam ambos o equilíbrio de forças e momentos, tais com o métodos geral de equilíbrio limite ou o método de Morgenstern-Price, cuja aplicação com o presente programa é fácil a aplicação destes métodos mais rigoroso em função dos métodos mais simples que apenas satisfazem alguma das equações. Analisando o gráfico que compara o FS com o λ , por exemplo, ajuda a compreender quais as diferenças entre ambos os métodos.

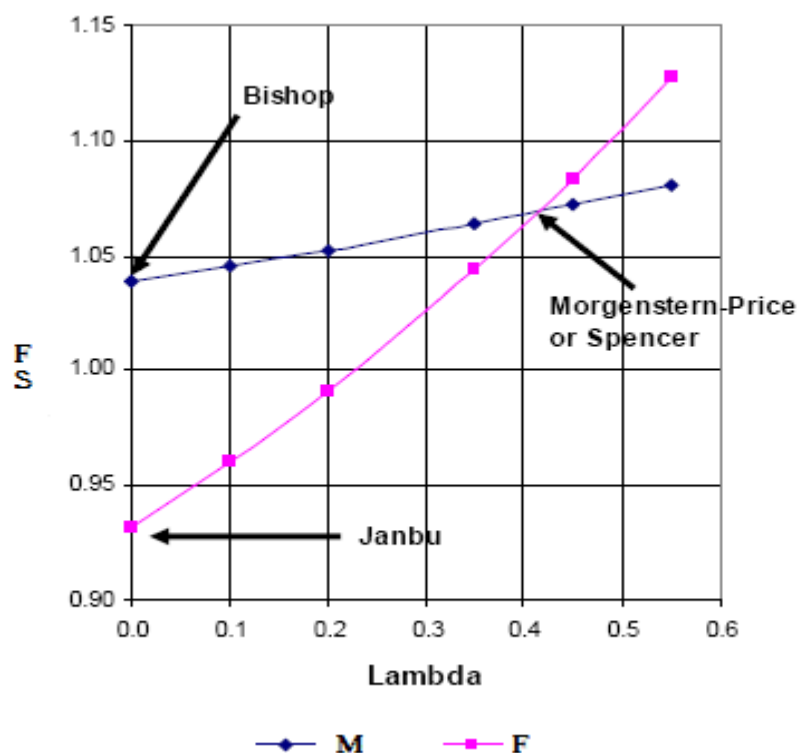


Fig. 5.6 – Gráfico Lambda vs FS.

A representação dessas diferenças, evidenciadas pela figura 5.6 demonstram bem as diferenças entre os diferentes métodos. O método de Bishop, por ignorar as forças de corte inter-fatias e satisfazer apenas o equilíbrio de momentos, representa no gráfico anterior um valor de λ nulo. Da mesma forma, o método de Janbu, por desprezar, igualmente, a forças geradas entre fatias e por apenas considerar o equilíbrio estático de formas, representa um valor de λ igualmente nulo. Na prática, o que vai acontecer é que, analisando o método geral de equilíbrio-limite, no gráfico de FS vs λ , os valores de ambas análises são assumidos para quando, quer a curva de momentos, quer a curva das forças, representa um valor de lambda igual a zero o que pode representar resultados sobre ou subestimados, já que se tratam de métodos menos rigorosos.

O que acontece com outras abordagens que satisfaçam ambos as condições de equilíbrio, é a determinação dos factores de segurança correspondentes à intersecção de ambas as curvas.

Para se ter uma melhor ideia da disparidade de resultados para ambos os métodos, considera-se a seguinte análise efectuada à doca nº 4 (Sul), representada na figura 5.7.

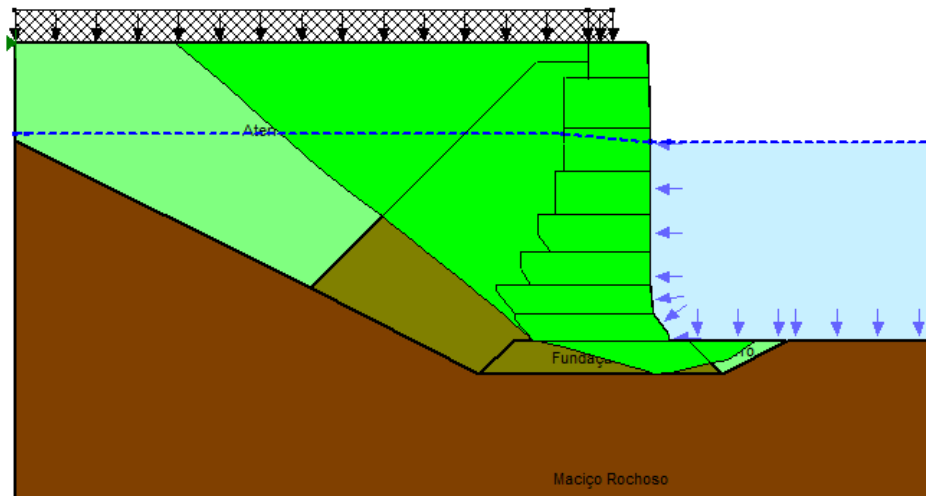


Fig. 5.7 – Análise efectuada para Doca nº4.

Para esta análise de resultados obteve-se o seguinte gráfico de variação FS vs λ (figura 5.8)

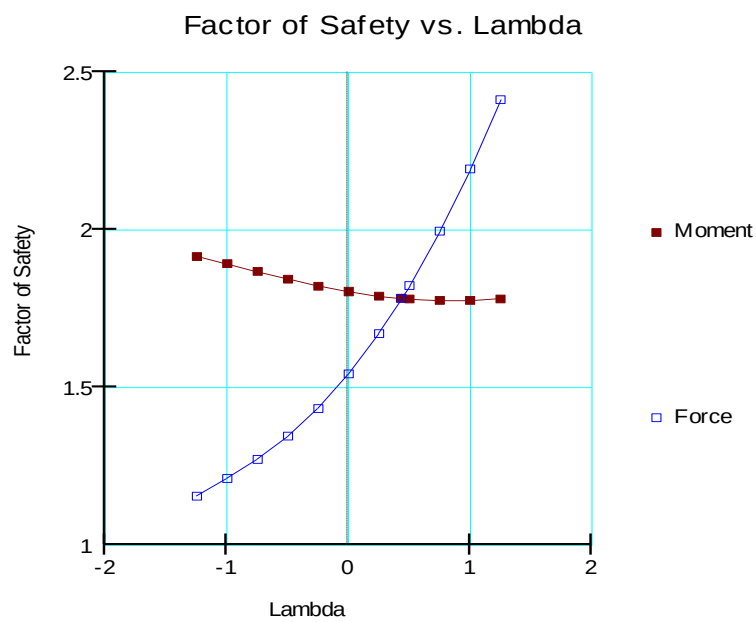


Fig. 5.8 – Lambda vs FS.

Comparando a figura 5.8 com a figura 5.6 é fácil de prever quais os valores de FS associados a cada um dos métodos. Esses valores estão expressos no quadro seguinte:

Quadro 5.6 – Factores de Segurança obtidos.

Método	Morgenstern-Pride	Janbu	Bishop
FS	1,783	1,543	1,805

Pode-se constatar que, os valores obtidos pelos métodos de Janbu e Bishop são mais dispares que os obtidos pelo método de Morgenstern-Pride ou pelo métodos geral de equilíbrio limite (*General Limit Equilibrium – GLE* expressão usada nos países anglo-saxónicos), que, por serem condicionados por vários parâmetros são mais representativos dos fenómenos naturais. Deste modo, ao longo do presente trabalho, serão os únicos que serão alvo de análise.

5.3.3. PROBLEMAS DE CONVERGÊNCIAS DAS ANÁLISES

Durante a execução do modelo numérico constatou-se que, a consideração de uma força de amarração aplicada sobre um cabeço de amarração (considerado as características específicas do aço) originavam, no programa, uma falta de convergência nas análises que conduziam a um erro nos resultados finais (figura 5.9).

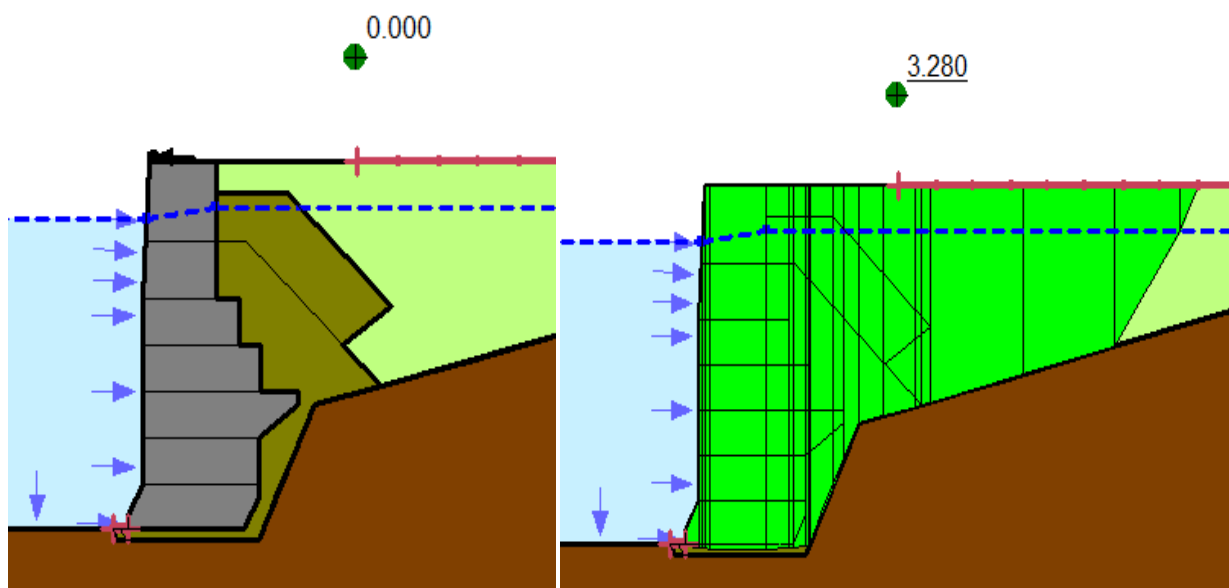


Fig. 5.9 – Problema de convergência com a utilização da força de amarração.

Essa falta de convergência era traduzida pela não definição da cunha correspondente. O mesmo exemplo, mas excluindo a força de acostagem já se apresentava convergente. Desse modo tentou-se a aplicação da força à superfície do cais, sem a inclusão do cabeço de amarração. O resulta obtido foi idêntico e foi comprovado por uma equipa de apoio aos utilizadores do slope/w. Por isso a consideração da força de amarração não será tida em conta para as futuras análises. Esta condicionante pode corresponder à obtenção de resultados um pouco superiores aos previstos com a sua utilização já que este desempenha um papel essencialmente estabilizador na estrutura.

5.4. RESULTADOS OBTIDOS

Em seguida serão analisados os resultados obtidos para várias análises realizadas. O que se procurou desenvolver ao longo do presente trabalho foi tentar compreender o comportamento das estruturas para várias situações possíveis, que vão desde a variação do nível de maré, potenciais aumentos de sobrecarga superficiais, analisar a influência de considerar estratos com mais baixas características, etc.

A primeira fase da análise consistirá em definir qual o modelo que mais se apropria ao estudo em questão, daí serão considerados dois cenários possíveis, que representarão duas análises distintas:

- Análise 1 – Modelação dos estratos graníticos segundo o critério de Mohr-Coulomb;
- Análise 2 – Modelação dos estratos graníticos como material infinitamente rígido/indeformável (Bed-Rock).

Estas duas análises surgiram com a necessidade de apresentar um modelo base para o início do estudo.

Em seguida, e pegando no modelo base escolhido das análises anteriores, serão efectuados diversas variações dos diversos agentes que actuam sobre a estrutura para analisar a resposta da mesma para essas alterações. As análises posteriores serão as seguintes:

- Efeito do Prisma de Alivio;
- Efeito do Material de Aterro;
- Efeito das Sobrecargas;
- Efeito do Desnível entre ambas as faces;
- Efeito do peso próprio do Cais.

O objectivo principal é tentar perceber qual o fenómeno que mais influenciará na estabilidade deste tipo de estruturas. Ao considerar situações cada vez mais desfavoráveis será analisado o comportamento dos cais para o fenómeno estudado.

Relativamente ao nível freático considera-se que existe um desfasamento de 0,5 metros entre a face de acostagem e a face de tardoz (tal como considerado em projecto). Como a análise relativa ao slope/w se processa em regime hidrostático, a componente do fluxo hidráulico gerado pelas variações de corrente, não serão tidas em conta. Desta forma é possível que ocorreram factores de segurança ligeiramente acima dos observados se essa força fosse considerado. Dai ser importantíssimo a obtenção de valores de segurança algo elevados para comprovar realmente que as estruturas exibem um bom comportamento ao fenómeno do deslizamento por cunhas.

5.4.1. ANÁLISES 1 E 2

Na primeira análise (análise 1) procura-se ser o mais fiel possível às características dos elementos das estruturas em estudo. Essas características podem ser observadas ao longo do presente capítulo (ver 5.2). Deste modo, os elementos serão representados em função das suas características segundo o critério de rotura Mohr-Coulomb, onde serão obtidos os primeiros resultados de factores de segurança e respectivas cunhas. As cunhas características de cada elemento em estudo não serão limitadas pelo operador, podendo-se desenvolver ao longo de cada estrato definido.

Numa primeira instância será analisado o modo como esses parâmetros variam considerando uma variação sucessiva de meio metro, entre a cota +0,00 m (ZHL) até à cota +3,5 m (ZHL) na face de acostagem, isto é,

à cota de +4,00 m (ZHL) na face de tardoz. Considera-se uma cota superior em tardoz já que os impulsos gerados nesta face têm um efeito benéfico para o deslizamento de cunha de rotura.

Relativamente ao método de definição das cunhas será considerado para alguns casos o *Grid and RADIUS* e para outros o método *entry and exit*, em função do que melhor se ajustar ao método em estudo, já que permitem um número significativo de superfícies potenciais de deslizamento, e os resultados serão obtidos em função ao método de Morgenstern e Price (MP) e segundo o método generalizado de equilíbrio limite (GLE).

As várias análises efectuadas podem ser consultadas no quadro 5.7 onde é possível analisar a variação dos FS ao longo de um ciclo de maré.

Quadro 5.7 – Resultados da análise 1.

Análise 1						
Z (m)	Doca nº1 Norte-Sul		Doca nº4 Poente		Doca nº4 Sul	
	GLE	MP	MP	MP	GLE	MP
0	2,036	2,036	2,116	1,925	2,173	2,179
0,5	2,046	2,047	2,119	1,927	2,183	2,182
1	2,066	2,067	2,113	1,928	2,190	2,192
1,5	2,075	2,076	2,101	1,930	2,190	2,186
2	2,083	2,084	2,107	1,931	2,206	2,194
2,5	2,108	2,109	2,098	1,938	2,218	2,208
3	2,119	2,076	2,098	1,942	2,201	2,214
3,5	2,123	2,133	2,081	1,947	2,223	2,217

Quadro 5.8 – Resultados da análise 1.

Terminal de Contentores Norte - A		Terminal de Contentores Norte - B		
Z (m)	Análise 1			
	GLE	MP	GLE	MP
0,0	2,967	2,967	2,691	2,701
0,5	2,992	2,997	2,660	2,742
1,0	3,020	3,020	2,763	2,716
1,5	3,051	3,051	2,757	2,735
2,0	3,087	3,087	2,749	2,782
2,5	3,127	3,126	2,832	2,769
3,0	3,171	3,171	2,842	2,827
3,5	3,220	3,220	2,850	2,879

Para primeira abordagem à análise de resultados podemos comprovar que, efectivamente os resultados obtidos são elevados, havendo a tendência para se verificar valores, de uma forma geral, mais altos para situações de preia-mar.

Relativamente aos valores de factores de segurança registados, pode-se comprovar que os cais compostos por materiais de melhor qualidade, que é o caso do terminal de contentores Norte (A e B), associando as

boas características da sua fundação granítica com a existência do prisma de alívio (o que não acontece com as restantes), apresentam valores mais elevados desse parâmetro. A figura 5.10 representa as situações extremas na presente análise, isto é, a situação de preia-mar no terminal de contentores norte –A e a situação de baixa-mar para a doca nº4 – Poente.

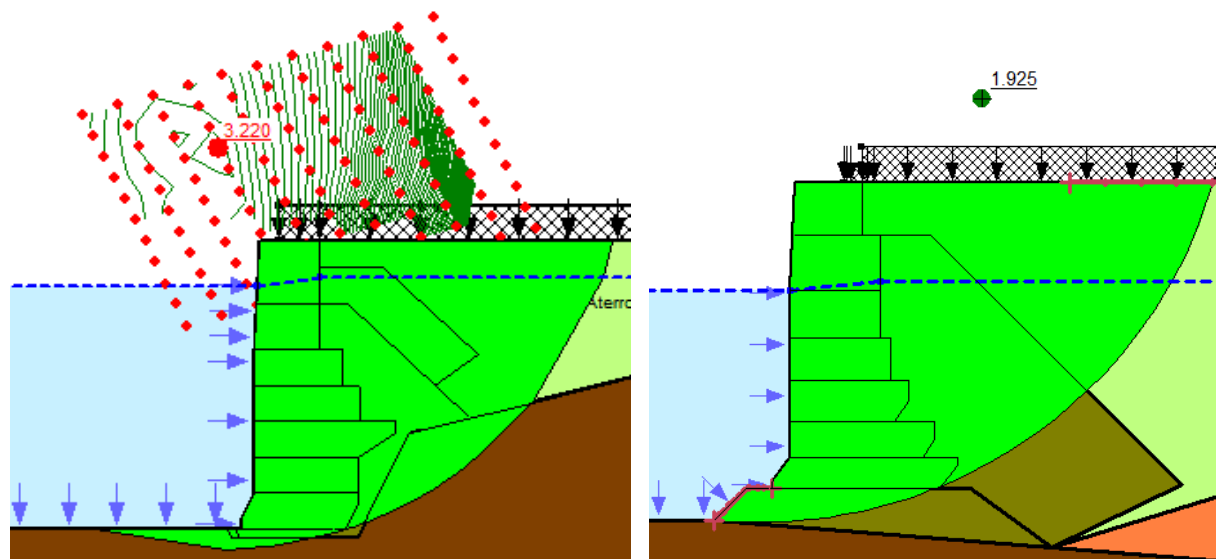


Figura 5.10 – Análise 1: Terminal de contentores norte –A situação de preia-mar (Esquerda); Doca nº4 – Poente situação de baixa-mar (direita).

Como foi referido anteriormente, o factor de segurança representa a razão entre as tensões tangenciais resistentes e as tensões mobilizadas. Ora, as tensões tangenciais resistentes, como já foi referido, dependem essencialmente dos parâmetros físicos característicos dos materiais onde a superfície de rotura é formada. No caso do terminal de contentores, verifica-se que a cunha é mobilizada essencialmente pelos estratos de granito, ao invés da doca nº4 onde se verifica a mobilização da mesma por estratos de menor resistência. O facto de o granito apresentar coesão e ângulo de atrito elevados vai conferir às superfícies de rotura mais atrito entre elas e daí a sua maior estabilidade.

De seguida procedeu-se à segunda análise (análise 2), que teve como única diferença o facto de se modelar os maciços rochosos recorrendo à função *Impenetrable (Bed-Rock)*. A consideração de dos estratos graníticos como um material infinitamente rígido/indeformável tem como principal diferença a não mobilização de massas deslizantes por estes estratos. É, portanto, expectável a existência de valores de FS ligeiramente mais baixos já que as características dos materiais que compõem as superfícies de rotura são igualmente mais baixos (aterro e prisma de alívio) relativamente as características dos estratos rochosos.

Antes de se iniciar a apresentação dos resultados obtidos é necessário relatar um aspecto que foi tido em conta para umas das estruturas, que no caso é a Doca nº1 – Norte-Sul. Como podemos verificar na figura 5.5 a representação da estrutura não contempla a existência de uma superfície de transição entre a base do muro e a própria fundação. No caso de se tentar obter uma análise para as premissas acima descritas, o que se iria verificar, tal como está representado na figura 5.11, seria a existência de superfícies de rotura ao longo do cais, o que não é de todo aceitável, já que o betão nunca vai apresentar esse tipo de rotura para as gamas de solicitações a que está sujeita.

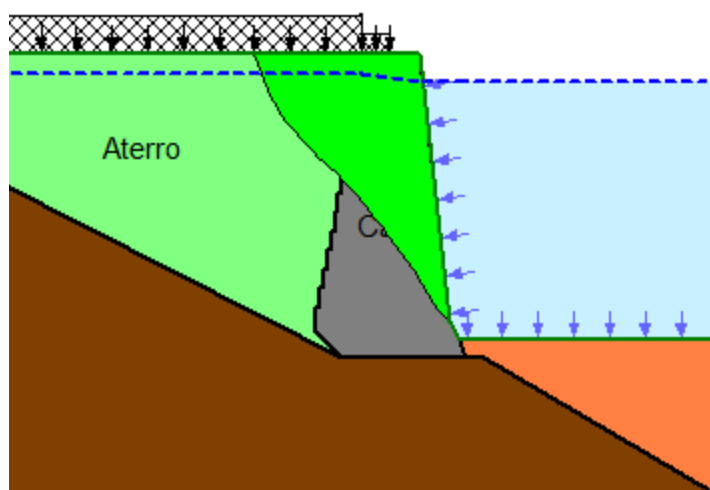


Figura 5.11 – Convergência para a Doca nº1 (Norte – Sul) : Análise 2.

Para esta situação, procedeu-se a uma ligeira alteração do esquema de cálculo que consistiu em criar um pequeno prisma de alívio com cerca de meio metro de altura à imagem do que acontece no Terminal de Contentores Norte. Com isto o que se pretendeu foi criar uma superfície na base do muro onde seria passível a formação de cunhas ao longo da base do mesmo, impedindo a situação presente na figura 5.11. Naturalmente que esta situação poderá conduzir a um pequeno erro, essencialmente por não se conhecer as características da camada que liga o cais à sua fundação, contudo o que se pretendeu foi criar uma forma de se obter uma convergência mais realista que a apresentada anteriormente.

Deste modo, e indo em seguimento do que foi anteriormente dito sobre esta estrutura optou-se por se recorrer ao método *Fully Specified*, onde será possível definir as superfícies de rotura sobre a base do cais. A figura 5.12 esquematiza a malha de cálculo gerado para a análise da doca nº1 – Norte Sul.

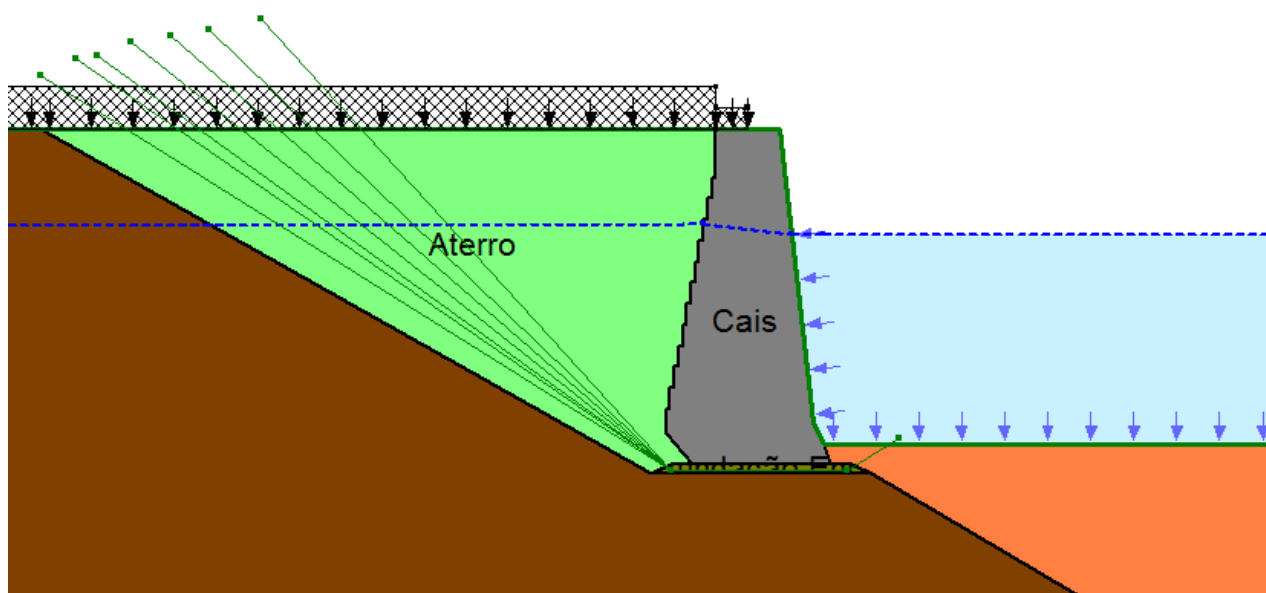


Figura 5.12 – Esquema alternativo para a Doca nº1 – Norte Sul.

Assim os quadro 5.9 e 5.10 representam os resultados obtidos para a presente análise.

Quadro 5.9 – Resultados da análise 2.

	Doca nº1 - Norte Sul		Doca nº4 - Poente		Doca nº4 - Sul	
Z (m)	Análise 2					
	GLE	MP	GLE	MP	GLE	MP
0	2,115	2,116	1,902	1,901	1,965	1,968
0,5	2,118	2,119	1,903	1,904	1,974	1,972
1	2,112	2,113	1,904	1,904	1,986	1,982
1,5	2,099	2,101	1,906	1,906	1,987	1,983
2	2,105	2,107	1,906	1,906	1,922	1,980
2,5	2,091	2,098	1,913	1,913	1,966	2,022
3	2,098	2,098	1,916	1,916	2,001	2,010
3,5	2,078	2,081	1,920	1,920	2,040	2,012

Quadro 5.10 – Resultados da análise 2.

Terminal de Contentores Norte - A		Terminal de Contentores Norte - B		
Z (m)	Análise 2			
	GLE	MP	GLE	MP
0,0	2,860	2,866	2,284	2,284
0,5	2,857	2,859	2,280	2,280
1,0	2,857	2,857	2,278	2,278
1,5	2,860	2,856	2,277	2,277
2,0	2,856	2,861	2,278	2,278
2,5	2,854	2,864	2,280	2,281
3,0	2,855	2,871	2,284	2,285
3,5	2,859	2,878	2,286	2,288

Como se pode constatar pelos resultados apresentados, e como seria expectável, verifica-se um decréscimo significativo dos factores de segurança globais das estruturas. Esse decréscimo é mais significativo para o caso do Terminal de Contentores Norte que o registado nos outros cais, o que reflecte a influência que a fundação tem na geração das massas deslizantes. Noutro lado, temos o caso das docas nº4, cujos valores dos FS se mantêm muito idênticos, já que se verifica a formação de cunhas praticamente idênticas, não havendo tanta influência dos estratos rochosos. Esse facto pode ser comprovado pela figura 5.12.

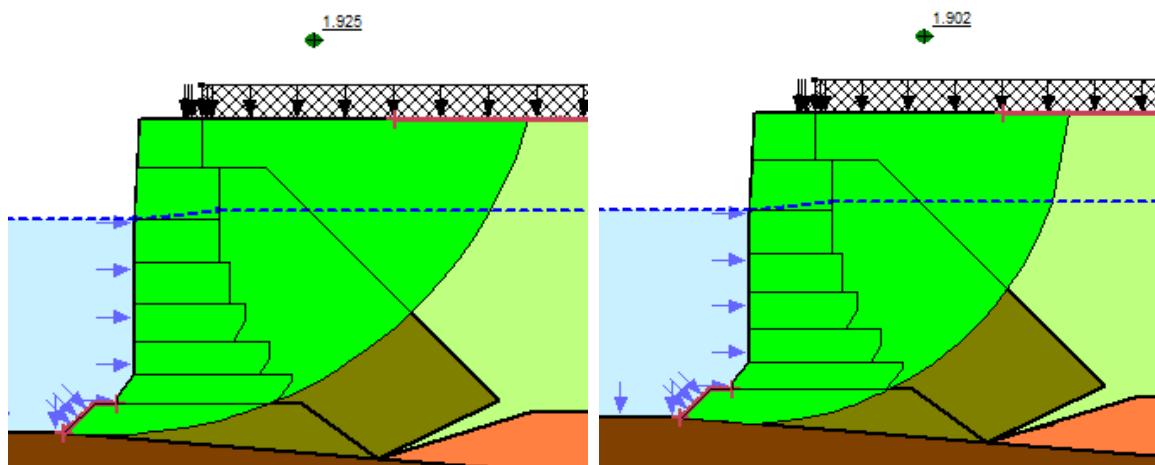


Figura 5.12 – Resultados para a Doca nº4 – Poente para as análises 1 (esquerda) e 2 (direita).

Após a análise dos valores obtidos, recorreu-se ao módulo de optimização da cunha, onde o software, por sucessivas iterações, vai fazer deslocar os pontos constituintes das cunhas mais desfavoráveis de forma a obter uma minimização dos factores de segurança obtidos. No método utilizado obtiveram-se cunhas com uma geometria poligonal constituída por segmentos rectos e outras circulares. No caso da optimização é espectável a obtenção de cunhas com geometrias irregulares. Note-se que este tipo de análise é meramente matemática, nem sempre conduz a resultados realistas, contudo é um instrumento útil na medida em que é possível minimizar ao máximo os valores de FS da análise.

Como se pode constatar pelas análises anteriores os valores registados quer pelo método de MP quer pelo método GLE conduz a valores similares, pelo que de forma a simplificar a análise de resultados apenas se considerará um deles, que para o caso será o GLE, já que este permite a obtenção do gráfico de variação do FS em função do λ e assim controla-se melhor a convergência das análises estudadas.

Analisando agora os valores dos factores de segurança associados a cada uma das análises considerando as situações extremas (baixa-mar e preia-mar), obtiveram-se os resultados representados nos quadros seguintes.

Quadro 5.11 – Optimização das cunhas para as análises 1 e 2: Doca nº1 Norte-Sul.

Optimização das Cunhas				
GLE	Análise 1		Análise 2	
Z(m)	0	3,5	0	3,5
FS	1,85	1,95	1,75	1,72
Volume (m³)	282,07	269,17	270,83	261,68
Vol. Muro (m³)	81,30	81,30	81,30	81,30
Vol. Mat. Mob (m³)	200,77	187,87	189,53	180,38
M. Resistente (kN/m²)	95707,00	81980,00	64022,00	51832,00
M. Mobilizado (kN/m²)	51832,00	42030,00	36557,00	30156,00
F. Resistente (kN/m)	3575,10	3201,20	3314,20	2683,30
F. Mobilizada (kN/m)	1941,20	1643,80	1897,50	1573,70

Quadro 5.12 – Optimização das cunhas para as análises 1 e 2: Doca nº4 : Sul e Poente.

Optimização das Cunhas								
GLE	Análise 1		Análise 2		Análise 1		Análise 2	
Z(m)	0,0	3,5	0,0	3,5	0	3,5	0	3,5
FS	1,689	1,821	1,787	1,793	1,667	1,653	1,718	1,651
Volume (m ³)	318,88	318,92	314,26	311,82	318,09	314,04	280,07	314,38
Vol. Muro (m ³)	112,46	112,46	112,46	112,46	99,30	99,30	99,30	99,30
Vol. Mat. Mob (m ³)	206,42	206,46	201,80	199,36	218,79	214,74	180,77	215,08
M. Resistente (kN/m ²)	104190,00	94729,00	107790,00	91896,00	93365,00	78823,00	90320,00	79085,00
M. Mobilizado (kN/m ²)	61767,00	52052,00	60310,00	51265,00	56021,00	47699,00	52566,00	47914,00
F. Resistente (kN/m)	4101,30	3638,00	4115,30	3569,40	3775,40	3212,30	3254,30	3206,60
F. Mobilizada (kN/m)	2434,00	2004,20	2305,70	1997,30	2266,50	1947,10	1895,10	1946,20

Quadro 5.13 – Optimização das cunhas para as análises 1 e 2: Terminal de Contentores Norte : A e B.

Optimização das Cunhas								
GLE	Análise 1		Análise 2		Análise 1		Análise 2	
Z(m)	0	3,5	0	3,5	0	3,5	0	3,5
FS	2,404	2,590	2,130	2,086	2,189	2,345	1,814	1,820
Volume (m ³)	227,34	236,68	241,21	241,47	126,560	114,650	141,510	143,190
Vol. Muro (m ³)	79,12	79,12	79,12	79,12	44,700	44,700	44,700	44,700
Vol. Mat. Mob (m ³)	148,22	157,56	162,09	162,35	81,860	69,950	96,810	98,490
M. Resistente (kN/m ²)	101070,00	91627,00	68681,00	59916,00	45853,000	37973,000	34541,000	29463,000
M. Mobilizado (kN/m ²)	42041,00	35387,00	32630,00	28599,00	20957,000	16198,000	19039,000	16196,000
F. Resistente (kN)	4457,50	4212,10	3783,30	3310,30	2603,200	2090,000	2318,900	1964,000
F. Mobilizada (kN)	1854,10	1629,70	1799,70	1581,20	1190,900	895,020	1278,400	1080,000

Analisando os quadros anteriores verifica-se que os valores dos FS sofreram um ligeiro decréscimo associado, naturalmente, ao processo de optimização dos resultados sofrida pelas diversas análises. O que se pode constatar igualmente entre análises é um decréscimo generalizado dos momentos e forças resultantes, quer resistentes quer mobilizadas. E a razão para tal prende-se com os motivos anteriormente expostos. O facto de as superfícies de rotura se manifestarem em solos sem coesão e com menor ângulo de atrito vão desde logo diminuir as tensões resistentes, por outro lado, o facto de esses materiais apresentarem menor peso volúmico vai conferir à cunha menor peso global e daí diminuir o seu efeito instabilizador.

Outro aspecto que se nota prende-se com a diminuição das forças e momentos gerados em preia-mar, comparativamente aos registados em baixa-mar. Este factor á partido não seria esperado, já que, como se sabe, a presença da água tenda a aumentar o peso resultante dos estratos e consequentemente as acções mobilizadas. O que de facto acontece é que ao se considerar um nível de água superior, o efeito é sentido não só nos estratos na face de tardo, mas também sobre a face de acostagem, gerando-se impulsos horizontais superior o que vai resultar no aumento das acções resistentes e daí a diminuição desses parâmetros.

Analisando os gráficos de variação das tensões tangenciais mobilizadas e resistentes para a situação de preia-mar no Terminal de Contentores Norte relativo às duas análises anteriores, pode-se constatar o efectivo decréscimo da variação das tensões globais de ambas as situações (figuras 5.13 e 5.14)

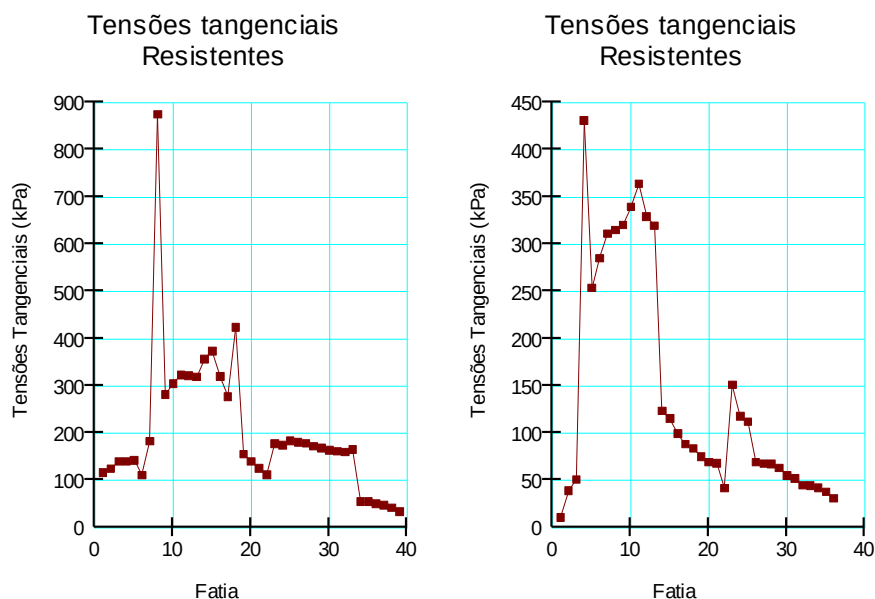


Figura 5.13 – Gráficos da variação das Tensões Tangenciais Resistentes para as análises 1 (esquerda) e 2 (direita).

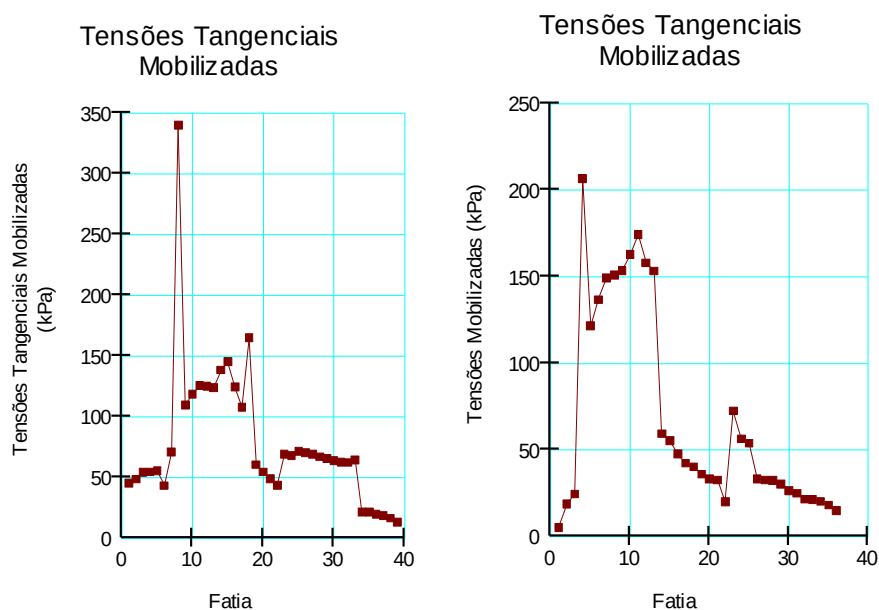


Figura 5.14 – Gráficos da variação das Tensões Tangenciais Mobilizadas para as análises 1 (esquerda) e 2 (direita).

Naturalmente que ambas as análises representam resultados distintos, que são bem expressos pelos formatos de ambos os gráficos, contudo é claro verificar-se que a os parâmetros das tensões tangenciais para a análise 1 são claramente de maior intensidade que os registados na análise 2. Deste modo comprovamos que as superfícies onde as cunhas se geram vão ter a primordial influência em termos das tensões tangenciais geradas que, no fundo, comandam todo o processo de estabilidade e instabilidade do fenómeno do deslizamento global deste tipo de estruturas.

Outro aspecto que se verificou após a optimização das cunhas foi a geometria das cunhas mobilizadas. Constatou-se que as cunhas de deslizamento geradas na face de tardo tendiam a apresentar uma geometria triângulos, o que nos remete para os resultados apresentados segundo a teoria de Rankine (figura 5.15). Podemos constatar esse facto através da figura 5.16, relativamente às análises em baixa-mar da doca nº1 Norte-Sul e da Doca nº4 Sul.

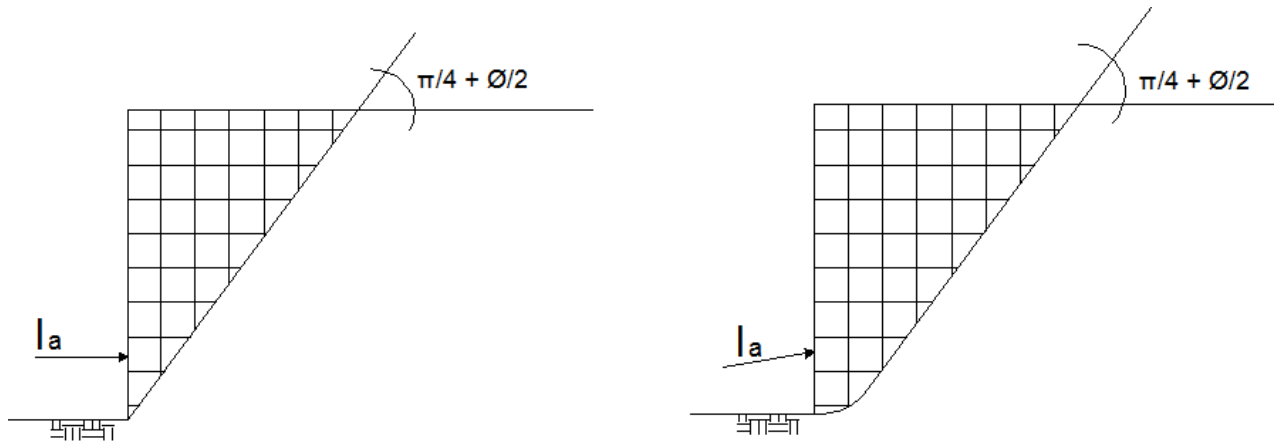


Figura 5.15 - Efeito entre o atrito entre o maciço e o paramento sobre a direcção do impulso e sobre as superfícies de cedência – [3].

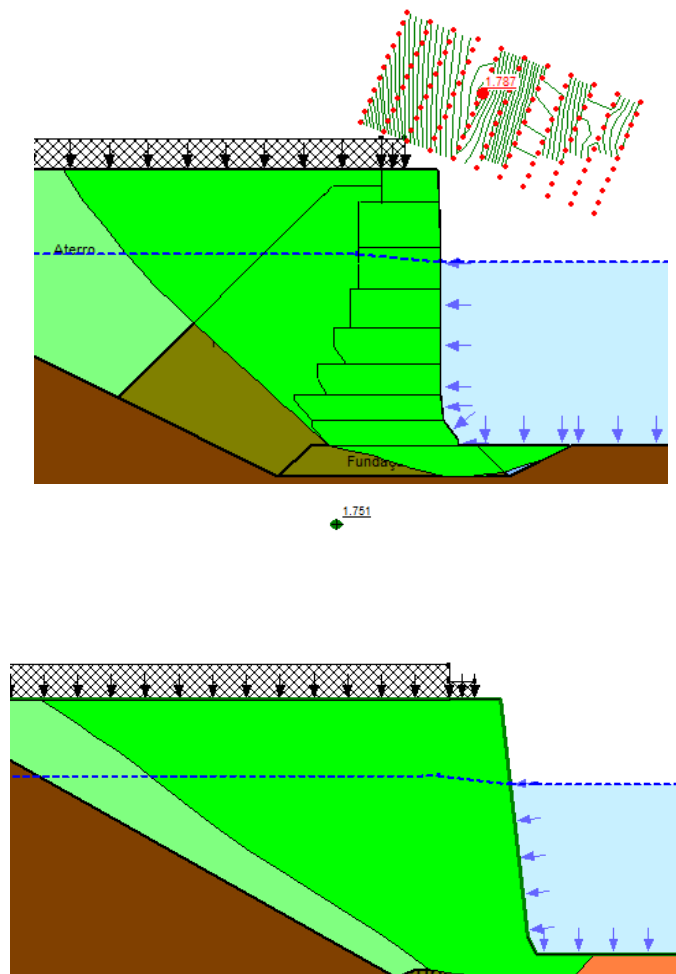


Figura 5.16 – Cunhas optimizadas para a análise 2 para a doca nº4 – Sul (cima) e doca nº1 Norte-Sul (baixo).

O único caso onde a geometria da cunha se apresenta com um aspecto menos usual, e como seria de esperar, é o Terminal de Contentores Norte – B. Esses resultados são explicáveis pela existência de estratos rochosos a cotas superiores que influenciam a normal geração das cunhas, o que não acontece nos anteriores casos. As cunhas características podem ser comprovadas na figura 5.17.

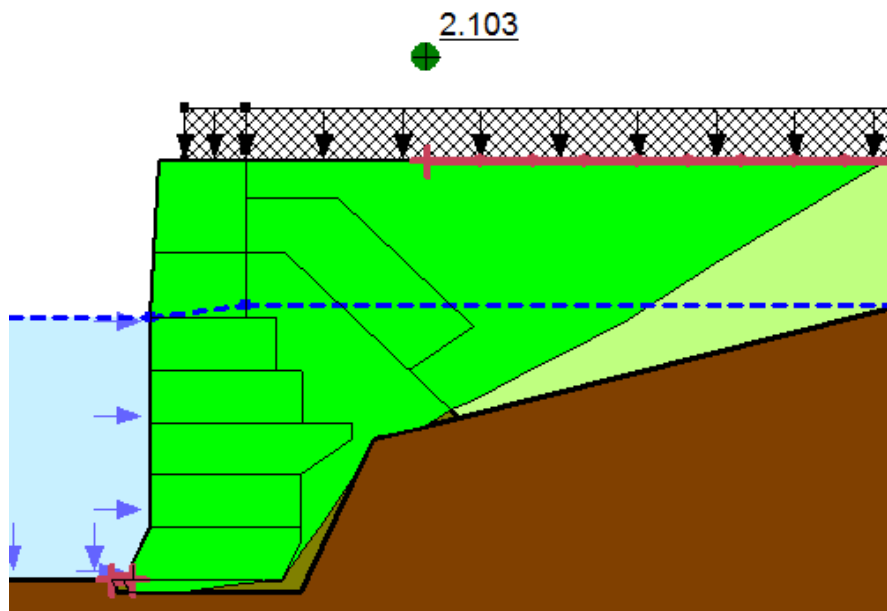


Figura 5.17 – Cunha optimizada para a análise 2 no Terminal de Contentores Norte.

Como conclusão final podemos garantir que a estabilidade das estruturas está assegurada. Os valores registados apresentam um elevado grau de satisfação já que os FS associados a cada análise se manifestam elevados.

Relativamente ao tipo de análise, considera-se que a segunda análise se manifesta mais realista já que, por um lado apresenta valores mais baixos, o que remete para uma análise atendendo ao lado da segurança, mas por outro devido à enorme variação das características físicas dos estratos graníticos comparativamente aos restantes. O facto de o critério de rotura de Mohr-Coulomb não se apresentar como o melhor critério de definição das características das rochas, pelo que o mais sensato será não considerar a sua contribuição para a cunha de deslizamento.

5.4.2. EFEITO DO PRISMA DE ALÍVIO

Com a presente análise pretende-se saber qual o efeito do prisma de alívio na face de tardo, para o estudo da estabilidade das estruturas de acostagem no fenómeno do deslizamento global da estrutura pela fundação. Já se sabe que, por ser constituído por materiais de grande dimensão tem implicações significativas ao nível da transmissão de forças na estrutura e graças ao seu elevado índice de vazios potencia uma mais eficaz transição dos fluxos de água gerados pela variação da maré, mas também é importante na materialização do aumento de instabilidade provocada na geração de cunhas de deslizamento.

Noutra abordagem há a doca nº1 (Norte-Sul), que não possui prisma de alívio, pelo que se procedeu à modelação de um prisma de alívio sobre a face tardo da estrutura para se analisar o aumento de

estabilidade provocado por esse estrato. Assim, a estrutura passará a apresentar a geometria apresentada na figura 5.18.

O que se pretende com esta abordagem será perceber a influência que este estrato vai representar em termos de estabilidade para as estruturas em estudo. Deste modo, vai ser substituído todo o prisma de alívio por material de aterro, excepção feita à doca nº1, que por não possuir esse prisma irá ser feito o inverso.

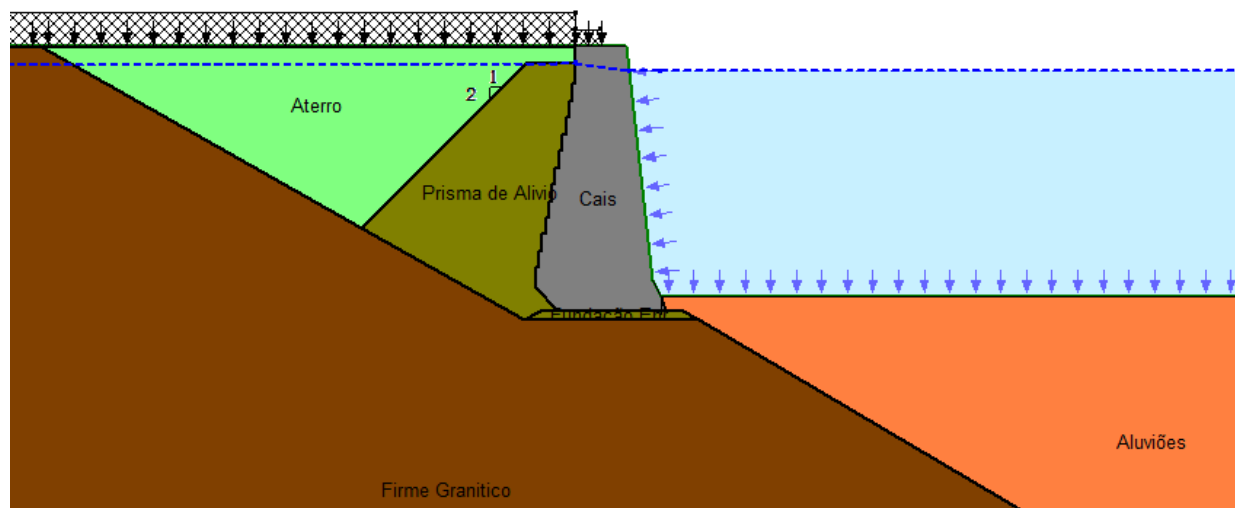


Figura 5.18 – Doca nº1 (Norte – Sul) com prisma de alívio.

Procedeu-se à análise dos diferentes cais obtendo-se os resultados expostos no quadro 5.16. De uma forma geral os resultados eram previsíveis. No caso das estruturas onde não se considerou o prisma de alívio irá ocorrer um abaixamento efectivo dos factores de segurança associados e para o caso da doca nº1 é expectável o seu aumento. Os valores apresentados são os registados sem a optimização da cunha, o que pode levar a valores muito díspares contudo apenas se pretende comparar a variação da estabilidade da estrutura para ambas as situações (com ou sem prisma de alívio).

Quadro 5.14 – Efeito no Prisma de Alívio na Doca nº1 – Norte Sul.

Optimização das Cunhas				
GLE	Efeito PA		Análise 2	
Z(m)	0	3,5	0	3,5
FS	1,888	1,820	1,751	1,718
Volume (m³)	245,45	234,89	270,83	261,68

Quadro 5.15 – Efeito do Prisma de Alívio na Doca nº4 : Poente e Sul.

Optimização das Cunhas								
GLE	Efeito PA		Análise 2		Efeito PA		Análise 2	
Z(m)	0	3,5	0	3,5	0	3,5	0	3,5
FS	1,514	1,542	1,718	1,651	1,545	1,545	1,787	1,793
Volume (m³)	323,60	322,80	280,07	314,38	327,05	321,21	314,26	311,82

Quadro 5.16 – Efeito do Prisma de Alívio no Terminal de Contentores Norte : A e B.

Optimização das Cunhas								
GLE	Efeito do PA		Análise 2		Análise 1		Análise 2	
Z(m)	0	3,5	0	3,5	0	3,5	0	3,5
FS	1,931	1,924	2,130	2,086	1,681	1,632	1,814	1,82
Volume (m ³)	225,62	234,08	241,21	241,47	147,96	145,08	141,51	143,19

Como podemos verificar a variação dos factores de segurança oscila entre os 0,2 e 0,3, e portanto podemos constatar o efeito benéfico do prisma de alívio para este fenómeno. Relativamente à análise 2 podemos constatar que se verificou um pequeno acréscimo do volume mobilizado. Esse fenómeno pode ser comprovado pela figura 5.11, onde Rankine conclui que as massas de cedência de um paramento estão intimamente ligadas ao ângulo de atrito apresentado pelos estratos de tardoz. Substituindo o prisma de alívio por material de aterro, está-se no fundo a alterar o ângulo de atrito do material, com isso a aumentar-se as massas mobilizadas. Assim, para a alteração provocada o conjunto responde com o aumento da massa mobilizada, o que provoca o aumento o peso da cunha de deslizamento (e consequentemente as tensões mobilizadas). O efeito sobre as tensões resistentes é inverso, já que as superfícies de rotura onde inicialmente existia enrocamento vão decrescer em proporção com as relações entre as tangentes do ângulo de atrito característico de cada material.

Com esta análise comprovamos que o prisma de alívio contribui significativamente para a estabilidade no fenómeno do deslizamento global das estruturas de acostagem.

5.4.3. EFEITO DO MATERIAL DE ATERRO

Inicialmente pensou-se em efectuar uma análise similar às anteriores. Contudo os materiais utilizados sobre o aterro são fortemente controlados, não só na sua selecção mas também em termos de compactação das camadas que a compõe, pelo que considerar um aterro com menores qualidade não se tornaria vantajoso. Em termos gerais era expectável um decréscimo geral dos FS por efeito da diminuição do atrito (tensões tangenciais) formado nas superfícies de rotura das cunhas mobilizadas. Dado que são materiais sem coesão, o parâmetro que mais influenciaria esse fenómeno seria o valor do ângulo de atrito. Contudo o intervalo de variação desse parâmetro nos aterros não é bastante díspar, o que fará com que essa diminuição não seria muito acentuada, acompanhado por um aumento geral das cunhas mobilizadas à imagem das análises anteriores.

5.4.4. EFEITO DAS SOBRECARGAS

O objectivo principal desta análise consiste em observar a influência sobre a estrutura da variação sucessiva da sobrecarga actuante à superfície. Com a evolução do transporte náutico é provável que haja um aumento da capacidade de carga dos navios, aumento do peso máximo característico dos contentores, armazenagem extraordinária, etc. Tudo isto pode gerar o aumento progressivo das acções actuantes sobre a estrutura e, por consequência, o aumento da sua instabilidade. Por isso é importante avaliar se o efeito do aumento das sobrecargas terá consequências muito significativas sobre a estrutura, ou se por outro lado não é um acção tão significativo como as anteriores.

Submetendo as estruturas desde as sobrecargas de projecto até um máximo de 100kN/m² obtiveram-se os seguintes resultado evidenciados pelo quadro 5.17.

Quadro 5.17 – Resultados da análise do efeito das sobrecargas nas estruturas.

q (kN/m ²)	Doca nº1 (Norte-Sul)		TC Norte (A)		TC Norte (B)		Doca nº4 - Sul		Doca nº4 - Poente	
	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM
50	1,751	1,686	2,103	2,086	1,814	1,820	1,787	1,793	1,718	1,651
60	1,716	1,641	2,049	2,046	1,780	1,778	1,764	1,767	1,699	1,625
70	1,687	1,613	2,013	1,997	1,740	1,758	1,743	1,756	1,687	1,613
80	1,659	1,588	1,978	1,970	1,712	1,725	1,722	1,728	1,672	1,587
90	1,633	1,563	1,941	1,933	1,686	1,693	1,698	1,706	1,658	1,572
100	1,610	1,555	1,914	1,904	1,660	1,665	1,682	1,699	1,613	1,560

Como se pode comprovar pelos resultados do quadro 5.17, o efeito das sobrecargas não tem um impacto tão significativo sobre este tipo de fenómeno como o que seria de esperar, por exemplo, para a estabilidade ao derrube e deslizamento.

As sobrecargas sobre o terrapleno vão criar sobre cada fatia uma resultante vertical igual ao produto entre a intensidade da sobrecarga pela largura da fatia, como está evidenciado pela figura 5.19.

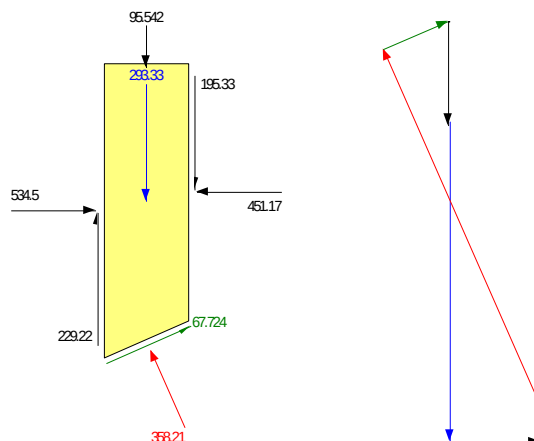


Figura 5.19 – Representação de uma cunha e respectivo polígono de forças.

Relativamente aos resultados obtidos constatou-se que as cunhas obtidas se mantinham praticamente com o mesmo volume para todas as sobrecargas estudadas. Assim a variação sofrida é resultante exclusivamente do efeito das sobrecargas sobre a base da cunha, o que conduzirá, como é natural a um aumento progressivo quer das tensões resistentes quer das tensões mobilizadas.

5.4.5. EFEITO DO DESNÍVEL DO MAR

Como se tem vindo a constatar pelas análises anteriores, a variação obtida do nível de maré em função dos FS obtidos assume valores muito idênticos, o que numa primeira instância não seria esperado. Ao assumirem-se níveis freáticos de menor profundidade, o peso dos estratos influenciados pela presença da água intersticial aumenta já que a água por si representa um acréscimo de peso nos “estratos molhados”, não compensada pela variação de peso volúmico entre o material seco e o mesmo material submerso.

O que se pode constatar é que o desnível assumido de 0,5 m, entre ambas as faces, não origina grandes disparidades de resultados entre os diversos níveis de maré. Relembre-se que este valor apenas procura simular o desnível médio ocorrido entre ambas as faces dos cais para situações de hidrostática. Em rigor deveria ser efectuado um estudo de percolação para tentar prever os potenciais desníveis que podem

ocorrer em estruturas deste tipo. Existem softwares próprios para esse efeito e tais são vivamente aconselháveis.

Contudo, e utilizando as ferramentas disponíveis para o presente estudo, procurou-se a forma como varia o FS para diversos desníveis entre ambas as faces da estrutura. Como tem sido referenciado, para o cálculo estrutural o desnível considerado centra-se nos 0,5 m. Deste modo apresenta-se importante, por um lado analisar a variação do comportamento das estruturas para sucessivos aumentos dos desníveis para assim se avaliar o efeito das acções hidrostáticas para o fenómeno estudado. Assim, considerando o intervalo de desníveis entre 0, situação onde não ocorre desfasamento entre as faces da estrutura, e 1 m, o dobro do usualmente considerado, foi construída as seguintes tabelas de análise. Note-se que a situação de inexistência de desfasamento é de todo irrealista já que, a água ao percorrer os interstícios dos estratos, quer do prisma de enrocamento quer nos materiais de tardoz, vai sofrer sucessivas perdas de cargas, e será esse fenómeno que irá gerar esse desfasamento entre faces. Os resultado para a presente análise estão presentes nos quadros 5.18, 5.19 e 5.20.

Quadro 5.18 – Variação do FS para o aumento do desnível entre faces – Doca nº1.

Doca nº1 - Norte Sul		
	BM	PM
Desnível	FS	FS
0	1,781	1,75
0,25	1,766	1,757
0,5	1,751	1,72
0,75	1,733	1,673
1	1,716	1,642

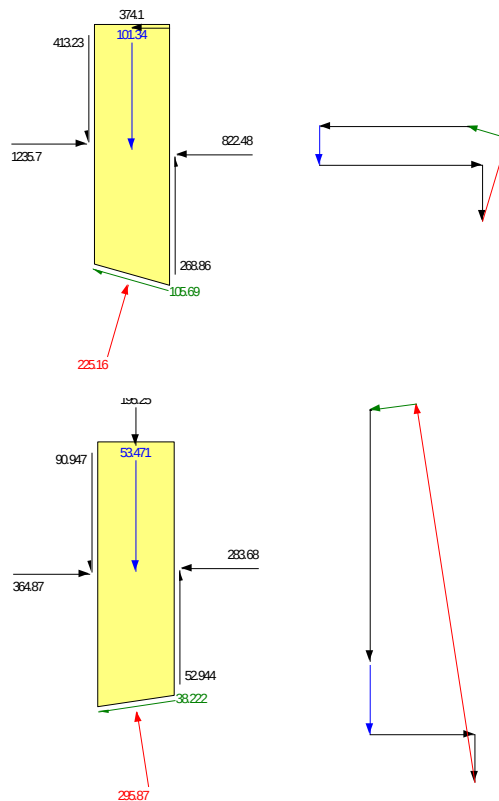
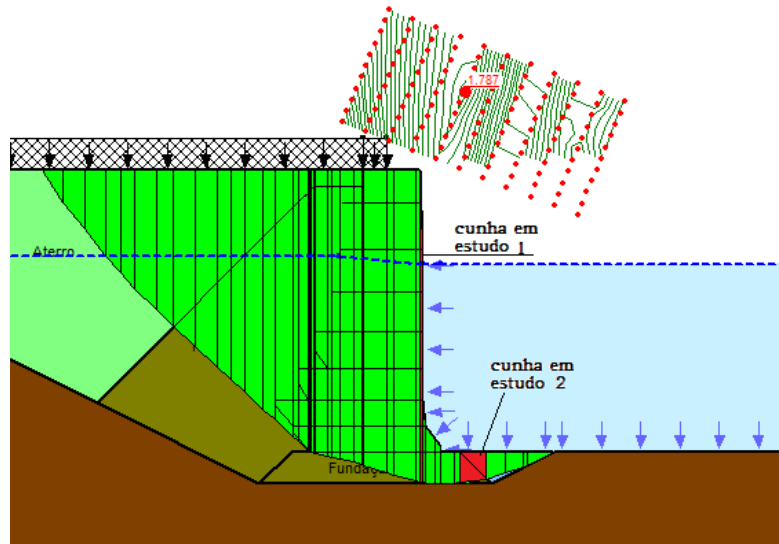
Quadro 5.19 – Variação do FS para o aumento do desnível entre faces – Doca nº4.

Doca nº 4				
	Poente		Sul	
	BM	PM	BM	PM
Desnível	FS	FS	FS	FS
0	1,722	1,687	1,823	1,839
0,25	1,683	1,651	1,805	1,817
0,5	1,718	1,651	1,787	1,793
0,75	1,668	1,628	1,762	1,764
1	1,637	1,602	1,751	1,739

Quadro 5.20 – Variação do FS para o aumento do desnível entre faces – Terminal de Contentores Norte.

Terminal de Contentores Norte				
	A		B	
	BM	PM	BM	PM
Desnível	FS	FS	FS	FS
0	2,113	2,138	1,871	1,873
0,25	2,167	2,115	1,856	1,849
0,5	2,13	2,086	1,814	1,82
0,75	2,058	2,05	1,81	1,789
1	2,027	2,038	1,799	1,765

O efeito da água sobre estas estruturas varia em função da face onde esta está a ser aplicada. No caso de água sobre uma superfície livre, o que é caso da sua presença na face de acostagem, irá contribuir para o aumento da estabilidade da estrutura, isto porque o próprio peso da água sobre os estratos adjacente a esta vai originar forças horizontais aplicadas na superfície desses estratos, aumentando, naturalmente, as tensões resistentes sobre a superfície de rotura. Por outro lado, a face de acostagem do muro em contacto com a água vai estar igualmente sujeita à acção da água, gerando-se forças horizontais à superfície que criam um efeito estabilizador para as estruturas (figura 5.20).



.Figura 5.20 – Representação da força gerada pela acção da água nas cunhas em estudo (doca nº4 Sul).

No caso da análise para a situação em preia-mar, o que se está a alterar é a acção da resultante sobre as superfícies das cunhas em contacto com a água na face de acostagem. Quando maior for o nível de água maior o seu efeito estabilizador.

Por outro lado, nas situações de baixa-mar, o que se faz é aumentar sucessivamente o peso das massas mobilizadas, devido á acção da água sobre os estratos a tardoz das estruturas. A água faz aumentar o peso da massa mobilizada e consequentemente as tensões mobilizadas, criando situações cada vez mais desfavoráveis para a estabilidade das estruturas.

Analisando os resultados obtidos, pode-se comprovar que os FS são satisfatórios mesmo para as situações mais desfavoráveis.

5.4.5. EFEITO DO PESO PRÓPRIO DO CAIS

Para finalizar o estudo dos efeitos associados a cada elemento que compõem as estruturas de acostagem, e a forma como contribuem para a estabilidade ao fenómeno do deslizamento global, falta saber-se a contribuição do peso próprio do cais para esse fenómeno. Como se sabe, o peso próprio das estruturas apresentam um papel essencial na estabilidade aos vários fenómenos de rotura deste tipo de estruturas, daí será importante “materializar-se” a redução dos FS associados ao decréscimo do peso característico dos cais. Assim procedeu-se á análise considerando para esta, as duas classes de betão abaixo da utilizada nas obras, isto é, LC 2,2 e LC 2,0 segundo EP. Os resultados obtidos estão presentes nos quadros 5.

Quadro 5.21 – Influência do peso próprio na Doca nº1 Norte-Sul.

Doca nº1 Norte - Sul						
(kN/m³)						
GLE	24		22		20	
Maré	BM	PM	BM	PM	BM	PM
FS	1,751	1,718	1,677	1,613	1,601	1,519
Volume (m³)	270,830	261,680	267,540	250,690	263,900	244,370
Vol. Muro (m³)	81,300	81,300	81,300	81,300	81,300	81,300
Vol. Mat. Mob (m³)	189,530	180,380	186,240	169,390	182,600	163,070
M. Resistente (kN/m²)	64022,000	51832,000	60134,000	46026,000	56254,000	42101,000
M. Mobilizado (kN/m²)	36557,000	30156,000	35855,000	28500,000	35137,000	27700,000
F. Resistente (kN)	3314,200	2683,300	3108,200	2464,600	2898,800	2239,100
F. Mobilizada (kN)	1897,500	1573,700	1858,600	1535,700	1816,500	1482,700

Quadro 5.22 – Influência do peso próprio na Doca nº4.

Doca nº4												
Poente						Sul						
(kN/m³)												
GLE	24		22		20		24		22		20	
Maré	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM
FS	1,718	1,651	1,680	1,614	1,605	1,578	1,787	1,793	1,744	1,746	1,697	1,690
Volume (m³)	280,1	314,4	280,0	314,2	274,8	278,1	314,3	311,8	313,3	315,4	314,6	312,6
Vol. Muro (m³)	99,3	99,3	99,3	99,3	99,3	99,3	112,5	112,5	112,5	112,5	112,5	112,5
Vol. Mat. Mob (m³)	180,8	215,1	180,7	214,9	175,5	178,8	201,8	199,4	200,9	202,9	202,1	200,1
M. Resistente (kN/m²)	90320	79085	86310	75597	80243	68144	107790	91896	102300	87416,0	97014,0	80917,0
M. Mobilizado (kN/m²)	52566,0	47914,0	51369,0	46855,0	49995,0	43156,0	60310,0	51265,0	58648,0	50066,0	57162,0	47887,0
F. Resistente (kN)	3254,3	3206,6	3092,4	3043,3	2863,1	2479,0	4115,3	3569,4	3909,1	3391,7	3696,9	3164,0
F. Mobilizada (kN)	1895,1	1946,2	1845,0	1889,8	1784,3	1574,5	2305,7	1997,3	2244,6	1948,4	2182,4	1878,3

Quadro 5.23 – Influência do peso próprio no Terminal de Contentores Norte.

Terminal de Contentores												
A						B						
(kN/m³)												
GLE	24		22		20		24		22		20	
Maré	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM	BM	PM
FS	2,130	2,086	2,025	2,015	1,942	1,939	1,814	1,820	1,761	1,758	1,707	1,706
Volume (m³)	241,2	241,5	240,3	241,6	234,6	240,4	141,5	143,2	141,1	144,2	141,5	142,5
Vol. Muro (m³)	79,1	79,1	79,1	79,1	79,1	79,1	44,7	44,7	44,7	44,7	44,7	44,7
Vol. Mat. Mob (m³)	162,1	162,4	161,2	162,5	155,5	161,3	96,8	98,5	96,4	99,5	96,8	97,8
M. Resistente (kN/m²)	68681	59916	65331,0	55241,0	61568,0	52046,0	34541,0	29463,0	33062,0	27498,0	31729,0	26687,0
M. Mobilizado (kN/m²)	32630,0	28599	32239,0	27395,0	31682,0	26824,0	19039,0	16196,0	18776,0	16319,0	18586,0	15652,0
F. Resistente (kN)	3783,3	3310,3	2583,9	2053,7	3328,1	2872,9	2318,9	1964,0	2215,6	1903,6	2122,5	1767,4
F. Mobilizada (kN)	1799,7	1581,2	1770,9	1517,8	1715,1	1484,5	1278,4	1080,0	1258,3	1026,4	1243,7	1037,3

Em termos gerais constatou-se a diminuição global das forças e dos momentos que envolvem a análise, o que se compreende, já que o software assume os muros como parte integrante das cunhas e, ao diminuir o peso próprio das estruturas também se reduz a geração de esforços mobilizados e por consequência a geração de menores tensões de corte nas superfícies que se encontram na base dos mesmos. Tal facto pode ser comprovado pelos gráficos da figura 5.21, referentes a variação das tensões tangenciais mobilizadas para a doca nº4 – Sul para a situação de baixa-mar.

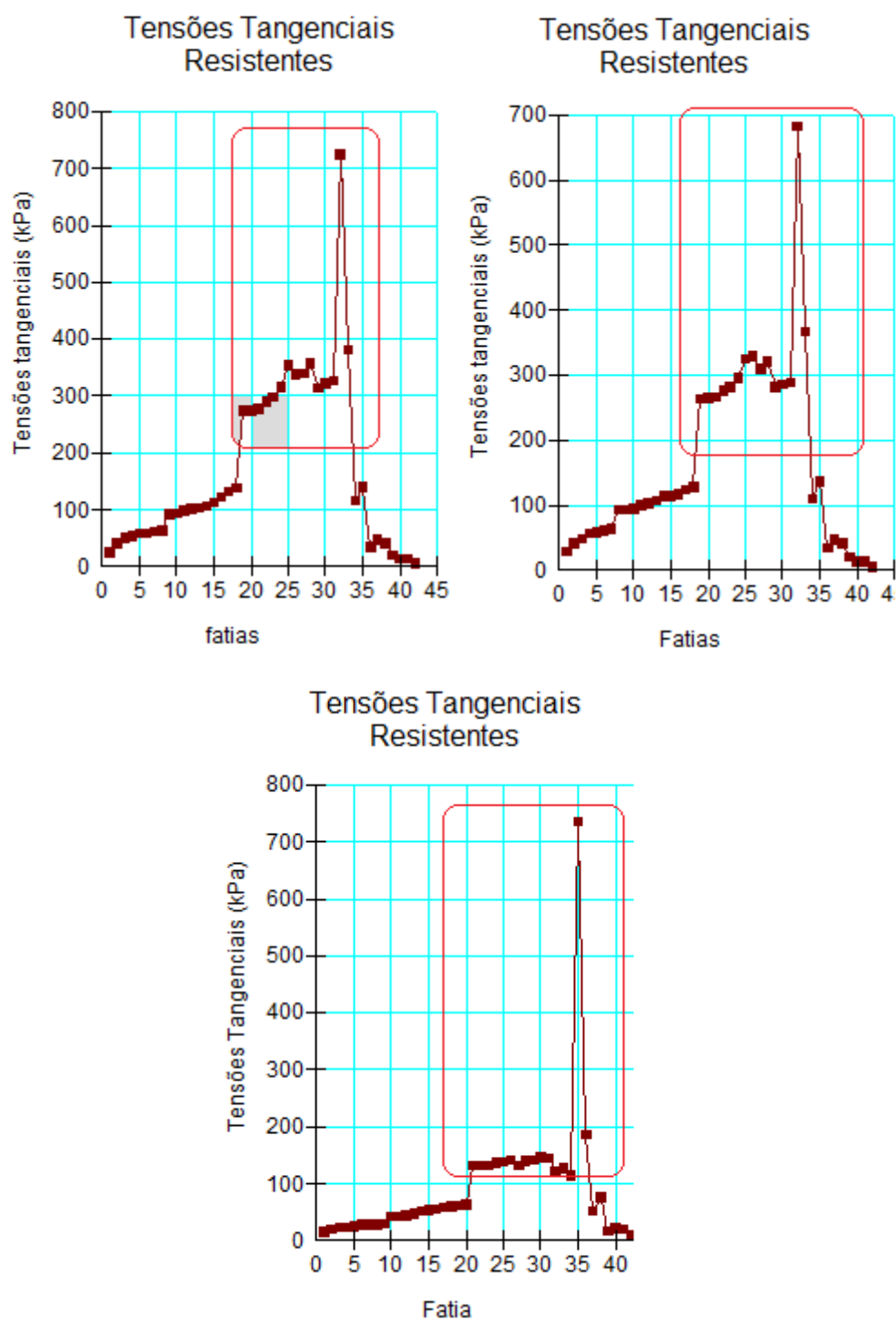


Figura 5.21 – Variação das tensões tangenciais mobilizadas para as três situações em estudo, respectivamente peso próprio de 24kN/m³, 22kN/m³ e 20kN/m³.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS SOBRE A ANÁLISE EFECTUADA

O objectivo principal deste trabalho, e tal como indica o titulo do mesmo, consistia em analisar o comportamento de algumas das estruturas do Porto de Leixões relativamente ao fenómeno do deslizamento global pela formação de cunhas de deslizamento sobre os estratos adjacentes aos cais. Em todas as estruturas, se comprovou-se que a segurança em relação a este fenómeno estava assegurada com factor de segurança elevados, o que nos remete para um excelente dimensionamento das estruturas ao nível da estabilidade para este tipo de fenómenos de rotura a que poderão estar sujeitas durante a sua vida útil. A própria idade das estruturas e a não existência de grandes problemas estruturas ao longo do tempo fazia prever esse facto. Assim, o próprio peso dos cais, associados a boas fundações rochosas, ajudam também a explicar esse fenómeno.

Dado que a aplicação deste tipo de softwares comercial ligados à área da geotecnia constituírem uma análise relativamente recente também se procurou compreender o fenómeno através dos factores que mais contribuem para a falta de estabilidade das estruturas, para também assim tentar-se minimizar as suas consequências nefastas.

Deste modo constatou-se que o fenómeno é condicionado essencialmente pelas tensões de corte geradas nas superfícies da massa mobilizada. A existência de materiais de maior resistência, por um lado tende a aumentar as tensões de corte sobre essas superfícies, mas por outro também a diminuir o volume de cunha mobilizado, e assim aumenta a segurança das estruturas. Neste capítulo o efeito do prisma de alívio e do prisma de enrocamento manifestaram ser essencial para assegurar a estabilidade das estruturas e deste modo pode-se concluir que o fenómeno é controlado essencialmente por questões geotécnicas e não tanto por acção das forças aplicadas sobre as estruturas. Esse facto é comprovado pela variação dos FS associados ao aumento progressivo das sobrecargas na superfície do terrapleno. O efeito das forças de acostagem sobre as estruturas, apesar de não apresentar convergência no programa, crê-se que o seu efeito não teria grande consequência ao nível dos resultados obtidos, isto porque, apesar de a força constituir por si uma acção favorável para a ocorrência da rotura, a própria cunha onde esta era aplicada adquiria um novo estado de equilíbrio, o que implicava, naturalmente o aumento das tensões normais e tangenciais, já que as restantes acções da cunha não sofreriam alterações.

De uma forma geral, pode-se concluir que os objectivos da presente dissertação foram cumpridos com sucesso.

6.2. CRÍTICA AOS RESULTADOS OBTIDOS E RECOMENDAÇÕES FUTURAS

A maior dificuldade enfrentada durante a execução do presente trabalho está essencialmente relacionada a com a recolha de dados sobre algumas das estruturas. Dado a idade das estruturas, não estavam disponíveis

todos os elementos geotécnicos essenciais para uma melhor caracterização das estruturas, nomeadamente ao nível dos estratos rochosos presentes no local de implantação das mesmas. Esse facto seria facilmente ultrapassado se houvesse sondagens rigorosas para determinar as características dos estratos graníticos por exemplo. Contudo, o facto de as próprias cunhas não intersectarem esses elementos, juntamente com a utilização de ferramentas próprias do software, permitiu ultrapassar o problema sem diminuir o rigor das análises.

Outro aspecto crítico está associado à falta de convergência quando se considerou o efeito da força de amarração, sem explicação aparente. A sua consideração, naturalmente, representava um efeito favorável à instabilidade da estrutura pelo que é recomendado a aplicação de programas onde este problema não se verifique.

Por fim, há ainda que salientar um aspecto que parece ser importante. O facto de o software apenas conduzir a análises em regime hidrostático representa uma consideração por si só irrealista, já que o próprio efeito da maré conduz a fenómenos de percolação nos vazios dos materiais em contacto com as estruturas que, para situações de abaixamento da maré, tendem a agravar os elementos instabilizadores sobre a estrutura. Por este motivo, também se aconselha vivamente a aplicação de outros softwares que tenham esse fenómeno em atenção.

Só desta forma seria possível simular com mais exactidão as condições reais a que cada estrutura estaria sujeita, embora a sua correcta modelação possa ser significativa.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abramson, Lee W., Lece. Thomas S., Sharma, S., Boyce, Glenn M. *Slope Stability and Stabilization Methods*, John Wiley & Sons, inc., Nova Iorque, 2002.
- [2] Duncan, James M., Wright, Stephen G., *Soil Strength and Slope Stability*, John Wiley & Sons, Nova Iorque, 2005.
- [3] Fernandes, Manuel M., *Mecânica dos Solos II*, Feup, Porto, 2006.
- [4] Fernandes, Manuel M., *Mecânica dos Solos I : Conceitos e Princípios Fundamentais*, Feup, Porto, 2006.
- [5] Smith, Ian, *Smith's Elements of Soil Mechanics*, Ian Smith, Oxford, 2006.
- [6] Biarez, J., *Curso Prático de mecânica de solos*, Ediciones Omega, Barcelona, 1975
- [7] Guedes, Pedro, *Taludes Naturais em Solos*, IST, Lisboa, 1993.
- [8] Krahn, John, *The Limits of Limit Equilibrium*, NRC, Canada, 2003.
- [9] Krahn, John, *Start modeling with SLOPE/W*, Geo-Slope/w International, Lda. Calgary, 2004.
- [10] Center for Civil Engineering research and codes, *Handbook of Quay Walls*, CUR, Gouda, 2005.
- [11] Tsinker, Gregory P., *Port Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., 2004, New Jersey.
- [12] PIANC, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, Taylor & Francis Group, Londres, 2004.
- [13] Thorensen, Carl A., *Port designer's handbook: recommendations and guidelines*, MPG Books, Reino Unido, 2001.
- [14] Chapapria, Vicent E., *Obras Marítimas*, Universidade Politécnica Valência, Valência, 2004.
- [15] Tsinker, Gregory P., *Marine Structures Engineering (Specialized Applications)*, Chapman & Hall, 1995.
- [16] GOMES, Fernando Veloso. *Estruturas de Acostagem e Amarração*. 1986/87, FEUP.
- [17] Cardoso, António S., *Apontamentos de Modelos de Geotécnica*, FEUP, Porto.
- [18] LISCONT, *Ampliação do Terminal de Contentores de Alcântara*, Lisboa, 2008.
- [19] <https://www.fentek.netv>. Março, 2010
- [20] http://www.corkdocklands.ie/media/albert_quay.jpg. Maio, 2010
- [21] <http://www.save-our-foreshores.co.uk/images/750-quay-walls2.jpg>. Maio, 2010
- [22] http://www.usaid.gov/locations/middle_east/countries/lebanon/oil0107/20-byblos-qw2-after.jpg. Maio, 2010
- [23] <https://www.apdl.pt/>. Junho, 2010
- [24] <http://www.pile-driving.com/wp-content/uploads/sheetpile3.jpg>, Junho, 2010