



UNIVERSIDADE D
COIMBRA



Nicole Costa dos Santos

O EMPREGO DOS MÉTODOS NUMÉRICOS NA
ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

THE USE OF NUMERICAL METHODS FOR ULTIMATE LIMIT
STATE ANALYSIS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de
Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor Jorge
Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor José Grazina

Setembro de 2018



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Nicole Costa Dos Santos

O EMPREGO DOS MÉTODOS NUMÉRICOS NA ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

THE USE OF NUMERICAL METHODS FOR ULTIMATE LIMIT STATE ANALYSIS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor Jorge Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor José Grazina

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, setembro, 2018

AGRADECIMENTOS

É com muita gratidão e carinho que agradeço aos meus orientadores, não só pela ajuda imprescindível na elaboração e revisão detalhada deste trabalho, mas também por todas (foram muitas!) as horas que dispensaram do seu tempo, mesmo a muitos quilómetros de distância. Obrigada.

Ao Professor Almeida e Sousa, que pelas suas aulas entusiásticas e qualidade dos conhecimentos transmitidos, eleva a sua profissão ao nível de uma verdadeira arte. Pela disponibilidade e interesse demonstrados ao longo deste trabalho, por todo o apoio e dedicação.

Ao Professor Grazina, não só pela boa disposição e paciência com que sempre me recebeu e pela infundável disponibilidade que sempre demonstrou, mas também pelos seus permanentes incentivos nas alturas mais difíceis.

Ao Professor Paulo Pinto pela disponibilidade e interesse demonstrados e por me dar acesso à versão em discussão dos eurocódigos juntamente com a sua ajuda na interpretação dos documentos.

A todos os professores e colegas da área de especialização em Geotecnia pelo excelente ambiente de trabalho e de convívio proporcionado.

À minha Mãe e ao meu Pai, que com o seu amor, carinho, apoio e conhecimentos transmitidos ao longo de toda a minha vida me proporcionam as ferramentas necessárias para a elaboração desta dissertação. É com muito orgulho e carinho que vos dedico este trabalho!

A toda a minha família pelo amor e carinho demonstrados.

Aos meus amigos, pelos momentos passados e que hão-de vir, pelo prazer enorme que é ter-vos comigo!

Um grande bem haja a todos!

RESUMO

Neste trabalho procura-se fundamentalmente avaliar a aplicabilidade e as vantagens dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos. Embora seja de há muito reconhecida a importância dos métodos numéricos no dimensionamento de obras geotécnicas, a inexistência de regras e orientações claras na forma como deverão ser utilizados em conformidade com os Eurocódigos estruturais, tem vindo a dificultar o seu uso generalizado na verificação dos estados limites relacionados com o colapso da estrutura ou do terreno. Encontra-se em discussão uma nova versão do Eurocódigo 7, a qual contém uma secção dedicada à aplicabilidade dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos, pelo que se pretende analisar as sugestões e recomendações propostas nela propostas.

Assim, analisa-se um caso simples correspondente a uma escavação suportada por uma cortina monoapoiada, cujo dimensionamento é feito tradicionalmente através de métodos de equilíbrio limite. Numa primeira fase, determina-se a profundidade mínima enterrada da cortina para garantia da sua estabilidade e os valores dos esforços nela e no elemento de suporte mobilizados através de métodos de equilíbrio limite, utilizando várias formas de introduzir a segurança (tradicional e EC7). Posteriormente, o mesmo caso simples é analisado através de métodos numéricos - utilizando o *software* PLAXIS (versão 8.6) - com base nas regras que constam na versão ainda em discussão do EC7. Comparam-se os resultados decorrentes das análises numéricas com os obtidos pelos métodos de equilíbrio limite, procurando-se aferir quais as principais diferenças entre os dois métodos.

Pretendendo compreender a influência de alguns parâmetros no comportamento da estrutura e na forma de avaliar a sua segurança, é realizado um estudo paramétrico no qual se faz variar alguns parâmetros, nomeadamente as características do maciço interessado e a flexibilidade da cortina.

Por fim, resumem-se as principais conclusões sobre o trabalho desenvolvido, acrescentando-se algumas propostas para desenvolvimentos futuros com o intuito de aprofundar o conhecimento nesta temática.

ABSTRACT

In this thesis it is intended to evaluate the applicability and advantages of numerical methods in Ultimate Limit State analysis. Although the importance of numerical methods in the design of geotechnical works has long been recognized, the absence of clear rules and guidelines on how they should be used in accordance with the structural Eurocodes has made it difficult to use them in the verification of limit states related to structural or ground failure. A new version of Eurocode 7 is under discussion, which contains a section dedicated to the applicability of numerical methods in Ultimate Limit State analysis, and it is therefore intended to analyze the suggestions and recommendations proposed therein.

Thus, a simple case corresponding to an excavation supported by a single-propped wall, whose design is traditionally done through limit equilibrium methods, is analyzed. Firstly, the embedment depth of the wall is determined in order to guarantee its stability along with the design values of structural forces, by means of limit equilibrium methods using various ways of introducing safety (traditional and EC7). Subsequently, the same simple case is analyzed using numerical methods – by means of the PLAXIS software (version 8.6) - taking in to account the rules pointed in the version still under discussion of EC7. The results of the numerical analyzes are compared with those obtained by limit equilibrium methods, trying to ascertain the main differences between the two methods.

In order to understand the influence of some parameters on the behaviour of the structure and how to evaluate its safety, a parametric study is carried out in which some parameters are varied, namely the characteristics of the soil mass and the flexibility of the wall.

Finally, the main conclusions about the work developed are summarized, including some proposals for future developments in order to deepen knowledge in this subject.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE QUADROS	ix
SIMBOLOGIA	xi
ABREVIATURAS	xiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos e metodologia	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2 ESTADO DA ARTE	4
2.1 Evolução das filosofias de dimensionamento.....	4
2.1.1 Metodologia Tradicional	4
2.1.2 Metodologia do Eurocódigo 7	6
2.1.3 Segunda Geração dos Eurocódigos Estruturais.....	11
2.2 Dimensionamento com recurso a métodos numéricos	14
2.2.1 Considerações gerais	14
2.2.2 Limitações	16
2.2.3 Análise dos Estados Limites Últimos.....	17
2.3 Dimensionamento de cortinas monoapoiadas.....	21
2.3.1 Generalidades	21
2.3.2 Métodos de cálculo.....	22
3 ESTUDO BASE	29
3.1 Introdução	29
3.2 Análise de acordo com o método de equilíbrio limite	30
3.2.1 Método do apoio simples (" <i>Free-earth support method</i> ")	30
3.2.2 Apresentação dos resultados.....	31
3.2.3 Discussão dos resultados	33
3.3 Análise pelo método de elementos finitos	33
3.3.1 Introdução.....	33
3.3.2 Modelação numérica.....	35

3.3.2.1	Discretização	35
3.3.2.2	Estado de tensão inicial.....	36
3.3.2.3	Simulação do faseamento construtivo	37
3.3.2.4	Parâmetros mecânicos adotados	38
3.3.3	Apresentação e discussão dos resultados.....	40
3.4	Confronto entre resultados numéricos e analíticos	49
4	ESTUDO PARAMÉTRICO.....	52
4.1	Introdução	52
4.2	Influência da resistência ao corte do maciço	55
4.3	Influência do valor da flexibilidade da cortina	58
5	CONCLUSÕES	65
5.1	Considerações finais	65
5.2	Desenvolvimentos futuros	70
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Verificação dos Estados Limites Últimos (adaptado de Bond e Harris (2008)).....	9
Figura 2.2 – <i>Material Factor Approach</i> (com redução dos parâmetros resistentes do terreno desde o início) e <i>Action-Effects Factor Approach</i> (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).....	19
Figura 2.3 – <i>Material Factor Approach</i> (através da técnica <i>strength reduction</i>) e <i>Action-Effects Factor Approach</i> (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).....	20
Figura 2.4 – Método do apoio simples: (a) Impulsos na cortina; (b) Diagrama dos momentos fletores (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).....	23
Figura 2.5 – Diferença entre os diagramas de pressões obtidos por via experimental e os assumidos nos métodos clássicos de dimensionamento (adaptado de Vieira (1997)).....	25
Figura 2.6 – Relação entre a razão do momento atuante e o momento máximo calculado pelo método clássico e a flexibilidade da cortina para dois tipos de areia devido à redistribuição do lado passivo (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).....	26
Figura 2.7 – Coeficientes de redução do momento máximo devido à redistribuição do lado ativo para diversas condições de apoio da cortina (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).....	27
Figura 2.8 – Coeficiente a aplicar à força no elemento de apoio (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).....	28
Figura 3.1 – Estudo base: (a) Sem sobrecarga; (b) Com sobrecarga.....	30
Figura 3.2 – Malha de elementos finitos.....	36
Figura 3.3 – Faseamento construtivo adotado no modelo numérico.....	37

Figura 3.4 – Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação: (a) profundidade enterrada da cortina ($d=4,0$ m); (b) profundidade enterrada da cortina, ($d=1,0$ m).....	43
Figura 3.5 – (a) Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação ($d=2,05$ m); (b) Plastificação do maciço ($d=2,05$ m).....	43
Figura 3.6 – Evolução do fator de segurança em função da profundidade enterrada da cortina.....	45
Figura 3.7 – Deformadas da cortina nas situações de equilíbrio limite definidas: (a) utilizando os valores de cálculo dos parâmetros de resistência do solo desde o início do cálculo; (b) utilizando os valores característicos dos parâmetros de resistência do solo no início do cálculo.....	46
Figura 3.8 – Comparação das pressões de terra atuantes na cortina nas situações de equilíbrio limite definidas pelos dois procedimentos associados à abordagem <i>Material Factor Approach</i>	46
Figura 3.9 – (a) Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação ($d=2,33$ m); (b) Plastificação do maciço ($d=2,33$ m).....	47
Figura 3.10 – Evolução do fator de segurança em função da profundidade enterrada da cortina (situação com sobrecarga).....	49
Figura 3.11 – Comparação do diagrama das tensões ativas e de repouso com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação ($d=2,05$ m).....	50
Figura 4.1 – Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação e plastificação do maciço: (a) $\phi'=30^\circ$ ($d=2,60$ m); (b) $\phi'=40^\circ$ ($d=1,34$ m); (c) $\phi'=45^\circ$ ($d=0,95$ m).....	53
Figura 4.2 – Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação e plastificação do maciço: (a) $100EI$ ($d=2,70$ m); (b) $10EI$ ($d=2,30$ m); (c) $5EI$ ($d=2,20$ m); (d) $EI/10$ ($d=2,0$ m); (e) $EI/15$ ($d=2,20$); (f) $EI/25$ ($d=2,45$ m).....	55

Figura 4.3 – Variação em função do ângulo de resistência ao corte do maciço de: (a) Profundidade enterrada; (b) Momento fletor na cortina; (c) Força na escora.....58

Figura 4.4 – Evolução com a flexibilidade da cortina: (a) Profundidade enterrada; (b) Momento fletor máximo; (c) Força no apoio.....60

Figura 4.5 – Deformada da cortina: (a) 100EI; (b) 10EI; (c) 5EI; (d) EI; (e) EI/10; (f) EI/15; (g) EI/25.....62

Figura 4.6 – Comparação dos diagramas das tensões ativas e de repouso com o das tensões atuantes na cortina no lado do solo suportado: (a) 100EI; (b) 10EI; (c) 5EI; (d) EI; (e) EI/10; (f) EI/15; (g) EI/25.....63

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Coeficientes de segurança globais (adaptado de Matos Fernandes (1995)).....	5
Quadro 2.2 – Abordagem de Cálculo 1 (adaptado de Bond e Harris (2008)).....	11
Quadro 2.3 – Coeficientes parciais de segurança a aplicar às ações (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).....	13
Quadro 2.4 – Coeficientes parciais de segurança a aplicar às propriedades resistentes do terreno (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).....	14
Quadro 3.1 – Método do apoio simples (" <i>Free-earth support method</i> ") – Sem sobrecarga.....	32
Quadro 3.2 – Método do apoio simples (" <i>Free-earth support method</i> ") – Com sobrecarga...	32
Quadro 3.3 – Parâmetros mecânicos da areia (Modelo de Mohr-Coloumb).....	38
Quadro 3.4 – Parâmetros mecânicos adotados para a cortina de betão armado.....	40
Quadro 3.5 – Parâmetros mecânicos adotados para a escora.....	40
Quadro 3.6 – Resultados obtidos sem sobrecarga: <i>Material Factor Approach</i>	41
Quadro 3.7 – Comparação dos resultados obtidos pela <i>Material Factor Approach</i> e pela <i>Action-Effects Factor Approach</i> – Sem sobrecarga.....	44
Quadro 3.8 – Comparação dos resultados obtidos pela <i>Material Factor Approach</i> e pela <i>Action-Effects Factor Approach</i> – Com sobrecarga.....	48
Quadro 3.9 – Comparação entre os resultados numéricos e analíticos utilizando os princípios preconizados no EC7 – Sem sobrecarga.....	50
Quadro 3.10 – Comparação entre os resultados numéricos e analíticos utilizando os princípios preconizados no EC7 – Com sobrecarga.....	51

Quadro 4.1 – Parâmetros mecânicos adotados nos cálculos efetuados para analisar a influência das características do maciço.....56

Quadro 4.2 – Comparação dos resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite e com recurso a métodos numéricos para os diferentes valores do ângulo de resistência ao corte....56

Quadro 4.3 – Comparação dos resultados numéricos obtidos para os diferentes valores da rigidez à flexão.....59

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino

a_d – valor de cálculo de grandezas geométricas

a_{nom} – valor nominal de grandezas geométricas

c' – coesão em tensões efetivas

c_u – resistência ao corte não drenada

d – profundidade enterrada da cortina

d' – altura mínima enterrada da cortina

e – espessura da cortina

E – efeitos das ações

E_d – valor de cálculo do efeito das ações

$E_{d,EFA}$ – valor de cálculo do efeito das ações (*Action-Effects Factor Approach*)

$E_{d,MFA}$ – valor de cálculo do efeito das ações (*Material Factor Approach*)

EA – rigidez axial

EI – rigidez à flexão

F_a – força mobilizada na escora

F_d – valor de cálculo de uma ação

F_p – fator minorativo a aplicar ao impulso passivo

F_k – valor característico de uma ação

F_{rep} – valor representativo de uma ação

G – valor de cálculo das ações permanentes

G_k – valor característico das ações permanentes

h – altura da escavação

H – altura total da cortina ($h+d$)

I_a – impulso ativo

I_p – impulso passivo

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

K_F – fator de consequência a aplicar às ações

K_M – fator de consequência a aplicar às propriedades resistentes do material

M – momento fletor atuante

$M_{máx}$ – momento fletor máximo mobilizado na cortina

M_{sf} – fator de segurança (PLAXIS)

Q – valor de cálculo das ações variáveis
 Q_k – valor característico das ações variáveis
 q – sobrecarga
 q_u – resistência à compressão uniaxial
 r – coeficiente minorativo a aplicar ao momento fletor (método de Rowe)
 r_T – coeficiente minorativo a aplicar à força na escora (método de Rowe)
 R – resistência
 R_d – valor de cálculo das capacidades resistentes
 R_{int} – parâmetro que representa a resistência dos elementos de interface
 w – peso da cortina
 X_d – valor de cálculo de uma propriedade de um material
 X_k – valor característico de uma propriedade de um material
 z – distância à superfície do terreno

Alfabeto grego

α – relação entre a altura de escavação e a altura total da cortina
 β – relação entre a distância do apoio à superfície do terreno e a altura total da cortina
 δ – ângulo de resistência no contato solo-estrutura
 Δa – variação do valor nominal de grandezas geométricas para fins específicos de projeto
 γ – peso volúmico
 $\gamma_{c'}$ – coeficiente parcial para a coesão em tensões efetivas
 γ_{cu} – coeficiente parcial para a resistência ao corte não drenada
 γ_E – coeficiente parcial para o efeito de uma ação
 γ_F – coeficiente parcial para uma ação
 γ_G – coeficiente parcial para uma ação permanente desfavorável
 γ_M – coeficiente parcial para um parâmetro do solo
 γ_Q – coeficiente parcial para uma ação variável
 γ_{qu} – coeficiente parcial para a resistência à compressão uniaxial
 γ_R – coeficiente parcial para uma capacidade resistente
 $\gamma_{\phi'}$ – coeficiente parcial para o ângulo de resistência ao corte ($\tan \phi'$)
 $\gamma_{\phi',cv}$ – coeficiente parcial para o ângulo de resistência ao corte no estado crítico ($\tan \phi'_{cv}$)
 γ_γ – coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico
 ν – coeficiente de Poisson
 ρ – número de flexibilidade; coeficiente a aplicar às ações (CEN/TC 250 (2017) – Quadro 2.3)
 ψ – coeficiente de conversão do valor característico no valor representativo; ângulo de dilatação
 ϕ' – ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em tensões efetivas
 ϕ'_d – valor de cálculo de ϕ'

ABREVIATURAS

AC1 – Abordagem de Cálculo 1

CEN – Comité Europeu de Normalização

DC – Design Case

EC – Eurocódigo

EFA – Abordagem *Action-Effects Factor Approach*

ELS – Estados Limites de Utilização ou de Serviço

ELU – Estados Limites Últimos

EN – Norma Europeia

EQU – Estado limite último por perda de equilíbrio como corpo rígido

FS – Fator de segurança

GEO – Estado limite último de rotura ou deformação excessiva do terreno

HYD – Estado limite último associados a gradientes hidráulicos

MEQL – Métodos de Equilíbrio Limite

MFA - Abordagem *Material Factor Approach*

NP - Norma Portuguesa

STR - Estado limite último de rotura ou deformação excessiva de um elemento estrutural

UPL - Estado limite último por levantamento devido a forças verticais

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Os métodos numéricos, em particular o método dos elementos finitos, têm vindo a desempenhar um papel cada vez mais importante no âmbito do dimensionamento de obras geotécnicas, dada a sua versatilidade e capacidade de inclusão na análise de diversos fatores que condicionam o seu comportamento, como sejam, por exemplo, a interação solo-estrutura e o faseamento construtivo. É por isto que o recurso a programas comerciais baseados no método dos elementos finitos, como o PLAXIS, tem vindo a revelar-se uma ferramenta imprescindível na análise e estimativa do comportamento das estruturas geotécnicas, nomeadamente em condições normais de serviço.

Com efeito, os métodos numéricos são geralmente empregues na avaliação dos Estados Limites de Serviço ou de Utilização (ELS), que estão relacionados com a funcionalidade da estrutura, com o conforto das pessoas e com questões estéticas. Na prática, a utilização de métodos numéricos tem como principal finalidade a previsão dos deslocamentos e das tensões no maciço interessado pela obra e dos esforços nos elementos estruturais em condições normais de utilização. Porém, ainda é pouco vulgar a sua aplicação na análise dos Estados Limites Últimos (ELU) – estados limites relacionados com a rotura ou colapso da estrutura ou do terreno. Estes são estados que por envolverem tanto a segurança das pessoas como da própria estrutura constituem uma componente essencial de qualquer projeto de Engenharia Civil.

Tradicionalmente, a análise dos Estados Limites Últimos é feita sobretudo recorrendo a métodos convencionais de equilíbrio limite, nos quais a questão da segurança é tida em conta através da incorporação na análise de um fator de segurança global ou de coeficientes parciais de segurança de acordo com a norma NP EN 1997-1 (2010) – Eurocódigo 7 (EC7) – Parte 1: Projeto geotécnico.

Um dos motivos que, apesar do reconhecimento da sua importância, tem vindo a dificultar a aplicação generalizada dos métodos numéricos à análise dos Estados Limites Últimos é o

facto de ainda não existirem regras claras acerca do modo como poderão ser utilizados em conformidade com os Eurocódigos Estruturais. Neste momento, está em discussão uma nova versão do Eurocódigo 7, que irá incluir uma secção exclusivamente dedicada à aplicabilidade dos métodos numéricos no dimensionamento geotécnico. Nessa secção são apresentadas algumas regras e recomendações que deverão ser empregues aquando da utilização dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos e dos Estados Limites de Utilização.

Importa compreender a aplicabilidade dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos e a forma como essa aplicação poderá ser feita para casos simples de obras geotécnicas. É precisamente nesse contexto que se insere este trabalho.

1.2 Objetivos e metodologia

A presente dissertação tem como principal objetivo avaliar a aplicabilidade dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos, particularmente no que diz respeito à utilização da metodologia preconizada na versão ainda em discussão do Eurocódigo 7. Para o efeito, é analisado um caso simples de referência correspondente a uma escavação suportada por uma cortina monoapoiada, estrutura geotécnica onde a interação entre o solo e a estrutura desempenha um papel importante no seu comportamento.

A estrutura é inicialmente dimensionada recorrendo a métodos de equilíbrio limite, determinando-se a profundidade mínima enterrada da cortina de forma a garantir a sua estabilidade e os esforços nela e no elemento de suporte mobilizados, sendo utilizadas várias formas de introdução da segurança (metodologia tradicional e Eurocódigo 7). Posteriormente, o mesmo caso simples é analisado através de métodos numéricos - utilizando o *software* PLAXIS (versão 8.6) - com base nas regras e orientações que constam na versão ainda em discussão do Eurocódigo 7. Os resultados decorrentes das análises numéricas serão confrontados com os obtidos pelos métodos de equilíbrio limite, procurando-se aferir quais as principais diferenças entre os dois métodos.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação divide-se em 5 capítulos, aos quais se adiciona um capítulo relativo às referências bibliográficas.

No *Capítulo 1 – Introdução* apresenta-se uma breve contextualização das temáticas abordadas na presente dissertação, salientando-se a sua importância no âmbito da Engenharia Geotécnica. Também são definidos os principais objetivos do trabalho e a metodologia nele adotada, finalizando-se com uma síntese de cada capítulo.

No *Capítulo 2 – Estado da arte* discutem-se alguns dos conceitos que servirão de base ao presente estudo, nomeadamente os principais aspetos diferenciadores da metodologia tradicional e do Eurocódigo 7 na análise dos Estados Limites Últimos. É também apresentada a metodologia preconizada na versão em discussão do Eurocódigo 7, endereçando-se particular destaque à aplicabilidade dos métodos numéricos na verificação em relação aos Estados Limites Últimos. Finalmente, apresentam-se algumas noções acerca de cortinas monoapoiadas, particularmente os métodos de cálculo utilizados no seu dimensionamento.

Em seguida, no *Capítulo 3 – Estudo base* é apresentado o caso de referência que envolve uma escavação suportada por uma cortina monoapoiada e que servirá de base para comparação entre os métodos mais tradicionais de dimensionamento deste tipo de estrutura e os métodos numéricos. Apresentam-se alguns dos resultados obtidos, elencando-se as principais diferenças entre as duas metodologias.

No quarto capítulo procura-se, fundamentalmente, compreender e estudar a influência do valor do ângulo de resistência ao corte do maciço e da flexibilidade da cortina no comportamento da estrutura e na forma de avaliar a sua segurança.

Por fim, no *Capítulo 5 – Conclusões* resumem-se as principais conclusões sobre o trabalho desenvolvido, acrescentando-se algumas propostas para desenvolvimentos futuros com o intuito de aprofundar o conhecimento nesta temática.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Evolução das filosofias de dimensionamento

2.1.1 Metodologia Tradicional

As estruturas geotécnicas, como qualquer outra estrutura de Engenharia Civil, são dimensionadas com vista a cumprirem diversos requisitos técnicos, definidos ainda em fase de projeto, devendo a questão da segurança ser tratada com especial atenção, dadas as consequências de uma sua eventual rotura ou colapso. Tradicionalmente, a questão da segurança é tida em consideração no dimensionamento de obras geotécnicas introduzindo na análise dos diferentes modos de rotura um fator de segurança global (Meyerhof, 1970). De acordo com Terzaghi e Peck (1967), o fator de segurança global, $F.S$, pode ser calculado pela razão entre a resistência e as cargas aplicadas através da Equação 2.1.

$$F.S = \frac{\text{Resistência}}{\text{Cargas aplicadas}} \quad (2.1)$$

Em termos gerais, pretende-se garantir que a capacidade resistente do solo ou da estrutura é superior à solicitação aplicada, com uma certa margem de segurança. Nesta metodologia, quer a resistência quer a solicitação são calculadas empregando-se os valores nominais das propriedades resistentes dos materiais e das ações (valores de carácter determinístico sem qualquer consideração da sua variabilidade).

Os valores mínimos geralmente adotados para o coeficiente de segurança global dependem essencialmente da qualidade da caracterização geotécnica do maciço interessado pela obra e da importância da estrutura, ou seja, das consequências mais ou menos graves de uma eventual rotura (Matos Fernandes, 1995). Visodic (1948) acrescenta que se o nível de conhecimento acerca das cargas aplicadas e dos parâmetros resistentes do terreno for elevado poderão utilizar-se valores mais reduzidos para o fator de segurança. Matos Fernandes (1995) refere que no dimensionamento de fundações os valores mínimos do coeficiente de segurança global dependem ainda da influência da probabilidade de ocorrência da carga máxima durante

a vida útil da obra e da capacidade de redistribuição das cargas em caso de rotura de uma delas.

Existem várias propostas de diversos autores para os valores dos coeficientes de segurança a adotar (Meyerhof, 1970; Vésic, 1975). Como exemplo, no Quadro 2.1, constam os valores mínimos propostos por Vésic (1975) para a verificação da segurança à rotura do terreno de uma fundação, que dependem fundamentalmente da caracterização geotécnica, das consequências de uma eventual rotura e da probabilidade de ocorrência da carga máxima durante a vida útil da obra.

Quadro 2.1 – Coeficientes de segurança globais (adaptado de Matos Fernandes (1995)).

Categoria	Estruturas típicas	Características	Caracterização do solo	
			Completa	Limitada
A	Pontes ferroviárias; armazéns; silos; estruturas de suporte.	Carga máxima de projeto ocorrerá frequentemente. Consequências de rotura catastróficas.	3,0	4,0
B	Pontes rodoviárias; edifícios industriais e públicos.	Carga máxima de projeto ocorrerá raramente. Consequências da rotura muito sérias.	2,5	3,5
C	Edifícios de escritórios e/ou habitação.	Carga máxima de projeto é improvável que ocorra. Consequências da rotura sérias.	2,0	3,0

Bond e Harris (2008) alegam que a metodologia clássica, que se serve da aplicação de fatores de segurança globais, tem-se provado satisfatória nas últimas décadas. De facto, os coeficientes de segurança utilizados nos métodos de dimensionamento convencionais baseiam-se na experiência adquirida ao longo dos anos e na observação de vários casos de obras (Duncan, 2000).

Apesar de revelar-se conveniente na prática, Bond e Harris (2008) consideram que a utilização de um único fator de segurança para albergar todas as incertezas associadas ao dimensionamento geotécnico não proporciona um controlo adequado dos diferentes níveis de incerteza. De acordo com Simpson (2000), a incorporação de coeficientes de segurança na análise tem como principal objetivo a consideração das incertezas associadas às ações, às propriedades resistentes do terreno e aos modelos de cálculo. Matos Fernandes (2015) destaca

como mais importantes as incertezas que dizem respeito às propriedades resistentes do terreno, salientando a complexidade e heterogeneidade envolvida nos processos geológicos de formação de maciços terrosos e rochosos. As incertezas atrás mencionadas implicam que tanto a resistência como a solicitação sejam na realidade variáveis aleatórias com determinada distribuição estatística, podendo ser expressas através de funções de densidade de probabilidade (Vieira, 1997). De acordo com Matos Fernandes (2015), a interseção das curvas de distribuição da resistência e da solicitação sugere que, em certas situações, esta pode ser superior àquela, pelo que a probabilidade de rotura não é nula. Acrescente-se que as funções de densidade são mais abertas caso o nível de incerteza seja mais elevado. Daqui decorre que um valor do coeficiente global superior à unidade não implica necessariamente uma probabilidade de rotura nula, podendo esta ser bastante significativa. Por outro lado, um coeficiente de segurança inferior a 1 não resulta necessariamente no colapso da estrutura. O autor acrescenta ainda que um mesmo valor do coeficiente de segurança poderá corresponder, em situações distintas, a níveis de segurança distintos, sendo maior a probabilidade de rotura no caso em que as funções de densidade são mais abertas devido a maiores incertezas.

Apesar das limitações inerentes à metodologia tradicional, o dimensionamento recorrendo a um fator de segurança global é simples e intuitivo, embora não incentive a uma ponderação adequada acerca das diferentes fontes de incerteza. Por outro lado, não há uma distinção entre requisitos de estabilidade e de funcionalidade, pelo que os valores relativamente elevados adotados para o fator de segurança global destinam-se implicitamente a satisfazer estes dois requisitos de uma forma conjunta (Matos Fernandes, 2015).

Emerge assim o interesse de incorporar coeficientes parciais de segurança às principais fontes de incerteza. Ora, é precisamente esta a metodologia utilizada nos Eurocódigos estruturais, baseados no método dos estados limites e na aplicação de coeficientes de segurança parciais às ações, aos parâmetros do solo e às capacidades resistentes. Como salienta Simpson (2000), a introdução na análise de coeficientes parciais de segurança veio proporcionar um controlo mais adequado das diferentes fontes de incerteza que condicionam o dimensionamento geotécnico.

2.1.2 Metodologia do Eurocódigo 7

Os Eurocódigos Estruturais baseiam-se no método dos estados limites (*Limit State Design Method*, na literatura de língua inglesa). De acordo com Simpson e Driscoll (1998), designam-se por estados limites aqueles para além dos quais a estrutura deixa de desempenhar

as funções para que foi dimensionada. Assim, o principal objetivo de uma análise através do método dos estados limites é avaliar se os estados limites são excedidos, uma vez que correspondem a situações em que o comportamento da estrutura se torna inaceitável (Simpson, 2012). Bond e Harris (2008) argumentam que deverá ser feita uma distinção entre Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço ou de Utilização (ELS). Segundo a norma NP EN 1990 (2009) – Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas –, os Estados Limites Últimos relacionam-se com a segurança das pessoas e da própria estrutura. Por sua vez, os Estados Limites de Serviço referem-se ao funcionamento da estrutura em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção.

A norma NP EN 1990 (2009) estabelece que o dimensionamento de acordo com o método dos estados limites deverá basear-se na aplicação de coeficientes parciais de segurança que, em princípio, devem procurar traduzir não só a variabilidade das ações e dos parâmetros do terreno, mas também as aproximações inerentes aos métodos de cálculo empregues e aos próprios processos construtivos (Meyerhof, 1995). Estes coeficientes parciais de segurança poderão ser aplicados às ações ou aos seus efeitos e às propriedades mecânicas do terreno ou à resistência. E é neste ponto que reside a principal diferença entre as duas principais metodologias de aplicação do método dos estados limites: a europeia e a americana (Ovesen e Orr, 1991; Becker, 1996). Enquanto na metodologia americana os coeficientes parciais são aplicados aos efeitos das ações e à resistência, sendo introduzidos nos modelos de cálculo os valores representativos das ações e das propriedades resistentes dos materiais, na metodologia europeia eles são, na maioria das situações, aplicados às ações e às propriedades resistentes.

Frank et al. (2004) evidenciam que esta última maneira de proceder – aplicar os coeficientes parciais às ações e aos parâmetros do terreno –, alternativamente à atribuição de coeficientes aos efeitos das ações e às capacidades resistentes, é vantajosa já que estes são aplicados próximo das principais fontes de incerteza. Deve no entanto referir-se, como o faz Matos Fernandes (2015), a limitação que este modo de proceder tem relativamente ao facto de os mecanismos de rotura considerados nos modelos de cálculo dependerem dos valores das propriedades resistentes do terreno, pelo que ao afetar estas propriedades o mecanismo pode ser alterado e, naturalmente, com este, a capacidade resistente avaliada.

De acordo com Orr e Farrel (1999), a implementação dos Eurocódigos estruturais traduz-se num grande desenvolvimento para a Engenharia Civil, na medida em que introduz, pela primeira vez, na maioria dos países da Europa Ocidental, o uso do método dos estados limites e dos coeficientes parciais de segurança no dimensionamento geotécnico. Os valores dos

coeficientes parciais de segurança que constam nos eurocódigos foram ajustados de modo a conduzirem a resultados semelhantes àqueles que seriam expectáveis utilizando fatores de segurança globais – assim, garante-se que os conhecimentos adquiridos na experiência passada não se percam com a introdução de uma metodologia completamente diferente (Bond e Harris, 2008).

Em conformidade com o Eurocódigo 7 deverão ser verificados cinco Estados Limites Últimos, salientando-se os estados limites relacionados com a rotura ou deformação excessiva do terreno ou da estrutura (GEO e STR, respetivamente), os que abordam a perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno (EQU), os referentes à perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a levantamento originado pela pressão da água ou outras ações verticais (UPL), assim como os estados limites associados ao levantamento hidráulico, erosão interna e outros fenómenos provocados por gradientes hidráulicos (HYD). Matos Fernandes (1995) considera que os estados limites STR e GEO são os mais importantes por existirem, na prática, na maioria das estruturas de Engenharia Civil. Na verificação da segurança em relação a um dado Estado Limite Último deverão comparar-se dois tipos de forças: as resistentes e as correspondentes aos efeitos das ações ou à solicitação (Inequação 2.2). Pretende-se, fundamentalmente, garantir que a resistência mobilizada seja superior à solicitação.

$$E_d(F_d, a_d, X_d) \leq R_d(F_d, a_d, X_d) \quad (2.2)$$

Nesta expressão, E_d corresponde ao valor de cálculo dos efeitos das ações ou da solicitação e R_d ao valor de cálculo da resistência, um e outro determinados empregando-se os valores de cálculo das ações, das propriedades resistentes dos materiais e da geometria da estrutura. O valor de cálculo de uma ação, F_d , pode ser expresso através da Equação 2.3 e consiste na atribuição de um coeficiente parcial de segurança (γ_F) ao valor representativo da ação, o qual pode ser obtido multiplicando o seu valor característico, F_k , por um coeficiente de conversão, ψ , menor ou igual a 1,0, relacionado com os critérios de combinação de ações definidos na norma NP EN 1990 (2009).

$$F_d = \gamma_F F_{rep} = \gamma_F \psi_i F_k \quad (2.3)$$

Por sua vez, o valor de cálculo de uma propriedade resistente do terreno, X_d , obtém-se a partir da Equação 2.4,

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.4)$$

onde X_k representa o valor característico da propriedade do material e γ_M o coeficiente parcial de segurança a aplicar aos parâmetros resistentes do terreno. No que diz respeito ao valor de cálculo das propriedades geométricas, a_d , deverá utilizar-se a Equação 2.5, em que a_{nom} corresponde ao valor nominal de um parâmetro geométrico e Δa , uma tolerância que tem como objetivo a consideração de desvios desfavoráveis dos parâmetros geométricos relativamente aos valores nominais.

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (2.5)$$

A Figura 2.1 apresenta um esquema adaptado de Bond e Harris (2008) que ilustra uma visão geral da forma como deverá ser feita a verificação em relação aos Estados Limites Últimos, nomeadamente o modo como deverão ser aplicados os coeficientes parciais de segurança em conformidade com os Eurocódigos Estruturais.

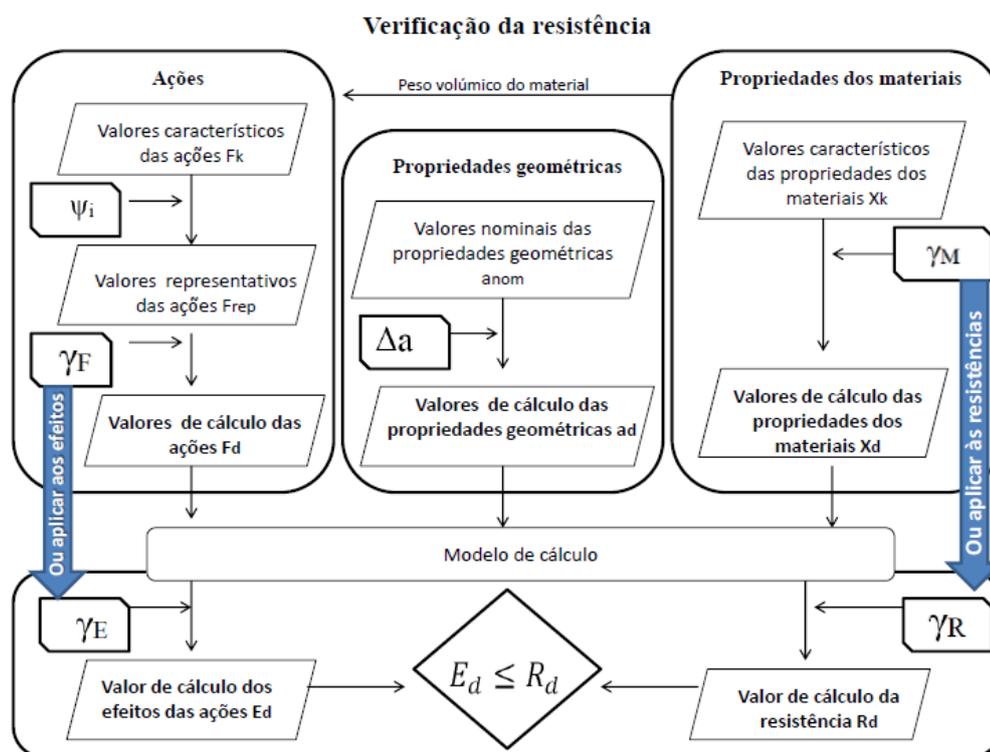


Figura 2.1 – Verificação dos Estados Limites Últimos (adaptado de Bond e Harris (2008)).

Simpson (2007) reflete acerca do desenvolvimento dos Eurocódigos Estruturais referindo que existe um longo debate e diferentes perspetivas na forma como deverão ser aplicados os coeficientes parciais de segurança na verificação dos Estados Limites Últimos.

Na norma NP EN 1997-1 (2010), para a verificação dos Estados Limites Últimos STR e GEO, em situações persistentes ou transitórias, foram introduzidas três abordagens de cálculo diferentes, sendo a opção utilizada por cada país especificada no correspondente anexo nacional. Deste modo, a implementação de três abordagens de cálculo por parte dos Eurocódigos Estruturais reflete a tentativa de albergar as diferenças existentes nas metodologias dos diferentes países (Schuppener et al., 2009). No Anexo B da norma acima referida é dito que a diferença entre as três abordagens de cálculo reside na forma como se distribuem os coeficientes parciais pelas ações, pelos efeitos das ações, pelas propriedades dos materiais e pelas capacidades resistentes, o que se traduz em modos diferentes de ter em consideração as incertezas na modelação dos efeitos das ações e da resistência.

Em Portugal, as verificações respeitantes aos Estados Limites Últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR e GEO, respetivamente), em situações persistentes ou transitórias, devem ser feitas utilizando a Abordagem de Cálculo 1 (AC1). Na AC1 efetuam-se verificações para dois conjuntos de coeficientes parciais, aplicados em dois cálculos separados. A aplicação dessa abordagem de cálculo envolve, portanto, a verificação de duas combinações diferentes. De acordo com Frank et al. (2004), quando é óbvio que uma das combinações governa o dimensionamento não será necessário efetuar cálculos adicionais para a outra combinação. A AC1 incentiva a aplicação de fatores parciais de segurança próxima das fontes de incerteza, através da majoração das ações e da minoração das propriedades resistentes do terreno (Simpson, 2007). De facto, Frank et al. (2004) sugerem que deverão aplicar-se coeficientes parciais de segurança às ações e aos parâmetros do solo, alternativamente à atribuição de coeficientes aos efeitos das ações e às capacidades resistentes.

Refira-se a propósito que na verificação em relação aos Estados Limites de Serviço (ELS) deverão utilizar-se coeficientes parciais de segurança unitários para as ações, para as propriedades mecânicas do terreno e para a resistência.

No Quadro 2.2, adaptado de Bond e Harris (2008), apresentam-se resumidamente os valores dos coeficientes parciais de segurança a utilizar na verificação dos Estados Limites Últimos, na grande maioria das obras geotécnicas, pela AC1.

Quadro 2.2 – Abordagem de Cálculo 1 (adaptado de Bond e Harris (2008)).

Abordagem de Cálculo 1			Combinação 1			Combinação 2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Ações permanentes (G)	Desfavorável	γ_G	1,35			1,0		
	Favorável	$\gamma_{G,fav}$	1,0			1,0		
Ações variáveis (Q)	Desfavorável	γ_Q	1,5			1,3		
	Favorável	$\gamma_{Q,fav}$	0			0		
Ângulo de resistência ao corte ($\tan \phi'$)		γ_ϕ		1,0			1,25	
Coesão efetiva (c')		$\gamma_{c'}$		1,0			1,25	
Resistência não drenada (c_u)		γ_{c_u}		1,0			1,4	
Resistência não confinada (q_u)		γ_{q_u}		1,0			1,4	
Peso volúmico (γ)		γ_γ		1,0			1,0	
Resistência (R)		γ_R			1,0			1,0

Atendendo ao Quadro 2.2, confirma-se que nesta abordagem os coeficientes parciais de segurança são aplicados às ações e às propriedades resistentes dos materiais, uma vez que é sempre unitário o coeficiente a aplicar à resistência. Também se verifica que a aplicação da Combinação 1 implica fundamentalmente a majoração das ações desfavoráveis, tanto permanentes como variáveis, enquanto a Combinação 2 visa principalmente a minoração das propriedades resistentes do terreno (Bond et al., 2013). De acordo com Matos Fernandes (2015), a Combinação 1 é geralmente condicionante nos estados limites que dependem da resistência dos elementos estruturais (STR), pelo que a sua imposição por parte dos Eurocódigos pretende, fundamentalmente, garantir que haja coerência entre o dimensionamento estrutural e geotécnico. Por sua vez, a aplicação da Combinação 2 tem como principal intuito acautelar as incertezas e desvios das propriedades resistentes do terreno (Simpson, 2000).

2.1.3 Segunda Geração dos Eurocódigos Estruturais

De acordo com Frank (2016), a elaboração da "Segunda Geração dos Eurocódigos Estruturais", anunciada em 2015 pelo CEN (Comité Europeu de Normalização) com o apoio da Comissão Europeia, visa fundamentalmente a revisão detalhada desses documentos e a implementação de novos desenvolvimentos e atualizações, estando previsto o seu lançamento em 2020.

A criação dos Eurocódigos Estruturais, de acordo com Schuppener et al. (2009), tem como principal objetivo a harmonização das especificações técnicas e regras fundamentais do projeto de estruturas de Engenharia Civil. Como salientam Louro et al. (2017) é fundamental garantir uma constante atualização desses regulamentos para que haja coerência e orientações claras na forma como o dimensionamento deverá ser abordado. De facto, o Comité CEN/TC 250 divulgou em 2013 a abordagem prevista para dar resposta às exigências do Mandato M515 enviado pela Comissão Europeia ao Comité Europeu de Normalização, que tem como principais objetivos a atualização dos Eurocódigos Estruturais de modo a que estes possam abarcar novos métodos, novos materiais e novos requisitos regulamentares, tendo em conta os novos desafios impostos pela sociedade moderna (Louro et al., 2017).

Refira-se a propósito que a versão ainda em discussão dos Eurocódigos Estruturais, particularmente do Eurocódigo 7, inclui uma secção dedicada à aplicabilidade dos métodos numéricos no dimensionamento geotécnico. Com efeito, sendo cada vez mais frequente o recurso a métodos numéricos como base para o dimensionamento de estruturas geotécnicas é essencial que esses métodos sejam aplicados em conformidade com os Eurocódigos Estruturais. Segundo o documento de apoio à versão em discussão do Eurocódigo 7 (CEN/TC 250/M515, 2016), existem muitas vantagens em utilizar os métodos numéricos no dimensionamento geotécnico, salientando-se a capacidade de modelar a interação entre o solo e a estrutura, a consideração de vários modelos constitutivos para simular o comportamento do solo e a possibilidade de verificar simultaneamente os Estados Limites Últimos e de Serviço no mesmo modelo numérico.

Em conformidade com CEN/TC 250 (2017), a análise dos Estados Limites Últimos sofre algumas alterações, nomeadamente no que concerne à utilização de diferentes abordagens de cálculo.

O dimensionamento em relação aos Estados Limites Últimos deverá então servir-se de um ou mais dos casos especificados no Quadro 2.3 – *Design Cases*, na literatura de língua inglesa (CEN TC/250, 2017). Acrescente-se que na verificação dos Estados Limites Últimos que envolvem rotura ou colapso do terreno deverão utilizar-se os coeficientes parciais para as ações referentes aos *Design Cases* 1, 3 e 4 (Quadro 2.3), como especificado na versão em discussão do Eurocódigo 7.

Quadro 2.3 – Coeficientes parciais de segurança a aplicar às ações (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).

Ações ou Efeitos			Fator parcial γ_F					
Tipo	Símbolo	Efeito resultante	DC1 ^a	DC2 ^b		DC3 ^d	DC4 ^e	
			Todos	(a)	(b)	Dimensionamento geotécnico		
				Equilíbrio estático e levantamento				
Ações permanentes (G_k)	Todas exc. água	γ_G	Desfavorável	1,35 K_F	1,35 ρK_F	1,0	1,0	Não usado
	Pressões da água	$\gamma_{G,w}$		1,2 K_F	1,2 ρK_F	1,0	1,0	
	Todas	$\gamma_{G,fav}$	Favorável	1,0	1,0	1,0	1,0	
Ações variáveis (Q_k)	Todas exc. água	γ_Q	Desfavorável	1,5 K_F	1,5 K_F	1,5 K_F	1,3	1,1
	Pressões da água	$\gamma_{Q,w}$		1,2 K_F	1,2 K_F	1,3 K_F	1,0	1,0
	Todas	$\gamma_{Q,fav}$	Favorável	0				
Efeitos das ações (E)		γ_E	Desfavorável	Não usado			1,35 K_F	
		$\gamma_{E,fav}$	Favorável				1,0	

^a DC1 pode ser utilizado para o dimensionamento estrutural e geotécnico;

^b DC2 é utilizado para a verificação combinada da resistência e do equilíbrio estático; os valores de γ_F são os correspondentes à situação mais desfavorável dados pelas colunas (a) ou (b);

^c O valor de ρ é igual a 0,8, a não ser que o anexo nacional especifique outro valor;

^d DC3 é tipicamente utilizado no dimensionamento de taludes e aterros, muros de gravidade, etc.;

^e DC4 é frequentemente utilizado no dimensionamento de estacas e de estruturas de contenção.

Os valores dos coeficientes parciais de segurança que constam no Quadro 2.3 deverão ser ajustados de acordo com as consequências de uma eventual rotura, utilizando para o efeito o fator de consequência, K_F .

Os coeficientes parciais de segurança a aplicar às propriedades resistentes do terreno, de acordo com CEN/TC 250 (2017), dividem-se em três conjuntos: M1, M2 e M3. Os valores dos coeficientes parciais de cada conjunto encontram-se expostos no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Coeficientes parciais de segurança a aplicar às propriedades resistentes do terreno (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).

Parâmetro de resistência	Símbolo	M1	M2	M3
Ângulo de resistência ao corte ¹	γ_{φ}	1,0	1,25	1,25 K_M
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25	1,25 K_M
Ângulo de resistência ao corte a volume constante ¹	$\gamma_{\varphi,cv}$	1,0	1,0	1,0 K_M
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4	1,4 K_M
Resistência não confinada	γ_{qu}	1,0	1,5	1,4 K_M
Peso volúmico	γ_{γ}	1,0	1,0	1,0
¹ O coeficiente é aplicado à tangente do ângulo				

O coeficiente K_M está relacionado com as classes de consequência da estrutura, assumindo um papel equivalente ao do coeficiente K_F . Para uma classe de consequência normal ambos os coeficientes são iguais à unidade.

Alerte-se para o facto de que todas as metodologias e aspetos discutidos nesta secção se encontrarem em fase de discussão e debate sendo, por esse motivo, de carácter provisório face à constante atualização e revisão dos Eurocódigos Estruturais. Assim sendo, em CEN/TC 250/M515 (2016) recomenda-se que os resultados obtidos através de métodos numéricos sejam validados e comparados com os decorrentes da aplicação de outros métodos de análise. De entre esses métodos, salientam-se os valores obtidos com recurso a métodos tradicionais.

2.2 Dimensionamento com recurso a métodos numéricos

2.2.1 Considerações gerais

Os métodos numéricos, de entre os quais o método dos elementos finitos é exemplo, têm vindo a ser cada vez mais utilizados no âmbito da Engenharia Geotécnica, possibilitando a incorporação na análise de vários aspetos que condicionam o comportamento das estruturas. Como salienta Schweiger (2010), os métodos numéricos permitem não só a consideração de diferentes modelos constitutivos para representar o comportamento real do solo, bem como possibilitam a simulação do faseamento construtivo e do fenómeno complexo que é a interação entre o solo e a estrutura. Contudo, tratam-se de métodos aproximados já que a modelação numérica envolve a implementação de várias simplificações, quer seja na

definição da geometria, das condições de fronteira ou dos parâmetros resistentes do terreno, resultando em algumas limitações na simulação do comportamento real do solo e da estrutura.

Segundo Potts e Zdravković (1999), o recurso a programas comerciais versados para a aplicação de métodos numéricos no domínio da Geotecnia traduz-se em avanços consideráveis no que se refere à simulação do comportamento do solo e ao dimensionamento de estruturas geotécnicas. De entre esses programas comerciais destaca-se o *software* PLAXIS, baseado no método dos elementos finitos e especificamente desenvolvido para prever o comportamento de estruturas geotécnicas em condições de serviço.

A aplicação dos métodos numéricos no âmbito da Engenharia Geotécnica destina-se maioritariamente a avaliar os Estados Limites de Serviço ou de Utilização. De acordo com Bauduin et al. (2005), o método dos elementos finitos, inicialmente desenvolvido para modelar as tensões e deformações em condições normais de utilização, é uma ferramenta muito versátil para avaliar os Estados Limites de Serviço. Embora em termos práticos seja comum o recurso a métodos numéricos na estimativa das deformações, ainda é pouco clara a forma como poderá ser feita a sua aplicação na análise dos Estados Limites Últimos (Schweiger, 2006).

Segundo Bauduin et al. (2005), a utilização do método dos elementos finitos na análise dos Estados Limites Últimos, isto é, na verificação de que não ocorre rotura ou colapso do terreno e na obtenção de esforços para efeitos de dimensionamento, pode dar origem a resultados diferentes dos obtidos através da aplicação de métodos de equilíbrio limite. Schweiger (2010) argumenta que embora exista um conhecimento consolidado respeitante à utilização de métodos convencionais de equilíbrio limite na análise dos Estados Limites Últimos, ainda não é clara a forma como se poderão aplicar os métodos numéricos com esse propósito. Com efeito, as simplificações assumidas para efetuar análises numéricas são muitas vezes baseadas na experiência utilizando métodos tradicionais, não sendo necessariamente aplicáveis da mesma forma que numa análise pelo método dos elementos finitos (Schweiger, 2006).

Schweiger (2014) refere que a análise dos Estados Limites Últimos – com recurso à metodologia tradicional – é um procedimento que se encontra consagrado nos Eurocódigos Estruturais. Contudo, não existem regras claras na forma como se deverão aplicar os métodos numéricos em conformidade com esses regulamentos. Simpson (2007) alude à importância do método dos elementos finitos, referindo que se trata de uma ferramenta cada vez mais utilizada no âmbito da Engenharia Geotécnica, sendo essencial que os novos regulamentos se

adaptem à formulação desses métodos. De notar que a aplicação dos métodos numéricos a qualquer projeto geotécnico deverá assegurar a compatibilização entre o dimensionamento e os regulamentos vigorantes em cada país (Schweiger, 2010).

2.2.2 Limitações

É em grande parte devido à inexistência de regras e orientações claras nos Eurocódigos Estruturais que surgem dificuldades e erros na aplicação dos métodos numéricos no dimensionamento geotécnico. A utilização de diferentes abordagens de cálculo e, conseqüentemente, de diferentes coeficientes de segurança parciais poderá ser uma fonte de erro aquando da aplicação dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos (Brinkgreve e Post, 2013).

Schweiger (2006) identifica uma possível dificuldade decorrente da utilização de métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos em conformidade com o Eurocódigo 7. A aplicação da Abordagem de Cálculo 1 implica a afetação de coeficientes parciais de segurança às ações desfavoráveis, tanto permanentes ($\gamma_G=1,35$) como variáveis ($\gamma_Q=1,50$) – nas verificações respeitantes à Combinação 1; isto não é possível através de métodos numéricos já que as ações permanentes – pressões de terra atuantes numa estrutura de suporte, por exemplo – são, na verdade, um resultado da própria análise e não um dado a introduzir no programa de elementos finitos no início dos cálculos.

Brinkgreve e Post (2015) sugerem a aplicação de um coeficiente parcial igual a 1,0 às ações desfavoráveis permanentes (ao invés de 1,35) e às ações desfavoráveis variáveis um coeficiente igual a $1,50/1,35=1,1$, em alternativa a $\gamma_Q=1,50$. Os autores acrescentam que depois de realizada a análise numérica deverá aplicar-se um coeficiente parcial de segurança aos efeitos das ações igual a 1,35. O termo genérico "efeitos das ações" é geralmente utilizado para designar os esforços internos, momentos fletores, tensões e extensões nos elementos estruturais, etc. De facto, está prevista na norma NP EN 1997-1 (2010) a aplicação de coeficientes parciais de segurança aos efeitos das ações, sempre que o uso de coeficientes parciais às ações conduza a valores de cálculo sem significado ou até mesmo fisicamente impossíveis.

No que diz respeito à aplicação da Combinação 2, Sagaseta e Da Costa (2005) consideram que as verificações podem ser feitas diretamente com métodos numéricos, sem qualquer

dificuldade, obrigando apenas à afetação de coeficientes de segurança parciais às ações variáveis e aos parâmetros resistentes do solo.

Assim, o emprego dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos, nomeadamente no que diz respeito à compatibilidade com os Eurocódigos Estruturais, é um assunto relativamente recente sendo, por esse motivo, objeto de estudo e de debate por parte dos responsáveis pela elaboração dos eurocódigos (Simpson, 2012).

2.2.3 Análise dos Estados Limites Últimos

De acordo com a versão em discussão do Eurocódigo 7 (CEN/TC 250, 2017), o emprego dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos, quando o terreno desempenha um papel preponderante na mobilização da resistência, poderá ser realizado por duas abordagens distintas: a *Material Factor Approach* (MFA) ou a *Action-Effects Factor Approach* (EFA). A situação que conduzir a resultados mais desfavoráveis – obtida pela *Material Factor Approach* ou pela *Action-Effects Factor Approach* ($E_{d,MFA}$ e $E_{d,EFA}$, respetivamente) – deverá ser utilizada na verificação dos Estados Limites Últimos (CEN/TC 250/M515, 2016).

➤ *Material Factor Approach*

Na abordagem *Material Factor Approach* os valores de cálculo dos efeitos das ações e da resistência deverão ser obtidos através da aplicação dos coeficientes parciais de segurança diretamente nas fontes de incerteza, isto é, nas ações e nos parâmetros resistentes do terreno (Bauduin et al., 2005). Os autores referem que esta abordagem é geralmente aplicável a qualquer tipo de problema que envolva a verificação de que não ocorre rotura no solo e na obtenção dos valores dos esforços nos elementos estruturais.

Em termos concetuais, na *Material Factor Approach* os coeficientes parciais de segurança podem ser aplicados através de dois procedimentos (Bauduin et al., 2005). O primeiro consiste em adotar os valores de cálculo das ações variáveis e dos parâmetros resistentes do terreno desde o início dos cálculos numéricos (Figura 2.2). A verificação em relação aos Estados Limites Últimos está satisfeita se nenhum estado limite é atingindo para os valores de cálculo introduzidos. Os valores obtidos para os esforços nos elementos estruturais (momento fletor numa cortina, por exemplo) correspondem aos valores de cálculo. Por outro lado, no segundo procedimento, a análise numérica inicia-se com os valores característicos dos

parâmetros resistentes do terreno e, posteriormente, em fases relevantes da análise, os parâmetros são reduzidos gradualmente até que se verifique a rotura ou colapso do solo (Potts e Zdravković, 2012).

Na versão ainda em discussão do Eurocódigo 7 (CEN/TC 250, 2017), é recomendado que seja utilizado um procedimento adequado para efetuar a redução dos parâmetros resistentes do terreno. O CEN/TC 250/M515 (2016) remete para a existência de diferentes procedimentos disponíveis para ter em conta esta redução da resistência, endereçando o leitor interessado para os trabalhos de Potts e Zdravković (2012). Uma das técnicas mais utilizadas é vulgarmente designada por *strength reduction technique* ($c-\phi'$ reduction), podendo ser aplicada em qualquer fase construtiva (Figura 2.3). Esta técnica é muito utilizada para determinar fatores de segurança nos *softwares* comerciais baseados no método dos elementos finitos, sendo aplicável a modelos constitutivos simples como o modelo de Mohr-Coloumb (Tschuchnigg et al., 2015). O parâmetro ΣM_{sf} é utilizado para definir os valores dos parâmetros de resistência numa dada etapa da análise e representa o valor do fator de segurança nessa mesma fase (Equação 2.9) – c representa c' ou c_u .

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{inicial}}{\tan \phi_{reduzido}} = \frac{c_{inicial}}{c_{reduzido}} = F.S \quad (2.9)$$

Saliente-se que os valores obtidos para os esforços mobilizados na estrutura e para as forças nos elementos estruturais correspondem aos valores de cálculo. A redução dos parâmetros resistentes do terreno poderá ir além do valor requerido para o coeficiente parcial de segurança, caso se pretenda identificar o mecanismo de colapso crítico (CEN/TC 250, 2017). Nas fases que não são condicionantes para a estabilidade da estrutura poderão omitir-se as verificações relativamente aos Estados Limites Últimos (CEN/TC 250/M515, 2016). A fase de instalação de uma escora numa parede de contenção, por exemplo, trata-se de uma fase que não é crítica do ponto de vista do dimensionamento, já que a introdução de um nível de escoramento confere um apoio adicional à estrutura.

➤ *Action-Effects Factor Approach*

De acordo com Bauduin et al. (2005), nesta abordagem utilizam-se os valores característicos das ações permanentes e dos parâmetros resistentes do terreno, sendo aplicado um coeficiente igual a γ_Q/γ_G às ações variáveis – os valores de cálculo das forças nos elementos estruturais são determinados multiplicando os valores obtidos na análise (nas fases críticas) pelo

coeficiente de segurança relativo às ações permanentes (γ_G) (Brinkgreve e Post, 2015). Os valores obtidos correspondem aos valores de cálculo das forças nos elementos estruturais ($E_{d,EFA}$).

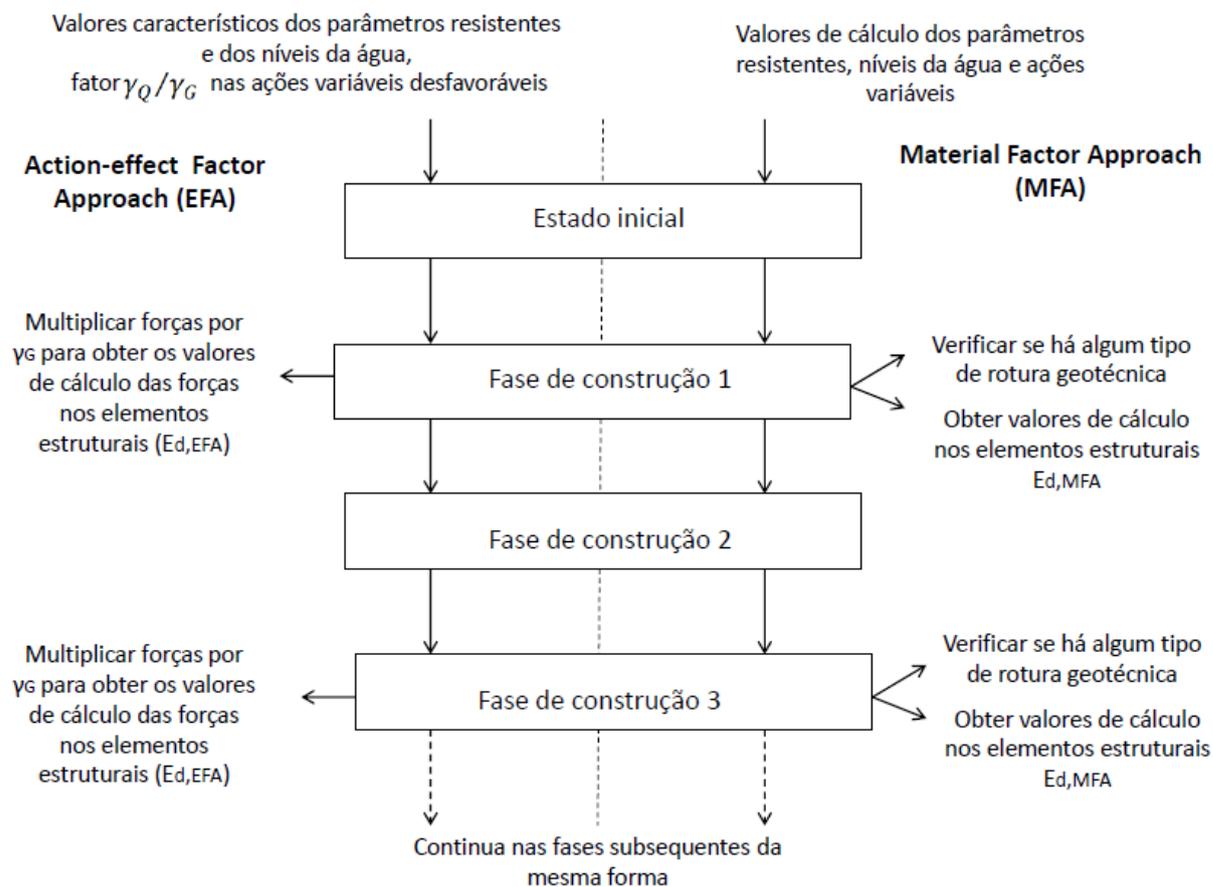


Figura 2.2 – *Material Factor Approach* (com redução dos parâmetros resistentes do terreno desde o início) e *Action-Effects Factor Approach* (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).

A Figura 2.3 apresenta um esquema da aplicação dos métodos numéricos de acordo com as abordagens referidas anteriormente quando é utilizada a técnica *strength reduction* para efetuar a redução dos parâmetros resistentes do terreno.

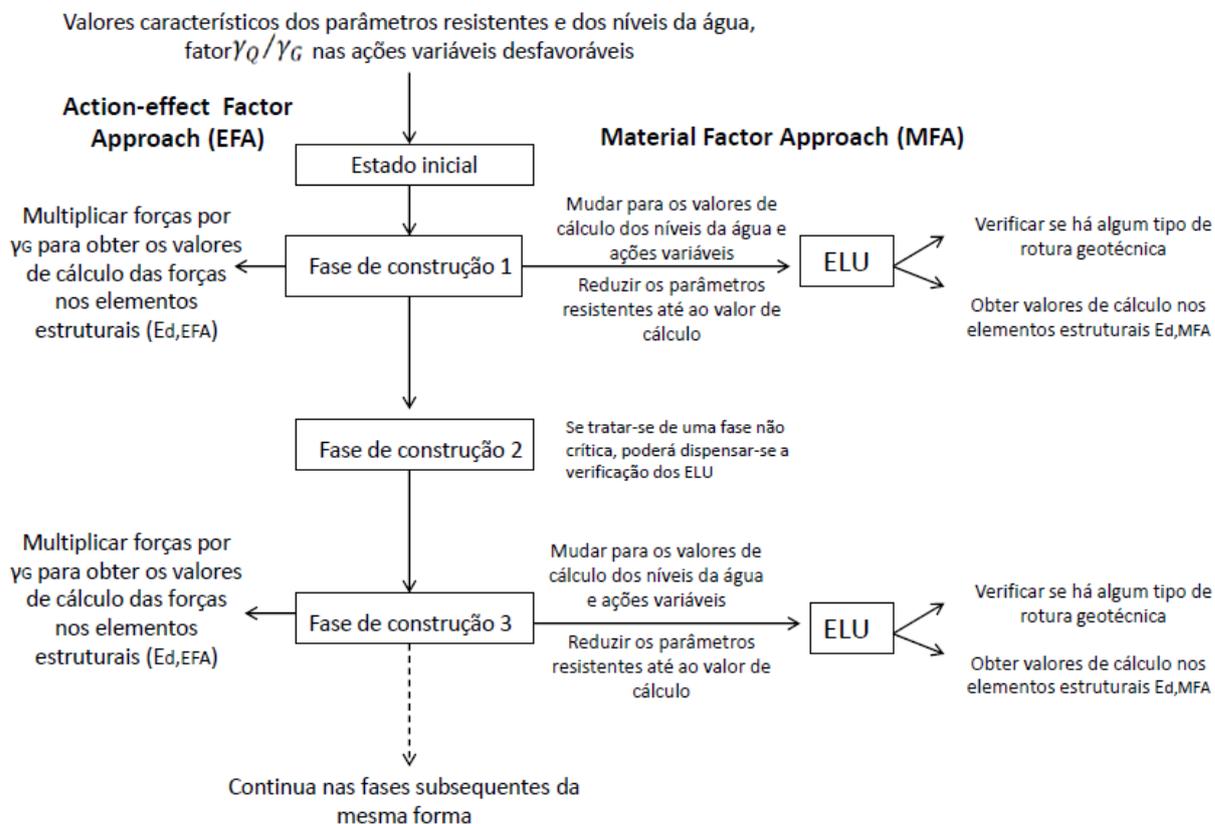


Figura 2.3 – *Material Factor Approach* (através da técnica *strength reduction*) e *Action-Effects Factor Approach* (adaptado de CEN/TC 250 (2017)).

De acordo com as Figuras 2.2 e 2.3, na abordagem *Action-Effects Factor Approach* as análises numéricas iniciam-se com os valores característicos dos parâmetros do solo e dos níveis da água, sendo aplicado um fator igual a γ_Q/γ_G às ações variáveis desfavoráveis. Brinkgreve e Post (2015) sugeriram a aplicação desse mesmo coeficiente parcial a aplicar às ações variáveis aquando das verificações dos Estados Limites Últimos pela Combinação 1. De facto, a aplicação da Combinação 1 implica a majoração das ações desfavoráveis permanentes por um fator igual a $\gamma_G=1,35$ que, como referido em 2.2.2, suscita algumas dificuldades quando se utilizam métodos numéricos para o efeito, pelo que os autores sugerem a aplicação de um coeficiente parcial unitário às ações permanentes e um fator igual a $1,50/1,35=1,1$ às ações desfavoráveis.

Atendendo às Figuras 2.2 e 2.3, a aplicação da abordagem *Action-Effects Factor Approach* (EFA) é feita da mesma forma, quer sejam utilizados os valores de cálculo dos parâmetros de

resistência desde o início da análise numérica quer seja utilizada a técnica *strength reduction* para redução da resistência.

Em conformidade com CEN/TC 250 (2017), a verificação dos Estados Limites Últimos com recurso a métodos numéricos deverá utilizar os coeficientes parciais de segurança do *Design Case 3* (para as ações) e do conjunto M3 (para os parâmetros resistentes do material), ou alternativamente, os coeficientes parciais do *Design Case 4* e os coeficientes que constam no conjunto M1 (ver Quadros 2.3 e 2.4). O procedimento que conduzir à situação mais desfavorável deverá ser utilizado para efeitos de dimensionamento. A aplicação do *Design Case 3* em conjugação com os coeficientes parciais de segurança do conjunto M3 é equivalente às verificações pela Combinação 2 da versão atual do Eurocódigo 7, na medida em que esta implica a minoração dos parâmetros resistentes do terreno e a majoração das ações desfavoráveis variáveis. Já a alternativa que consiste em utilizar os coeficientes de segurança referentes ao *Design Case 4* e os coeficientes do conjunto M1, remete para a aplicação da Combinação 1, visto que são utilizados os valores característicos dos parâmetros resistentes do terreno e é aplicado um fator igual a 1,1 às ações variáveis ($1,50/1,35 \approx 1,1$).

2.3 Dimensionamento de cortinas monoapoiadas

2.3.1 Generalidades

A crescente tendência de utilização do espaço subterrâneo nos centros urbanos para atender às necessidades inerentes ao crescimento das populações exige frequentemente a realização de grandes escavações, geralmente de face vertical, dados os condicionalismos impostos por edifícios localizados nas proximidades da escavação. Na prática, essas escavações são suportadas por estruturas de contenção, das quais as cortinas tipo muro de Berlim, as cortinas de estacas-pranchas, as paredes moldadas e as estacas de betão são exemplo.

Na grande maioria das situações, a grandeza das solicitações envolvidas obriga à instalação de escoramentos ou de ancoragens. As estruturas que dispõem apenas de um elemento de apoio colocado próximo da superfície do terreno designam-se cortinas monoapoiadas, sendo indispensável a mobilização de certa parte do impulso passivo atuante no lado do solo escavado para garantia da estabilidade (Simpson e Powrie, 2001). De entre essas estruturas destacam-se as cortinas de estacas-pranchas – perfis metálicos de reduzida espessura que, quando cravados no solo de forma contígua, constituem uma barreira estanque que evita o fluxo de água e de material para o interior da escavação. As estacas-pranchas são, por esse

motivo, muito utilizadas em obras marítimas e fluviais como a construção de muros-cais. Para além do aço, a execução de paredes moldadas de betão armado, designadas por paredes diafragma, veio revolucionar a Engenharia Geotécnica já que permite a realização de escavações profundas com alguma facilidade, segurança e economia (Almeida e Sousa, 2008).

As cortinas monoapoiadas são consideradas estruturas de suporte flexíveis – o seu peso é em regra desprezável e experimentam em serviço deformações por flexão susceptíveis de condicionar a grandeza e a distribuição das pressões de terra que sobre elas atuam, logo dos esforços para que deverão ser dimensionadas (Terzaghi, 1943). Trata-se de um problema hiperestático, uma vez que as deformações em serviço da cortina dão origem a redistribuição de tensões implicando uma interdependência entre as pressões de terra, os esforços mobilizados e os deslocamentos (Almeida e Sousa, 2008). Por se tratar de um problema complexo, a utilização de métodos simplificados para estimar o diagrama de pressões de terras atuante, com base em resultados observados em diversas obras, é essencial para simplificar o dimensionamento deste tipo de estruturas.

2.3.2 Métodos de cálculo

No dimensionamento de cortinas monoapoiadas são geralmente empregues dois métodos de cálculo que diferem essencialmente no tipo de apoio admitido no pé da cortina: *Free-earth support method* e *Fixed-earth support method* (método do apoio simples e método do encastramento no pé, respetivamente). Ambos os métodos servem-se das teorias clássicas de Rankine ou Coloumb para o cálculo dos impulsos de terras e baseiam-se na hipótese de que, de um lado e do outro da cortina, estão mobilizados estados de equilíbrio limite. O cálculo dos coeficientes de impulso das terras poderá também ser feito recorrendo às tabelas de Caquot-Kérisel. Admite-se que se estabelece o estado limite ativo no tardo da cortina e que a resistência passiva é completamente mobilizada em frente desta. Por se afigurar mais relevante para o presente trabalho, será apenas abordado o método que admite o apoio simples do pé da cortina.

➤ Método do apoio simples do pé da cortina ("*Free-earth support method*")

No método do apoio simples considera-se que as condições impostas pelo solo à parte enterrada da cortina não são suficientes para produzir nesta momentos negativos, o que equivale a considerar um apoio simples no pé da cortina (Almeida e Sousa, 2008). A

profundidade enterrada da cortina (d) é determinada de modo a garantir o equilíbrio de momentos de pressões ativas e passivas em relação ao ponto de apoio da cortina (Figura 2.4).

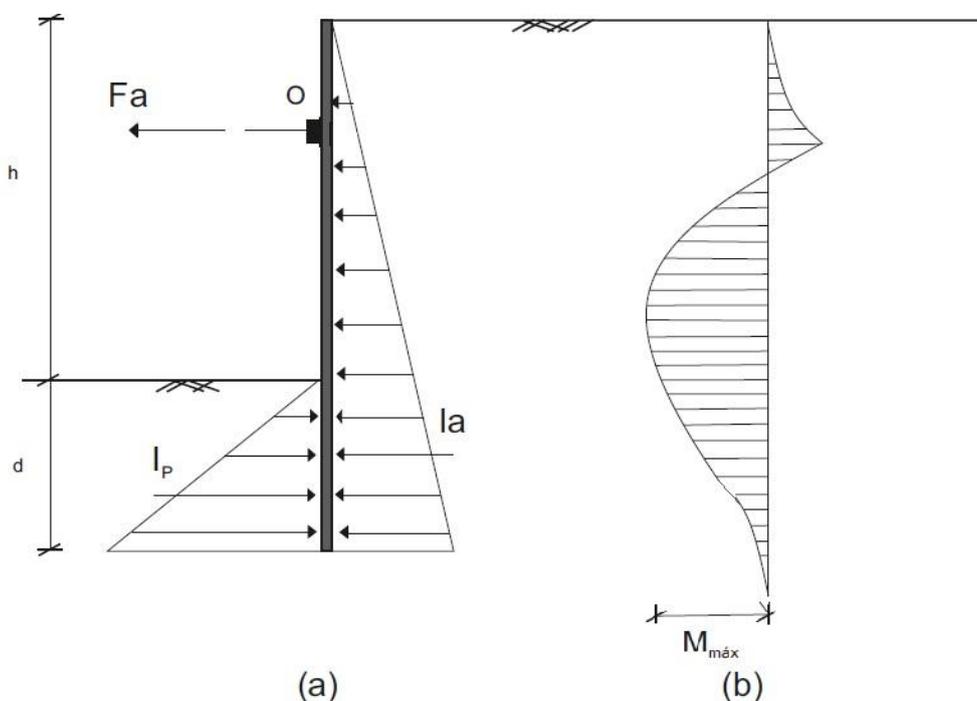


Figura 2.4 – Método do apoio simples: (a) Impulsos na cortina; (b) Diagrama dos momentos fletores (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).

Definidas a geometria da cortina e a distribuição de pressões de terra, estabelece-se o equilíbrio de forças horizontais para determinar a força no elemento de apoio. Conhecendo a totalidade das forças aplicadas à cortina, determinam-se os esforços nela mobilizados, particularmente o valor do momento fletor máximo que será posteriormente utilizado para efeitos de dimensionamento.

A introdução da segurança neste tipo de estrutura de suporte é feita, tradicionalmente, de acordo com duas abordagens distintas. Uma das metodologias consiste na aplicação de um fator minorativo ao impulso passivo mobilizado na frente da cortina, F_p , que toma geralmente valores compreendidos entre 1,5 e 2,0. Na outra metodologia, proposta por Tcshebotarioff (1973), a questão da segurança é tida em conta através da aplicação, no final do cálculo, de um fator majorativo igual a 1,7 à altura mínima enterrada (d'). Para efeitos de dimensionamento, e para as duas metodologias, é ainda habitual a majoração dos valores

obtidos para a força no apoio e para o momento fletor máximo por fatores iguais a 1,2 e 1,35, respetivamente (Guerra, 2002).

A introdução da segurança poderá também ser feita através da aplicação de coeficientes de segurança parciais de acordo com o Eurocódigo 7. De facto, a aplicação do método que admite o apoio simples do pé da cortina em conjugação com os eurocódigos estruturais, e em particular no que concerne à aplicação da Abordagem de Cálculo 1, implica apenas a majoração das ações desfavoráveis permanentes e variáveis quando as verificações são feitas pela Combinação 1, utilizando os valores característicos dos parâmetros de resistência do solo. Por sua vez, na aplicação da Combinação 2 utilizam-se os valores de cálculo dos parâmetros resistentes do terreno, o que implica um agravamento das pressões ativas e uma redução das pressões passivas (Vieira, 1997). Em termos gerais, o dimensionamento geotécnico é muitas vezes condicionado pela aplicação da Combinação 2, nomeadamente na definição da geometria da cortina (profundidade enterrada) e nos valores dos esforços mobilizados na estrutura.

Embora bastante utilizados na prática, os métodos de equilíbrio limite para o dimensionamento de cortinas monoapoiadas constituem métodos aproximados e que envolvem a consideração de muitas simplificações, pelo que a sua aplicação não inclui a ponderação de diversos fatores que influenciam de forma significativa o comportamento deste tipo de estruturas. De entre esses fatores, salientam-se o efeito da flexibilidade da cortina na distribuição das pressões de terra, com consequências nos esforços nela mobilizados, bem como a interação entre o solo e a estrutura.

Com o intuito de averiguar a influência da flexibilidade da cortina nas pressões de terra e nos esforços nela mobilizados, vários autores realizaram ensaios em modelos reduzidos, propondo alguns métodos de dimensionamento bastante mais económicos (Almeida e Sousa, 2008). Desses métodos, destaca-se o método proposto por Rowe (1952), no qual o autor remete para a importância da redistribuição das pressões de terra que ocorre nas estruturas de suporte flexíveis e que condiciona significativamente os esforços mobilizados.

Em termos gerais, a aplicação do método de Rowe consiste na atribuição de um fator corretivo ao momento máximo e à força no apoio calculados pelo método que assume o apoio simples do pé da cortina. Para o efeito, o autor recorreu a numerosos ensaios em modelo reduzido nos quais procurou estudar o comportamento de cortinas de estacas-pranchas

previamente dimensionadas pelo método do apoio simples, sendo a questão da segurança introduzida através da afetação de um fator minorativo ao impulso passivo.

Atendendo aos resultados dos ensaios, Rowe constatou que quanto mais flexível fosse a cortina mais a forma dos diagramas de pressões de terras, ativas e passivas, se distanciava da forma triangular admitida pelos métodos clássicos de dimensionamento (Almeida e Sousa, 2008). Na Figura 2.5 representa-se um esquema simplificado no qual se evidencia o afastamento dos diagramas de pressões de terra ativa e passiva relativamente aos diagramas teóricos que admitem uma distribuição triangular das pressões de terra.

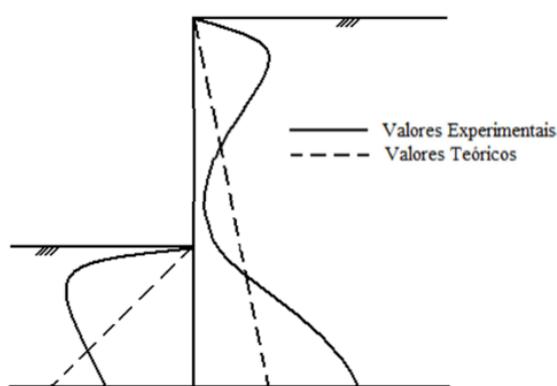


Figura 2.5 – Diferença entre os diagramas de pressões obtidos por via experimental e os assumidos nos métodos clássicos de dimensionamento (adaptado de Vieira (1997)).

A redistribuição das pressões de terra do lado ativo deve-se ao designado efeito de arco, o qual corresponde a uma transferência das tensões das zonas do maciço que mais se deslocam, concentrando-se nas zonas onde os deslocamentos são menores (Terzaghi, 1943). Consequentemente, as pressões de terra tenderão a concentrar-se nas zonas dos apoios da cortina, onde os deslocamentos são menores, e a diminuir na zona central; a transferência das tensões será tanto maior quanto maior for a flexibilidade da cortina (Almeida e Sousa, 2008). Assim, esta redistribuição das pressões de terra do lado ativo traduz-se numa redução dos momentos fletores e num aumento da força no apoio em relação aos mesmos valores obtidos pelo método do apoio simples.

Por seu turno, o afastamento da forma do diagrama de pressões de terra do lado passivo em relação à distribuição triangular resulta do movimento da cortina contra o terreno, que se traduz num aumento das pressões de terra na zona imediatamente abaixo da base da

escavação (Matos Fernandes et al., 2004). Deste modo, junto à base da escavação a resistência é integralmente mobilizada, pelo que as tensões aplicadas sobre a cortina correspondem às passivas, diminuindo significativamente em profundidade (Almeida e Sousa, 2008). O autor acrescenta que esta redistribuição das tensões conduz a uma redução do valor do momento fletor máximo e da força no elemento de apoio relativamente aos valores fornecidos pelo método que admite o apoio simples do pé da cortina. Deste modo, Rowe (1952) sugere a aplicação de um fator corretivo ao momento fletor máximo e à força na escora calculados pelo método do apoio simples, resultante da redistribuição das pressões de terra. A flexibilidade da cortina pode ser expressa pelo número de flexibilidade, ρ , como exemplificado na Equação 2.10, onde H é a altura total da cortina ($h+d$) e EI a sua rigidez à flexão.

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (2.10)$$

A Figura 2.6 ilustra, para areias soltas e densas, a dependência da razão daqueles dois momentos – medido e calculado pelo método clássico – em relação à flexibilidade da cortina, resultante da redistribuição das pressões do lado passivo.

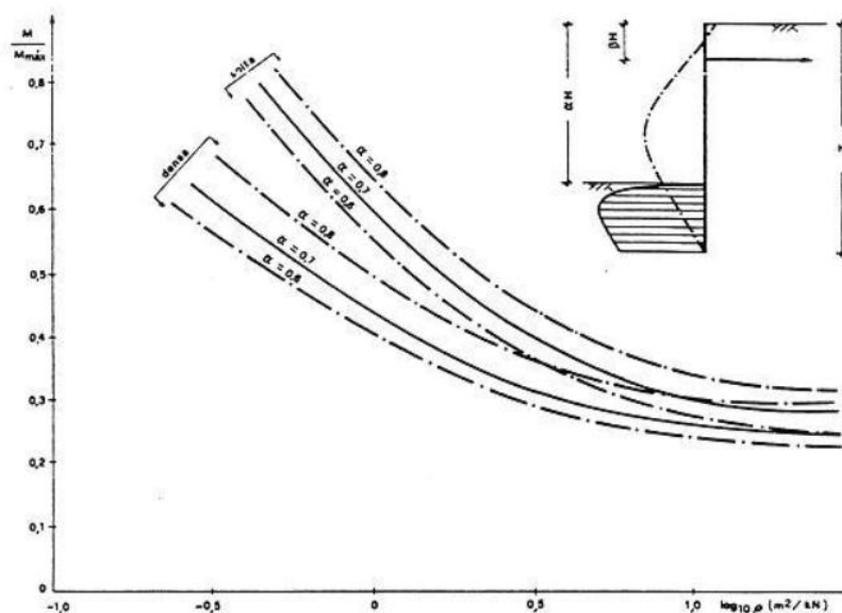


Figura 2.6 – Relação entre a razão do momento atuante e o momento máximo calculado pelo método clássico e a flexibilidade da cortina para dois tipos de areia devido à redistribuição do lado passivo (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).

Da observação da Figura 2.6 verifica-se que o momento atuante, M , é tanto menor quanto menor for a rigidez da cortina, ou seja, quanto maior for o número de flexibilidade. Saliente-se que as curvas representadas na Figura 2.6 foram obtidas admitindo que nos ensaios realizados todas as cortinas se encontravam apoiadas no seu topo ($\beta=0^\circ$). Nestas condições, Rowe verificou que é mais significativa a redistribuição das pressões do lado passivo (Almeida e Sousa, 2008). Numa fase posterior do seu trabalho, Rowe fez variar a distância do elemento de apoio relativamente ao topo das cortinas e constatou que a redistribuição das pressões do lado ativo tendia a acentuar-se tanto mais quanto maior fosse o valor de β , pelo que o momento atuante era ainda menor. Deste modo, Rowe sugeriu que o momento, M , retirado da Figura 2.6, fosse afetado por um coeficiente minorativo, r , devido à redistribuição de pressões do lado ativo, cujos valores são dados pela Figura 2.7.

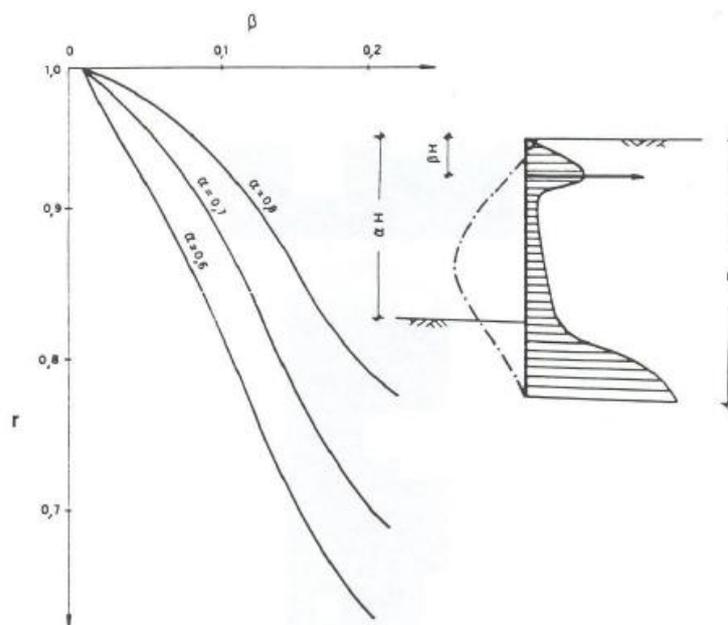


Figura 2.7 – Coeficientes de redução do momento máximo devido à redistribuição do lado ativo para diversas condições de apoio da cortina (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).

A Figura 2.8 ilustra o valor do coeficiente, r_T , a aplicar ao valor da força mobilizada no elemento de apoio calculado através do método do apoio simples.

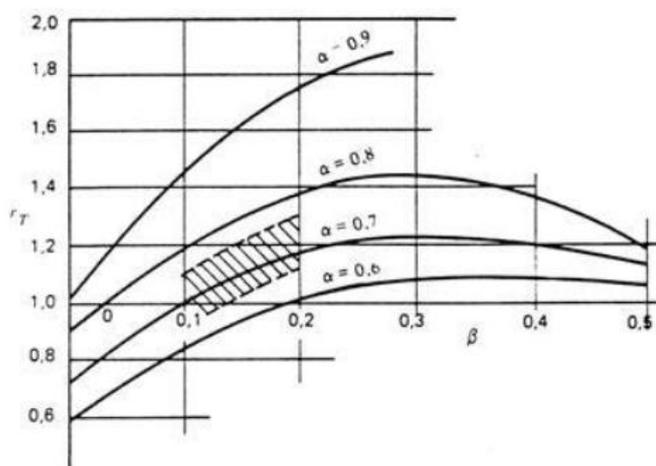


Figura 2.8 – Coeficiente a aplicar à força no elemento de apoio (adaptado de Almeida e Sousa (2008)).

O método de Rowe, assim como outros métodos propostos nos meados do século XX, tende a tornar-se obsoleto, visto que a atual tendência é a utilização de métodos numéricos para estimar os deslocamentos e os esforços mobilizados na estrutura de suporte e nos seus elementos de apoio. Deste modo, é frequente a utilização da metodologia tradicional para definir a altura enterrada da cortina – como por exemplo o método do apoio simples –, sendo os valores dos esforços atuantes estimados através de métodos numéricos. De facto, os métodos numéricos, nomeadamente aqueles baseados no método dos elementos finitos, permitem ter em consideração muitos dos fatores que influenciam o comportamento da escavação. De entre esses fatores, Matos Fernandes (1983) endereça particular destaque à capacidade de inclusão na análise numérica de diferentes modelos constitutivos para simular o comportamento do solo, à possibilidade de simulação do faseamento construtivo, à consideração da rigidez e condições de apoio da cortina, bem como à determinação não só das pressões de terra e dos esforços mobilizados na estrutura e no elemento de apoio, mas também dos deslocamentos induzidos pela escavação à superfície do terreno. Efetivamente, a previsão dos deslocamentos induzidos por escavações revela-se de especial importância na presença de edifícios a estas adjacentes, devendo o projeto deste tipo de estruturas contemplar os efeitos produzidos pelos deslocamentos induzidos pela escavação nos edifícios e infraestruturas localizadas na vizinhança (Matos Fernandes, 1983).

3 ESTUDO BASE

3.1 Introdução

Neste capítulo procura-se fundamentalmente avaliar a aplicabilidade dos métodos numéricos na análise dos Estados Limites Últimos, nomeadamente no que diz respeito à utilização destes métodos em conformidade com os Eurocódigos Estruturais. Neste sentido, com a finalidade de averiguar as possibilidades e dificuldades que poderão advir do emprego dos métodos numéricos a um caso prático simples, pretende-se analisar as sugestões e orientações que constam na versão em discussão do Eurocódigo 7.

A estrutura que serviu de base para este estudo refere-se a uma escavação num maciço arenoso medianamente compacto com 24 m de largura e 8 m de profundidade, suportada por uma cortina monoescorada. A cortina é de betão armado com 0,40 m de espessura e as escoras, espaçadas de 3 m e materializadas por perfis HEB 100, localizam-se a 1,5 m do topo daquela. Para a areia admitiu-se um ângulo de resistência ao corte de 35° e um peso volúmico de 19 kN/m^3 .

Haverá lugar ao estudo de duas situações distintas. Na primeira considera-se a superfície do terreno livre, enquanto na segunda admite-se a existência de uma sobrecarga uniformemente distribuída adjacente à escavação de valor igual a 20 kN/m^2 .

Para cada uma das situações, numa primeira fase, a estrutura de suporte é dimensionada de acordo com o método do apoio simples ("*Free-earth support method*"), admitindo que de um e do outro lado da cortina se mobilizam estados de equilíbrio limite: ativo do lado do maciço suportado e passivo do lado da escavação. Os valores da profundidade enterrada da cortina, do momento fletor máximo e da força na escora são calculados utilizando as diversas metodologias existentes de introdução da segurança: a tradicional e a que consiste na aplicação de coeficientes parciais de acordo com o EC7. Numa segunda fase, a estrutura é dimensionada recorrendo à utilização de métodos numéricos na verificação dos Estados Limites Últimos. Para tal efeito, é empregue o *software* PLAXIS (versão 8.6). Por último, comparam-se os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite com os decorrentes das análises numéricas efetuadas.

A Figura 3.1 ilustra um esquema simplificado no qual se evidenciam as características gerais do estudo base.

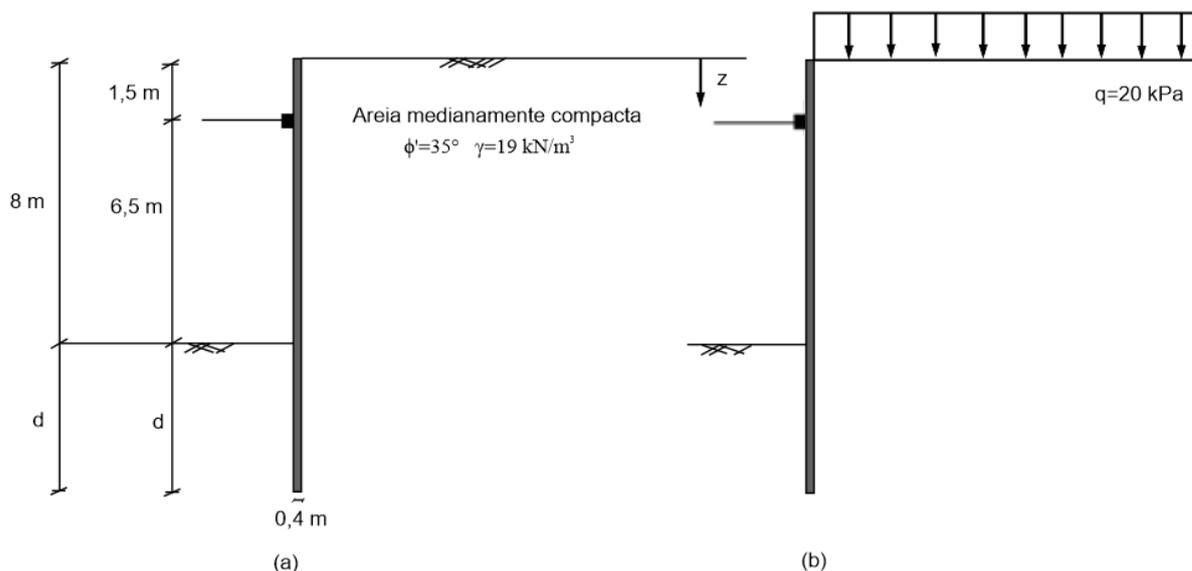


Figura 3.1 – Estudo base: (a) Sem sobrecarga; (b) Com sobrecarga.

3.2 Análise de acordo com o método de equilíbrio limite

3.2.1 Método do apoio simples ("*Free-earth support method*")

A determinação da altura enterrada da cortina (d) e dos valores de cálculo do momento fletor máximo ($M_{\text{máx}}$) e da força no elemento de apoio (F_a), admitindo que de um e do outro lado da cortina se mobilizam estados de equilíbrio limite, foi feita com a aplicação do método do apoio simples. Os coeficientes de impulso ativo e passivo foram calculados de acordo com as tabelas de Caquot-Kérisel, admitindo que a resistência da interface solo-cortina é definida por um ângulo $\delta = 2/3\phi'$. Nestas circunstâncias, a uma areia com ângulo de resistência ao corte igual a 35° , superfície do terrapleno horizontal e cortina vertical corresponde valores dos coeficientes de impulso ativo e passivo iguais a 0,25 e 8,24, respetivamente. Foram estes os valores empregues nos cálculos em que se introduziu a segurança de forma tradicional, de acordo com os seguintes dois procedimentos:

- majorando a altura mínima enterrada da cortina, d' , por um coeficiente igual a 1,7;
- minorando o impulso passivo por um fator igual a 2,0.

Saliente-se que, num e noutra dos procedimentos acima referidos, os valores de dimensionamento (ou de cálculo) do momento fletor máximo na cortina e da força no elemento de apoio foram estabelecidos, como é vulgar, multiplicando os valores decorrentes dos cálculos por 1,35 e 1,2, respetivamente (Guerra, 2002).

Relativamente à introdução da segurança através do método dos coeficientes parciais, as verificações foram feitas pela Abordagem de Cálculo 1 (AC1), tendo sido necessário efetuar dois cálculos distintos para as duas combinações. Nas verificações pela Combinação 1 utilizaram-se os valores característicos das propriedades resistentes do terreno e aplicou-se um coeficiente de segurança parcial às ações desfavoráveis permanentes ($\gamma_G=1,35$) e variáveis ($\gamma_Q=1,50$). Note-se que o coeficiente parcial de segurança γ_G é aplicado ao impulso ativo atuante no lado do solo suportado e que a majoração das ações variáveis pelo coeficiente γ_Q só é aplicável na situação em que existe uma sobrecarga uniformemente distribuída adjacente à escavação. Relativamente às verificações pela Combinação 2 utilizaram-se os valores de cálculo dos parâmetros mecânicos do solo, sendo as ações desfavoráveis variáveis majoradas por um coeficiente igual a 1,30. Atribuindo um coeficiente $\gamma_M=1,25$ aos parâmetros resistentes do terreno, obtém-se um valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte igual a $29,3^\circ$, ao qual corresponde, continuando a considerar $\delta=2/3 \phi'$, valores dos coeficientes de impulso ativo e passivo iguais a 0,308 e 5,267, respetivamente.

A norma NP EN 1997-1 (2010) refere que, para o caso de estruturas de suporte cuja estabilidade necessite da contribuição do terreno do lado da escavação, a altura desta deverá ser aumentada de Δa relativamente ao seu valor nominal, sendo que, para uma cortina monoapoiada, este valor deverá ser igual a 10% da distância entre o apoio e a base da escavação, com um limite máximo de 0,5 m. Refira-se que, no entanto, com o intuito de facilitar a comparação dos resultados fornecidos pelos diferentes métodos não foi considerada essa altura de sobreescavação, Δa , prevista no EC7.

3.2.2 Apresentação dos resultados

➤ *Sem Sobrecarga*

No Quadro 3.1, para a situação correspondente à inexistência de sobrecarga, resumem-se os resultados obtidos pelo método do apoio simples quando são utilizadas as metodologias tradicionais para ter em conta a segurança – adoção de um coeficiente de 1,7 aplicado à altura mínima enterrada (d') e aplicação de um coeficiente de segurança de 2,0 ao impulso passivo –, bem como a metodologia decorrente da aplicação do método dos coeficientes parciais (EC7).

Para o momento fletor máximo e para a força no apoio são incluídos dois valores, correspondendo os segundos aos valores corrigidos de acordo com a proposta de Rowe, apresentada no capítulo anterior, para levar em conta a interação solo-estrutura. Refira-se que, no que concerne à correção do valor do momento, apenas se considerou a parcela associada à localização da escora (r), uma vez que a flexibilidade da cortina, definida pelo número de flexibilidade, ρ , é baixa, inferior ao das cortinas testadas pelo autor acima referido. Esses valores corretivos para atender à localização da escora foram de $r=0,9$ e de $r_T=1,3$, aplicados aos valores do momento fletor máximo e da força na escora, respetivamente. Saliente-se que os valores de r e de r_T são comuns aos dois casos de análise: com e sem sobrecarga.

Quadro 3.1 – Método do apoio simples ("*Free-earth support method*") – Sem sobrecarga.

	Método do apoio simples (" <i>Free-earth support method</i> ")			
	Metodologia Tradicional		Metodologia do EC7	
	$d=1,7 d'$	$I_p/F_p (F_p=2,0)$	Combinação 1	Combinação 2
d (m)	2,20	2,00	1,55	1,95
M_{máx} (kN.m/m)	205,2/184,7	239,9/215,9	217,7/195,9	222,4/200,2
F_a (kN/m)	81,8/106,3	89,2/116,0	95,1/123,6	93,5/121,6

➤ **Com sobrecarga, $q=20 \text{ kN/m}^2$**

Relativamente à situação em que se admite a existência de uma sobrecarga uniformemente distribuída adjacente à escavação igual a 20 kN/m^2 , apresentam-se no Quadro 3.2 os valores obtidos para a profundidade enterrada da cortina, momento fletor máximo e força na escora quando são utilizadas as metodologias tradicionais e a do EC7 para introduzir a segurança.

Quadro 3.2 – Método do apoio simples ("*Free-earth support method*") – Com sobrecarga.

	Método do apoio simples (" <i>Free-earth support method</i> ")			
	Metodologia Tradicional		Metodologia do EC7	
	$d=1,7 d'$	$I_p/F_p (F_p=2,0)$	Combinação 1	Combinação 2
d (m)	2,39	2,18	1,71	2,19
M_{máx} (kN.m/m)	249,3/224,4	307,7/276,9	270,9/243,8	288,0/259,2
F_a (kN/m)	112,5/146,3	120,5/156,7	134,4/174,7	138,3/179,8

3.2.3 Discussão dos resultados

Da análise dos resultados mostrados, algumas conclusões podem ser retiradas:

- i) Nas metodologias tradicionais de introduzir a segurança, aquela que corresponde à majoração da altura enterrada da cortina em 70% leva a uma ficha maior, a que corresponderá, naturalmente, menores valores para os esforços estruturais;
- ii) O valor mais elevado para o momento fletor máximo calculado pelas diferentes metodologias obtém-se quando é aplicado um fator minorativo ao impulso passivo;
- iii) Como seria de esperar, a existência da sobrecarga obriga a uma altura enterrada maior da cortina para garantir a sua segurança e induz esforços estruturais, na cortina e na escora, de valor mais elevado;
- iv) Na metodologia do EC7, para as duas situações (com e sem sobrecarga), a Combinação 2 é condicionante relativamente à definição da geometria da estrutura e ao valor do momento fletor máximo mobilizado na cortina. Para a situação com sobrecarga é a Combinação 2 a condicionante relativamente ao valor da força na escora, sendo para a outra situação a Combinação 1 que conduz a valores mais elevados. Saliente-se ainda que a metodologia do EC7 é mais conservativa do que a metodologia tradicional de introdução da segurança no que diz respeito ao valor da força na escora;
- v) Na aplicação do método de Rowe utilizam-se os mesmos valores corretivos r e r_T para as duas situações (com e sem sobrecarga), pelo que a aplicação ou não do método de Rowe leva à obtenção de maiores diferenças nos resultados para a situação com sobrecarga;
- vi) O dimensionamento resultante da aplicação dos princípios do EC7 não é, tanto em termos de geometria como dos esforços estruturais, substancialmente diferente do resultante das metodologias tradicionais, em particular daquela que consiste na minoração do impulso passivo, o que seria expectável, atendendo ao que no capítulo anterior se referiu em relação à definição dos coeficientes parciais de segurança a aplicar às ações e às propriedades resistentes dos materiais.

3.3 Análise pelo método dos elementos finitos

3.3.1 Introdução

De acordo com o exposto anteriormente (CEN/TC 250, 2017), as verificações relativamente aos Estados Limites Últimos através de métodos numéricos deverão servir-se dos coeficientes

parciais de segurança do *Design Case 3* em conjugação com os coeficientes parciais do conjunto M3 para as propriedades mecânicas do terreno (*Material Factor Approach*). Adicionalmente, deverão utilizar-se os coeficientes parciais do *Design Case 4* em conjugação com os do conjunto M1 (*Action-Effects Factor Approach*). Estas duas alternativas, que constam na versão ainda em discussão dos eurocódigos, são semelhantes às verificações pelas Combinações 1 e 2, previstas no Eurocódigo 7 atual quando é utilizada a Abordagem de Cálculo 1 para a análise dos Estados Limites Últimos. De facto, a primeira alternativa remete para a aplicação da Combinação 2, visto que se minoram os parâmetros resistentes do terreno e se majoram as ações desfavoráveis variáveis – os valores dos coeficientes parciais de segurança a aplicar são iguais aos sugeridos pela versão em discussão do EC7. Já a alternativa que consiste em utilizar os coeficientes parciais do *Design Case 4* e do conjunto M1, é equivalente à sugestão dada por Brinkgreve e Post (2015) aquando das verificações pela Combinação 1, visto que são utilizados os valores característicos dos parâmetros resistentes do terreno e é aplicado um fator igual a 1,1 às ações variáveis desfavoráveis ($1,50/1,35 \approx 1,1$), sendo, posteriormente, majorados os esforços estruturais por um fator igual a 1,35.

Assim, de acordo com o procedimento acima referido, no estudo base, e para as duas situações consideradas (com e sem sobrecarga), começou-se por utilizar a abordagem *Material Factor Approach*, utilizando-se os valores de cálculo das ações desfavoráveis variáveis e dos parâmetros resistentes desde o início dos cálculos e obtendo-se a profundidade enterrada mínima da cortina para garantir o equilíbrio e valores, que são de cálculo, para o momento fletor máximo e para a força na escora. Vários cálculos foram efetuados, alterando-se apenas de uns para os outros a altura enterrada da cortina, que foi diminuída até que uma situação de rotura fosse atingida.

Com o valor da ficha encontrado, outro cálculo foi feito, agora de acordo com a abordagem *Action-Effects Factor Approach*, tendo os valores dos esforços na cortina e no elemento de apoio sido majorados por um fator igual a $\gamma_G=1,35$ e comparados com os respetivos valores de cálculo obtidos na outra abordagem.

Adicionalmente, utilizando ainda a abordagem *Material Factor Approach*, mas agora com a técnica *strength reduction*, outros cálculos foram efetuados procurando-se definir a altura enterrada mínima a que correspondesse um fator de segurança igual a 1,25 (coeficiente proposto pelo EC7 para as propriedades resistentes dos materiais) e os correspondentes valores dos esforços estruturais, por forma a compará-los com os decorrentes da aplicação da outra técnica que se pode empregar na abordagem *Material Factor Approach*.

3.3.2 Modelação numérica

A modelação numérica de qualquer estrutura geotécnica inicia-se com a definição da geometria do problema, devendo esta acomodar, de forma aproximada, todas as características relevantes para a análise. Na generalidade dos problemas que envolvem estruturas de contenção, como é o caso, ou de estabilidade de taludes, é comum assumir-se que uma das dimensões é substancialmente superior às restantes duas, isto é, a estrutura apresenta um grande desenvolvimento na direção longitudinal, para além de que as forças aplicadas e os deslocamentos impostos nas fronteiras são perpendiculares a essa direção. Nestas condições, a análise pode ser feita admitindo um *estado plano de deformação* (Potts e Zdravković, 1999).

3.3.2.1 Discretização

A malha de elementos finitos utilizada nas análises numéricas é constituída por elementos triangulares de 15 nós que, de acordo com PLAXIS - Reference Manual (2006), proporciona uma maior precisão nos resultados obtidos, embora exija um maior esforço computacional. A malha de elementos finitos adotada envolve um total de 1444 elementos, 11961 pontos nodais e 17328 pontos de Gauss para cálculo das tensões.

Numa análise bidimensional, é frequente a colocação da hipótese de que há um eixo de simetria na zona central da escavação e que apenas metade desta necessita de ser analisada – esta simetria refere-se ao faseamento construtivo, à geometria e às propriedades resistentes do solo (Potts e Zdravković, 2001). Deste modo, nas análises numéricas realizadas a fronteira esquerda da malha de elementos finitos está fixada no centro da escavação, na qual se admite que o único movimento possível do solo é vertical – os deslocamentos horizontais são, portanto, restringidos nesta fronteira.

A fronteira direita da malha foi fixada a uma distância da cortina superior a cerca de quatro vezes a altura da escavação (36 m), suficientemente afastada desta para que a sua influência no comportamento da estrutura seja pouco significativa. Considera-se que os pontos nodais pertencentes à fronteira lateral direita têm os deslocamentos horizontais impedidos. Relativamente à definição do limite inferior da malha de elementos finitos, Potts e Zdravković (2001) referem que as análises numéricas são geralmente pouco sensíveis à localização desse limite, desde que não seja colocado a uma distância exageradamente próxima da base da cortina, pelo que se considerou que o limite inferior da malha se encontrava a uma distância

igual ao dobro da profundidade da escavação (16 m) e que tanto os deslocamentos verticais como os horizontais estavam impedidos.

Saliente-se que a malha de elementos finitos foi submetida a um refinamento do tipo fino, havendo lugar a um refinamento adicional na zona envolvente da cortina com o intuito de se obterem resultados mais precisos nessa zona, já que aí são maiores os gradientes de tensões induzidos pela escavação e as consequentes deformações (Figura 3.2).

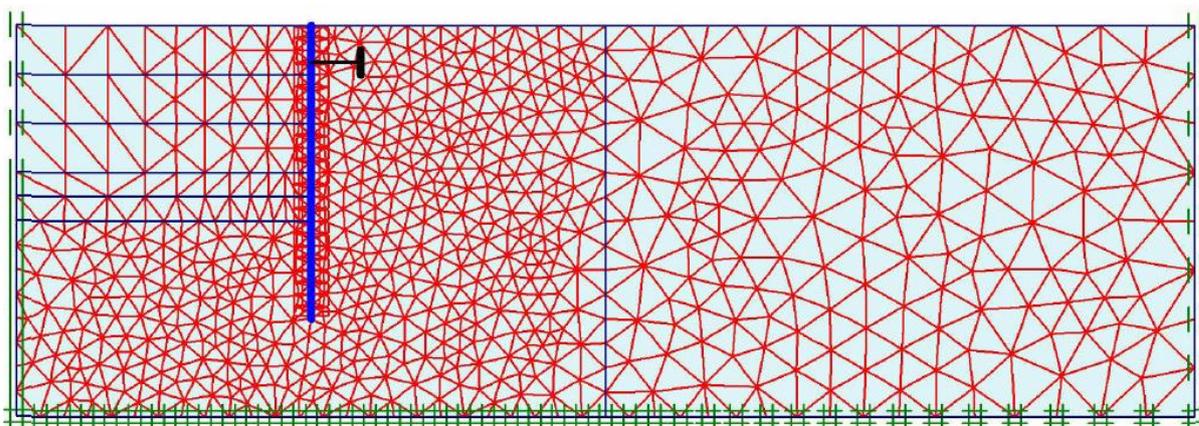


Figura 3.2 – Malha de elementos finitos.

3.3.2.2 Estado de tensão inicial

Os processos geológicos a que o maciço está sujeito determinam o valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 – quociente entre as tensões efetivas horizontal e vertical. Este coeficiente pode ter uma enorme influência no comportamento do solo e, naturalmente, na evolução das tensões por este experimentadas (Matos Fernandes, 2015). O *software* PLAXIS gera automaticamente o estado de tensão inicial, adotando para o valor do coeficiente de impulso em repouso aquele fornecido pela expressão empírica de Jáky (Equação 3.1), o que parece levantar dúvidas quando nos cálculos se empregam, não os valores característicos do ângulo de resistência ao corte, mas sim os respectivos valores de cálculo, já que ao minorar-se a resistência do solo se está, deste modo, também a aumentar a sollicitação, que no caso das estruturas de suporte corresponde a uma libertação das tensões. Deste modo, dependendo do tipo de análise efetuada, foi utilizado o valor característico ou o valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (3.1)$$

3.3.2.3 Simulação do faseamento construtivo

O faseamento construtivo preconizado no modelo numérico e representado na Figura 3.3 consiste nas fases que se elencam em seguida:

- Fase 1 – Instalação da cortina;
- Fase 2 – Ativação da sobrecarga (apenas no modelo com sobrecarga);
- Fase 3 – Escavação até à profundidade de 2,0 m;
- Fase 4 – Instalação do escoramento à profundidade de 1,5 m;
- Fase 5 – Escavação até à profundidade de 4,0 m;
- Fase 6 – Escavação até à profundidade de 6,0 m;
- Fase 7 – Escavação até à profundidade de 7,0 m;
- Fase 8 – Escavação até à profundidade desejada de 8,0 m.

Relativamente a este faseamento construtivo, saliente-se que nas análises numéricas efetuadas são desprezados os efeitos da instalação da cortina, isto é, considera-se a hipótese de que as tensões se mantêm constantes durante a sua instalação. Na prática, o estado de tensão no maciço altera-se aquando da instalação da cortina, havendo lugar a uma redistribuição das tensões no maciço difícil de contabilizar (Potts e Zdravković, 2001). Todavia, este tipo de estrutura de suporte é correntemente utilizada quando são críticos os movimentos induzidos pela escavação, sendo o processo construtivo ajustado com vista a minimizar os deslocamentos provocados pela instalação da cortina. Daí que por simplificação, tenham sido desprezados os efeitos da sua instalação.

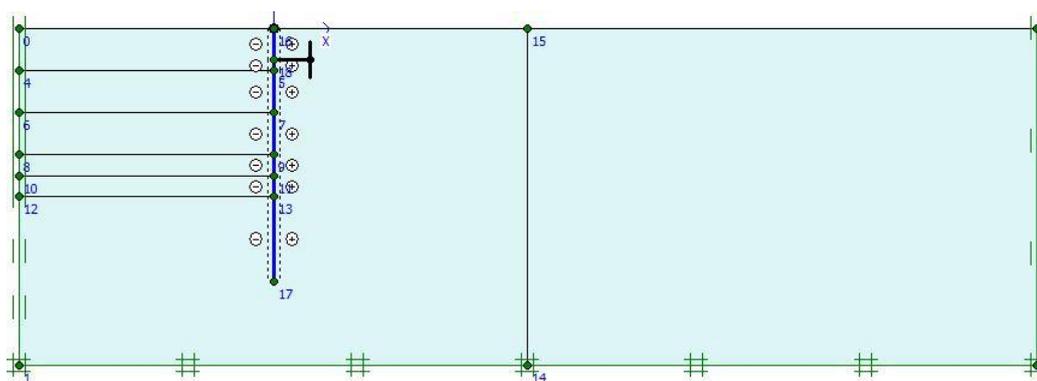


Figura 3.3 – Faseamento construtivo adotado no modelo numérico.

3.3.2.4 Parâmetros mecânicos adotados

- Areia medianamente compacta

A aplicação do método dos elementos finitos a obras geotécnicas obriga, na grande maioria das situações, à formulação de várias hipóteses e simplificações, particularmente no que concerne à seleção de um modelo matemático capaz de simular as características mecânicas do solo (Potts et al., 2002). De facto, sendo de carácter claramente não linear e heterogéneo, o comportamento real do solo afigura-se de difícil simulação, pelo que são correntemente empregues modelos simples que apesar de não traduzirem todos os aspetos que condicionam aquele comportamento apresentam-se adequados na generalidade das situações envolvendo obras geotécnicas reais. Assim, pela sua simplicidade e por envolver a definição de um número relativamente reduzido de parâmetros, o modelo de Mohr-Coloumb será o utilizado nas análises numéricas.

O modelo de Mohr-Coloumb é um modelo que assume que o comportamento do solo é elástico perfeitamente plástico, isto é, o solo tem um comportamento elástico até atingir a cedência, momento a partir do qual ocorrem deformações plásticas irreversíveis. Este modelo constitutivo envolve a definição de cinco parâmetros: c' , ϕ' , ν , E e ψ . Os valores característicos e de cálculo dos parâmetros mecânicos do terreno utilizados nas análises numéricas encontram-se no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Parâmetros mecânicos da areia (Modelo de Mohr-Coloumb).

	Valores característicos	Valores de cálculo
γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³
c'	1 (kPa)	1 (kPa)
ϕ'	35°	29,3°
E	30 MPa	30 MPa
ν	0,25	0,25
ψ	5°	0°

Em PLAXIS - Reference Manual (2006) é recomendado que se adote para o valor da coesão, c' , um valor pelo menos superior a 0,2 kPa, por motivos relacionados com a própria formulação do *software* e para evitar complicações no cálculo numérico.

Quanto ao ângulo de dilatância, ψ , o seu valor depende da compactidade da areia, devendo assumir-se um valor nulo para areias soltas ou de muito baixa compactidade e, portanto, com baixa resistência ao corte. De acordo com PLAXIS - Reference Manual (2006), o ângulo de dilatância é zero para areias com ângulo de resistência ao corte inferior a 30° e para ângulos de resistência ao corte superiores a 30° é vulgarmente utilizada a expressão $\psi = \phi' - 30^\circ$. Assim sendo, considerou-se que para um valor do ângulo de resistência ao corte igual a 35° (valor característico) corresponde um valor do ângulo de dilatância igual a 5° . Por outro lado, ao valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte ($\phi' = 29,3^\circ$) corresponde um valor do ângulo de dilatância igual a 0° , visto que o ângulo de resistência ao corte é inferior a 30° .

-Interação solo-estrutura

Os elementos de interface serão utilizados para modelar a interface entre o solo e a estrutura, sendo colocados em torno da cortina. A definição das propriedades mecânicas dos elementos de interface é feita com base no parâmetro, R_{int} , que as relaciona com as características do terreno através da Equação 3.2.

$$R_{int} = \frac{\tan \phi'}{\tan \delta} \quad (3.2)$$

O valor do parâmetro R_{int} pode variar entre 0 e 1, onde 0 representa a inexistência de atrito e 1, uma aderência perfeita. Assim sendo, adotou-se para o ângulo de resistência da interface entre o solo e a estrutura um valor $\delta = 2/3\phi'$, pelo que o valor de R_{int} adotado foi de 0,667.

-Cortina

Admite-se nos cálculos numéricos que a cortina, de betão armado, apresenta uma espessura de 0,40 m e um comportamento elástico e linear, sendo simulada no PLAXIS através de um elemento do tipo *Plate*. Os parâmetros adotados para representar as características mecânicas da cortina encontram-se no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Parâmetros mecânicos adotados para a cortina de betão armado.

EA	$8,0 \times 10^6$ kN/m
EI	$1,067 \times 10^5$ kN.m ² /m
e	0,40 m
w	10 kN/m/m
v	0,2

-Escora

O elemento de apoio foi dimensionado atendendo ao valor máximo da força na escora obtido pelo método do apoio simples, $F_a=179,8$ kN/m. Para o efeito, a escora é materializada por um perfil metálico HEB 100 (catálogo da Arcellor Mittal), com uma rigidez axial igual a $5,20 \times 10^5$ kN/m. Nos cálculos numéricos, a rigidez considerada para a escora foi de 80% da teórica, tentando reproduzir a existência de algumas folgas e da menor rigidez da ligação à cortina. A escora é simulada no *software* PLAXIS através de um elemento do tipo *Anchor*, introduzindo no programa os parâmetros mecânicos que constam no Quadro 3.5, considerados tendo em conta um espaçamento longitudinal das escoras de 3 m.

Quadro 3.5 - Parâmetros mecânicos adotados para a escora.

EA	$4,160 \times 10^5$ kN/m
L_{spacing}	3 m
L_{equivalente}	12 m

3.3.3 Apresentação e discussão dos resultados➤ *Sem sobrecarga*

No Quadro 3.6 incluem-se os resultados dos cálculos numéricos efetuados de acordo com a abordagem *Material Factor Approach*, utilizando desde o início da análise os valores de cálculo das ações e das propriedades resistentes do terreno – neste caso, existindo apenas ações permanentes estes valores são iguais aos característicos –, nos quais se foi variando a profundidade enterrada da cortina, *d*, procurando definir o valor mínimo que garantisse a sua estabilidade, ou seja, o valor para o qual ainda fosse conseguida a convergência do cálculo.

Quadro 3.6 – Resultados obtidos sem sobrecarga: *Material Factor Approach*.

d (m)	Há convergência?	M_{máx} (kN.m/m)	F_a (kN/m)
4,0	√	177,3	116,8
3,9	X	-	-
3,8	√	175,1	118,7
3,7	X	-	-
3,6	√	181,6	122,0
3,5	√	181,6	122,1
3,4	X	-	-
3,3	X	-	-
3,2	X	-	-
3,1	X	-	-
3,0	X	-	-
2,9	X	-	-
2,8	√	199,5	133,7
2,7	X	-	-
2,6	X	-	-
2,5	√	207,0	138,1
2,4	X	-	-
2,3	√	213,2	147,9
2,2	√	216,5	147,5
2,1	X	-	-
2,0	X	-	-

A primeira evidência que resulta da observação do Quadro 3.6 é a de que a identificação da condição de rotura simplesmente a partir da não convergência do sistema não é minimamente clara. Com efeito, como exemplo, não foi possível garantir a convergência do cálculo para uma ficha de 3,9 m, o que pressupunha a necessidade de esta ter que ser maior, mas a convergência já foi garantida para fichas muito menores, como por exemplo 2,2 m, valor este já da ordem dos obtidos com o método de equilíbrio limite.

Como nalguns dos cálculos que não convergiram se verificou que o número máximo de iterações – o valor estabelecido por padrão no PLAXIS é de 60 iterações – ou de passos de integração tinha sido atingido, começou-se por adotar valores mais elevados para estes parâmetros de controlo da análise, sem que, no entanto, a incongruência se resolvesse. Adicionalmente, procurou-se analisar o impacto que o nível de refinamento poderia ter nos cálculos realizados, utilizando-se para o efeito um nível de refinamento menor (refinamento médio). Embora um maior número de cálculos tenha convergido, verificaram-se as mesmas incongruências que as obtidas utilizando um nível de refinamento fino. Como Potts e

Zdravković (2001) salientam, a definição da dimensão horizontal da malha (fronteira direita) pode ter bastante influência nos resultados obtidos, pelo que se aumentou esta dimensão para cerca de seis vezes a altura da escavação (48 m), sem que, no entanto, a incongruência deixasse de existir. Uma outra hipótese colocada foi a de que as incoerências observadas pudessem ser devidas a problemas de instabilidade numérica nas proximidades da superfície do terreno, por aí serem muito baixas as tensões existentes. Para testar esta hipótese efetuaram-se cálculos adicionais colocando uma camada com comportamento elástico à superfície do terreno com uma espessura de 0,5 m. No entanto, verificou-se que a colocação desta camada à superfície também não solucionava o problema.

Saliente-se que em todas estas tentativas referidas foi mantido o valor predefinido no PLAXIS para a tolerância que é igual a 0,01, ou seja, admitiu-se que a convergência ocorre quando as forças residuais (forças não equilibradas pelo sistema) forem menores que 1% das forças aplicadas. Continuando a procurar resolver a questão de alguns cálculos pararem sem que isso correspondesse a uma situação de rotura ou colapso, foi-se aumentando gradualmente o valor da tolerância até que o critério de convergência fosse satisfeito. Mas outra questão se colocou depois: como conseguir identificar a ficha mínima, já que se verificou que com o aumento sucessivo da tolerância era possível satisfazer o critério de convergência mesmo para valores da ficha muito pequenos, bem menores que os obtidos pelo método do equilíbrio limite.

A solução encontrada passou pela comparação, para cada valor da ficha, do diagrama das tensões passivas com o das pressões de terra atuantes na cortina do lado da escavação. Para valores da altura enterrada maiores que o correspondente à altura mínima para garantir a estabilidade da cortina, verifica-se, como se pode observar na Figura 3.4.a) para uma ficha de 4,0 m, que o diagrama das tensões atuantes se afasta da forma triangular, uma vez que a partir de certa profundidade, e porque não é necessário mobilizar a resistência total do solo, essas tensões são menores que as passivas. Quando o valor da altura enterrada é menor que o correspondente ao da altura mínima necessária para garantir a estabilidade, as tensões atuantes obtidas no cálculo são maiores que as passivas, como se mostra na Figura 3.4.b) para uma ficha de 1,0 m, o que é fisicamente impossível e evidencia que a solução encontrada não é uma solução equilibrada, com o cálculo a parar antes de ser cumprido o critério de rotura.

Assim sendo, a definição da condição de rotura, ou seja, da altura enterrada mínima que garanta a estabilidade da cortina, passa por encontrar um diagrama de tensões nela atuantes que se aproxime do diagrama correspondente às tensões passivas, o que significa que está completamente mobilizada a resistência do solo adiante da cortina. É o que se pode visualizar na Figura 3.5.a) para uma ficha de 2,05 m, que se pode assim considerar como a ficha mínima

necessária para garantir a estabilidade da cortina nas condições analisadas. No cálculo correspondente a esta altura enterrada, os valores encontrados, que são valores de cálculo, para o momento fletor máximo mobilizado na cortina e para a força na escora, foram de 218,1 kN.m/m e 151,4 kN/m, respetivamente.

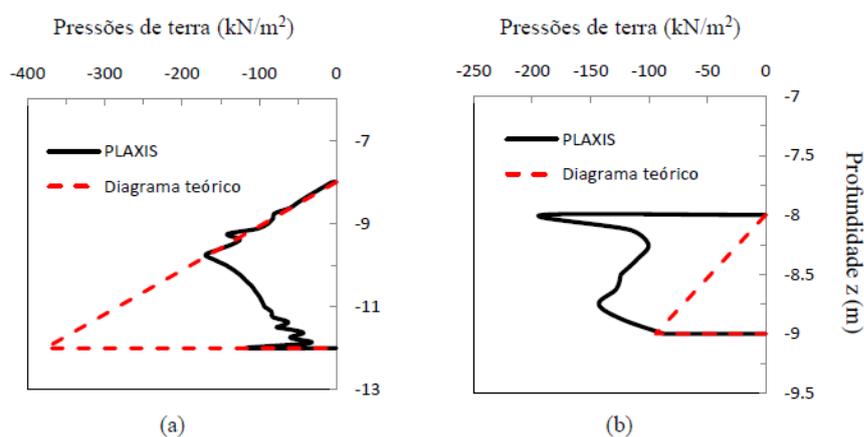


Figura 3.4 – Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação: (a) $d=4,0$ m; (b) $d=1,0$ m.

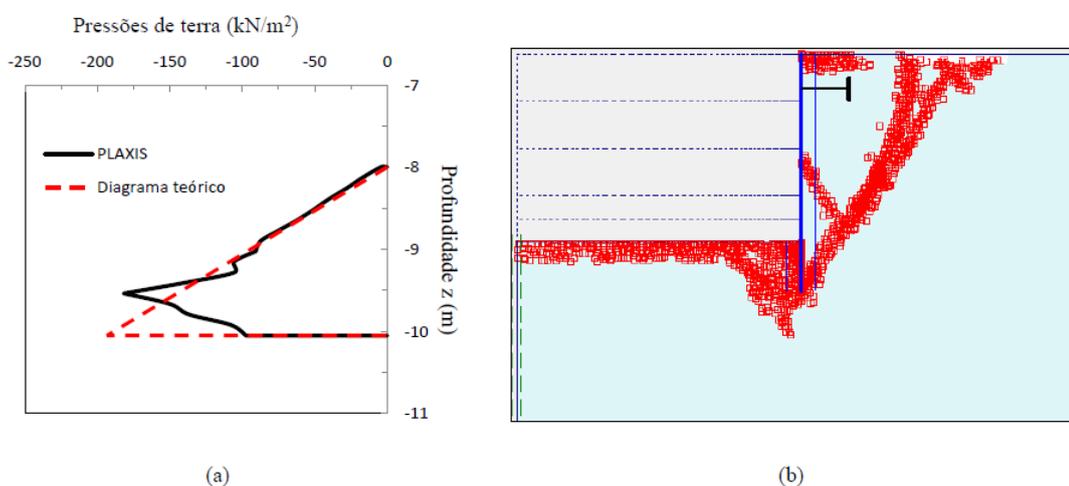


Figura 3.5 – (a) Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação ($d=2,05$ m); (b) Plastificação do maciço ($d=2,05$ m).

Com o valor da ficha assim definido ($d=2,05$ m), outro cálculo foi efetuado utilizando os valores característicos dos parâmetros resistentes do terreno de acordo com a abordagem

Action-Effects Factor Approach. Os valores do momento fletor máximo mobilizado na cortina e da força na escora obtidos no cálculo e majorados por um coeficiente $\gamma_G=1,35$ foram de 177,9 kN.m/m e 118,8 kN/m, respetivamente.

O Quadro 3.7 resume os resultados obtidos pelas duas abordagens numéricas para a situação sem sobrecarga.

Quadro 3.7 – Comparação dos resultados obtidos pela *Material Factor Approach* e pela *Action-Effects Factor Approach* – Sem sobrecarga.

	<i>Material Factor Approach</i>	<i>Action-Effects Factor Approach</i>
d (m)	2,05	2,05
F_a (kN/m)	151,4	118,8
M_{máx} (kN.m/m)	218,1	177,9

Atendendo ao Quadro 3.7, constata-se que a abordagem *Material Factor Approach* é condicionante nesta situação, uma vez que os valores de cálculo dos esforços estruturais, tanto do momento fletor na cortina como do esforço axial na escora, por ela obtidos são substancialmente superiores aos resultantes da outra abordagem proposta.

Para comparar os resultados que se podem obter utilizando os dois procedimentos propostos para a abordagem *Material Factor Approach*, a geometria da cortina e os valores de cálculo dos esforços estruturais foram também estabelecidos através da técnica *strength reduction*. Nesta técnica, como anteriormente se referiu, a análise inicia-se com os valores majorados das ações variáveis desfavoráveis e os valores característicos das propriedades resistentes do solo, sendo os últimos posteriormente reduzidos até se atingir uma situação de colapso ou rotura da estrutura.

Para a definição da altura enterrada mínima da cortina, várias análises foram feitas considerando diferentes valores para essa altura enterrada. Na Figura 3.6 mostra-se a evolução obtida do fator de segurança – representado pelo parâmetro ΣM_{sf} – em função da profundidade enterrada da cortina, d.

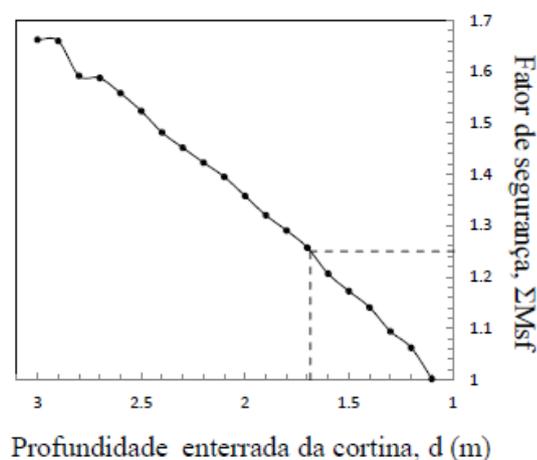


Figura 3.6 – Evolução do fator de segurança em função da profundidade enterrada da cortina.

A observação da Figura 3.6 permite concluir que, utilizando a técnica *strength reduction*, a profundidade enterrada da cortina para a qual o fator de segurança é igual ao fator de minoração da resistência do solo proposto no EC7 (1,25) é aproximadamente igual a 1,70 m, devendo então esta ser considerada a ficha mínima da cortina por forma a garantir a sua segurança. Para esta ficha, os valores de cálculo do momento fletor máximo na cortina e da força da escora foram de 236,0 kN.m/m e 248,1 kN/m, respetivamente.

Comparando estes resultados com os decorrentes da utilização da técnica em que se emprega os valores de cálculo das propriedades resistentes do terreno desde o início, verifica-se que, se para a altura enterrada da cortina o valor encontrado é menor (1,7 m em vez de 2,05 m), o contrário acontece com o valor dos esforços estruturais, sobretudo no que concerne à força na escora (248,1 kN/m em vez de 151,4 kN/m). Pode-se assim concluir que os dois procedimentos atualmente propostos para a abordagem *Material Factor Approach* conduzem a resultados diferentes no dimensionamento da cortina monoapoiada, sendo os correspondentes à técnica *strength reduction* mais afastados dos que se obtêm por aplicação dos métodos tradicionais de equilíbrio limite.

A razão que poderá justificar a discrepância significativa entre os resultados decorrentes da aplicação dos dois diferentes procedimentos deverá estar relacionada com a importância da interação solo-estrutura neste tipo de estruturas geotécnicas. Com efeito, atente-se na Figura 3.7. Nela se representa as deformadas da cortina obtidas nos cálculos em que se utilizaram os dois diferentes procedimentos na abordagem *Material Factor Approach*. Verifica-se que as deformadas são bastante diferentes.

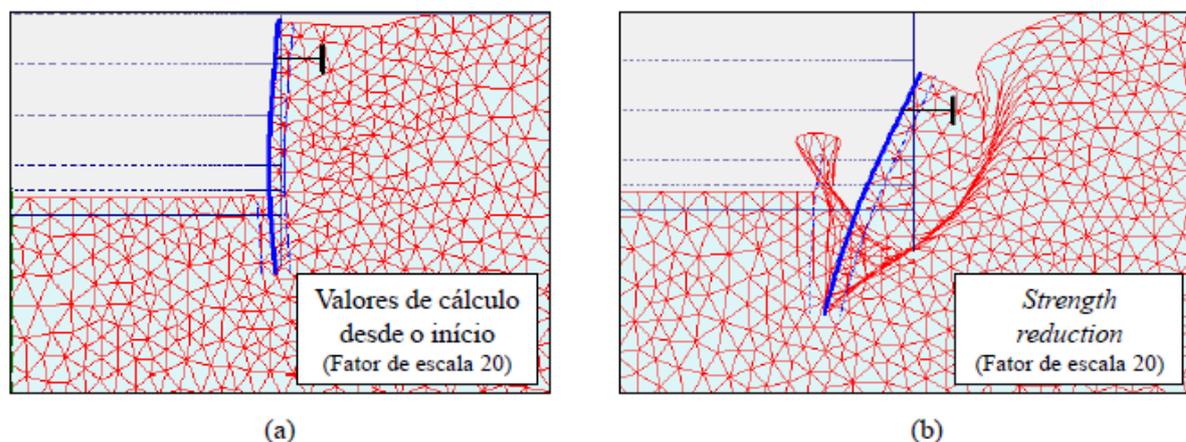


Figura 3.7 – Deformadas da cortina nas situações de equilíbrio limite definidas: (a) utilizando os valores de cálculo dos parâmetros de resistência do solo desde o início do cálculo; (b) utilizando os valores característicos dos parâmetros do solo no início do cálculo.

Se no primeiro caso a cortina funciona como estando apoiada na sua extremidade inferior, com curvatura de flexão, no segundo ela tem mais um movimento de corpo rígido tendendo a rodar em torno do seu ponto de apoio. Em consequência destas diferentes deformadas, as pressões de terra atuantes sobre as cortinas no lado do solo suportado diferem substancialmente, como a Figura 3.8 bem evidencia.

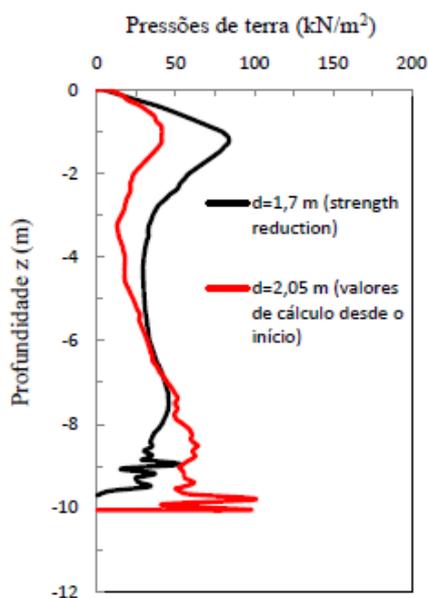


Figura 3.8 – Comparação das pressões de terra atuantes na cortina nas situações de equilíbrio limite definidas pelos dois procedimentos associados à abordagem *Material Factor Approach*.

Na análise que se inicia com os valores característicos das propriedades resistentes do solo (técnica *strength reduction*), verifica-se que: i) há uma concentração de tensões bem maior junto ao apoio; ii) a resultante das tensões é maior e o seu ponto de aplicação está mais próximo do ponto de apoio. É por isto que a altura enterrada da cortina encontrada no segundo procedimento é menor já que a força passiva que é necessário mobilizar é mais pequena, por ser menor, em consequência da redução do braço, o momento da força atuante em relação ao ponto de apoio. Sendo menores as forças passivas mobilizadas e maior a força atuante, o equilíbrio das forças na direção horizontal implicará, naturalmente um acréscimo da força na escora.

➤ **Com sobrecarga, $q=20 \text{ kN/m}^2$**

Através da abordagem *Material Factor Approach*, na qual se utilizam os valores de cálculo dos parâmetros resistentes do terreno desde o início e é aplicado um fator igual a $\gamma_Q=1,3$ às ações variáveis ($q=1,3 \times 20=26 \text{ kN/m}^2$), calculou-se a profundidade enterrada da cortina necessária para garantir a sua estabilidade empregando-se o procedimento descrito no ponto anterior, baseado na mobilização total das pressões passivas abaixo da base da escavação.

A Figura 3.9 representa o diagrama de pressões atuantes do lado passivo para uma profundidade enterrada da cortina igual a 2,33 m, admitida como a mínima necessária.

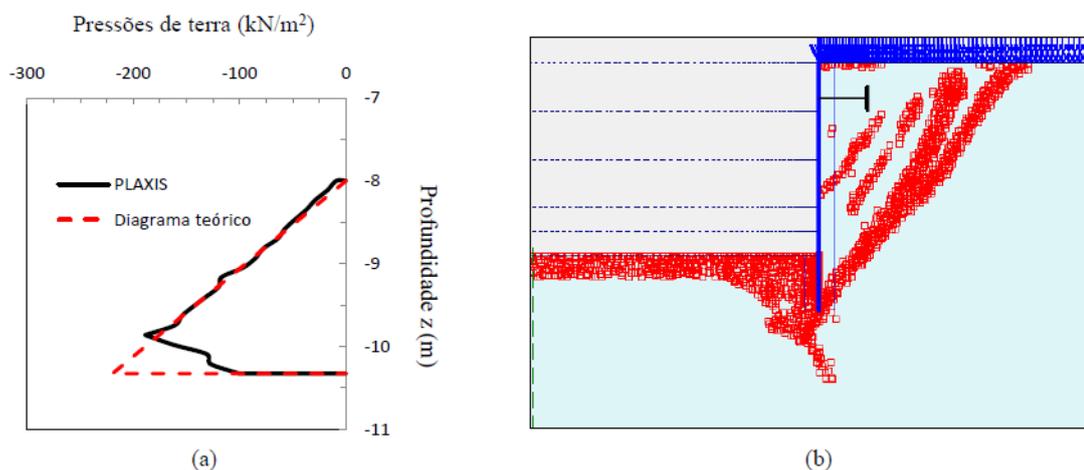


Figura 3.9 – (a) Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação ($d=2,33 \text{ m}$); (b) Plastificação do maciço ($d=2,33 \text{ m}$).

Para esta profundidade o valor do momento fletor máximo mobilizado na cortina foi igual a 258,1 kN.m/m e o da força na escora de 229,0 kN/m.

Relativamente à aplicação da abordagem *Action-Effects Factor Approach*, considerou-se a altura enterrada de 2,33 m, definida pela *Material Factor Approach* e utilizaram-se os valores característicos das propriedades do terreno, atribuindo-se um fator igual a γ_Q/γ_G ($1,5/1,35=1,1$) às ações desfavoráveis variáveis, o que corresponde a um valor da sobrecarga igual a 22 kN/m². Os valores dos esforços estruturais, calculados multiplicando por $\gamma_G=1,35$ os valores obtidos no cálculo, foram de 201,3 kN.m/m para o momento fletor na cortina e de 160,9 kN/m para a força no apoio.

No Quadro 3.8 resumem-se os resultados obtidos pela *Material Factor Approach* e pela *Action-Effects Factor Approach* para a situação em que se considera a existência de uma sobrecarga uniformemente distribuída adjacente à escavação.

Quadro 3.8 – Comparação dos resultados obtidos pela *Material Factor Approach* e pela *Action-Effects Factor Approach* – Com sobrecarga.

	<i>Material Factor Approach</i>	<i>Action-Effects Factor Approach</i>
d (m)	2,33	2,33
F_a (kN/m)	229,0	160,9
M_{máx} (kN.m/m)	258,1	201,3

A análise do Quadro 3.8 permite concluir que a *Material Factor Approach* é também nesta situação condicionante no que diz respeito aos valores do momento fletor e da força na escora.

Também para esta situação em que se considerou a existência de uma sobrecarga na superfície do terreno, na abordagem *Material Factor Approach* se utilizou o outro procedimento, correspondente à técnica *strength reduction*. Na Figura 3.10, mostra-se a evolução do fator de segurança obtido para diferentes alturas enterradas.

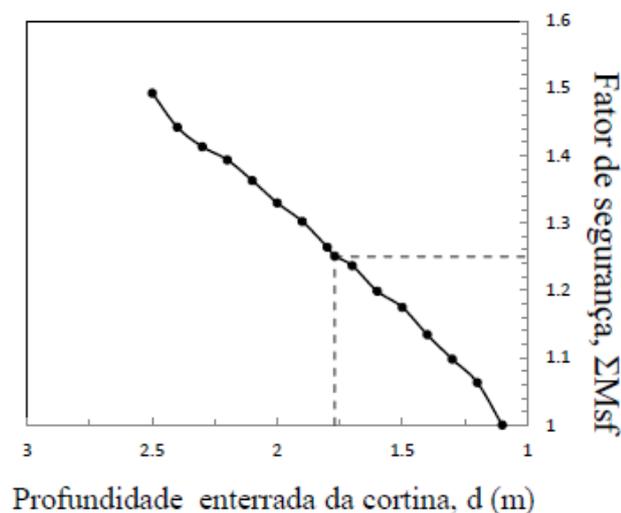


Figura 3.10 – Evolução do fator de segurança em função da profundidade enterrada da cortina (situação com sobrecarga).

Da observação da Figura 3.10 verifica-se que, para um fator de segurança de 1,25, a altura enterrada da cortina encontrada foi de 1,77 m, correspondendo a essa ficha um momento fletor mobilizado de 257,5 kN.m/m e uma força no apoio de 355,3 kN/m. Comparando estes valores com os obtidos com o outro procedimento, em que se utiliza desde o início da análise os valores de cálculo das propriedades resistentes do solo, constata-se o mesmo que se observou na situação sem sobrecarga: é menor a altura enterrada, mas muito maior a força mobilizada no apoio. Os valores do momento mobilizado na cortina são praticamente iguais.

3.4 Confronto entre resultados numéricos e analíticos

➤ *Sem sobrecarga*

O Quadro 3.9 contém os valores de dimensionamento obtidos para a profundidade enterrada da cortina, momento fletor máximo e força no elemento de apoio quando, aplicando os princípios gerais do EC7, se utilizam os métodos de equilíbrio limite ou análises numéricas. Refira-se que em relação ao método de equilíbrio limite se apresentam os resultados obtidos pela aplicação da Combinação 2 e que nas análises numéricas se consideraram os resultados da abordagem *Material Factor Approach* em que se utilizaram os valores de cálculo das propriedades resistentes do solo desde o início, visto que os valores obtidos pela técnica *strength reduction* são exageradamente elevados.

Quadro 3.9 – Comparação entre os resultados numéricos e analíticos utilizando os princípios preconizados no EC7 – Sem sobrecarga.

	d (m)	M_{máx} (kN.m/m)	F_a (kN/m)
Método de equilíbrio limite (Comb.2)	1,95	222,4/200,2	95,1/123,6
Análises numéricas (MFA)	2,05	218,1	151,4

Os resultados incluídos no Quadro 3.9 permitem concluir que a altura enterrada e o momento fletor máximo de cálculo obtidos nas análises numéricas não diferem substancialmente dos decorrentes da aplicação dos métodos de equilíbrio limite. Com efeito, a altura enterrada calculada numericamente é apenas cerca de 5% superior à decorrente dos métodos analíticos, enquanto o momento fletor resultante da análise numérica está no intervalo definido pelo valor obtido analiticamente e pelo valor corrigido de acordo com a proposta de Rowe. O mesmo não acontece no que concerne à força mobilizada no apoio. O valor numérico é bastante superior ao valor analítico e mesmo superior ao valor deste corrigido de acordo com o proposto por Rowe. A justificação para tal facto pode ser percebida pela análise da Figura 3.11, na qual se ilustra a comparação do diagrama de pressões atuantes no lado do maciço suportado com os diagramas correspondentes às tensões ativas e de repouso.

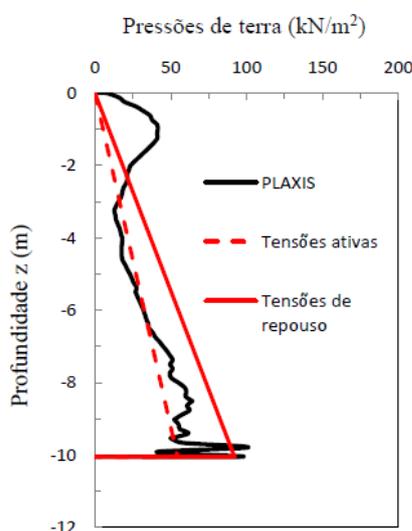


Figura 3.11 – Comparação do diagrama das tensões ativas e de repouso com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação (d=2,05 m).

A observação da Figura 3.11 mostra, em primeiro lugar, que ao se empregarem os métodos numéricos o diagrama das tensões atuantes no lado do solo suportado se afasta, devido ao denominado efeito de arco, do diagrama triangular correspondente às tensões ativas e que é suposto atuar nos métodos de equilíbrio limite. Enquanto as tensões tendem a diminuir na zona central, estas aumentam na zona do apoio e na parte inferior da cortina. Mas, para além da forma, também é visível na Figura 3.11 que a resultante do diagrama das tensões calculadas numericamente tem maior valor e está localizada mais acima do que a do diagrama teórico, ou seja do impulso ativo, implicando que o valor da força mobilizada obtida no cálculo numérico para o elemento de apoio tenha que ser mais elevada.

➤ *Com sobrecarga, $q=20 \text{ kN/m}^2$*

No Quadro 3.10 incluem-se os resultados correspondentes aos incluídos no Quadro 3.9, agora para a situação em que se considerou a existência de uma sobrecarga à superfície do terreno.

Quadro 3.10 – Comparação entre os resultados numéricos e analíticos utilizando os princípios preconizados no EC7 – Com sobrecarga.

	d (m)	M_{máx} (kN.m/m)	F_a (kN/m)
Método de equilíbrio limite (Comb.2)	2,19	288,0/259,2	138,3/179,8
Análises numéricas (MFA)	2,33	258,1	229,0

As conclusões que se retiram da observação do Quadro 3.10 são idênticas às retiradas do Quadro 3.9. Também agora, com a existência de uma sobrecarga, os valores numéricos e analíticos da altura enterrada e do momento fletor na cortina não são muito diferentes, o que não acontece com a força no apoio.

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se fundamentalmente avaliar a influência de alguns parâmetros, particularmente do ângulo de resistência ao corte do maciço a suportar e da flexibilidade da cortina, no comportamento da estrutura de contenção monoapoiada e na forma de avaliar a sua segurança.

Com o intuito de analisar o impacto da variação das características do maciço, nomeadamente do valor do ângulo de resistência ao corte, os resultados apresentados no capítulo anterior referentes a um maciço com características de uma areia medianamente compacta ($\phi'=35^\circ$) são comparados com os resultados decorrentes de três cálculos distintos, nos quais se alterou apenas relativamente ao estudo base os valores dos parâmetros mecânicos do maciço. Três outros valores do ângulo de resistência foram considerados, admitindo para o maciço características de uma areia solta ($\phi'=30^\circ$), compacta ($\phi'=40^\circ$) e muito compacta ($\phi'=45^\circ$). De forma análoga à apresentada no capítulo referente ao estudo base, a estrutura de contenção é dimensionada, primeiramente, através do método do apoio simples. Seguidamente, a estrutura é analisada recorrendo a métodos numéricos, aplicando-se a abordagem *Material Factor Approach* e a técnica que emprega os valores de cálculo das propriedades resistentes do solo desde o início para definir a sua geometria de forma idêntica à explicada no capítulo anterior (ver Figura 4.1) e os valores de cálculo dos esforços. Estabelecida a profundidade enterrada da cortina, é realizado um outro cálculo no qual se utilizam os valores característicos dos parâmetros do solo (*Action-Effects Factor Approach*) majorando os valores dos esforços obtidos no final da análise por um fator igual a 1,35.

Procurando avaliar a influência da flexibilidade da cortina e tendo por base a rigidez à flexão de referência, EI, correspondente a uma parede de betão armado com módulo de elasticidade de 20 GPa e uma espessura de 0,40 m, foram realizados outros cálculos numéricos para diferentes valores da rigidez à flexão: 100EI, 10EI, 5EI, EI/10, EI/15 e EI/25. Nesses cálculos foram mantidos os valores do ângulo de resistência ao corte do maciço definido no estudo base ($\phi'=35^\circ$), a geometria da escavação e as características assumidas para a escora. Saliente-

se que uma vez que a rigidez da cortina não é tida em consideração nos métodos de equilíbrio limite não houve necessidade de redimensionar a estrutura empregando esses métodos. De forma idêntica ao que se fez no estudo base e nos cálculos em que se variou o ângulo de resistência ao corte do maciço, também nestes cálculos em que se consideraram diferentes rigidezes da cortina, a identificação da rotura foi estabelecida comparando o diagrama de pressões atuantes no lado do solo a escavar com o diagrama teórico de pressões passivas (ver Figura 4.2).

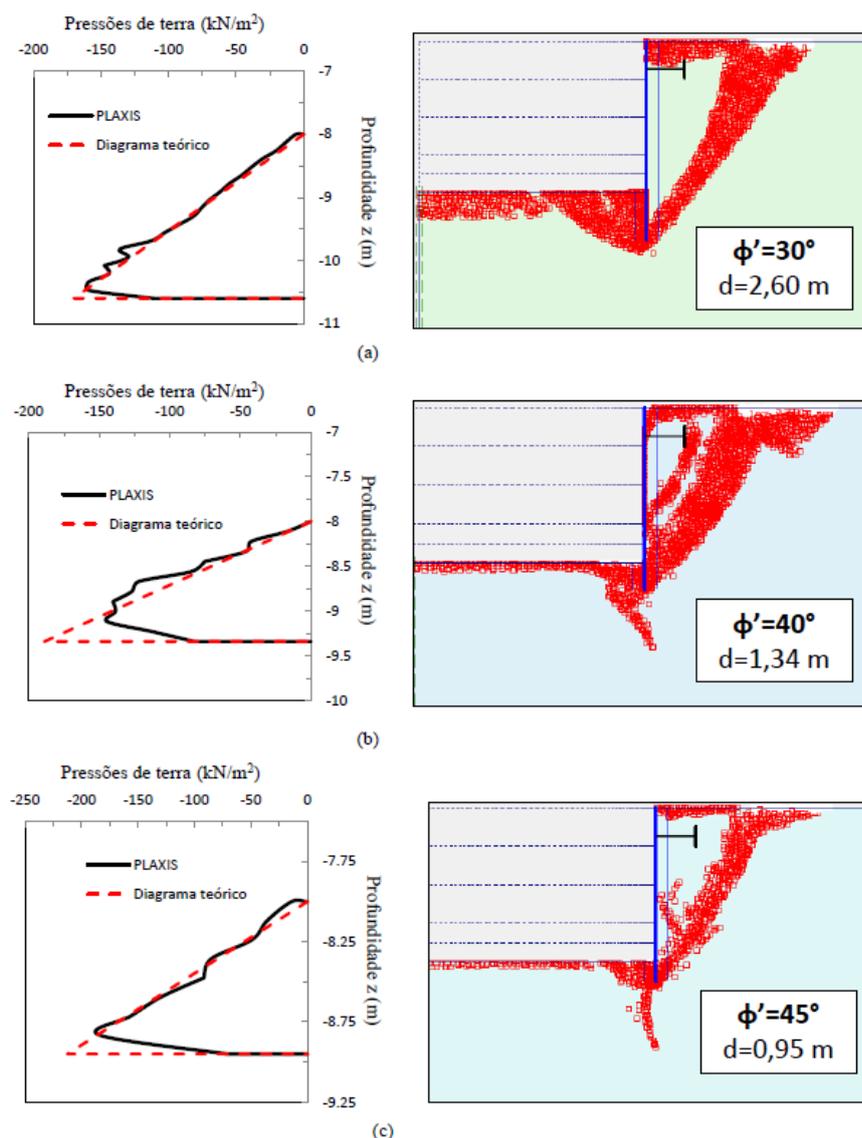
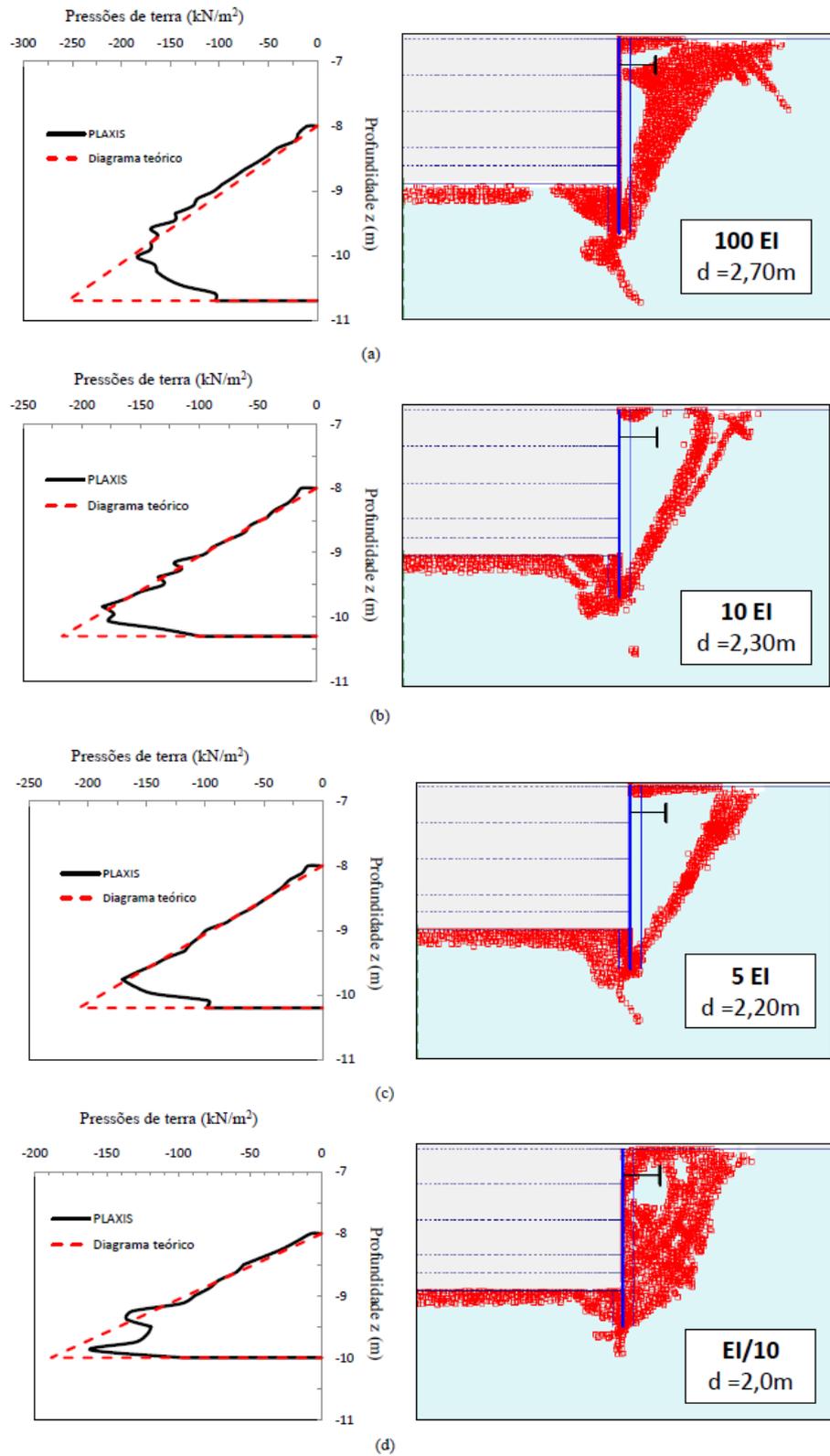


Figura 4.1 – Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação e plastificação do maciço: (a) $\phi' = 30^\circ$ ($d = 2,60$ m); (b) $\phi' = 40^\circ$ ($d = 1,34$ m); (c) $\phi' = 45^\circ$ ($d = 0,95$ m).



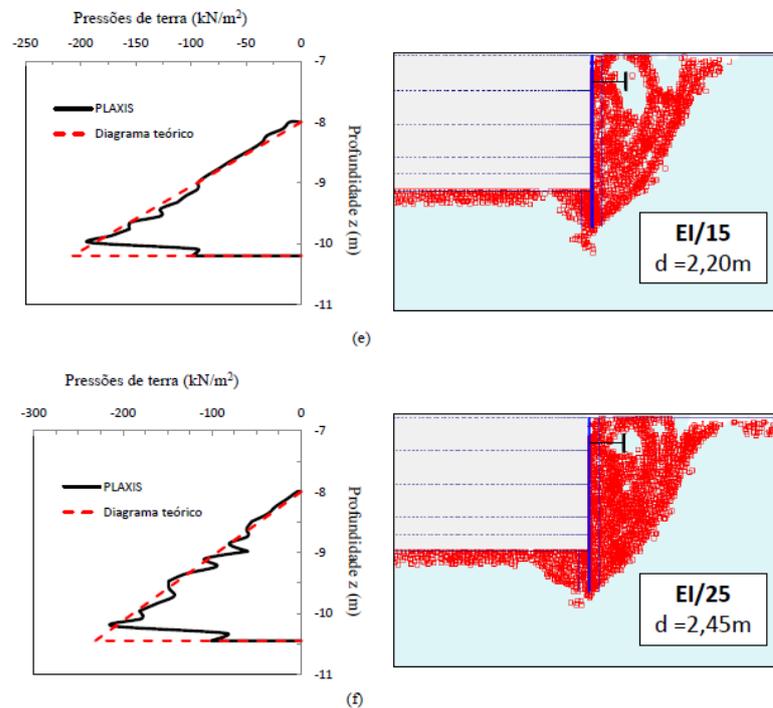


Figura 4.2 – Comparação do diagrama das tensões passivas com o das tensões atuantes na cortina no lado da escavação e plastificação do maciço: (a)100EI (d=2,70m); (b)10EI (d=2,30m); (c)5EI (d=2,20m); (d)EI/10 (d=2,0m); (e)EI/15(d=2,20); (f)EI/25 (d=2,45m).

4.2 Influência da resistência ao corte do maciço

No Quadro 4.1 apresentam-se os valores dos parâmetros mecânicos adotados nas análises realizadas, correspondendo os dois valores indicados para o ângulo de resistência ao corte e para o ângulo de dilatância aos valores característicos e de cálculo.

O Quadro 4.2 resume os resultados obtidos através dos métodos de equilíbrio limite, bem como os resultados decorrentes das análises numéricas realizadas considerando características de uma areia solta, medianamente compacta, compacta e muito compacta. De notar que para os métodos de equilíbrio limite se incluem, também, os valores do momento fletor máximo e o da força na escora corrigidos pela proposta de Rowe.

Quadro 4.1 – Parâmetros mecânicos adotados nos cálculos efetuados para analisar a influência das características do maciço.

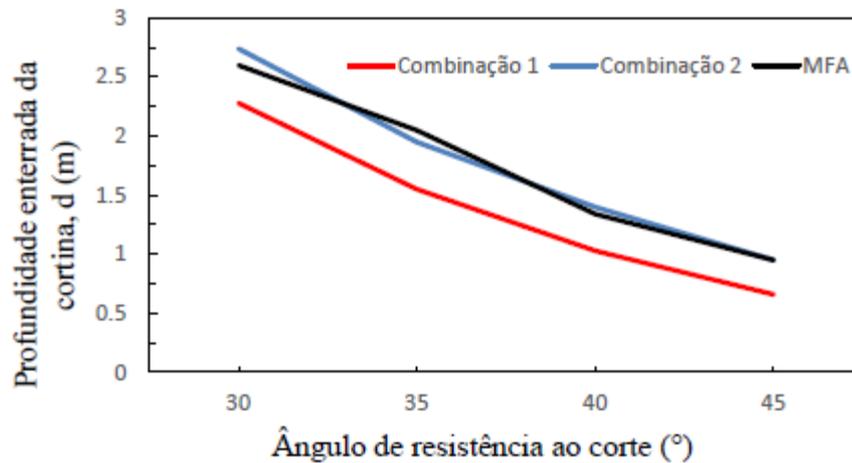
	Areia solta	Areia med. compacta	Areia compacta	Areia muito compacta
γ	18 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³	21 kN/m ³
c'	1 kPa	1 kPa	1 kPa	1 kPa
ϕ'	30°/24,8°	35°/29,3°	40°/33,9°	45°/38,7°
E	20 MPa	30 MPa	60 MPa	100 MPa
ν	0,25	0,25	0,25	0,25
ψ	0°	5°/0°	10°/4°	15°/9°
Ka	0,30/0,363	0,25/0,308	0,20/0,261	0,16/0,213
Kp	5,50/3,798	8,24/5,267	13,1/7,637	22,8/11,836

Quadro 4.2 – Comparação dos resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite e com recurso a métodos numéricos para os diferentes valores do ângulo de resistência ao corte.

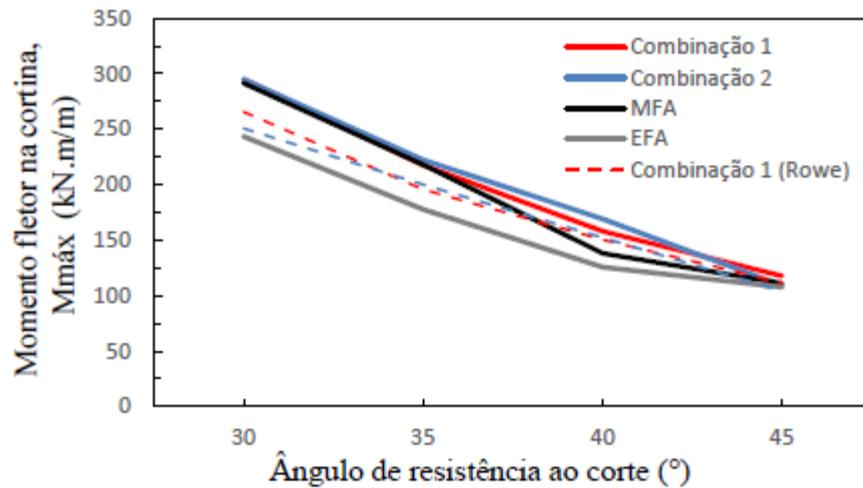
			d (m)	M_{máx} (kN.m/m)	F_a (kN/m)
Areia solta (ϕ'=30°)	Método de equilíbrio limite	Comb. 1	2,28	295,3/265,8	120,4/156,5
		Comb. 2	2,74	295,1/250,8	115,7/138,8
	Métodos numéricos	MFA	2,60	291,7	200,6
		EFA	2,60	243,7	152,1
Areia medianamente compacta (ϕ'=35°)	Método de equilíbrio limite	Comb. 1	1,55	217,7/195,9	95,1/123,6
		Comb. 2	1,95	222,4/200,2	93,5/121,6
	Métodos numéricos	MFA	2,05	218,1	151,4
		EFA	2,05	177,9	118,8
Areia compacta (ϕ'=40°)	Método de equilíbrio limite	Comb. 1	1,03	158,2/150,3	73,0/124,1
		Comb. 2	1,40	169,2/152,3	76,3/106,8
	Métodos numéricos	MFA	1,34	138,1	106,4
		EFA	1,34	125,6	94,1
Areia muito compacta (ϕ'=45°)	Método de equilíbrio limite	Comb. 1	0,66	117,7/111,8	56,6/96,2
		Comb. 2	0,95	109,2/103,7	55,0/93,5
	Métodos numéricos	MFA	0,95	110,9	97,2
		EFA	0,95	107,7	86,0

A análise do Quadro 4.2 permite desde logo constatar que, como era expectável, a altura enterrada da cortina decresce com o aumento da resistência do solo. Para a sua definição através do método de equilíbrio limite, a Combinação 2 é condicionante para os três casos

considerados, sendo o valor dado pela *Material Factor Approach* coincidente com o obtido pela Combinação 2 para um maciço com características de uma areia muito compacta e ligeiramente inferior nos outros dois casos. Assim, e como a Figura 4.3.a) também evidencia, as soluções fornecidas pelos métodos de equilíbrio limite e pelos métodos numéricos, no que concerne à geometria da estrutura, são muito próximas.



(a)



(b)

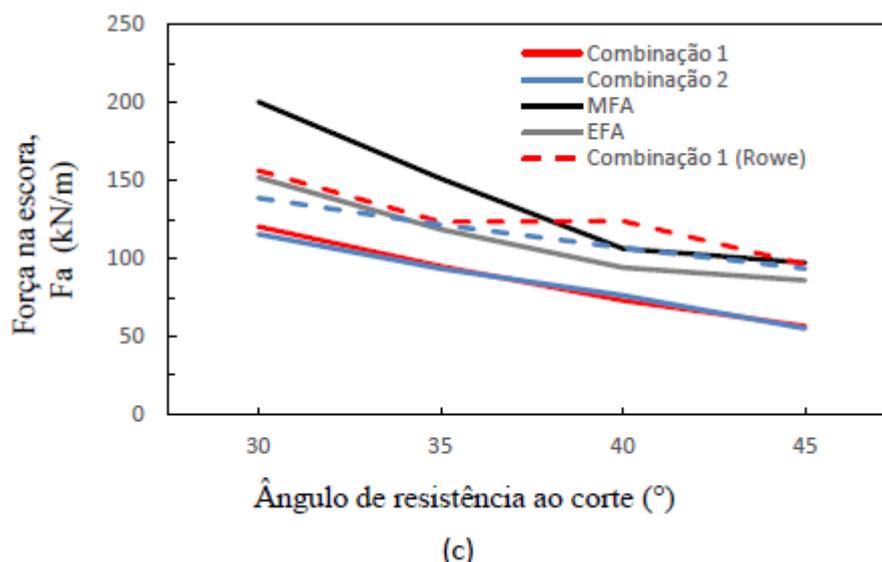


Figura 4.3 – Variação em função do ângulo de resistência ao corte do maciço de: (a) Profundidade enterrada; (b) Momento fletor máximo na cortina; (c) Força na escora.

Relativamente ao momento fletor máximo mobilizado na cortina e à força no elemento de apoio, os resultados incluídos nos três quadros anteriores e a observação das Figuras 4.3.b) e c) permitem constatar os seguintes aspetos:

- i. Os seus valores, tal como acontece com a altura enterrada da cortina tendem a diminuir com o aumento da compactidade do solo;
- ii. Ao contrário do que acontece com os métodos de equilíbrio limite em que os resultados fornecidos pelas duas combinações são muito semelhantes, nos métodos numéricos a *Material Factor Approach* fornece sempre valores superiores aos dados pela *Action-Effects Factor Approach*, de forma mais acentuada para os solos menos compactos;
- iii. Os valores do momento fletor fornecidos pelos métodos numéricos aproximam-se muito dos fornecidos pelos métodos de equilíbrio limite para os casos do solo solto, medianamente compacto e muito compacto, porém afastando-se para os solos compactos;
- iv. Os valores de cálculo da força na escora fornecidos pelos métodos numéricos são sempre superiores aos fornecidos pelos métodos de equilíbrio limite.

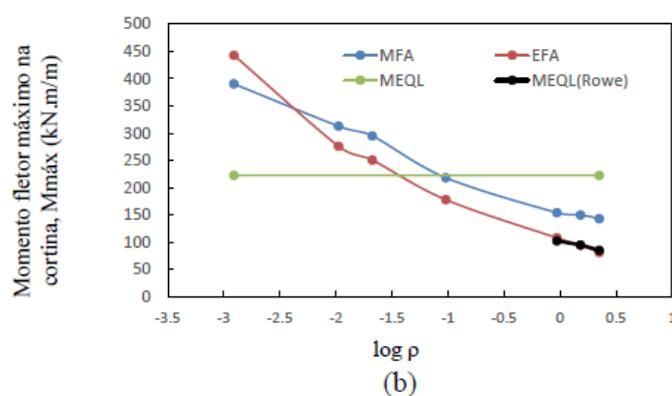
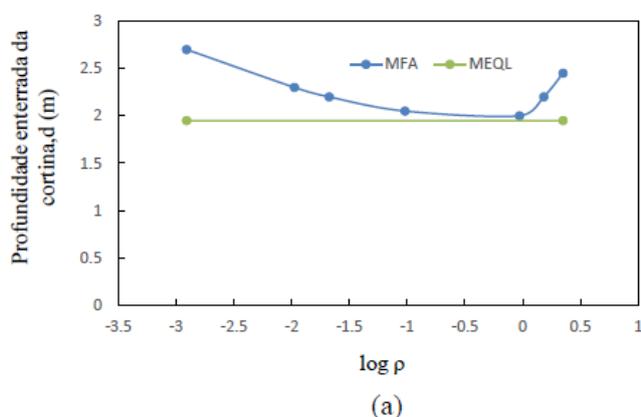
4.3 Influência do valor da flexibilidade da cortina

Apresentam-se no Quadro 4.3 os resultados obtidos através de métodos numéricos - pela *Material Factor Approach* e pela *Action-Effects Factor Approach* - para os diferentes valores da rigidez à flexão considerados. Na Figura 4.4 estes resultados são ilustrados graficamente. Nela se representa a evolução da altura enterrada e do momento fletor na cortina, bem como da força no apoio, com a flexibilidade da cortina, definida esta de forma idêntica à proposta de Rowe. A flexibilidade da cortina pode ser expressa pelo número de flexibilidade, ρ , como exemplificado na Equação 4.1, onde H é a altura total da cortina ($h+d$) e EI a sua rigidez à flexão.

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (4.1)$$

Quadro 4.3 – Comparação dos resultados numéricos obtidos para os diferentes valores da rigidez à flexão.

	100EI		10EI		5EI		EI		EI/10		EI/15		EI/25	
	log $\rho = -2,91$		log $\rho = -1,98$		log $\rho = -1,68$		log $\rho = -1,02$		log $\rho = -0,03$		log $\rho = 0,18$		log $\rho = 0,34$	
	MFA	EFA	MFA	EFA	MFA	EFA								
d (m)	2,70	2,70	2,30	2,30	2,20	2,20	2,05	2,05	2,0	2,0	2,20	2,20	2,45	2,45
M_{máx} (kN.m/m)	390,4	442,7	312,8	276,0	294,8	250,5	218,1	177,9	154,0	107,9	149,9	94,5	143,0	80,9
F_a (kN/m)	237,2	276,6	186,2	157,5	170,4	134,6	151,4	118,8	146,1	157,5	151,2	160,1	151,5	161,9



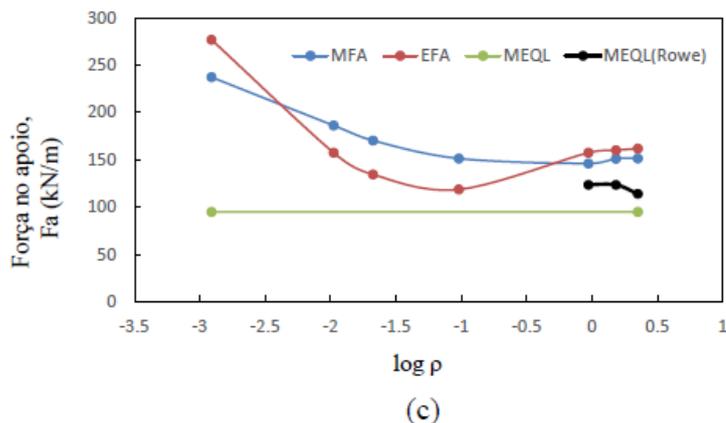


Figura 4.4 – Evolução com a flexibilidade da cortina: (a) Profundidade enterrada; (b) Momento fletor máximo; (c) Força no apoio.

A primeira constatação que a observação do Quadro 4.3 e a Figura 4.4 permite realçar relaciona-se com a importância do emprego das análises numéricas, também para a análise dos Estados Limites Últimos. Com efeito, o que de imediato se constata é que a rigidez da cortina tem uma enorme influência nos valores obtidos, tanto em termos de geometria, como, principalmente em termos dos esforços estruturais. Atendendo a que nos métodos de equilíbrio limite vulgarmente empregues essa rigidez não tem qualquer influência nos resultados obtidos, facilmente se percebe quanto será importante, sobretudo neste tipo de problemas onde a interação estrutura-solo desempenha papel importante, o incremento da utilização das análises numéricas também na verificação das condições de rotura ou colapso das estruturas geotécnicas.

Da observação dos resultados incluídos no Quadro 4.3 ainda se devem destacar os seguintes aspetos:

- i. A cortina que apresenta a maior rigidez (100EI) é a que necessita de uma altura enterrada maior para garantir a sua estabilidade;
- ii. Com a diminuição da rigidez da cortina a altura enterrada necessária tende a diminuir, aproximando-se do valor obtido pelos métodos de equilíbrio limite ($d=1,95$ m), voltando, no entanto, a aumentar para as rigidezes mais baixas;
- iii. Quanto maior a flexibilidade da cortina menor é o valor do momento fletor máximo nela mobilizado, sendo os valores fornecidos pela abordagem *Material Factor Approach* sistematicamente superiores aos dados pela *Action-Effects Factor Approach*, exceto para a cortina com rigidez à flexão mais elevada (100EI);

- iv. Comparando os valores de cálculo dos momentos fletores obtidos numericamente com o valor fornecido pelo método de equilíbrio limite (222,4 kN.m/m), verifica-se que para as cortinas com rigidezes superiores à da cortina do estudo base os seus valores são mais elevados, chegando, no caso da cortina mais rígida a ser 2 vezes superior;
- v. Para as cortinas com rigidez à flexão mais baixa que a correspondente à da cortina do estudo base, os valores de cálculo dos momentos fletores máximos mobilizados são inferiores, tendendo para um valor limite que será um pouco maior que 60% do valor obtido pelo método de equilíbrio limite;
- vi. Relativamente aos valores de cálculo da força no elemento de apoio verifica-se que estes são mais elevados para cortinas mais rígidas (valor máximo de 276,6 kN/m) e que com o aumento da flexibilidade tendem a estabilizar para valores da ordem de 150 a 160 kN/m;
- vii. Relativamente à força no apoio, tanto a *Material Factor Approach* como a *Action-Effects Factor Approach*, podem ser condicionantes. A primeira é condicionante para valores intermédios da flexibilidade, como acontece no estudo base, enquanto a segunda o é para as situações em que a cortina é muito rígida ou muito flexível;
- viii. Verifica-se que os valores de cálculo das forças no apoio decorrentes das análises numéricas são sempre superiores ao valor obtido pelo método de equilíbrio limite (95,1 kN/m).

Procurando justificar esta dependência do comportamento da estrutura da flexibilidade da cortina, atente-se às Figuras 4.5 e 4.6, respeitantes aos cálculos numéricos em que a segurança foi definida através da abordagem *Material Factor Approach*. Na primeira representa-se as deformadas da cortina obtidas e na segunda comparam-se os diagramas das tensões atuantes no lado do maciço suportado com os diagramas das tensões ativas e de repouso.

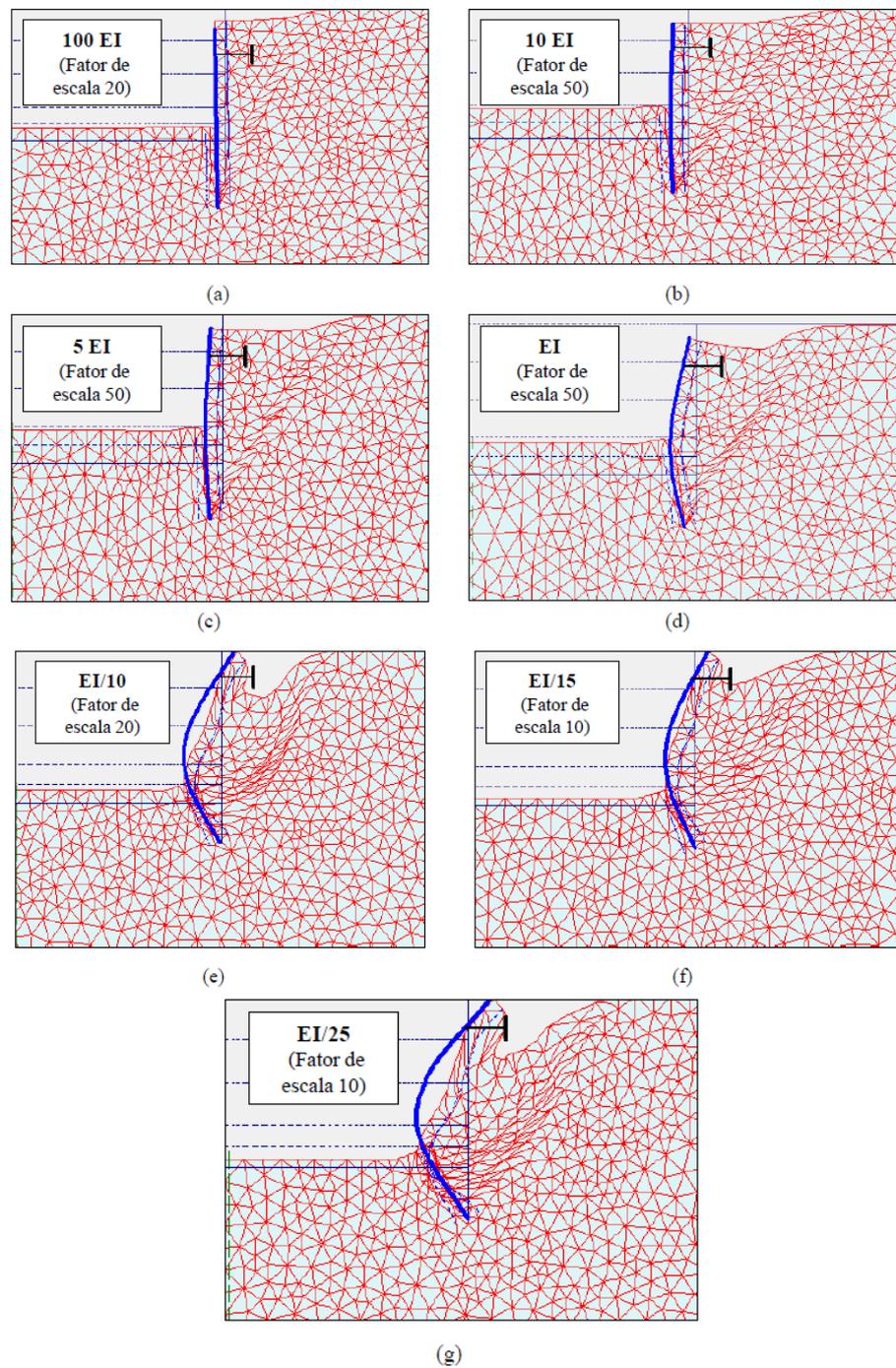


Figura 4.5 – Deformada da cortina: (a)100EI; (b)10EI; (c)5EI; (d)EI; (e)EI/10; (f)EI/15; (g)EI/25.

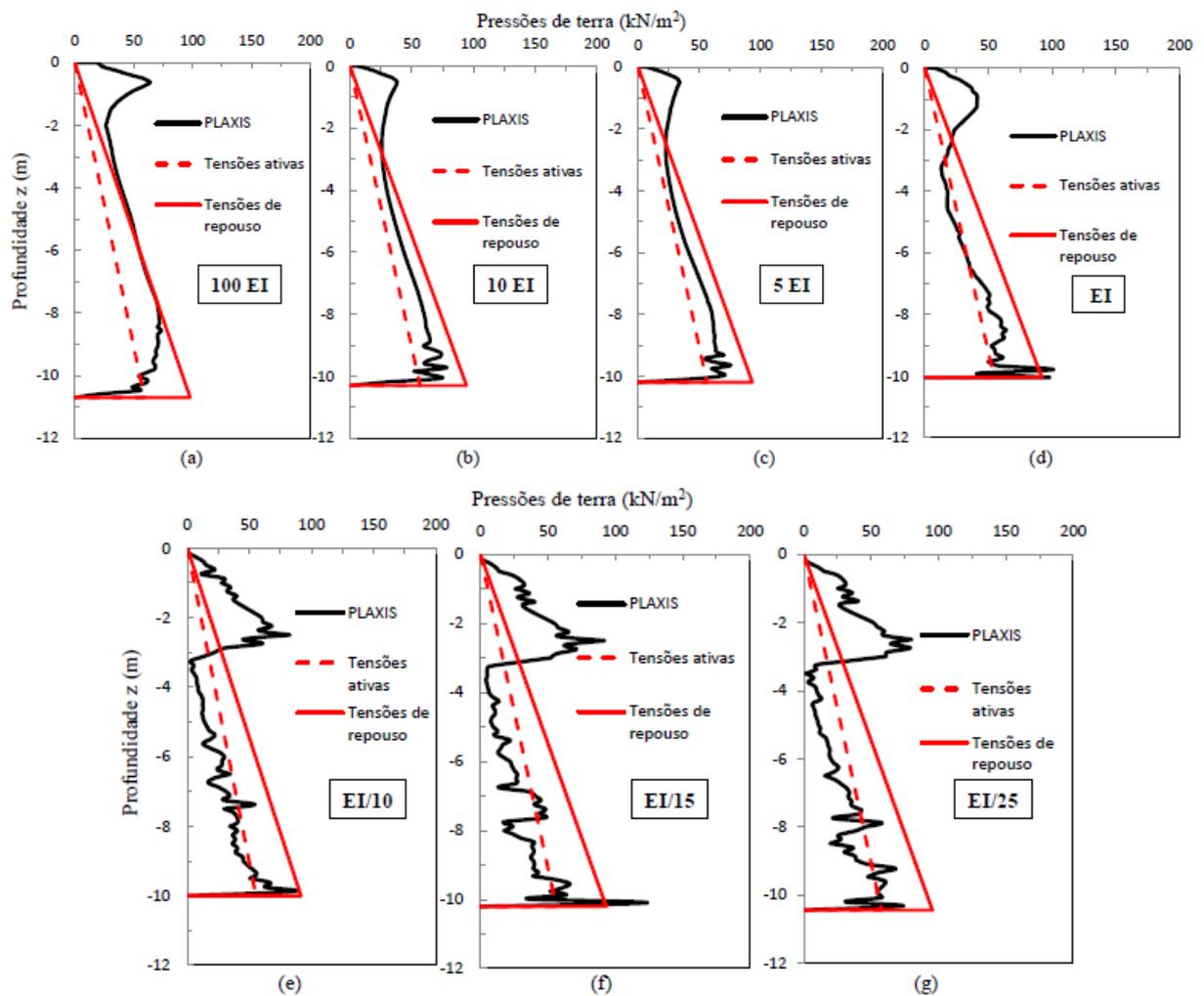


Figura 4.6 – Comparação dos diagramas das tensões ativas e de repouso com o das atuantes na cortina no lado do solo suportado: (a)100EI; (b)10EI; (c)5EI; (d)EI; (e)EI/10; (f) EI/15; (g)EI/25.

Da análise da Figura 4.5 constata-se a importância da flexibilidade da cortina nos movimentos induzidos. Nos casos das cortinas mais rígidas verifica-se que as deformações por flexão são muito diminutas e o movimento é tipicamente de corpo rígido, naturalmente, tanto maior quanto maior for o valor de EI. Com o aumento da flexibilidade, para além do aumento dos movimentos a cortina tende a embarrigar. A Figura 4.6, em conjugação com a Figura 4.5, evidencia a influência que a deformada da cortina tem sobre as pressões de terra nela atuantes e, conseqüentemente, nos esforços mobilizados. Na cortina com a rigidez à flexão mais elevada, para além de uma pequena concentração de tensões junto ao apoio, observa-se que as tensões atuantes são bem superiores às ativas e praticamente coincidentes com as de repouso.

Com o aumento da flexibilidade da cortina, e enquanto ela não tende a embarrigar, constata-se que ainda é muito incipiente a redistribuição de tensões. O diagrama das tensões atuantes continua a ser próximo do triangular, mas como o movimento é maior as tensões tendem a diminuir aproximando-se o seu valor do correspondente à situação limite ativa.

É interessante reparar que para a rigidez considerada no estudo base o diagrama das tensões atuantes não se afasta significativamente do diagrama das tensões ativas e por isso o momento calculado se aproxima do valor obtido pelo método de equilíbrio limite. A força no apoio calculada é maior, devido à concentração de tensões existente junto a ele. Já as cortinas com rigidez à flexão mais baixas ($EI/10$, $EI/15$ e $EI/25$) exibem uma redistribuição das pressões de terra do lado ativo justificada pelo designado efeito de arco, correspondendo a uma transferência das tensões das zonas do maciço que mais se deslocam (zona central da cortina) para as zonas onde os deslocamentos são menores (junto ao elemento de apoio e abaixo da base da escavação), (Terzaghi, 1943). É esta redistribuição das tensões a causa para a diminuição do valor do momento fletor abaixo do valor decorrente da aplicação do método de equilíbrio limite e do aumento da força no apoio. Embora, de acordo com Almeida e Sousa (2008), esta transferência de tensões tenda a ser mais pronunciada quanto maior for a flexibilidade da cortina, verifica-se que para as flexibilidades mais elevadas consideradas neste estudo os diagramas das tensões atuantes não são muito diferentes, pelo que também não o são os valores dos esforços estruturais.

Para conclusão deste capítulo uma referência deverá ser feita ao método de Rowe, método que, como já se referiu anteriormente, procurava, desde meados do século passado, corrigir, atendendo à flexibilidade da cortina, os valores dos esforços nos elementos estruturais obtidos com recurso a métodos de equilíbrio limite.

Na Figura 4.4, representam-se, para as cortinas mais flexíveis, os valores dos momentos fletores máximos nelas mobilizados e dos esforços na escora obtidos por aplicação do método aos valores de cálculo resultantes do método de equilíbrio limite (222,4 kN.m/m e 95,1 kN/m, respetivamente) e admitindo características de uma areia medianamente compacta. Como a observação da Figura 4.4 evidencia, o método parece moderadamente otimista, uma vez que tanto o momento fletor como a força na escora resultantes são um pouco menores que os valores de cálculo obtidos por via numérica. O valor da força na escora é menor que os dois valores decorrentes das duas abordagens numéricas empregues, enquanto o valor do momento fletor é menor que o decorrente da abordagem *Material Factor Approach* (condicionante) e, apenas, um pouco superior ao obtido através da abordagem *Action-Effects Factor Approach*.

5 CONCLUSÕES

5.1 Considerações finais

Sendo cada vez mais generalizado o uso de métodos numéricos no âmbito da Engenharia Geotécnica é essencial que existam regras e orientações claras na forma como esses métodos deverão ser utilizados em conformidade com os Eurocódigos Estruturais, particularmente na análise dos estados limites que envolvem a rotura ou colapso da estrutura ou do terreno.

Com a presente dissertação procurou-se fundamentalmente avaliar a aplicabilidade e as vantagens dos métodos numéricos na verificação dos Estados Limites Últimos utilizando os princípios preconizados na versão ainda em discussão do Eurocódigo 7. Para a prossecução do objetivo definido começou-se por analisar um caso simples referente a uma escavação suportada por uma cortina monoescorada. Sendo o dimensionamento deste tipo de estrutura feito tradicionalmente através de métodos de equilíbrio limite, a definição da geometria da estrutura e a determinação dos esforços nos elementos estruturais resultantes da aplicação desse método, com as diferentes formas de introduzir a segurança, foram comparados com os decorrentes das análises numéricas efetuadas. Finalmente foi realizado um estudo paramétrico no qual se fez variar alguns parâmetros, nomeadamente as características do maciço interessado e a flexibilidade da cortina, com o intuito de analisar a sua influência no comportamento e na segurança da estrutura.

Como referido ao longo desta dissertação, na versão ainda em discussão do Eurocódigo 7, a qual contém uma secção vocacionada para o emprego dos métodos numéricos, deverão utilizar-se duas abordagens distintas na análise dos Estados Limites Últimos: a *Material Factor Approach* e a *Action-Effects Factor Approach*. Na primeira podem utilizar-se os valores de cálculo das propriedades resistentes do terreno desde o início da análise ou, alternativamente, iniciar o cálculo com os valores característicos sendo os parâmetros do terreno posteriormente reduzidos através da técnica *strength reduction*. Na abordagem *Action-Effects Factor Approach* utilizam-se os valores característicos das propriedades resistentes do terreno, aplicando-se um fator de 1,35 aos esforços estruturais obtidos no final da análise.

Relativamente à aplicação da abordagem *Material Factor Approach* surgiram algumas questões. As primeiras, que se elencam em seguida, dizem respeito à técnica em que se utiliza os valores de cálculo dos parâmetros resistentes do terreno desde o início da análise.

- i) Verificou-se que não era possível garantir a convergência do cálculo para valores da profundidade enterrada da cortina elevados, o que pressupunha a necessidade de esta ter que ser maior. Porém, a convergência já foi garantida para profundidades enterradas muito menores da ordem dos valores obtidos com o método de equilíbrio limite, pelo que a identificação da condição de rotura simplesmente a partir da não convergência do sistema não se revelou minimamente clara;
- ii) Dadas as incongruências verificadas no cálculo numérico foram testadas várias hipóteses no sentido de definir qual a altura enterrada da cortina que garantisse a segurança da estrutura, salientando-se a alteração do valor estabelecido por padrão do número de iterações e de passos de integração, do nível de refinamento e da dimensão horizontal da malha de elementos finitos, bem como a colocação de uma camada com comportamento elástico à superfície do terreno para excluir a possibilidade de existirem problemas de instabilidade numérica nessa zona. Todavia, continuaram-se a verificar as mesmas incongruências no cálculo numérico;
- iii) Procurando-se resolver o problema, foi-se aumentando gradualmente o valor da tolerância predefinido no PLAXIS até que o critério de convergência fosse satisfeito. Verificou-se no entanto que para valores elevados da tolerância todos os cálculos convergiam mesmo para valores muito baixos da altura enterrada da cortina, bastante inferiores aos obtidos através do método de equilíbrio limite;
- iv) Assim, a definição da condição de rotura passou pela comparação, para cada valor da profundidade enterrada, do diagrama das tensões passivas com o das pressões de terra atuantes na cortina do lado da escavação. A determinação da profundidade mínima enterrada da cortina que garantisse a segurança da estrutura passou por encontrar um diagrama de tensões nela atuantes que se aproximasse do diagrama correspondente às tensões passivas, significando que estaria completamente mobilizada a resistência do solo adiante da cortina.

Outra questão se levantou, esta referente à aplicação da técnica *strength reduction* na abordagem *Material Factor Approach* já que, uma vez que se obtiveram valores significativamente diferentes – nomeadamente os respeitantes à altura enterrada da cortina e ao esforço axial na escora – dos obtidos nos cálculos em que se utilizou desde o início os valores de cálculo das propriedades resistentes, se verificou que os dois procedimentos atualmente propostos para aquela abordagem conduzem a resultados diferentes no

dimensionamento da cortina monoapoiada. Constatando-se que os resultados obtidos pela técnica *strength reduction* se afastaram mais dos obtidos pelos métodos de equilíbrio limite, decidiu-se adotar os resultados obtidos pela outra técnica proposta.

Procurando justificar aquelas diferenças, compararam-se os diagramas de pressões atuantes na cortina no lado do solo suportado tendo-se verificado que quando se utilizam os valores característicos dos parâmetros do terreno no início da análise (técnica *strength reduction*) há uma maior concentração de tensões junto ao apoio e que a resultante das tensões é maior e o seu ponto de aplicação está mais próximo daquele, daí resultando que a profundidade enterrada da cortina obtida por essa técnica tenha que ser menor visto que a força passiva que é necessário mobilizar é mais pequena, por ser menor, em consequência da redução do braço, o momento da força atuante em relação ao ponto de apoio. Sendo menores as forças passivas mobilizadas e maior a força atuante, o equilíbrio das forças na direção horizontal implica um acréscimo da força na escora.

Identificadas as principais dificuldades decorrentes do emprego dos métodos numéricos na definição da geometria da estrutura e na obtenção dos esforços nos elementos estruturais, resumem-se seguidamente alguns dos aspetos a destacar relativamente ao estudo base efetuado:

- i) Como expectável, a existência de sobrecarga implica uma maior profundidade enterrada da cortina para garantia da sua estabilidade e acarreta esforços estruturais, na cortina e na escora, de valor mais elevado;
- ii) Os resultados obtidos utilizando os métodos de equilíbrio limite e introduzindo a segurança de diversas formas não foram substancialmente diferentes, em particular para os casos em que a segurança foi introduzida através de um fator aplicado ao impulso passivo ou através de coeficientes de segurança parciais de acordo com a metodologia do EC7. No caso em que a segurança foi introduzida pela majoração da altura enterrada, esta foi um pouco maior, ao contrário do verificado para os esforços estruturais;
- iii) A abordagem *Material Factor Approach* foi condicionante no respeitante aos valores de cálculo dos esforços estruturais obtidos numericamente;
- iv) A altura enterrada da cortina e o momento fletor de cálculo obtidos numericamente não diferiram significativamente dos decorrentes da aplicação dos métodos de equilíbrio limite, nomeadamente quando a segurança é introduzida pela aplicação de coeficientes de segurança parciais;

- v) No que concerne à força mobilizada na escora verificou-se que o valor obtido nas análises numéricas é bastante superior ao valor analítico e até mesmo superior ao valor corrigido pela proposta de Rowe para as duas situações.

No que diz respeito ao estudo paramétrico apresentado no capítulo 4, seguem-se algumas das conclusões retiradas acerca do impacto da variação do valor do ângulo de resistência ao corte:

- i) Como seria de esperar, a altura enterrada mínima da cortina decresce com o aumento da resistência do solo;
- ii) Também como seria expectável, os valores do momento fletor máximo mobilizado na cortina e da força na escora tendem a diminuir com o aumento da compacidade do solo;
- iii) As soluções fornecidas pelos métodos de equilíbrio limite (Combinação 2) e pela *Material Factor Approach* são muito próximas, no que concerne à geometria da estrutura, chegando mesmo a coincidir para um maciço com características de uma areia muito compacta;
- iv) Nos métodos de equilíbrio limite os valores dos esforços estruturais fornecidos pela Combinação 1 e 2 são muito próximos, ao passo que nos métodos numéricos a abordagem *Material Factor Approach* conduz sempre a valores superiores aos obtidos pela *Action-Effects Factor Approach*, de forma mais acentuada para os solos menos compactos;
- v) Os valores de cálculo do momento fletor mobilizado na cortina obtidos numericamente aproximam-se bastante dos decorrentes da aplicação dos métodos de equilíbrio limite para os casos do solo solto, medianamente compacto e muito compacto, sendo ligeiramente inferiores para os solos compactos;
- vi) Verificou-se que os valores de cálculo da força no elemento de apoio obtidos pelas análises numéricas (*Material Factor Approach*) são sempre superiores aos resultantes da aplicação dos métodos de equilíbrio limite e até mesmo superiores aos valores corrigidos pelo método de Rowe.

No que se refere à flexibilidade da cortina, o estudo paramétrico realizado constatou que ela tem uma enorme influência nas pressões de terra atuantes, logo nos valores obtidos, tanto em termos de geometria, como, principalmente em termos dos esforços estruturais. Atendendo a que nos métodos de equilíbrio limite vulgarmente empregues essa rigidez não tem qualquer influência nos resultados obtidos, facilmente se percebe quanto será importante, sobretudo neste tipo de problemas onde a interação estrutura-solo desempenha papel importante, o

incremento da utilização das análises numéricas também na verificação das condições de rotura ou colapso das estruturas geotécnicas.

Ainda acerca da flexibilidade da cortina, apresentam-se os pontos a destacar relativamente à sua influência nas pressões de terra atuantes e na definição da geometria da estrutura e nos valores dos esforços estruturais:

- i) Para as cortinas mais rígidas verificou-se que praticamente não há redistribuição das tensões e o diagrama de pressões é muito próximo do triangular correspondente ao estado de repouso, sendo que com o aumento da flexibilidade da cortina as tensões tendem a diminuir aproximando-se o seu valor do correspondente à situação limite ativa. Já as cortinas mais flexíveis exibem uma redistribuição das pressões de terra do lado ativo devido ao efeito de arco;
- ii) À medida que a rigidez da cortina diminui a altura mínima enterrada da cortina tende a diminuir aproximando-se do valor obtido analiticamente, embora volte a aumentar para as rigidezes mais baixas analisadas;
- iii) Quanto maior a flexibilidade da cortina menor tende a ser o valor do momento fletor, sendo os valores fornecidos pela *Material Factor Approach* sistematicamente superiores aos dados pela *Action-Effects Factor Approach*, exceto para a cortina com rigidez à flexão mais elevada. Comparando os valores de cálculo dos momentos fletores obtidos numericamente com o valor dado pelo método de equilíbrio limite verificou-se que para as rigidezes mais elevadas – superiores à do estudo base – os seus valores são mais elevados, chegando a ser 2 vezes superior para a cortina mais rígida. Para as cortinas mais flexíveis os valores do momento fletor são inferiores;
- iv) Relativamente à força no apoio constatou-se que os seus valores são mais elevados para as cortinas mais rígidas tendendo a estabilizar com o aumento da flexibilidade. Verificou-se que a *Material Factor Approach* é condicionante para valores intermédios da flexibilidade enquanto a *Action-Effects Factor Approach* o é para a situação em que a cortina é muito rígida ou muito flexível;
- v) A aplicação do método de Rowe parece ser otimista, já que tanto o momento fletor como a força na escora por ele obtidos tendem a ser um pouco menores que os valores de cálculo obtidos via numérica;

5.2 Desenvolvimentos futuros

Apresentam-se seguidamente algumas propostas que têm como finalidade complementar o estudo efetuado nesta dissertação:

- i) Aplicação das metodologias propostas a outras obras geotécnicas, nomeadamente a outros tipos de estruturas de contenção, procurando, por um lado, a sua validação e, por outro, clarificar algumas incertezas e dúvidas que restaram do trabalho agora concluído, nomeadamente as respeitantes à identificação numérica da rotura ou colapso da estrutura e ao facto de os valores fornecidos pela abordagem *Material Factor Approach* quando se utiliza a técnica *strength reduction* serem bastante diferentes dos fornecidos quando se utilizam os valores de cálculo das propriedades resistentes do terreno desde o início;
- ii) Complementar o estudo paramétrico realizado, levando em conta outros fatores não contemplados aqui, como sejam a geometria da escavação (altura e largura), a distância da base da escavação ao firme, a presença de água no maciço e a rigidez do elemento de apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida e Sousa, J. (2008). "Estruturas de Suporte Flexíveis". DEC-FCTUC.

Bauduin, C., Bakker, K.J. e Frank, R. (2005). "Use of finite element methods in geotechnical ultimate limit state design". Proc. XVI ICSMGE, Osaka, pp. 2775-2779.

Becker, D. E. (1996). "Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: limit states design for foundations. Part I. An overview of the foundation design process". Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, nº6, pp. 956-983.

Bond, A. e Harris, A. (2008). "Decoding Eurocode 7". Taylor & Francis.

Bond, A. J., Schuppener, B., Scarpelli, G. e Orr, T. L. L. (2013). "Eurocode 7: Geotechnical Design Worked Examples". Workshop "EC7: Geotechnical Design", Dublin.

Brinkgreve, R. B. J. e Post, M. (2013). "On the use of finite element models for geotechnical design". Proc. workshop Bemessen mit numerischen Methoden. Hamburgo, pp, 111-122.

Brinkgreve, R. B. J. e Post, M. (2015). "Geotechnical Ultimate Limit State Design Using Finite Elements". V Geotechnical Safety and Risk, pp. 464-467.

CEN/TC250 (prEN 1997-1:20xx (E)) (2017). "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules". M515 Draft October 2017. Comunicação pessoal.

CEN/TC250/M515(2016). "Numerical methods". SC7/PT2, August. Comunicação pessoal.

Duncan, J. M. (2000). "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, pp. 307-316. ASCE.

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T. L. L. e Schuppener, B. (2004). "Designer's guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design - General rules". Thomas Telford. Londres.

Frank, R. (2016). "General presentation of Eurocode 7 on 'Geotechnical design'". Université Paris-Est, Ecole des Ponts, Lab Navier-Geotechnical group (CERMES). Paris, França.

Guerra, N. (2002). "Estruturas de suporte". Instituto Superior Técnico.

Louro, A. S., Catarino, J. M., Pipa, M. e Pontífice, P. (2017). "A nova geração de Eurocódigos Estruturais". Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488., pp. 135-146.

Matos Fernandes, M. (1983). "Estruturas flexíveis para suporte de terras". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Matos Fernandes, M. (1995). "Mecânica dos Solos, II volume". FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (2000). "Eurocódigo 7: questões essenciais e ponto da situação". Atas do 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, vol. 3, pp. 1451-1465.

Matos Fernandes, M., Guerra, N. C., Almeida e Sousa, J. e Cardoso, A.S. (2004). "Retorno ao Método de Rowe: A questão da redistribuição de terras". Atas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia, pp. 475-486.

Matos Fernandes, M. (2015). "*Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*". Vol. 2, Edições FEUP, Porto.

Meyerhof, G. G. (1970). "Safety factors in soil mechanics". Canadian Geotechnical Journal, 7: pp. 349–355.

Meyerhof, G. G. (1995). "Development of geotechnical limit state design". Canadian Geotechnical Journal, 32(1): pp.128–136.

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

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

- Orr, T. L. L. e Farrell, E. R. (1999). "Geotechnical Design to Eurocode 7". Springer, London.
- Ovansen, N. K. e Orr, T. (1991). "Limit states design - the European perspective". Proc. Geotechnical Engineering Congress, ASCE Special Publication, n.º27, vol.2, pp. 1341-1352.
- PLAXIS - Reference Manual (2006). Version 8.0. PLAXIS B.V.
- Potts, M. D. e Zdravković, L. (1999). "Finite element analysis in geotechnical engineering: theory". Thomas Telford. Londres.
- Potts, M. D. e Zdravkovic, L. (2001). "Finite element analysis in geotechnical engineering: practice". Thomas Telford. Londres.
- Potts, M. D.; Axelsson, K.; Grande, L.; Schweiger, H. F.; Long, M. (2002). "Guidelines for the use of advanced numerical analysis". Thomas Telford.
- Potts, M. D. e Zdravković, L. (2012). "Accounting for partial material factors in numerical analysis". Géotechnique 62, No. 12, pp. 1053–1065.
- Rowe, P. W. (1952). "Anchored sheet pile walls". Proc. Inst. of Civil Engineers, pp. 27-70.
- Sagaseta, C. e A. Da Costa (2005). "Dimensionamiento frente a Estado Límite Último usando métodos numéricos". 2^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia pp. 3-11.
- Schuppener, B., Bond, A. J., Day, P., Frank, R., Orr, T. L. L., Scarpelli, G. e Simpson, B. (2009). "Eurocode 7 for geotechnical design – a model code for non-EU countries?". 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt. pp.1132-1135.
- Schweiger, H. F. (2006). "Results from the ERTC7 benchmark exercise". Proceedings NUMGE 2006 (ed. H.F. Schweiger). Taylor & Francis, London, pp. 3-8.
- Schweiger, H. F. (2010). "Numerical analysis of deep excavations and tunnels in accordance with EC7 design approaches". Int. Conf., Moscovo, pp. 206-217.
- Schweiger, H. F. (2014). "Influence of EC7 design approaches on the design of deep excavations with FEM". Geotechnik, vol. 37:3, pp. 169-176.
-

Simpson, B. e Driscoll, R. (1998). "Eurocode 7 - A Commentary". B. R. E., Reino Unido.

Simpson, B. e Powrie, W. (2001). "Embedded retaining walls: theory, practice and understanding". 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul.

Simpson, B. (2000). "Partial factors: where to apply them?". Proc. Int. Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Melbourne, pp. 145–154.

Simpson, B. (2007). "Approaches to ULS design – The merits of Design Approach 1 in Eurocode 7". ISGSR2007. Shanghai Tongji University. China, pp. 527-538.

Simpson, B. (2012). "Eurocode 7 – fundamental issues and some implications for users". Keynote Lecture, Proc Nordic Geotechnical Meeting 2012. DGF Bulletin 27.

Terzaghi, K. (1943). "Theoretical soil mechanics". J. Wiley, New York.

Terzaghi, K. e Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Practice Engineering". 3rd edition. John Wiley & Sons., Inc.

Tschebotarioff, G. P. (1973). "Foundations, Retaining and Earth Structures". MacGraw-Hill Book Company, New York.

Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., Sloan, S. W., Lyamin, A. V. e Raissakis, I. (2015). "Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques". Géotechnique 65, No. 4, pp. 249–257.

Vésic, A. S. (1975). "Bearing capacity of shallow foundations". Found. Engineering Handbook, New York, chapter 3, pp. 121-147.

Vieira, C. S. (1997). "Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis segundo o Eurocódigo 7". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Visodic, J. P. (1948). "Design Stress Factors". Proceedings of the American Society for Engineering Education. vol.55: pp. 653-658. New York.