



Tiago Francisco Teotónio Ferreira

CAPACIDADE DO HARDENING SOIL MODEL NA REPRODUÇÃO DA RESPOSTA DE SOLOS A CARREGAMENTOS COM DIFERENTES TRAJETÓRIAS DE TENSÃO

CAPACITY OF THE HARDENING SOIL MODEL IN REPRODUCTION OF SOIL RESPONSE TO LOADING
WITH DIFFERENT STRESS TRAJECTORIES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro

Coimbra, 5 de Setembro de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

Tiago Francisco Teotónio Ferreira

Capacidade do *Hardening Soil Model* na Reprodução da Resposta de Solos a Carregamentos com Diferentes Trajetórias de Tensão

Capacity of the *Hardening Soil Model* in Reproduction of Soil Response to Loading with Different Stress Trajectories

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro

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, 5 de Setembro de 2017

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação de tese é a conclusão de um período de cinco anos de trabalho no curso de Mestrado Integrado de Engenharia Civil. Nem sempre foi fácil, o entusiasmo dos primeiros anos deu lugar à falta de motivação nos últimos, pois o trabalho já estava bem presente na minha cabeça. Como tal, não seria possível concluir esta etapa sem o apoio de diversas pessoas presentes na minha vida. A elas expresse um sincero sentimento de gratidão.

Aos professores que ao longo dos anos me acompanharam e cativaram. Além da partilha de saber sempre mostraram total disponibilidade para qualquer esclarecimento e ajuda para resolver as adversidades e obstáculos que apareciam neste percurso;

Ao meu orientador Professor Almeida e Sousa, pelo tempo que dispensou ao desenvolvimento deste trabalho, pelo conhecimento partilhado, pelo estímulo, por incutir em mim o desejo de aprender mais e pelo incentivo cada momento de desânimo. Além de orientador, como professor sempre me cativou com o seu gosto e jeito de lecionar. Além de professor, foi um amigo;

Ao professor António Pedro, sempre prestável para quaisquer esclarecimentos, principalmente a nível do software PLAXIS. Ao longo destes anos as suas aulas sempre foram um elemento de cativo, principalmente da área de geotecnia;

Aos meus amigos e colegas de curso, pelo companheirismo e amizade demonstrados ao longo de todos estes anos;

À minha família, que de uma maneira ou de outra sempre me ajudaram, apoiaram e motivaram para seguir até ao fim com esta etapa e terminá-la da melhor forma. Aos meus sobrinhos pela energia positiva e alegria que transmitem a toda a família;

Ao Aníbal, que ao longo destes anos sempre foi um amigo e concelheiro. Além da partilha de conhecimento, sempre foi incansável e me auxiliou em todas as adversidades que apareceram no meu caminho;

Aos meus irmãos, que de uma forma ou de outra sempre me auxiliaram, da maneira que acharam mais correta, e me guiaram ao longo da vida. Sem eles, não seria possível chegar a esta etapa e ser chamado de “engenheiro”;

À Johanna, por todo o apoio e carinho demonstrado. Sempre que precisei, teve a paciência necessária. Sem dúvida que sem ti teria sido tudo muito mais difícil;

RESUMO

O projeto da maioria das obras geotécnicas requer, para além da verificação da segurança em relação a diferentes estados limites últimos, a estimativa dos movimentos associados à sua construção. O recurso à via numérica é o modo mais eficiente de o fazer, exigindo, no entanto, a sua aplicação uma escolha criteriosa do modelo constitutivo a empregar.

Um modelo constitutivo de uso cada vez mais generalizado em solos compactos ou rijos é o *Hardening Soil Model*, implementado no programa de cálculo automático *Plaxis*, que, associando algumas das vantagens dos modelos mais simples com as dos mais elaborados e complexos, consegue ser parametrizado com base em ensaios de emprego corrente e reproduzir algumas das principais características do comportamento mecânico dos solos interessados pelas obras.

O objetivo desta dissertação é então o de verificar a aptidão do *Hardening Soil Model* em reproduzir convenientemente a resposta de um solo a carregamentos com diferentes trajetórias de tensões, servindo-nos do caso particular das “Areolas da Estefânia”, formação miocénica que constitui grande parte do subsolo da região de Lisboa.

Na primeira parte da dissertação, recorrendo à bibliografia especializada e a alguns resultados de um estudo paramétrico realizado, aborda-se os principais aspetos referentes aos modelos constitutivos dos solos, com especial ênfase no modelo de Mohr-Coulomb, sem dúvida o modelo ainda hoje de longe mais utilizado, e no *Hardening Soil Model*, e faz-se uma análise comparativa do desempenho destes dois modelos na reprodução de diferentes trajetórias de tensões.

Na segunda parte da dissertação, recorrendo-se a alguns resultados de ensaios laboratoriais realizados em amostras colhidas na formação das “Areolas da Estefânia” publicados na bibliografia, começa-se por definir os parâmetros caracterizadores do *Hardening Soil Model* e verifica-se a aptidão do modelo para reproduzir os resultados experimentais obtidos nos diversos tipos de ensaios e com diferentes trajetórias de tensões.

Por fim, são apresentadas as principais conclusões do trabalho e são propostos alguns estudos a serem desenvolvidos no futuro no âmbito da temática abordada.

ABSTRACT

The design of most geotechnical works requires besides to the verification of safety in relation to different final limit states, the estimation of the movements associated with their construction. The use of numerical models are the most efficient way of doing this, but its application requires a careful choice of the constitutive model to be used.

A constitutive model of general use in compact or hard soils is the *Hardening Soil Model*, implemented in the automatic calculation program Plaxis, which, combining some of the advantages of the simplest models with others more elaborate and complex, can be parameterized with Based on current employment tests and reproduce some of the main characteristics of the mechanical behavior of the soils interested in the works.

The objective of this dissertation is to verify the ability of the *Hardening Soil Model* to reproduce the soil response to different stress trajectories, using the particular case of the "Areolas da Estefânia", a myocene formation that constitutes a large part of the subsoil of the Lisbon region.

In the first part of the dissertation, using the specialized bibliography and some results of a parametric study, are exposed the main aspects of the constitutive models of the soils, with special emphasis on the Mohr-Coulomb model, the most used model nowadays, and the *Hardening Soil Model*, and is elaborated a comparative analysis of the performance of these two models in the reproduction of different trajectories of tensions.

In the second part of the dissertation, using some results of laboratory tests carried out on samples collected in the "Areolas da Estefânia" formation published in the bibliography, it begins by defining the characterizing parameters of the *Hardening Soil Model* and verify the suitability of the Model to reproduce the experimental results obtained in the different types of tests and with different stress trajectories.

Finally, the main conclusions of the thesis are presented and some studies are proposed to be developed in the future in the scope of the subject.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	xiv
SIMBOLOGIA	xv
ABREVIATURAS	xvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Contexto, objetivos e metodologia de trabalho	1
1.2 Estrutura da dissertação	3
2 MODELOS CONSTITUTIVOS	5
2.1 Preâmbulo	5
2.2 Modelos Elásticos	6
2.3 Modelos elasto-plásticos	8
2.3.1 Fundamentos.....	8
2.3.2 Critério de Cedência	9
2.3.3 Lei de Endurecimento.....	10
2.3.4 Lei de Fluxo ou Escoamento Plástico.....	11
2.4 <i>Mohr-Coulomb</i>	11
2.5 <i>Hardening Soil Model</i>	15
2.5.1 Características do modelo.....	15
2.5.2 Deformações elásticas	17
2.5.3 Deformações plásticas devido a tensões de desvio	18
2.5.4 Deformações plásticas associadas a carregamentos isotrópicos.....	19
2.5.5 Ativação das Superfícies de Cedência.....	21
2.5.6 Parâmetros a definir no modelo.....	22
2.6 Análise Comparativa.....	23
3 ESTUDO PARAMÉTRICO.....	27
3.1 Introdução	27
3.2 Metodologia de Análise	29
3.3 Parâmetro E_{50}^{ref}	32

3.4	Parâmetro E_{oed}^{ref}	36
3.5	Parâmetro E_{ur}^{ref}	40
3.6	Parâmetro ϕ'	43
3.7	Parâmetro Ψ	47
4	PARAMETRIZAÇÃO DAS “AREOLAS DA ESTEFÂNIA”	51
4.1	Introdução	51
4.2	Descrição do Solo	51
4.3	Ensaio Disponível	54
4.4	Parametrização	54
4.4.1	Preâmbulo	54
4.4.2	Parâmetros assumidos	55
4.4.3	Cálculo dos parâmetros de resistência	55
4.4.4	Cálculo dos ângulos de dilatância	57
4.4.5	Cálculo dos módulos de deformabilidade	57
4.4.6	Conclusão	62
4.5	Reprodução de outros ensaios disponíveis	62
4.5.1	Condições drenadas	62
4.5.2	Condições não drenadas	65
4.5.3	Ajuste de parâmetros da camada superficial	67
5	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	72
5.1	Conclusões	72
5.2	Trabalhos futuros	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Material com simetria elástica em relação ao eixo z (França, 2006).....	6
Figura 2.2 – Resultados de um ensaio triaxial não drenado nas argilas de Londres: a) comportamento tensão – deformação; b) variação do módulo secante normalizado em relação à resistência não drenada com a deformação axial (Mair, 1993).	7
Figura 2.3 – Representação hiperbólica da curva tensão-deformação: a) curva real; b) curva transformada.	8
Figura 2.4 – Modelo de endurecimento isotrópico (Almeida e Sousa, 1998).....	10
Figura 2.5 – Representação do modelo MC elástico perfeitamente plástico (PLAXIS Manual, 2011).	12
Figura 2.6 – Envolvente de rotura Mohr-Coulomb (Matos Fernandes, 2006).	12
Figura 2.7 – Superfície de rotura de Mohr-Coulomb (França, 2006).	13
Figura 2.8 – Definição dos vários módulos de deformabilidade (PLAXIS Manual, 2011). ...	14
Figura 2.9 – Curvas de cedência e de potencial plástico no plano ($\sqrt{J_2}, I_1$).....	15
Figura 2.10 – Relação Hiperbólica entre a tensão de desvio e a deformação axial, num ensaio triaxial drenado (PLAXIS Manual)	16
Figura 2.11 – Representação das duas superfícies de cedência do <i>Hardening Soil Model</i> no plano das tensões principais.....	17
Figura 2.12 – Evolução da superfície de cedência no plano $p' - q$, devido às tensões de desvio, até à superfície de Mohr-Coulomb	18
Figura 2.13 – Determinação de <i>Eoedref</i> a partir de um ensaio edométrico.....	20
Figura 2.14 – Evolução da superfície de cedência no plano $p' - q$, com a tensão isotrópica de pré-consolidação	21
Figura 2.15 – Ativação das superfícies de cedência em função das trajetória de tensão (Relvão 2015).....	21
Figura 2.16 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;.....	23

Figura 2.17 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de extensão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	24
Figura 2.18 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão com diminuição de tensão média: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	24
Figura 2.19 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de extensão com diminuição de tensão média: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	24
Figura 2.20 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão com tensão média constante: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	25
Figura 2.21 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão isotrópica: a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$;	25
Figura 3.1 – Trajetórias de tensões originadas num maciço pela construção de um aterro (Venda de Oliveira, 2010).	27
Figura 3.2 – Trajetórias de tensões originadas num maciço pela construção de uma estrutura de suporte de escavação.	28
Figura 3.3 – a) Domínio analisado, condições limites e cargas aplicadas; b) Malha de elementos finitos	30
Figura 3.4 – Ponto selecionado para as curvas: a) carga-deslocamento ; b) tensão;	31
Figura 3.5 – Trajetórias de tensões correspondentes aos ensaios simulados.	31
Figura 3.6 – Influência do parâmetro $E50_{ref}$ em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	32
Figura 3.7 – Influência do parâmetro $E50_{ref}$ em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	33
Figura 3.8 – Influência do parâmetro $E50_{ref}$ em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	33
Figura 3.9 – Influência do parâmetro $E50_{ref}$ em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;	34

Figura 3.10 – Influência do parâmetro <i>E50ref</i> em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 34	
Figura 3.11 – Influência do parâmetro <i>E50ref</i> em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica..... 35	
Figura 3.12 – Influência do parâmetro <i>Eoedref</i> em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;..... 36	
Figura 3.13 – Influência do parâmetro <i>Eoedref</i> em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 37	
Figura 3.14 – Influência do parâmetro <i>Eoedref</i> em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 37	
Figura 3.15 – Influência do parâmetro <i>Eoedref</i> em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 38	
Figura 3.16 – Influência do parâmetro <i>Eoedref</i> em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 38	
Figura 3.17 – Influência do parâmetro <i>Eoedref</i> em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;..... 39	
Figura 3.18 – Influência do parâmetro <i>Eurref</i> em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;..... 40	
Figura 3.19 – Influência do parâmetro <i>Eurref</i> em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 41	
Figura 3.20 – Influência do parâmetro <i>Eurref</i> em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 41	
Figura 3.21 – Influência do parâmetro <i>Eurref</i> em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$; 42	

Figura 3.22 – Influência do parâmetro <i>E_{urref}</i> em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	42
Figura 3.23 – Influência do parâmetro <i>E_{urref}</i> em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;	43
Figura 3.24 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	44
Figura 3.25 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	44
Figura 3.26 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	45
Figura 3.27 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	45
Figura 3.28 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	46
Figura 3.29 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios de compressão isotrópica; a) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;	46
Figura 3.30 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	48
Figura 3.31 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	48
Figura 3.32 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	49
Figura 3.33 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	49
Figura 3.34 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;	50

Figura 3.35 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;.....	50
Figura 4.1 – Amostras retiradas de um furo de sondagem realizado nas proximidades da Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa (Pedro, 2013)	51
Figura 4.2 – Curvas granulométricas das amostras colhidas no furo de sondagem próximo da Estação Baixa-Chiado (Pedro, 2013).....	52
Figura 4.3 – Perfil da distribuição do tamanho das partículas (Pedro, 2013).....	53
Figura 4.4 – Envolvente de rotura no espaço $s - t'$ em termos de tensões efetivas da camada mais superficial.....	56
Figura 4.5 – Envolvente de rotura no espaço $s - t'$ em termos de tensões efetivas da camada localizada a maior profundidade.....	56
Figura 4.6 – Estimativa do ângulo de dilatância para a camada mais superficial da formação. 57	
Figura 4.7 – Estimativa do parâmetro E_{50} relativo ao ensaio Triaxial “ <i>T-AE-DCI-I-130</i> ”.	58
Figura 4.8 – Estimativa do parâmetro E_{ur} relativo ao ensaio Triaxial “ <i>T-AE-DCI-I-130</i> ”.	58
Figura 4.9 – Comparação do resultado experimental “ <i>I-AE-18,0</i> ” com o decorrente do cálculo em que se admitiu $E_{oedref} = E_{50ref}$	59
Figura 4.10 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio de compressão isotrópica, “ <i>I-AE-08.5</i> ”, respeitante à camada superficial.	60
Figura 4.11 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial de compressão com aumento de tensão média, “ <i>T-AE-DCI-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	61
Figura 4.12 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio de compressão isotrópica, “ <i>I-AE-18.0</i> ”, respeitante à camada profunda.	61
Figura 4.13 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial de compressão com aumento de tensão média, “ <i>T-AE-DCI-I-300</i> ”, respeitante à camada profunda.....	61
Figura 4.14 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPC-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	63
Figura 4.15 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPE-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	63
Figura 4.16 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPC-I-300</i> ”, respeitante à camada profunda.....	63

Figura 4.17 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPC-I-400</i> ”, respeitante à camada profunda.....	64
Figura 4.18 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPE-I-300</i> ”, respeitante à camada profunda.	64
Figura 4.19 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPE-I-400</i> ”, respeitante à camada profunda.	64
Figura 4.20 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com aumento da tensão média, “ <i>T-AE-UCI-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	65
Figura 4.21 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com diminuição da tensão média, “ <i>T-AE-UCD-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	66
Figura 4.22 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com aumento da tensão média, “ <i>T-AE-UEI-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	66
Figura 4.23 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com diminuição da tensão média, “ <i>T-AE-UED-I-130</i> ”, respeitante à camada superficial.	66
Figura 4.24 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com diminuição da tensão média, “ <i>T-AE-UCD-I-300</i> ”, respeitante à camada profunda.....	67
Figura 4.25 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPC-I-130</i> ”, ajustando o <i>Eoedref</i> , respeitante à camada superficial.....	68
Figura 4.26 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “ <i>T-AE-DPE-I-130</i> ”, ajustando o <i>Eoedref</i> , respeitante à camada superficial.	68
Figura 4.27 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de compressão com aumento da tensão média, “ <i>T-AE-UCI-I-130</i> ”, ajustando o <i>Eoedref</i> , respeitante à camada superficial.....	69
Figura 4.28 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de compressão com diminuição da tensão média, “ <i>T-AE-UCD-I-130</i> ”, ajustando o <i>Eoedref</i> , respeitante à camada superficial.	69

- Figura 4.29 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de extensão com aumento da tensão média, “T-AE-UEI-I-130”, ajustando o *Eoedref*, respeitante à camada superficial. 69
- Figura 4.30 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de extensão com diminuição da tensão média, “T-AE-UED-I-130”, ajustando o *Eoedref*, respeitante à camada superficial. 70
- Figura 4.31 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio de compressão isotrópica, “I-AE-08,5”, ajustando o *Eoedref*, respeitante à camada superficial. 70
- Figura 4.32 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com aumento da tensão média, “T-AE-DCI-I-130”, ajustando o *Eoedref*, respeitante à camada superficial. 71

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Parâmetros na definição do <i>Hardening Soil Model</i> (Relvão 2015).....	22
Quadro 3.1 – Parâmetros de base do HSM utilizados nos ensaios de base e respectivo intervalo de variação	29
Quadro 4.1 – Ensaios realizados a amostras da formação “Areolas da Estefânia” Pedro (2013) 54	
Quadro 4.2 – Valores dos módulos E_{50} e E_{ur} estimados	58
Quadro 4.3 – Valores dos parâmetros E_{50ref} e E_{urref}	59
Quadro 4.4 – Valores dos módulos de deformabilidade adotados para as duas camadas	60
Quadro 4.5 – Valores dos parâmetros do <i>Hardening Soil Model</i>	62

SIMBOLOGIA

- E_{50}^{ref} – Módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura definido para uma tensão de referência σ^{ref} , geralmente de valor 100 kPa;
- E_{50} – Módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura;
- E_{oed}^{ref} – Módulo de deformabilidade tangente de referência no ensaio Edométrico;
- E_{oed} – Módulo de deformabilidade tangente no ensaio Edométrico;
- E_{ur}^{ref} – Módulo de deformabilidade para ciclos carga-descarga definido para uma tensão de referência σ^{ref} , geralmente de valor 100 kPa;
- E_{ur} – Módulo de deformabilidade para ciclos carga-descarga;
- ϕ' – Ângulo de atrito ou de resistência ao corte efetivo;
- ϕ – Ângulo de atrito ou de resistência ao corte;
- c' – Coesão;
- Ψ – Ângulo de dilatância;
- σ^{ref} – Tensão de referência;
- E – Módulo de elasticidade ou módulo de Young;
- ν – Coeficiente de Poisson;
- ν_{ur} – Coeficiente de Poisson de carga-descarga;
- E_v – Módulo de elasticidade vertical;
- E_{hh} – Módulo de elasticidade segundo qualquer direção horizontal;
- ν_{vh} – Coeficiente de Poisson relacionando as tensões verticais e as deformações segundo qualquer direção no plano horizontal;
- ν_{hh} – Coeficiente de Poisson relacionando as tensões e as deformações segundo duas quaisquer direções no plano horizontal;
- G_{yh} – Módulo de distorção em qualquer plano vertical;
- σ_1 – Maior tensão principal;
- σ_3 – Menor tensão principal;
- ε_a – Deformação ou extensão axial;
- ε^t – Deformação total;
- ε^{el} – Deformação elástica;
- ε^{pl} – Deformação plástica;
- ε_{des}^{pl} – Deformação plástica devido a tensões de desvio;

-
- ε_{iso}^{pl} – Deformação plástica devido a carregamentos isotrópicos;
F – Função de cedência;
h – Parâmetro de endurecimento que depende da história da deformação;
 γ – Lei de endurecimento que controla a evolução da superfície de cedência;
Q – Função de potencial plástico, escalar do tensor das tensões no ponto de cedência;
 $d\lambda$ – Fator de proporcionalidade designado multiplicador plástico, que determina a grandeza das componentes da deformação plástica;
 τ_f – Tensão tangencial de rotura;
 σ_{nf} – Tensão normal de rotura;
m – Parâmetro do material, no modelo HSM;
 R_f – Coeficiente de rotura;
 q_f – Tensão de rotura;
 p' – Tensão média;
 p_p – Parâmetro de endurecimento que traduz a tensão isotrópica de pré-consolidação;
 α – Parâmetro do modelo HSM relacionado com o coeficiente de impulso em repouso K_0^{nc} ;
 K_0^{nc} – Coeficiente de impulso em repouso;
 \tilde{q} – Variável que expressa a tensão desviatória;
 ε_v^{pc} – Deformação volumétrica plástica associada ao carregamento isotrópico;
 β – Parâmetro do modelo HSM relacionado com o módulo Edométrico;
 \bar{g}^s – Função de potencial plástico;
 γ^{ps} – Parâmetro de endurecimento;
 f^s – Função de cedência;
 \bar{g}^s – Função de potencial plástico;
 ψ_m – Ângulo de dilatância mobilizado;
 ϕ_m – Ângulo de resistência ao corte mobilizado;
 ϕ_{cv} – Ângulo de resistência a volume constante;
 ε_{vol} – Deformação volumétrica;
 ε_r – Extensão radial;
 \bar{f}^c – Superfície de cedência;
 \bar{g}^c – Superfície de potencial plástico;

ABREVIATURAS

HSM – *Hardening Soil Model*;

MC – *Mohr-Coulomb*;

MEF – Método dos Elementos Finitos;

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto, objetivos e metodologia de trabalho

No projeto da maioria das obras geotécnicas é essencial o recurso à via numérica, nomeadamente ao método dos elementos finitos, uma vez que com ela se consegue fazer uma análise global e satisfazer todas as condições do problema – equilíbrio, compatibilidade e fronteira -, independentemente da lei constitutiva empregue para simular o comportamento mecânico dos materiais.

Evidentemente que esta lei constitutiva empregue desempenha papel importante no sucesso da aplicação daquela via na análise e previsão do comportamento de obras geotécnicas, particularmente em maciços terrosos. Se ela não conseguir reproduzir com alguma fiabilidade o comportamento real dos solos, os resultados decorrentes dos cálculos efetuados não merecerão confiança.

Leis constitutivas capazes de reproduzir o complexo comportamento mecânico dos solos deverão levar em conta todos os fatores que o determinam e o controlam, nomeadamente (Almeida e Sousa, 1998): i) a não linearidade entre os incrementos das tensões e as deformações; ii) a irreversibilidade de uma parcela das deformações; iii) as trajetórias seguidas durante a história do carregamento; iv) as condições de deformação e a variação da tensão principal intermédia associada a essas condições; v) a dilatância; vi) a anisotropia; vii) a evolução com o tempo das deformações.

Daqui resulta, como o autor anteriormente citado salienta, que tais leis constitutivas tenham que ser muito complicadas e elaboradas, existindo usualmente dificuldades na caracterização laboratorial dos seus parâmetros, muitos deles sem qualquer significado físico, para além de que a sua implementação em problemas com condições de fronteira complexas origina muitas vezes dificuldades de convergência.

É por isto que na resolução dos problemas práticos de engenharia, se recorre, ainda hoje, frequentemente a leis e modelos mais ou menos simplificados, que, embora não sendo capazes de reproduzir todos os aspetos específicos de tal comportamento, o consigam fazer em relação aos mais condicionantes do problema em análise.

O *Hardening Soil Model* é um modelo constitutivo que se encontra implementado no programa de cálculo automático *Plaxis*, de uso extremamente vulgarizado no meio geotécnico, sem que no entanto a maioria dos usuários o conheça com suficiente profundidade. Trata-se de um modelo elasto-plástico que procura conciliar algumas das vantagens dos dois tipos de modelos atrás citados: os seus parâmetros têm significado físico e podem ser definidos com base em ensaios de uso generalizado, ao mesmo tempo que é suficientemente elaborado por forma a conseguir reproduzir algumas das características mais importante do comportamento mecânico dos solos, em particular das argilas duras a rijas e das areias compactas.

É deste último tipo a formação miocénica conhecida por “Areolas da Estefânia” que constitui grande parte do subsolo da região de Lisboa, zona do país onde é expectável que se continue a construir numerosas obras de importância económica e social e complexidade técnica, que implicarão a necessidade de estudos de caracterização geotécnica dos terrenos interessados.

Foi no contexto acima descrito que se desenvolveu o trabalho desta dissertação.

Aproveitando os resultados de um vasto conjunto de ensaios de laboratório realizados na caracterização geotécnica do maciço interessado pela possível construção de um poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa efetuados por Pedro (2013), procurou-se definir o mais adequadamente possível os parâmetros do *Hardening Soil Model* a usar em simulações do comportamento mecânico das “Areolas da Estefânia” e, simultaneamente, verificar a aptidão do modelo em reproduzir convenientemente a resposta do solo a carregamentos com diferentes trajetórias de tensões.

Para a concretização dos objetivos propostos, o trabalho desenvolvido seguiu as seguintes linhas de atuação:

- i) Revisão da bibliografia da especialidade, procurando-se situar e equacionar alguns aspetos relacionados com os modelos representativos do comportamento mecânico dos solos, com particular ênfase no *Hardening Soil Model*;
- ii) Estudo do programa de cálculo automático *Plaxis*, empregue nas simulações numéricas efetuadas no âmbito do trabalho;
- iii) Estudo paramétrico, procurando-se fundamentalmente analisar a influência que cada um dos parâmetros caracterizadores do *Hardening Soil Model* tem na resposta do maciço a carregamentos com diferentes trajetórias de tensão;
- iv) Parametrização do *Hardening Soil Model* para a reprodução do comportamento mecânico da formação “Areolas da Estefânia” e simulação numérica de diversos ensaios laboratoriais cujos resultados se encontram disponíveis na bibliografia;
- v) Comparação desses resultados experimentais com os decorrentes das simulações numéricas.

1.2 Estrutura da dissertação

A dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos.

Neste primeiro capítulo introdutório é feito o enquadramento do tema da dissertação, definidos os objetivos a atingir e descrita a metodologia seguida para a concretização desses mesmos objetivos.

O segundo capítulo é dedicado à revisão bibliográfica, nele se encontrando expostos os principais conceitos e fundamentos teóricos considerados basilares para o enquadramento e compreensão da temática desta dissertação. Primeiramente, é feita uma breve referência aos modelos elásticos, sem dúvida os modelos mais simples que têm sido empregues na simulação do comportamento mecânico dos solos, e de seguida são apresentados os critérios e leis que são necessários estabelecer para a aplicação dos modelos elasto-plásticos, modelos que consistem numa associação da teoria da elasticidade com a teoria da plasticidade. Depois são abordadas as principais características de dois destes modelos, o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb e o modelo elasto-plástico com endurecimento *Hardening Soil Model*, modelo objeto do tema desta dissertação, e mencionados os parâmetros necessários para os caracterizar. Por último, são apresentados e comparados os resultados da simulação numérica de ensaios com diversas trajetórias de tensão obtidos empregando os dois modelos acima referidos.

No terceiro capítulo são apresentados e discutidos os resultados de um estudo paramétrico realizado utilizando o programa de cálculo automático *Plaxis* e onde se procurou fundamentalmente analisar a influência que cada um dos parâmetros caracterizadores do *Hardening Soil Model* tem na resposta do maciço a carregamentos com diferentes trajetórias de tensão. Nesse estudo foram simulados ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensão e, ainda, um ensaio de compressão isotrópica. Para cada tipo de ensaio vários cálculos foram realizados, diferindo um dos outros nos valores de alguns dos parâmetros adotados.

No quarto capítulo começa-se por fazer uma breve descrição das principais características da formação das “Areolas da Estefânia” e apresentar-se a parametrização do *Hardening Soil Model* para a reprodução do seu comportamento mecânico. Esta parametrização foi feita com base nos resultados de alguns dos ensaios disponíveis na bibliografia e previamente selecionados. Por último, é mostrada a comparação entre os resultados da simulação numérica, com os parâmetros anteriormente definidos, dos outros ensaios laboratoriais disponíveis e os correspondentes valores experimentais.

No último capítulo da dissertação são apresentadas as principais conclusões do trabalho desenvolvido e são indicados alguns estudos que, no âmbito do tema estudado, poderão ter interesse que venham a ser desenvolvidos no futuro.

2 MODELOS CONSTITUTIVOS

2.1 Preâmbulo

O projeto de muitas obras geotécnicas, como por exemplo túneis e estruturas de contenção de escavações, levando em conta os diversos fatores que controlam o seu comportamento, deve exigir a utilização da via numérica, nomeadamente de técnicas baseadas no método dos elementos finitos (MEF).

Com estas técnicas, para além da análise global dos vários requisitos básicos que o projeto deve focar (estabilidade do maciço e da estrutura e movimentos induzidos), torna-se possível o estudo da interação maciço-estrutura, a consideração das heterogeneidades e dos comportamentos não lineares e, ainda, a simulação separada e sequencial das diversas fases construtivas (Almeida e Sousa, 2008).

De entre os aspetos que desempenham papel importante no sucesso da aplicação destas técnicas numéricas está o referente à definição do modelo constitutivo empregue na reprodução do comportamento dos solos.

Dos modelos hoje disponíveis, muitos têm sido os empregues em aplicações geotécnicas, desde os mais simples até aos mais avançados. Os mais simples, como os modelos elásticos, lineares ou não lineares, são incapazes de representar adequadamente alguns dos aspetos do comportamento real dos solos, mas apresentam a vantagem de os seus parâmetros terem significado físico e de poderem ser determinados com base em ensaios de uso corrente. Os mais complexos e elaborados, como são os modelos elasto-plásticos com endurecimento (*hardening*) ou amolecimento (*softening*), conseguem reproduzir muito melhor o comportamento dos solos, mas apresentam a desvantagem da sua parametrização ser muito mais difícil, para além do facto de as características mecânicas sendo erráticas de ponto para ponto do maciço tornar pouco prático medianizá-las de modo a se poder adotar parâmetros realmente representativos (Almeida e Sousa, 1998).

Neste capítulo serão abordadas as principais características de dois dos modelos mais empregues, o modelo elástico perfeitamente plástico Mohr-Coulomb e com particular destaque para o modelo elasto-plástico com endurecimento *Hardening Soil Model*, modelo objeto do tema desta dissertação. No fim, são apresentados e comparados os resultados da simulação

numérica de ensaios com diversas trajetórias de tensão obtidos empregando os dois modelos referidos.

2.2 Modelos Elásticos

O modelo constitutivo mais simples é o elástico linear isotrópico. Nele, para além de se admitir a reversibilidade das deformações e uma relação linear entre os incrementos das tensões e os incrementos das deformações, considera-se que se verifica simetria em todas as direções. Nestas circunstâncias apenas duas constantes elásticas independentes são suficientes para descrever o comportamento do material. É comum que estas duas constantes sejam o módulo de elasticidade ou módulo de Young, E , e o coeficiente de Poisson, ν , tomando a matriz constitutiva do material, $[D]$, a forma:

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Para além do modelo isotrópico, é vulgar em problemas geotécnicos utilizar-se modelos anisotrópicos (Souza, 2009). Estes modelos pretendem simular melhor o comportamento da maioria dos depósitos naturais de solos sedimentares e de rochas estratificadas ou xistosas com planos de xistosidade paralelos. Dá-se o nome a este modelo de elástico de isotropia transversal pois estes materiais apresentam simetria elástica em relação a um eixo, apresentando as mesmas propriedades mecânicas segundo qualquer direção perpendicular a esse eixo (Figura 2.1).

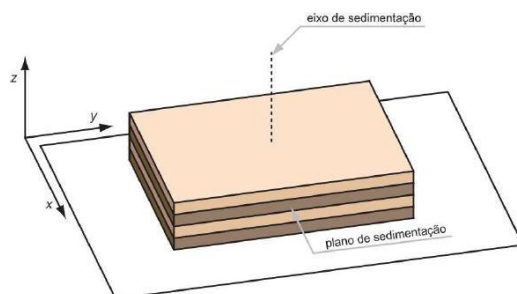


Figura 2.1 – Material com simetria elástica em relação ao eixo z (França, 2006).

São agora cinco as constantes elásticas independentes necessárias para a caracterização do comportamento do material. Admitindo que o eixo vertical é o eixo de simetria radial, elas são: E_v (módulo de elasticidade vertical), E_{hh} (módulo de elasticidade segundo qualquer direção horizontal), ν_{hh} (coeficiente de Poisson relacionando as tensões e as deformações segundo duas quaisquer direções no plano horizontal), ν_{vh} (coeficiente de Poisson relacionando as tensões verticais e as deformações segundo qualquer direção no plano horizontal) e G_{vh} (módulo de distorção em qualquer plano vertical).

Uma das grandes limitações dos modelos acima descritos relaciona-se com a linearidade da relação entre a tensão e a deformação, uma vez que é de há muito reconhecido que o comportamento da maioria dos materiais geotécnicos é, desde os níveis de deformação mais baixos, altamente não linear, como os resultados de ensaios, como os mostrados na Figura 2.2, bem evidenciam.

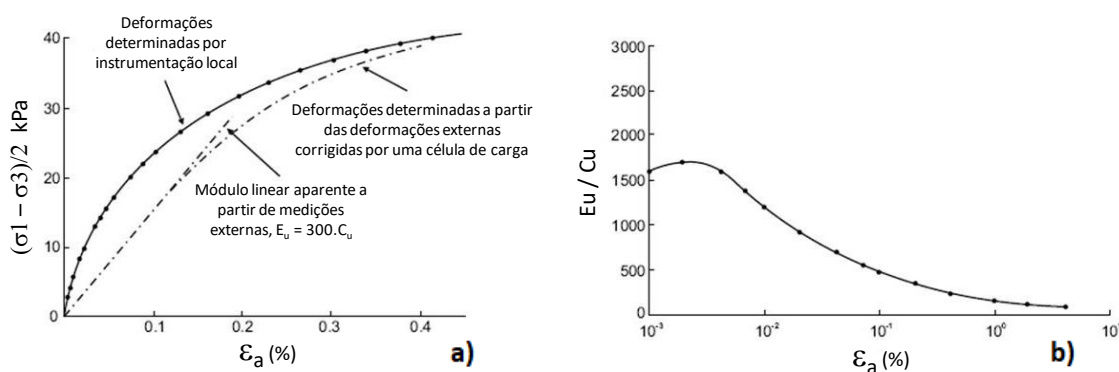


Figura 2.2 – Resultados de um ensaio triaxial não drenado nas argilas de Londres: a) comportamento tensão – deformação; b) variação do módulo secante normalizado em relação à resistência não drenada com a deformação axial (Mair, 1993).

De entre os modelos constitutivos não lineares, os de tratamento matemático mais simples são os que se baseiam na elasticidade variável. É o caso, por exemplo, do modelo hiperbólico (Kondner, 1963), de acordo com o qual o módulo de elasticidade para qualquer estado de tensão pode ser definido pela tangente à curva hiperbólica (Figura 2.3a), que traduz com boa aproximação a resposta de tensão versus deformação obtida em ensaios de compressão triaxial convencionais:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \tag{2.2}$$

onde σ_1 e σ_3 representam as maior e menor tensões principais, ε_a é a deformação axial do provete e a e b são constantes a serem determinadas a partir dos resultados dos ensaios. Com efeito, a linearização da expressão anterior na forma seguinte:

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon_a \quad (2.3)$$

permite concluir que as constantes a e b são, respetivamente, a ordenada na origem e a inclinação da reta que melhor se ajusta aos pares de valores $(\varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon_a)$ obtidos de um dado ensaio (Figura 2.3b).

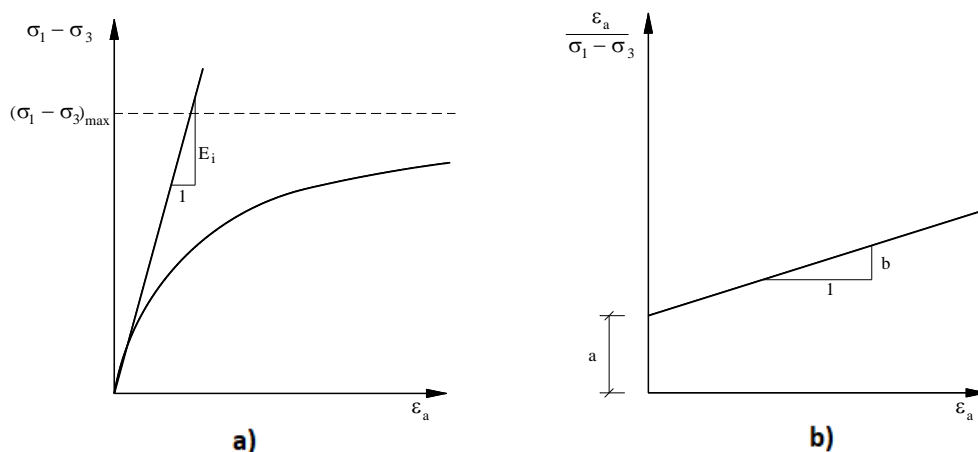


Figura 2.3 – Representação hiperbólica da curva tensão-deformação: a) curva real; b) curva transformada.

2.3 Modelos elasto-plásticos

2.3.1 Fundamentos

Geralmente qualquer solo quando submetido a um carregamento apresenta um comportamento mecânico elasto-plástico, ocorrendo deformações elásticas e ainda deformações plásticas, estas últimas irreversíveis caso se dê um descarregamento.

Os modelos elasto-plásticos procuram traduzir e simular a relação tensão-deformação através de uma associação da teoria da elasticidade com a teoria da plasticidade. Admitindo a validade do princípio da sobreposição dos efeitos, eles consideram que a deformação num qualquer ponto num dado solo quando carregado é composta por uma componente elástica, dada pela Lei de Hooke generalizada e dependente do incremento de tensão, e uma última componente plástica, dada pela teoria da plasticidade. Em alguns modelos, esta última por sua vez pode ser

dividida em duas componentes, uma associada ao efeito das tensões de desvio e outra a carregamentos isotrópicos. Assim:

$$\{\varepsilon^t\} = \{\varepsilon^{el}\} + \{\varepsilon^{pl}\} = \{\varepsilon^{el}\} + \{\varepsilon_{des}^{pl}\} + \{\varepsilon_{iso}^{pl}\} \quad (2.4)$$

onde ε^t representa a deformação total, ε^{el} a deformação elástica e ε^{pl} a deformação plástica, que por sua vez é constituída por ε_{des}^{pl} , deformação plástica associada a tensões de desvio, e por ε_{iso}^{pl} deformação plástica associada a carregamentos isotrópicos.

De acordo com a teoria incremental ou do escoamento plástico, vulgarmente empregue na formulação matemática da teoria da plasticidade, os incrementos da deformação plástica relacionam-se com o estado atual da tensão e com os incrementos da tensão, exigindo a sua determinação o estabelecimento de um critério de cedência, ou de plastificação, que determine um limite para os incrementos de tensão a partir do qual as deformações deixam de ser apenas elásticas, uma lei de endurecimento que controle a posição da superfície de cedência, enquanto se dão as deformações plásticas e por último, de uma lei de fluxo, ou escoamento, através da qual se relacionam os incrementos da deformação plástica com as tensões.

2.3.2 Critério de Cedência

O critério de cedência diferencia os estados de tensão que provocam apenas deformações elásticas dos que produzem também deformações plásticas.

Segundo Almeida e Sousa (1998), admitindo plasticidade isotrópica, o critério de cedência é uma função escalar das componentes do tensor das tensões e de parâmetros de endurecimento, usualmente apenas um, dependentes das deformações plásticas acumuladas:

$$F(\{\sigma\}, h(\{\varepsilon_p\})) = 0 \quad (2.5)$$

onde h é um parâmetro de endurecimento e F a função de cedência, usualmente expressa em termos de invariantes do estado de tensão.

No espaço das tensões principais, a função $F = 0$ define a chamada superfície de cedência. Os carregamentos que originam estados de tensão representados por pontos localizados no interior desta superfície ($F < 0$) provocam deformações apenas elásticas. Caso os estados de tensão originados se localizem fora da posição atual da superfície de cedência ($F > 0$), as deformações terão uma componente plástica.

No caso dos materiais perfeitamente plásticos a superfície de cedência é fixa, coincidente com a superfície de rotura. Como a condição $F > 0$ não é possível, uma vez atingida a superfície de

cedência as tensões não se alterarão, pelo que serão nulas as deformações elásticas e as deformações plásticas se processarão sem limite.

Já no caso de materiais como os solos que podem experimentar endurecimento, a superfície de cedência evolui à medida que se dão as deformações plásticas de maneira a que o ponto que representa o estado de tensão esteja sempre sobre ela.

2.3.3 Lei de Endurecimento

A lei de endurecimento é a responsável pela evolução da superfície de cedência no espaço das tensões. Na Figura 2.4 ilustra-se o modelo de endurecimento isotrópico, o modelo mais simples no qual se admite uma expansão (ou contração) uniforme e sem distorções da superfície de cedência, que, matematicamente será expressa por:

$$F = f(\{\sigma\}) - \gamma(h) = 0 \quad (2.6)$$

onde γ é a lei de endurecimento que controla a evolução da superfície de cedência e h um parâmetro de endurecimento que depende da história da deformação e que é definido em função das deformações plásticas acumuladas ou do trabalho plástico acumulado.

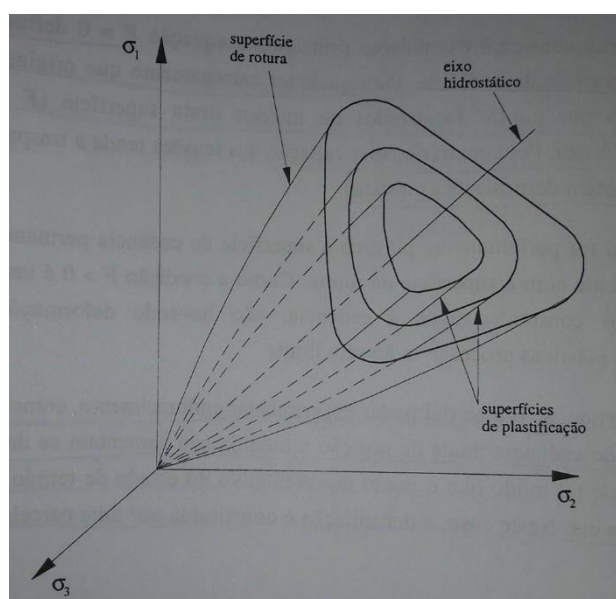


Figura 2.4 – Modelo de endurecimento isotrópico (Almeida e Sousa, 1998)

Para além do isotrópico, outros dois modelos de endurecimento existem. Um, também apenas dependente de um só parâmetro de endurecimento, é denominado de cinemático, e com ele a superfície de cedência é deslocada sem que a sua forma seja alterada. A associação deste modelo cinemático com o modelo isotrópico dá origem a um terceiro modelo de endurecimento,

caracterizado pelo facto de a superfície de cedência poder sofrer, simultaneamente, uma translação e uma expansão ou contração uniforme.

2.3.4 Lei de Fluxo ou Escoamento Plástico

A Lei de Fluxo ou Escoamento Plástico é a responsável pela definição dos incrementos da deformação plástica, relacionando-os com as tensões. Esta lei, empregando o conceito de potencial plástico, segue o princípio da normalidade, na qual os incrementos da deformação plástica num determinado ponto sujeito a uma variação das tensões são normais à superfície definida pelo potencial plástico. Como tal:

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} \quad (2.7)$$

onde Q representa a função de potencial plástico, escalar do tensor das tensões no ponto de cedência e $d\lambda$ um fator de proporcionalidade designado multiplicador plástico, que determina a grandeza das componentes da deformação plástica.

Caso a superfície definida pelo potencial elástico coincida com a superfície de cedência, o que faz com que as direções das tensões principais coincidam com as direções dos incrementos da deformação plástica principais, a lei é denominada de associada. Caso contrário a lei é denominada de não associada.

2.4 Mohr-Coulomb

Como já foi mencionado anteriormente, o modelo constitutivo mais simples utilizado no âmbito deste trabalho é o modelo elástico perfeitamente plástico Mohr-Coulomb.

Para uma primeira fase de análise do comportamento dos solos, geralmente recorre-se a este modelo pois permite um cálculo rápido e simples das condições do solo. O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, ou seja, considera que o material se comporta como linear elástico até atingir a rotura apresentando e a partir deste ponto, um comportamento perfeitamente plástico.

Para se compreender melhor o comportamento deste modelo apresenta-se na figura seguinte a curva tensão-deformação. Primeiramente é possível observar o primeiro troço, linear elástico, que tem por base a Lei de Hooke (relação tensão-deformação proporcional demonstrada na equação 2.7) e um segundo troço associado à plasticidade perfeita, isto é, rigidez nula com geração de deformações plásticas. Verifica-se ainda que as deformações sofridas pelo solo podem ser deformações elásticas e deformações plásticas, sendo estas últimas as correspondentes à parcela não recuperável das deformações.

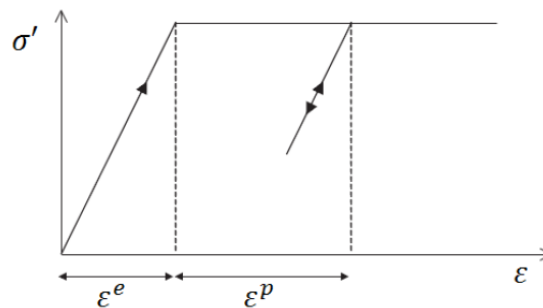


Figura 2.5 – Representação do modelo MC elástico perfeitamente plástico (PLAXIS Manual, 2011).

No critério de rotura Mohr-Coulomb, um solo “entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal e a componente tangencial da tensão, expressa por:” (Matos Fernandes, 2006)

$$\tau_f = c + \sigma_{nf} \tan \phi \quad (2.8)$$

onde, τ_f representa a tensão tangencial de rotura, σ_{nf} representa a tensão normal de, c a coesão e ϕ o ângulo de atrito, ou de resistência ao corte, do material.

Na Figura 2.6 é possível observar a representação gráfica do critério de rotura no chamado plano de Mohr.

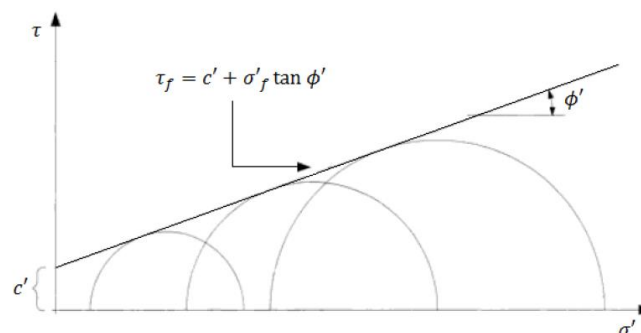


Figura 2.6 – Envolvente de rotura Mohr-Coulomb (Matos Fernandes, 2006).

No espaço tridimensional das tensões principais a superfície de rotura associada ao critério de Mohr-Coulomb, coincidente com a superfície de cedência, é uma pirâmide irregular hexagonal com linha central coincidente com a linha do eixo hidrostático, como se ilustra na Figura 2.7. A expressão matemática que a traduz nesse espaço, em função dos três invariantes do estado de

tensão (primeiro invariante do tensor das tensões, segundo invariante do tensor distorcional e ângulo de Lode), é a seguinte (Almeida e Sousa, 1998):

$$F(I_1, \sqrt{J_2}, \theta) = \sqrt{J_2} \cdot (3\cos\theta + \sqrt{3}\text{sen}\phi \cdot \text{sen}\theta) - \text{sen}\phi \cdot (I_1 + 3c \cdot \cot\phi) = 0 \quad (2.9)$$

em que:

$$I_1 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2.10)$$

$$\sqrt{J_2} = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (2.11)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{3}} \left(2 \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} - 1 \right) \right] \quad (2.12)$$

e onde σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais.

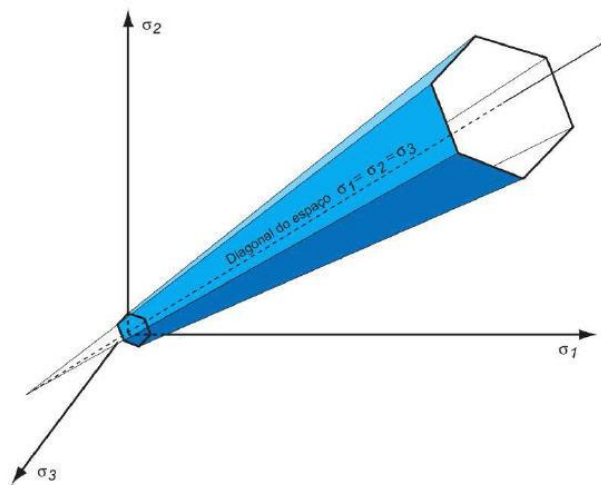


Figura 2.7 – Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb (França, 2006).

São cinco os parâmetros que caracterizam o modelo. Os dois primeiros, o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν), são chamados de parâmetros elásticos e definem a deformação elástica induzida pela variação da tensão. Particular atenção, como sugere a Figura 2.8, deve-se ter em relação à escolha do módulo de deformabilidade devido ao comportamento não linear apresentado pelos solos.

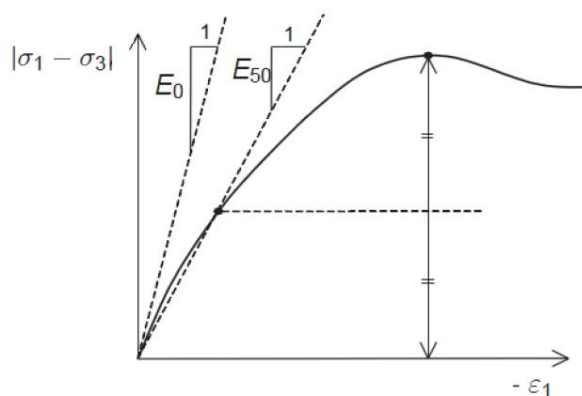


Figura 2.8 – Definição dos vários módulos de deformabilidade (PLAXIS Manual, 2011).

No caso de o carregamento induzir nos solos um nível de deformação muito baixo, poderá ser usado o módulo de deformabilidade inicial E_0 . Se os níveis de deformação induzidos forem mais elevados é vulgar utilizar-se o valor E_{50} , correspondente ao módulo secante para uma tensão de 50% da tensão de rotura.

A coesão (c') e o ângulo de resistência ao corte (ϕ') definem a superfície de cedência e o ângulo de dilatância (ψ), define a superfície de potencial plástico que estabelece as deformações plásticas.

Em relação a este último parâmetro, deve ser realçado que se ele for igual ao ângulo de resistência ao corte a superfície de potencial plástico terá a mesma forma da superfície de cedência (lei de fluxo associada), o que conduzirá a deformações volumétricas plásticas dilatantes, já que a superfície de potencial plástico abre na direção positiva do eixo hidrostático, tanto mais quanto maior for o ângulo de atrito, e que, de acordo com o admitido na teoria da plasticidade, as direções das tensões principais coincidem com as direções dos incrementos das deformações principais.

Embora a grande maioria dos solos experimentem aumento de volume na plastificação, constata-se que os valores obtidos quando se emprega uma lei de fluxo associada são irrealistas, pois são obtidos valores significativamente maiores que os observados (Franzius, 2003), mesmo para o caso de areias densas, onde alguma dilatância é observada, mas que vai diminuindo à medida que a plastificação progride, até se atingir um volume constante.

É, então, preferível recorrer-se a uma lei de fluxo não associada. Isto pode ser feito empregando-se uma superfície de potencial plástico idêntica à superfície de rotura, mas com inclinação em relação ao eixo hidrostático mais pequena, para diminuir a componente volumétrica da deformação plástica. Para a sua determinação torna-se necessário a definição do ângulo de

dilatância, mais pequeno que o ângulo de resistência ao corte. Admitindo um ângulo de dilatância nulo, o escoamento plástico faz-se sem que haja variação de volume.

É interessante notar que, ao contrário do que acontece com a superfície de cedência ou de plastificação que é fixa, a superfície de potencial plástico move-se de modo a coincidir com aquela no ponto equivalente ao estado de tensão onde ocorre a cedência.

Na Figura 2.9 representam-se as curvas que definem a intersecção das superfícies de cedência ou de plastificação, coincidente com a de rotura, e de potencial plástico no plano $(\sqrt{J_2}, I_1)$.

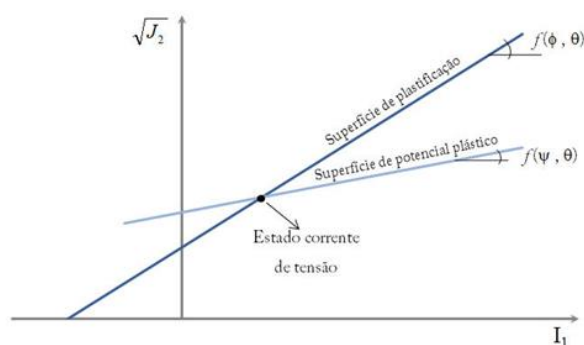


Figura 2.9 – Curvas de cedência e de potencial plástico no plano $(\sqrt{J_2}, I_1)$.

2.5 *Hardening Soil Model*

2.5.1 Características do modelo

O *Hardening Soil Model* (HSM) é um modelo elasto-plástico, que resultou da associação da teoria da plasticidade a um modelo elástico não linear de Duncan e Chang (1970). Este último modelo é caracterizado por representar o comportamento do solo através de uma relação hiperbólica entre a tensão de desvio (q) e a deformação axial (ϵ_1), como se mostra na Figura 2.10 para o caso de um carregamento primário num ensaio triaxial drenado (PLAXIS Manual).

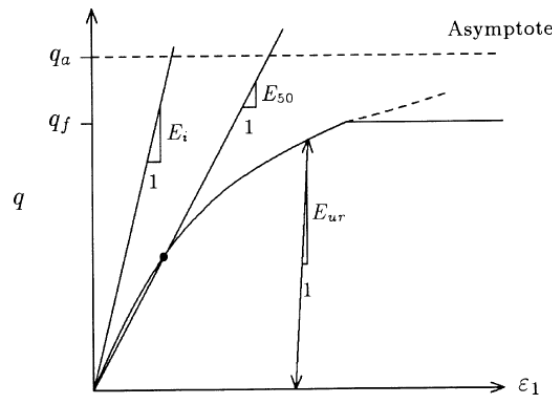


Figura 2.10 – Relação Hiperbólica entre a tensão de desvio e a deformação axial, num ensaio triaxial drenado (PLAXIS Manual)

A relação tensão de desvio-deformação axial pode ser descrita pela equação:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (2.13)$$

onde q_a representa o valor da assíntota para a qual tende a hipérbole e o parâmetro E_{50} , para o caso de um solo arenoso, depende da tensão principal mínima de acordo com a equação 2.14:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma^{ref}} \right)^m \quad (2.14)$$

onde m é um parâmetro do material, geralmente compreendido entre os valores de 0,5 e 1,0 e E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura definido para uma tensão de referência σ^{ref} , geralmente de valor 100 kPa.

O valor de q_a está relacionado com o valor da tensão de rotura, q_f , através do chamado coeficiente de rotura, R_f , e de acordo com a equação 2.15. O coeficiente de rotura é considerado por defeito 0,9 e q_f deriva do critério de rotura Mohr-Coulomb, segundo a equação 2.16.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.15)$$

$$q_f = (c \cot \phi + \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.16)$$

Nesta última equação, ϕ representa o ângulo de resistência ao corte, c a coesão do solo e σ'_3 a tensão principal mínima. No caso de uma areia, em que a coesão é nula, a expressão anterior pode ser simplificada para:

$$q_f = \sigma'_3 \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.17)$$

Visto que o *Hardening Soil Model* é um modelo elasto-plástico, o incremento total das deformações é composto por uma parcela elástica e outra plástica, que por sua vez também está dividida em duas componentes, uma que está associada ao efeito da tensão de desvio e que controla a rotura e o comportamento dilatante do material e outra que pretende traduzir o efeito de carregamentos isotrópicos.

Em consequência, no modelo são definidas duas superfícies de cedência, cuja representação no plano das tensões principais se mostra na Figura 2.11.

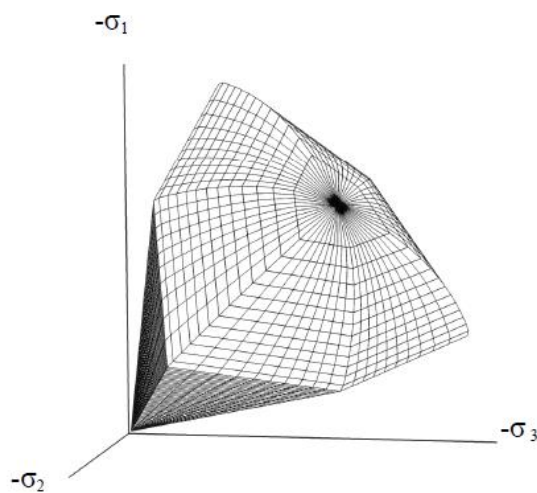


Figura 2.11 – Representação das duas superfícies de cedência do *Hardening Soil Model* no plano das tensões principais.

2.5.2 Deformações elásticas

A parcela elástica das deformações depende do incremento da tensão e é calculada através da Lei de Hooke Generalizada:

$$\{\dot{\varepsilon}^e\} = [D]\{\dot{\sigma}\} \quad (2.18)$$

em que a matriz de elasticidade $[D]$ depende do módulo de Young (E_{ur}) e do coeficiente de Poisson (ν_{ur}). O módulo de Young é considerado de forma idêntica ao admitido para o E_{50} , como se pode observar na seguinte equação:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma^{ref}} \right)^m \quad (2.19)$$

em que E_{ur}^{ref} é o módulo de Young de referência para ciclos de descarga-recarga para a tensão de referência σ^{ref} . Geralmente admite-se $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$.

2.5.3 Deformações plásticas devido a tensões de desvio

Para calcular as deformações plásticas devido às tensões de desvio, é utilizada a função de cedência. Utilizando uma representação no plano $p' - q$, é possível ilustrar essa função na figura 2.12.

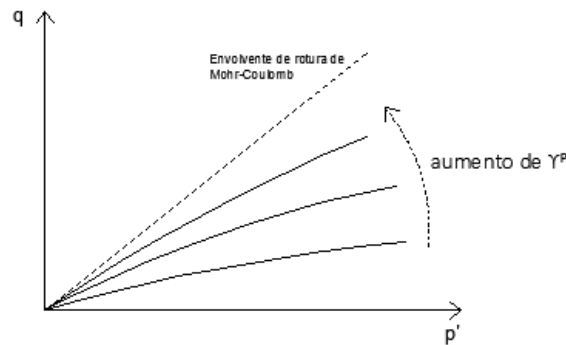


Figura 2.12 – Evolução da superfície de cedência no plano $p' - q$, devido às tensões de desvio, até à superfície de Mohr-Coulomb

A equação matemática que expressa essa função de cedência é:

$$f^s = \bar{f}^s - \gamma^{ps} = 0 \quad (2.20)$$

onde γ^{ps} é o parâmetro de endurecimento, função das deformações plásticas de desvio:

$$\gamma^{ps} = (2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx 2\varepsilon_1^p \quad (2.21)$$

e \bar{f}^s é uma função das tensões:

$$\bar{f}^s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.22)$$

Como refere Relvão (2015), dois aspetos em relação a esta função de cedência devem ser salientados. O primeiro diz respeito ao facto de ela aproximar, na condição admitida da deformação volumétrica plástica (ε_v^p) ser nula, hipótese realista no caso de solos compactos ou duros, a relação hiperbólica atrás definida. O segundo aspeto relaciona-se com a forma da superfície de cedência no plano $p' - q$ e à sua evolução. Devido ao facto da função de cedência depender de E_{50} e E_{ur} , essa forma depende do expoente m . Para m igual a 1, linhas retas são obtidas, ao contrário que acontece para valores de m menores.

Quando $q = q_f$ o critério de rotura é satisfeito, a superfície de cedência não expande mais e as deformações passam a ser puramente plásticas.

Uma vez que a lei de fluxo adotada no modelo na determinação dos incrementos das deformações plásticas associadas às tensões de desvio é do tipo não associada ($\bar{f}^s \neq \bar{g}^s$), considera-se uma função de potencial plástico distinta, dada por (Pranthawee et al., 2011):

$$\bar{g}^s = q - M^* p' \quad (2.23)$$

em que M^* é expresso por:

$$M^* = \frac{6 \sin \Psi_m}{3 - \sin \Psi_m} \quad (2.24)$$

onde Ψ_m , é o ângulo de dilatação mobilizado, que se relaciona com ϕ_m e ϕ_{cv} , o ângulo de resistência ao corte mobilizado e o ângulo de resistência a volume constante, respetivamente, através de:

$$\sin \Psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \Psi_m} \quad (2.25)$$

em que

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (2.26)$$

De acordo com esta função de potencial plástico, o solo contrai para pequenos níveis de tensão e dilatação ocorre para elevados níveis de tensão. A dilatação máxima acontece na rotura, quando o ângulo de resistência mobilizado iguala o ângulo de resistência do solo, a que corresponde um ângulo de dilatação dado por:

$$\sin \Psi = \frac{\sin \phi - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi \sin \phi_{cv}} \quad (2.27)$$

2.5.4 Deformações plásticas associadas a carregamentos isotrópicos

Para a definição das deformações plásticas que ocorrem devido a carregamentos isotrópicos é necessário incluir uma superfície de cedência (cap yield surface), para limitar a região elástica na direção do eixo p' . Esta superfície de cedência é, devido à lei de fluxo, coincidente com a linha de potencial plástico. No caso de uma areia, a equação é:

$$f^c = \bar{f}^c - \gamma^{pc} = 0 \quad (2.28)$$

onde \bar{f}^c e γ^{pc} dados por:

$$\bar{f}^c = \frac{\bar{q}}{\alpha^2} + p'^2 \quad (2.29)$$

$$\gamma^{pc} = p_p^2 \quad (2.30)$$

onde p' é a tensão média, p_p um parâmetro de endurecimento que traduz a tensão isotrópica de pré-consolidação, α um parâmetro do modelo relacionado com o coeficiente de impulso em repouso K_o^{nc} e \tilde{q} é uma variável que expressa a tensão desviatória, através de:

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3 \quad (2.31)$$

em que:

$$\delta = \frac{(3 + \sin \phi)}{(3 - \sin \phi)} \quad (2.32)$$

A grandeza da superfície de cedência é determinada pelo valor de p_p , que pela lei de endurecimento está relacionada com a deformação volumétrica plástica associada ao carregamento isotrópico ε_v^{pc} :

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{\sigma^{ref}} \right)^{1-m} \quad (2.33)$$

em que β é um parâmetro do modelo relacionado com o módulo edométrico correspondente a uma tensão vertical igual à tensão de referência, σ_{oed}^{ref} , e cuja definição é ilustrada na Figura 2.13.

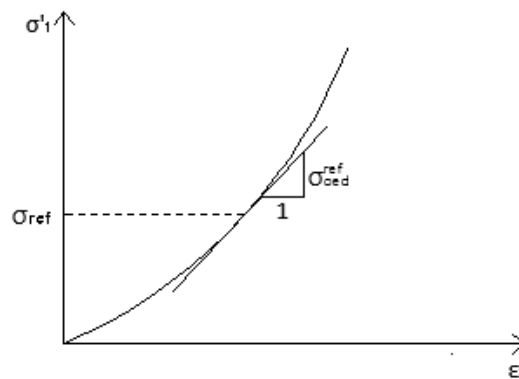


Figura 2.13 – Determinação de E_{oed}^{ref} a partir de um ensaio edométrico

No plano $p'-q$, e como se mostra na Figura 2.14, a superfície de cedência associada a carregamentos isotrópicos tem a forma de uma elipse, de comprimento p_p na direção de p' e αp_p na direção \tilde{q} , e vai expandindo com o aumento das deformações plásticas volumétricas.

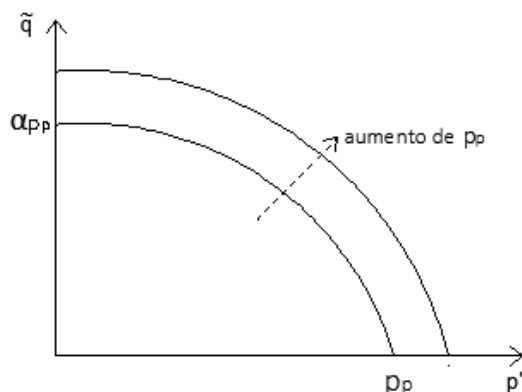


Figura 2.14 – Evolução da superfície de cedência no plano p' - \tilde{q} , com a tensão isotrópica de pré-consolidação

Visto que neste caso a lei adotada é associada, então a superfície de potencial plástico coincide com a superfície de cedência ($\bar{f}^c = \bar{g}^c$).

2.5.5 Ativação das Superfícies de Cedência

Na Figura 2.14 representam-se, no plano p' - q , a posição inicial das duas superfícies de cedência do modelo, para um solo normalmente consolidado, e sua evolução em função de possíveis trajetórias de tensão induzidas por um carregamento.

Para solos normalmente consolidados, a posição inicial das duas superfícies de cedência, e, é estabelecida atendendo ao valor do estado de tensão atual.

Para solos sobreconsolidados, admite-se que ambas as superfícies já foram previamente ativadas, pelo que sua posição inicial é calculada atendendo aos valores das tensões principais correspondentes à pré-consolidação. (Relvão, 2015)

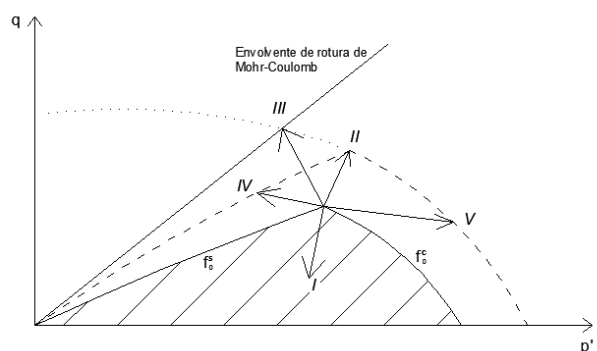


Figura 2.15 – Ativação das superfícies de cedência em função das trajetória de tensão (Relvão 2015)

Para uma trajetória do tipo I, o ponto representativo do estado de tensão desloca-se para o interior do espaço delimitado pelas duas superfícies, sendo, conseqüentemente a resposta puramente elástica e mantendo ambas as superfícies a sua posição.

O contrário acontece para uma trajetória tipo II. Agora, tanto a tensão de desvio como a tensão média aumentam, pelo que o ponto representativo do estado de tensão tende a trespassar as duas superfícies. O material endurece por corte e compressão e as duas superfícies expandem à medida que as deformações plásticas se processam.

Situação idêntica acontece para trajetórias do tipo III. A diferença é que agora no processo de expansão a primeira das superfícies de cedência atinge a superfície de rotura de Mohr-Coulomb, deixando de expandir.

Nas trajetórias do tipo IV e V apenas uma das superfícies de cedência se expande à medida que o carregamento se processa. Nas do tipo IV, a tensão média tende a diminuir pelo que as deformações plásticas estão apenas associadas às tensões de desvio. Nas trajetórias do tipo V, pelo contrário, apenas a cap yield surface é ativada.

2.5.6 Parâmetros a definir no modelo

Para uma completa definição do modelo foram indicados no Quadro 2.1 os parâmetros do modelo *Hardening Soil Model* segundo Relvão (2015).

Quadro 2.1 – Parâmetros na definição do *Hardening Soil Model* (Relvão 2015).

Resistência	c'	Coesão do solo.
	ϕ'	Ângulo de resistência ao corte
	Ψ	Coeficiente de dilatância
Rigidez	E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade secante do ensaio triaxial drenado para 50% da tensão desviatória na rotura q_f e para a tensão de referência $p_{ref} = 100$ kPa.
	E_{oed}^{ref}	Módulo de deformabilidade tangente de referência no ensaio edométrico.
	E_{ur}^{ref}	Módulo de deformabilidade de referência de descarga-recarga.
	m	Potência que relaciona o nível de tensão e a deformabilidade do solo.
Outros	ν_{ur}	Coeficiente de Poisson de carga-descarga e cujo valor mais usual e aplicado por defeito é igual a 0,2.
	p^{ref}	Tensão de referência (valor padrão igual a 100 kPa).
	K_0^{nc}	Coeficiente de impulso em repouso, com o valor padrão obtido pela equação de Jaky.

R_f	Coefficiente que caracteriza a relação hiperbólica entre a tensão desviatória e a extensão, cujo valor por defeito é considerado igual a 0,9.
-------	---

2.6 Análise Comparativa

Com o objetivo de comparar a resposta dos dois modelos constitutivos atrás apresentados a carregamentos diversos, simularam-se numericamente ensaios com diferentes trajetórias de tensão.

O modelo numérico empregue foi o que no capítulo seguinte está descrito e para os parâmetros do *Hardening Soil Model* foram utilizados os valores considerados, também no capítulo seguinte, como típicos de uma “areia corrente”, excetuando o valor do ângulo de dilatância que foi considerado igual a 20°. No que concerne aos parâmetros de Mohr-Coulomb, os valores da coesão e do ângulo de resistência ao corte foram tomados iguais aos do *Hardening Soil Model*, enquanto os três restantes – módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson e ângulo de dilatância – foram estabelecidos de forma que as curvas das simulações numéricas do ensaio triaxial de compressão com aumento da tensão média obtidas com os dois modelos constitutivos fossem o mais próximo possível.

As curvas obtidas estão representadas na Figura 2.16 e a sua observação permite confirmar que em termos de deformação volumétrica as respostas obtidas são praticamente coincidentes, enquanto em termos da curva tensão de desvio *versus* deformação axial o módulo de deformabilidade escolhido subestima a rigidez para níveis de deformação mais baixos e sobrestima-a para os níveis mais elevados.

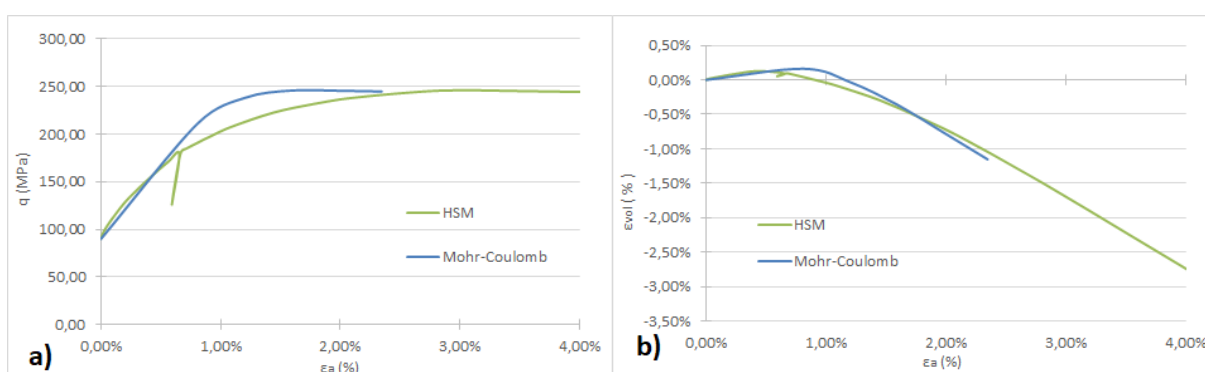


Figura 2.16 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

Nas figuras 2.17, 2.18, 2.19, 2.20 e 2.21 comparam-se os resultados obtidos nas simulações numéricas com os dois modelos de ensaios com outras trajetórias de tensão, partindo sempre do mesmo estado de tensão inicial.

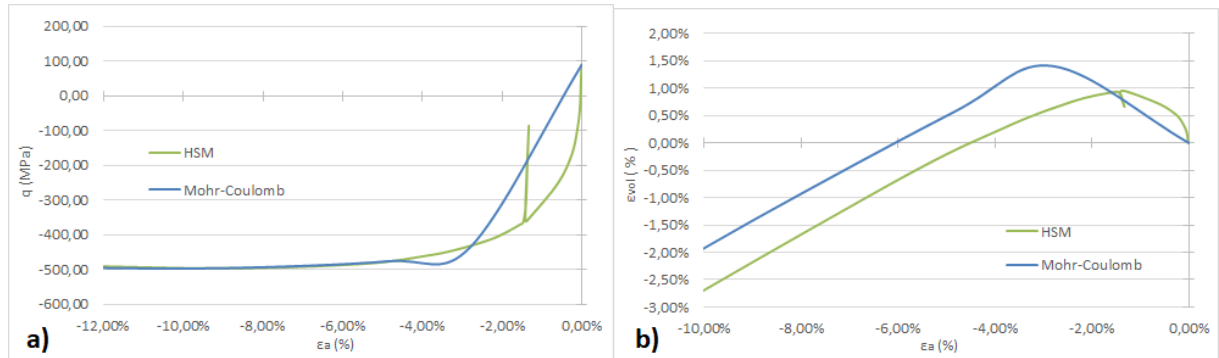


Figura 2.17 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de extensão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

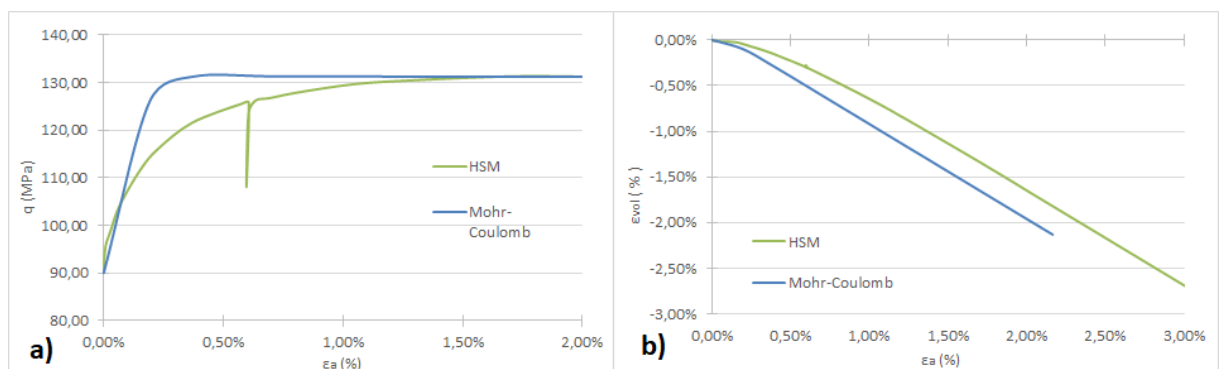


Figura 2.18 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão com diminuição de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

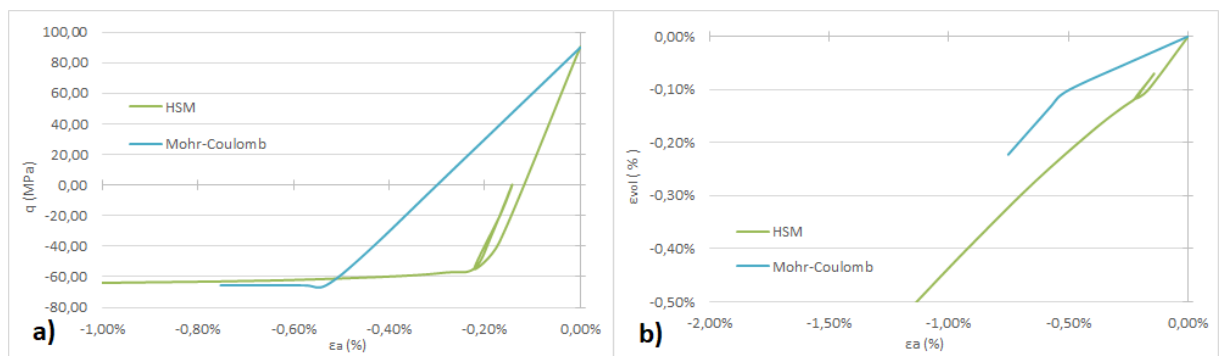


Figura 2.19 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de extensão com diminuição de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

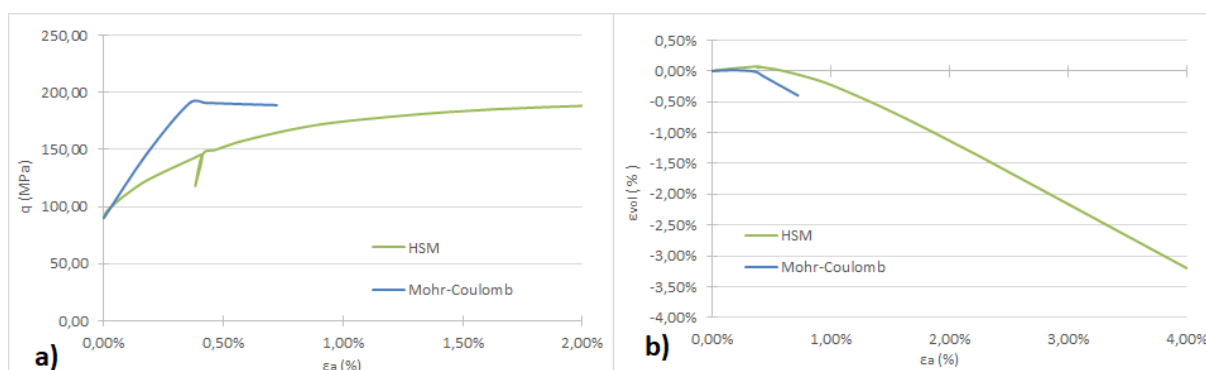


Figura 2.20 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão com tensão média constante: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

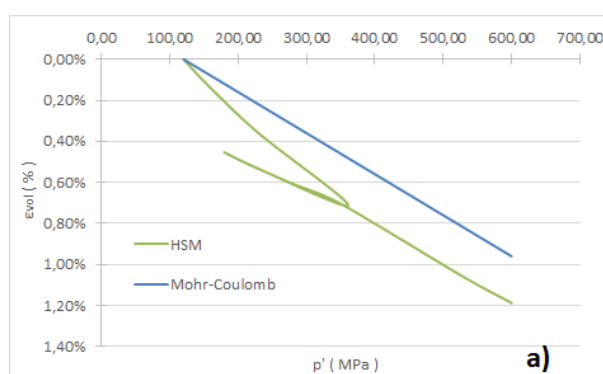


Figura 2.21 – Efeito do modelo constitutivo nos resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial de compressão isotrópica: a) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$;

A observação das figuras anteriores permite constatar que, ao contrário do que acontece com o ensaio triaxial de compressão com aumento da tensão média, a concordância obtida está longe de ser satisfatória. As diferenças verificam-se para todas as trajetórias, podendo-se apontar algumas razões para que tal aconteça:

- Nos ensaios triaxiais de extensão a razão que justifica que a resposta obtida com o modelo de Mohr-Coulomb seja muito menos rígida resulta do facto de, em grande parte desses ensaios, o estado de tensão evoluir no interior das superfícies de cedência, sendo, conseqüentemente, a deformação controlada pelo módulo de descarga-recarga que é substancialmente maior que o de carga, com base no qual foi definido o módulo de deformabilidade empregue no modelo de Mohr-Coulomb;
- A situação inversa que se deteta nos ensaios triaxiais de compressão com tensão média constante e diminuição da tensão média – rigidez mais elevada com o modelo de Mohr-Coulomb – deverá ser justificada pelo módulo de deformabilidade não depender da

tensão principal mínima, que vai diminuindo no decorrer dos ensaios, situação que é tida em conta no *Hardening Soil Model*;

- A deformação volumétrica mais pequena induzida pelo incremento da tensão isotrópica no modelo de Mohr-Coulomb estará relacionada com o facto de no *Hardening Soil Model* esse tipo de carregamento induzir desde o princípio deformações plásticas, que não conseguem ser aproximadas com o módulo de deformabilidade empregue no modelo de Mohr-Coulomb.

3 ESTUDO PARAMÉTRICO

3.1 Introdução

Uma vez que um solo apresenta um comportamento altamente inelástico e, muitas vezes anisotrópico, um dos fatores que controla a sua resposta é a trajetória de tensões experimentada sob ação do carregamento de estruturas que sobre ele ou no seu interior são construídas.

Na grande maioria dos problemas a trajetória de tensões sofrida por qualquer elemento do solo durante a construção depende da sua localização e, em muitos casos até, das particularidades do próprio processo construtivo.

No caso de um maciço, por exemplo, sobre o qual se constrói um aterro, como a Figura 3.1 bem evidencia, na zona do maciço localizada mais perto do eixo de simetria a construção determina trajetórias de compressão com aumento da tensão média, enquanto na zona mais afastada, em pontos situados para o exterior da vertical que limita a área carregada, a trajetória de tensões seguida é de extensão, ainda com aumento da tensão média. Em ambas as zonas a direção das tensões principais se tende a manter. Em zona intermédia, as tensões principais tendem a rodar, sendo a rotura atingida por corte simples.

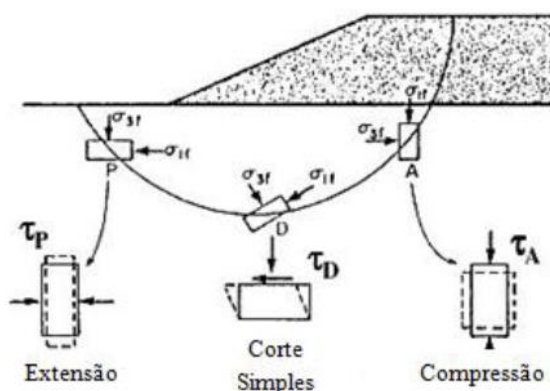


Figura 3.1 – Trajetórias de tensões originadas num maciço pela construção de um aterro (Venda de Oliveira, 2010).

Um outro exemplo interessante, ilustrado na Figura 3.2, respeita a estruturas de suporte de escavações. Nos pontos do maciço situados na zona suportada, a escavação produz uma redução das tensões horizontais, mantendo-se sensivelmente constante as tensões verticais, ou seja as trajetórias de tensões são de compressão com aumento da tensão de corte e diminuição da tensão média. Já nos pontos localizados na base da escavação, as trajetórias de tensões são agora de extensão, caracterizadas por uma diminuição da tensão vertical e um aumento da tensão horizontal, tendendo inicialmente as tensões de corte a diminuir e havendo rotação na direção das tensões principais.

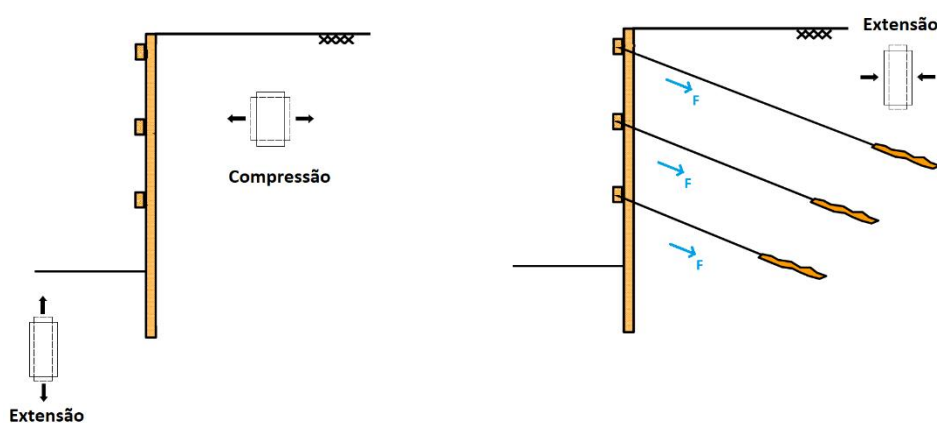


Figura 3.2 – Trajetórias de tensões originadas num maciço pela construção de uma estrutura de suporte de escavação.

No último exemplo mostrado, é importante referir que, no caso de os elementos de suporte da cortina de contenção (escoras ou ancoragens) serem pré-esforçados, os pontos localizados na zona suportada experimentam trajetórias de tensões diferentes nas fases de escavação e de aplicação do pré-esforço. Nestas últimas, ao contrário do que acontece nas primeiras, as trajetórias são de extensão com diminuição da tensão de corte e aumento da tensão média.

De acordo com o exposto anteriormente, um modelo constitutivo com a pretensão de reproduzir as principais características do comportamento mecânico de um solo quando solicitado por uma obra nele construída deve ser capaz de simular convenientemente a sua resposta para as diversas trajetórias de tensões. Nessa simulação, os parâmetros do modelo que mais condicionam a resposta não devem ser os mesmos para todas as trajetórias de tensões.

O objetivo deste capítulo é o de exatamente averiguar qual(is) o(s) parâmetro(s) do *Hardening Soil Model* que maior influência têm na resposta do maciço às diversas trajetórias de tensões.

Para a prossecução deste objetivo, uma análise comparada dos efeitos resultantes da variação dos parâmetros do modelo nos resultados da simulação de diferentes ensaios foi efetuada.

Para tal começou-se por estabelecer os parâmetros do modelo típicos de uma “areia corrente” e depois simular-se ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensão e, ainda, um ensaio de compressão isotrópica. Para cada tipo de ensaio vários cálculos foram realizados, diferindo um dos outros nos valores dos parâmetros adotados.

3.2 Metodologia de Análise

No Quadro 3.1 inclui-se os valores de base dos parâmetros do modelo constitutivo, considerados representativos de uma “areia corrente”, adotados no estudo paramétrico efetuado, bem como o intervalo de variação considerado para cinco deles: E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} , Ψ e ϕ' .

Para cada tipo de ensaio, onde um ciclo de descarga-recarga foi sempre introduzido, foram executados 11 cálculos numéricos. Um cálculo de referência com os valores de base dos parâmetros e outros 10 cujas alterações em relação ao cálculo de referência se resumem ao valor de cada um dos cinco parâmetros acima referidos.

Quadro 3.1 – Parâmetros de base do HSM utilizados nos ensaios de base e respetivo intervalo de variação

		Valor Base	Intervalo de Variação
Resistência	c'	0 MPa	0 MPa
	ϕ'	35°	25 – 45°
	Ψ	0°	0 – 35°
Rigidez	E_{50}^{ref}	30 MPa	20 – 40 MPa
	E_{oed}^{ref}	30 MPa	20 – 40 MPa
	E_{ur}^{ref}	90 MPa	65 - 115 MPa
	m	0,5	0,5
Outros	ν_{ur}	0,2	0,2
	p^{ref}	100 kPa	100 kPa
	K_0^{nc}	0,5	0,5
	R_f	0,9	0,9

Nas diversas análises numéricas foram utilizados modelos axissimétricos, que consideram um eixo de simetria axial e assumem serem idênticos os estados de tensão e deformação em qualquer secção radial.

Conforme ilustra a Figura 3.3, o domínio analisado corresponde a 1/4 do provete de solo, estando os deslocamentos constrangidos nas direções perpendiculares aos dois planos de simetria (vertical e horizontal). Como a mesma figura também mostra, a malha utilizada contempla dois elementos triangulares de 15 pontos nodais.

Em todas as análises efetuadas iniciou-se por definir um estado de tensão inicial, caracterizado por uma tensão horizontal de 90 kPa e uma tensão vertical de 180 kPa, alterando-se de seguida os valores das tensões na parte superior (A) e/ou na parte lateral (B) da malha de acordo com o tipo de ensaio simulado.

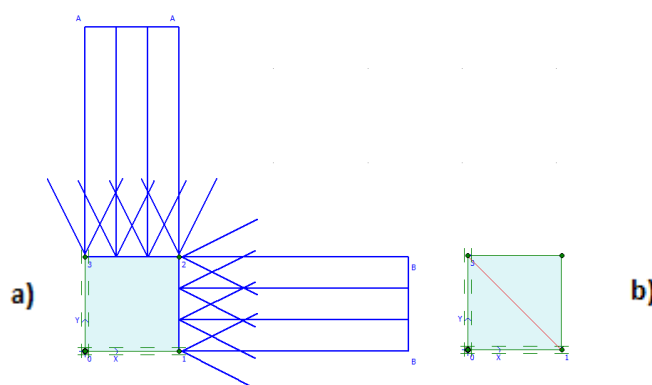


Figura 3.3 – a) Domínio analisado, condições limites e cargas aplicadas; b) Malha de elementos finitos

A fim de aproximar o modelo do ensaio triaxial da realidade foram restringidos os movimentos verticais na base (eixo X) e os movimentos horizontais no eixo de simetria (eixo Y). Na base não foram restringidos os movimentos horizontais de forma a que as suas laterais expandam uniformemente, evitando assim o “embarrigamento” que normalmente se dá nos ensaios triaxiais reais.

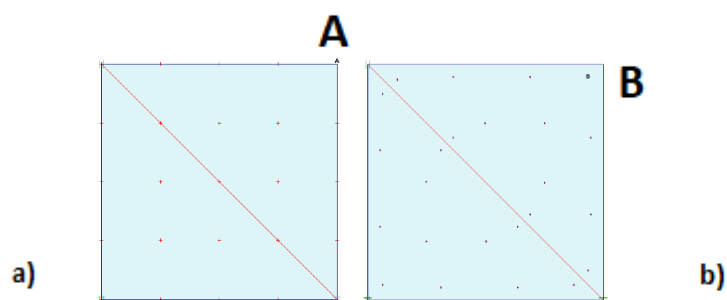


Figura 3.4 – Ponto selecionado para as curvas: a) carga-deslocamento ; b) tensão;

Para se conhecer a evolução das tensões, da deformação axial e da deformação volumétrica foram selecionados dois pontos gaussianos na malha, pontos A e B da figura 3.4. Esses mesmos pontos foram escolhidos de modo a situarem-se o mais próximos possível das extremidades cujo movimento não está restringido com o objetivo de obter resultados máximos a nível de deslocamentos.

Foram de 6 tipos os ensaios simulados, sendo identificadas na Figura 3.5 as trajetórias de tensões correspondentes a cada um deles.

- – Ensaio Triaxial de Compressão com aumento da tensão média;
- – Ensaio Triaxial de Extensão com aumento da tensão média;
- – Ensaio Triaxial de Compressão com diminuição da tensão média;
- – Ensaio Triaxial de Extensão com diminuição da tensão média;
- – Ensaio Triaxial de Compressão com tensão média constante;
- – Ensaio de Compressão Isotrópica;

Nos ensaios dos tipos (1) e (4) nas várias fases de cálculo alterou-se os valores da tensão aplicada na parte superior da malha (tensão axial), enquanto nos ensaios dos tipos (2) e (3) foram os valores da tensão aplicada na face lateral da malha (tensão radial) os alterados. Nos dois outros tipos de ensaios (5) e (6) os valores das duas tensões sofreram alteração. No primeiro, o acréscimo da tensão axial foi igual á diminuição da tensão radial, enquanto no segundo, ambas as tensões foram incrementadas de igual valor.

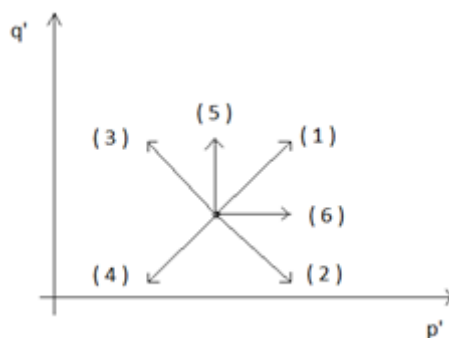


Figura 3.5 – Trajetórias de tensões correspondentes aos ensaios simulados.

3.3 Parâmetro E_{50}^{ref}

Como já foi dito anteriormente o parâmetro E_{50}^{ref} corresponde ao módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura, definido para uma dada tensão de referência. Controlando este parâmetro a expansão da primeira das duas superfícies de cedência do modelo, o seu valor determinará as deformações plásticas devidas a carregamentos desviatórios.

Nas figuras seguintes (Fig. 3.6, Fig. 3.7, Fig. 3.8, Fig. 3.9, Fig. 3.9 e Fig. 3.10) representa-se os resultados decorrentes dos vários cálculos realizados simulando os diversos ensaios com trajetórias de tensões diferentes e adotando valores distintos para o parâmetro E_{50}^{ref} .

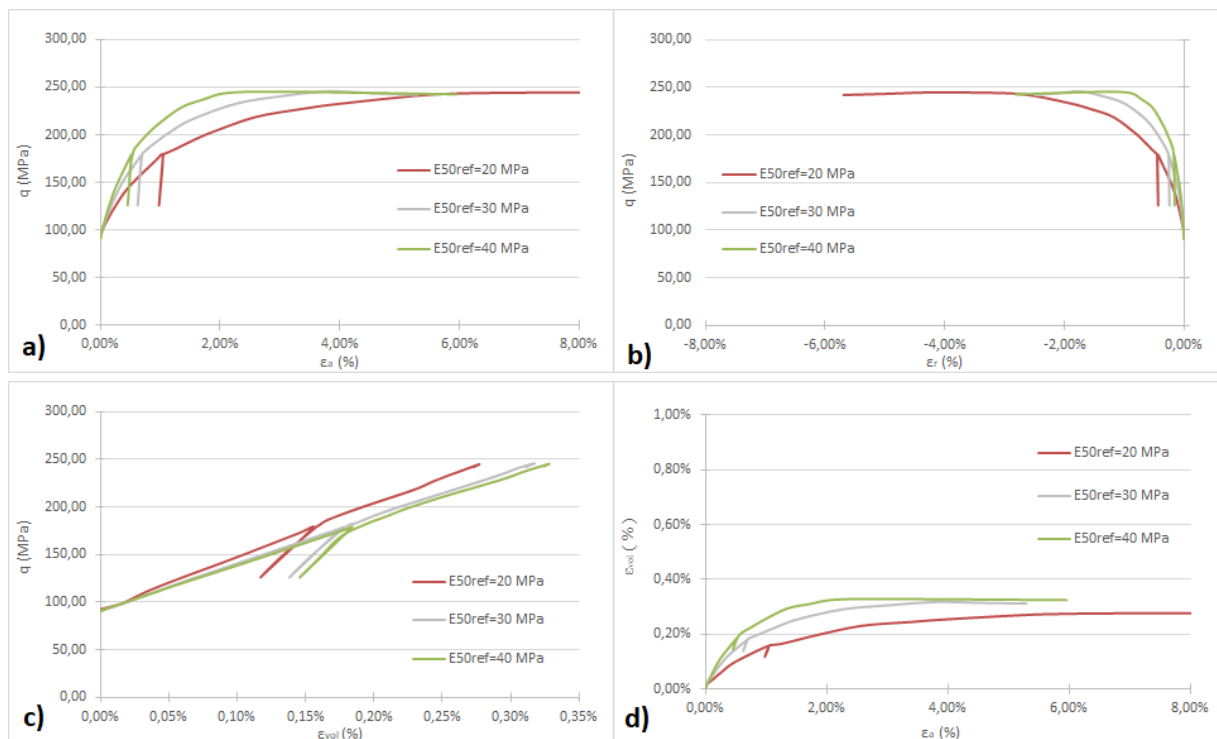


Figura 3.6 – Influência do parâmetro E_{50}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

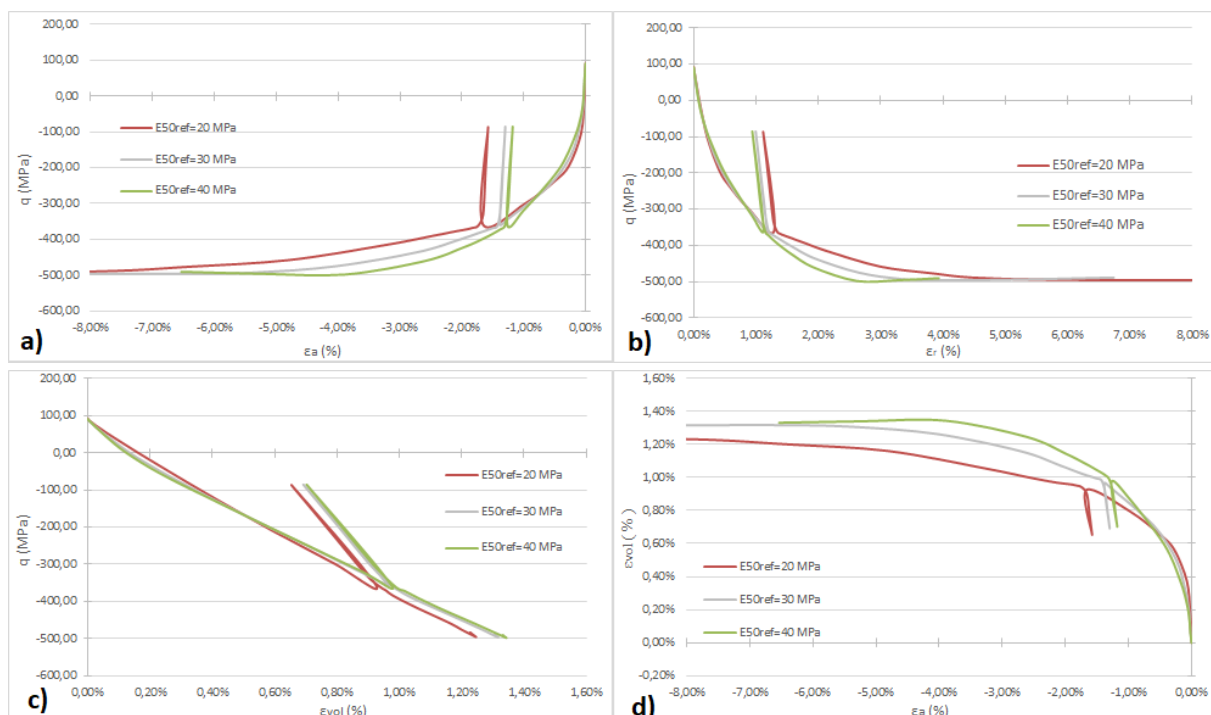


Figura 3.7 – Influência do parâmetro E_{50}^{ref} em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

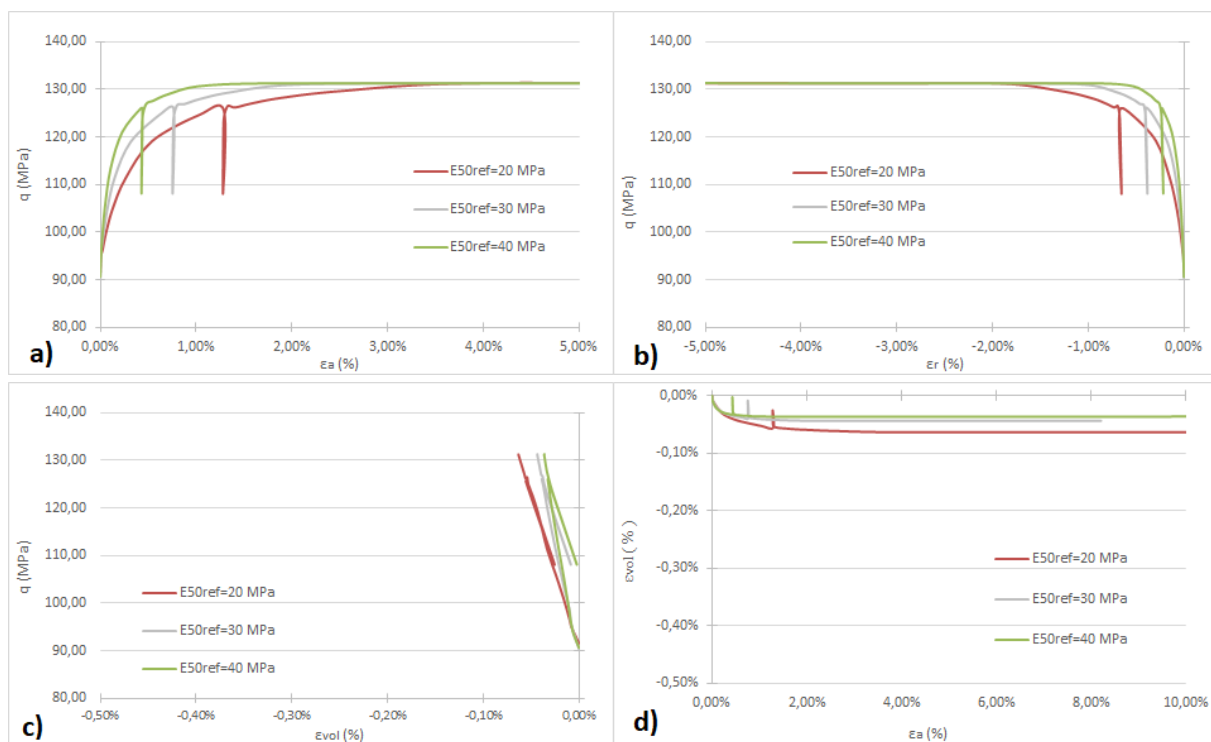


Figura 3.8 – Influência do parâmetro E_{50}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

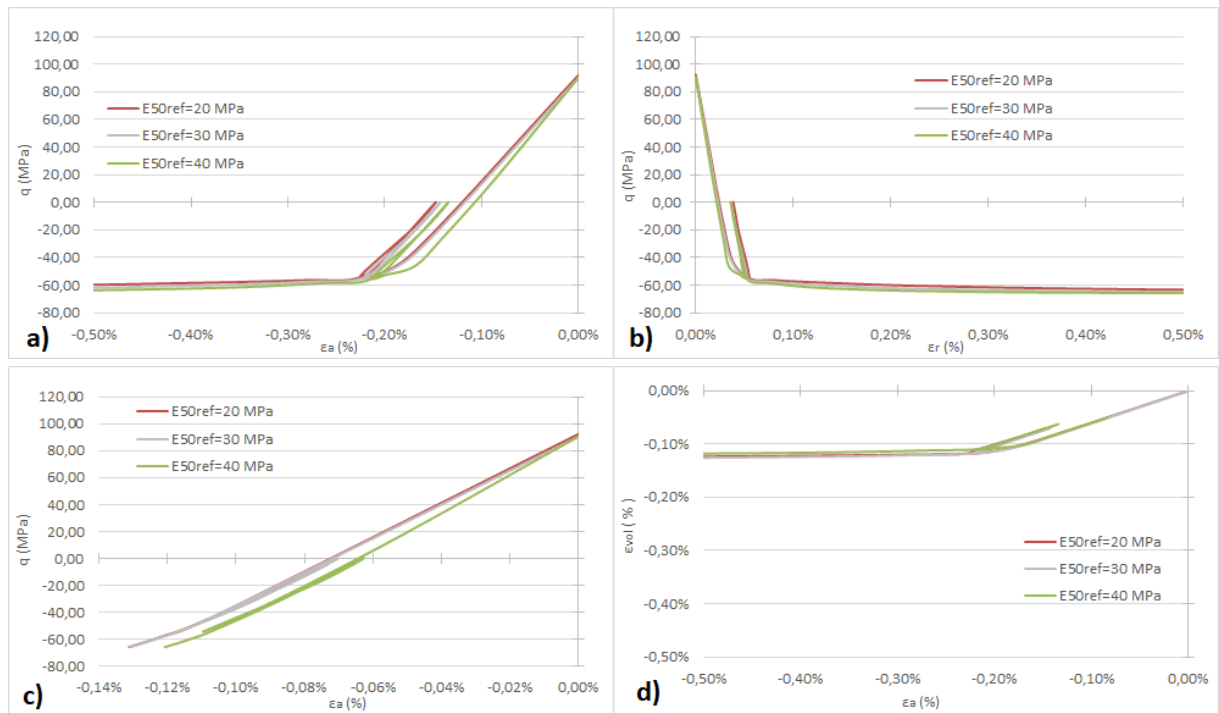


Figura 3.9 – Influência do parâmetro E_{50}^{ref} em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

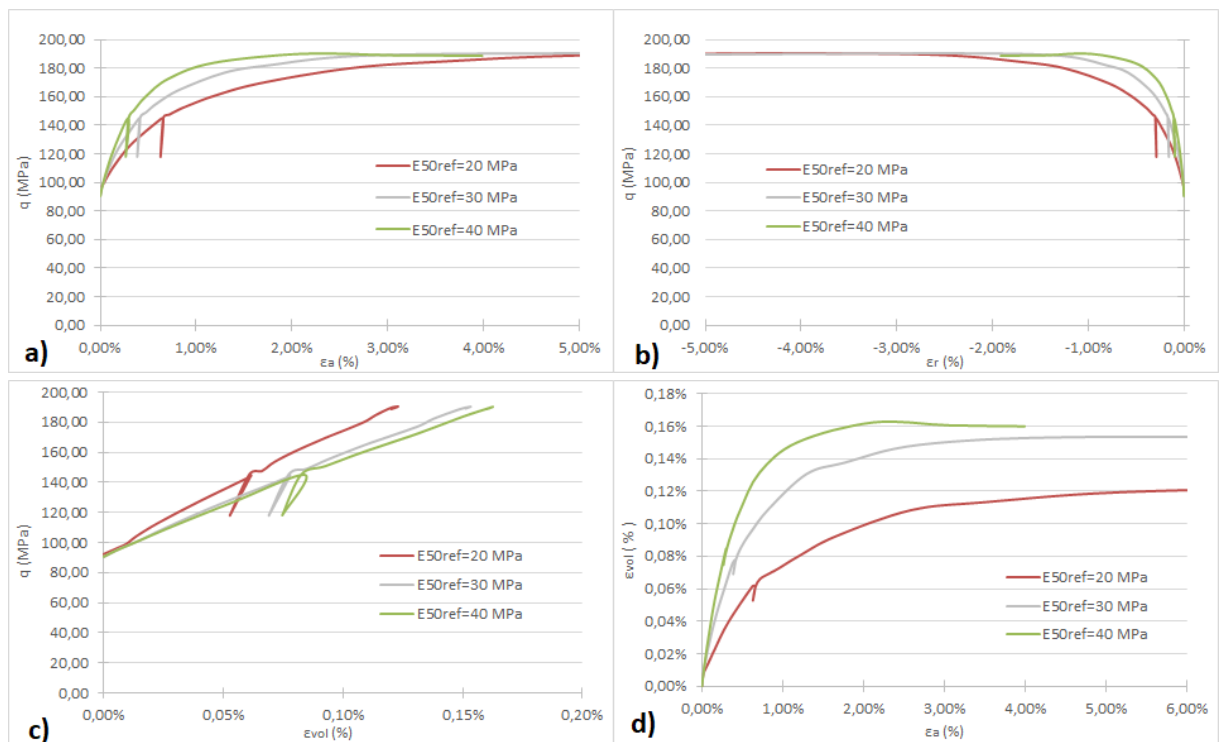


Figura 3.10 – Influência do parâmetro E_{50}^{ref} em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

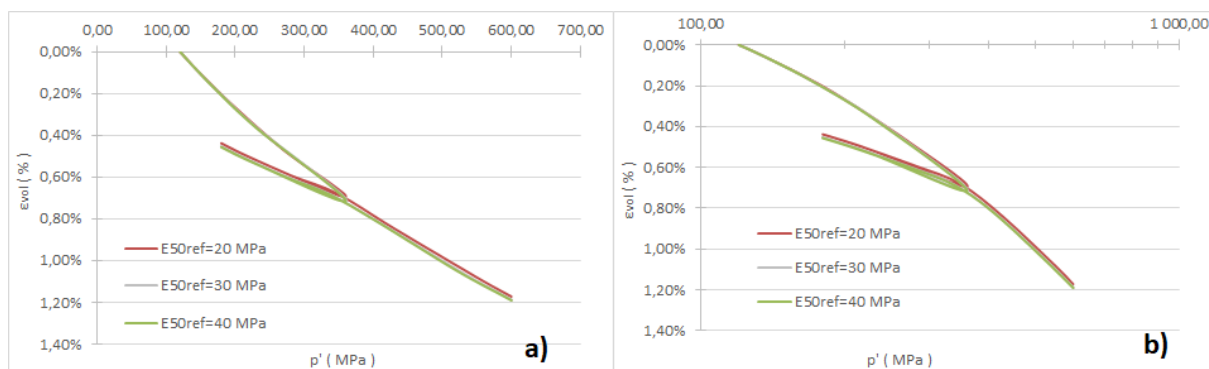


Figura 3.11 – Influência do parâmetro E_{50}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica

Do exame das figuras pode concluir-se que:

- Em todos os 3 ensaios triaxiais de compressão, com aumento, diminuição ou tensão média constante, o facto de a tensão de desvio crescer desde o início do carregamento, ativando, conseqüentemente, a respetiva superfície de cedência, faz com que as deformações axiais e radiais sejam, desde logo, tanto maiores quanto mais pequeno é o valor de E_{50}^{ref} ;
- Situação diferente acontece nos dois ensaios de extensão que foram simulados, já que as curvas que relacionam a tensão de desvio com as deformações, quer as axiais, quer as radiais, são praticamente coincidentes no início do carregamento, em consequência do facto de aquela tensão começar por diminuir não sendo ativada a respetiva superfície de cedência, pelo que o comportamento é controlado pelo módulo de deformabilidade carga-descarga, igual em todas as simulações;
- Uma vez a superfície de cedência ativada, a rigidez diminui, passando a ser as deformações axiais e radiais tanto maiores quanto mais pequeno for o valor de E_{50}^{ref} ;
- Nos ensaios de extensão com diminuição da tensão média, esta variação de rigidez com o valor de E_{50}^{ref} não se chega a constatar, uma vez que a superfície de cedência é atingida para níveis de tensão muito baixos, estando ela já muito próxima da superfície de rotura;
- Em todos os ensaios triaxiais, a variação do valor de E_{50}^{ref} não acarreta variações significativas nas deformações volumétricas, embora se constate que, uma vez acionada a superfície de cedência associada às tensões de desvio, as compressões tendem a diminuir com o valor daquele parâmetro
- Nos ensaios de compressão isotrópica, o facto de a tensão de desvio ser constante origina que o comportamento do solo seja independente do valor de E_{50}^{ref} , pelo que as curvas obtidas nos três ensaios, relacionando a tensão aplicada com a deformação volumétrica, são todas praticamente coincidentes.

3.4 Parâmetro E_{oed}^{ref}

O parâmetro E_{oed}^{ref} representa o módulo de deformabilidade volumétrica do solo, podendo ser obtido através de um ensaio edométrico. É ele o parâmetro que controla a evolução da superfície de cedência e as deformações plásticas associadas a carregamentos isotrópicos.

Nas figuras seguintes (Fig. 3.12, Fig. 3.13, Fig. 3.14, Fig. 3.15, Fig. 3.16 e Fig. 3.17) representa-se os resultados decorrentes dos vários cálculos realizados simulando os diversos ensaios com trajetórias de tensões diferentes e adotando valores distintos para o parâmetro E_{oed}^{ref} .

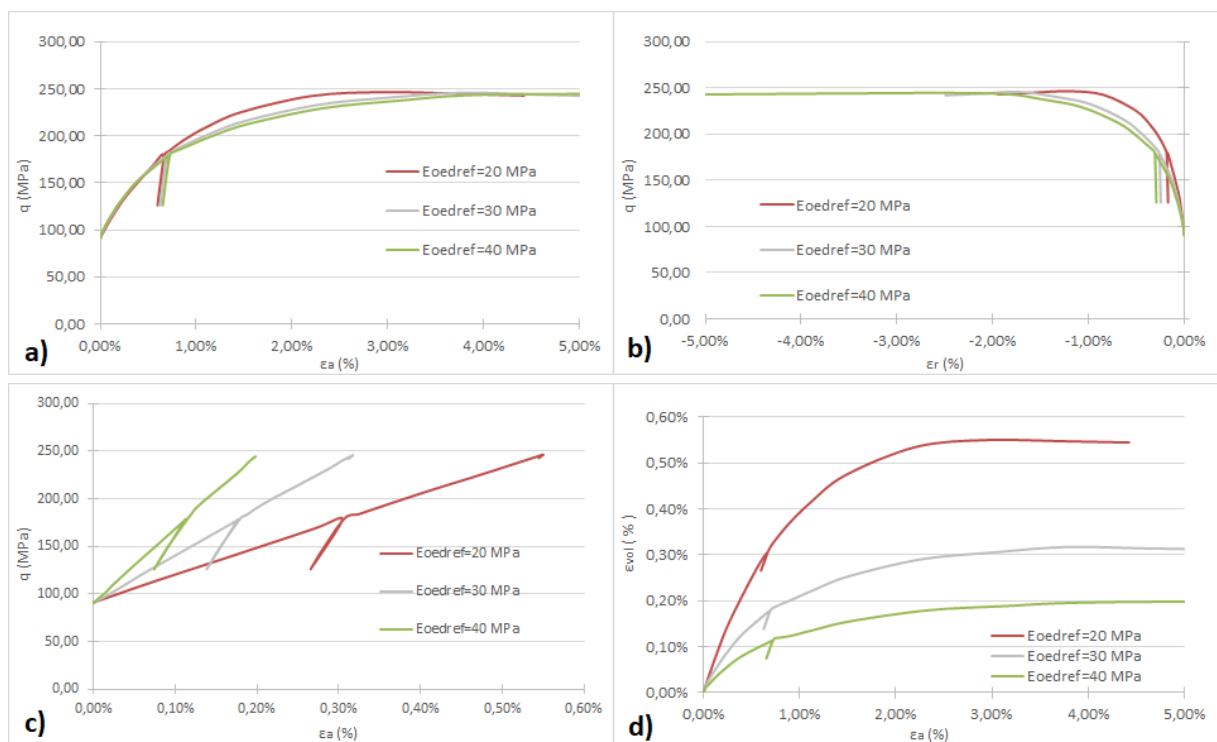


Figura 3.12 – Influência do parâmetro E_{oed}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

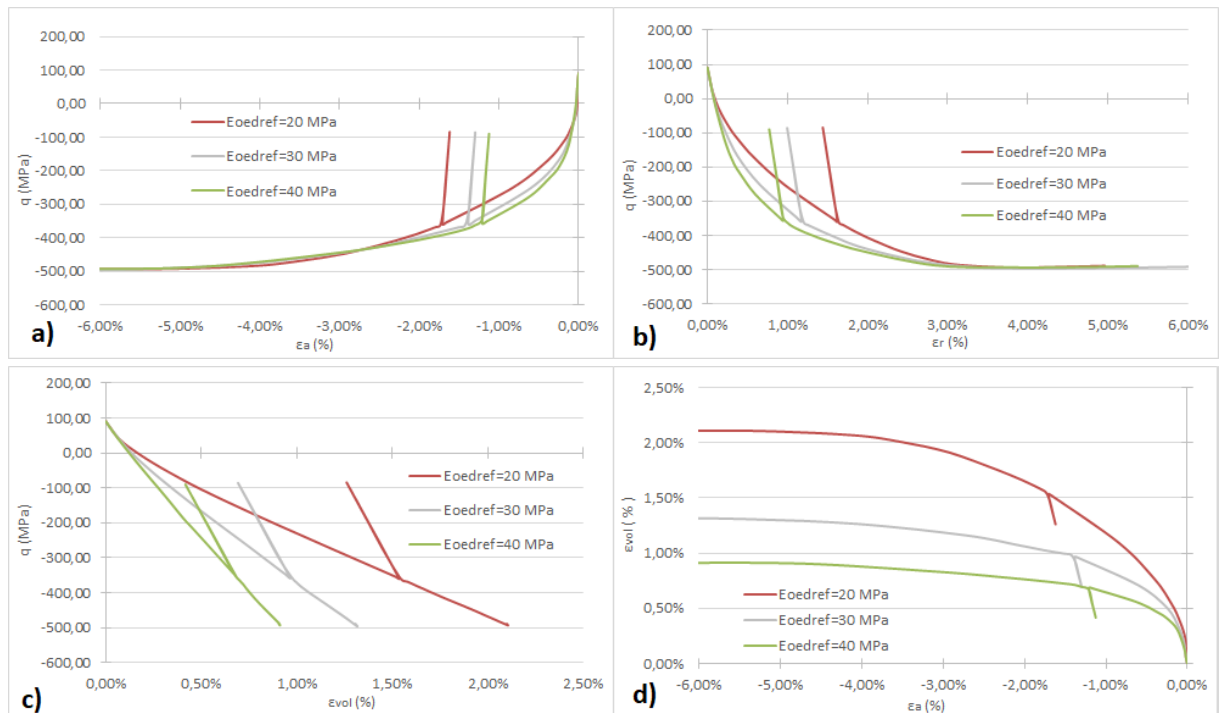


Figura 3.13 – Influência do parâmetro E_{oed}^{ref} em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

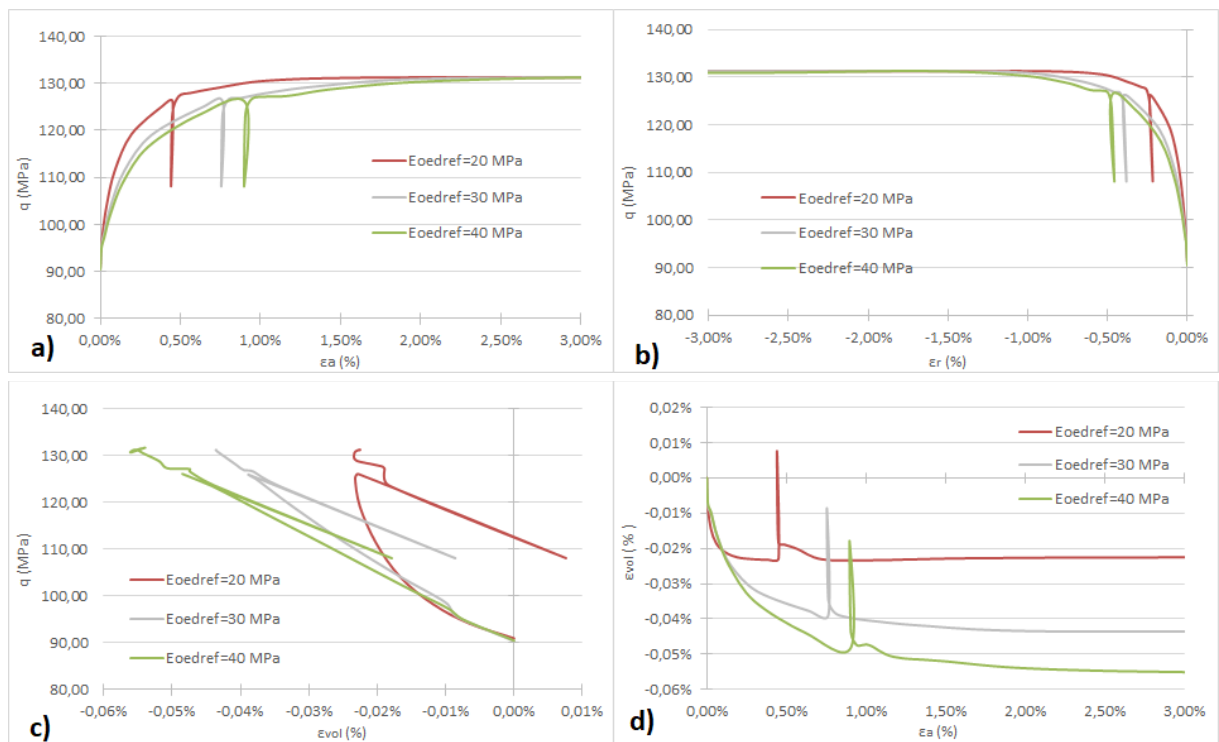


Figura 3.14 – Influência do parâmetro E_{oed}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

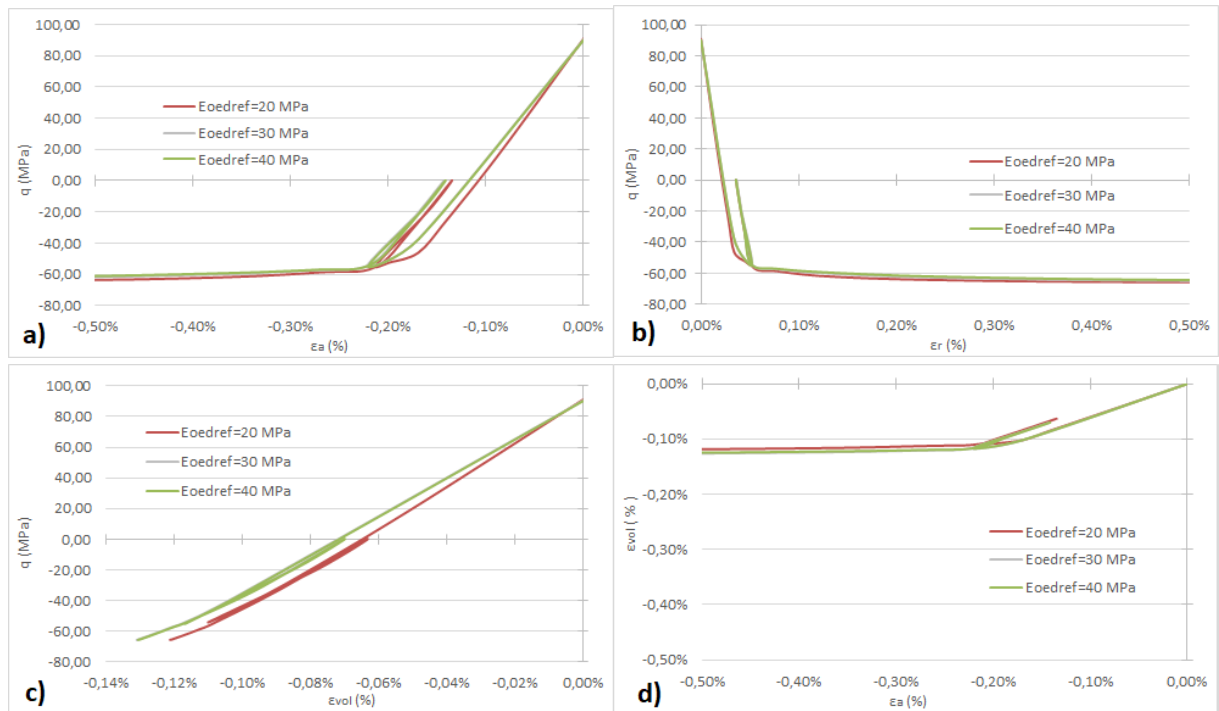


Figura 3.15 – Influência do parâmetro E_{oed}^{ref} em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

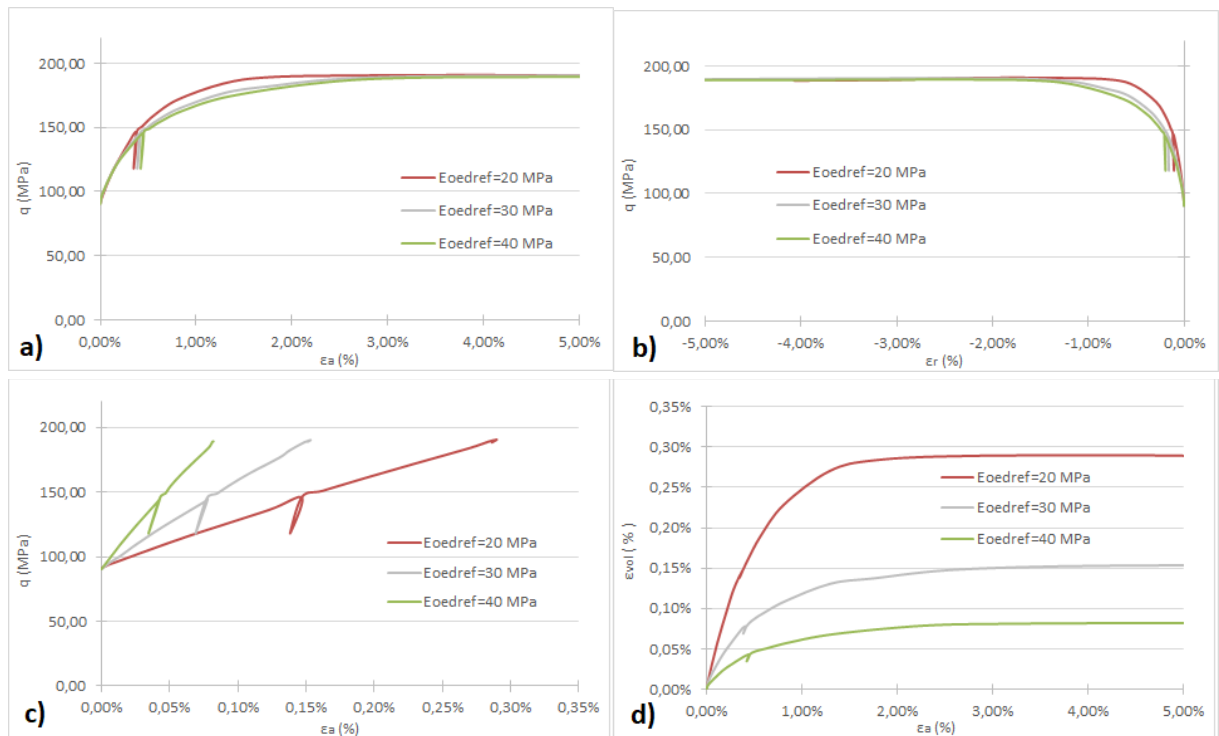


Figura 3.16 – Influência do parâmetro E_{oed}^{ref} em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

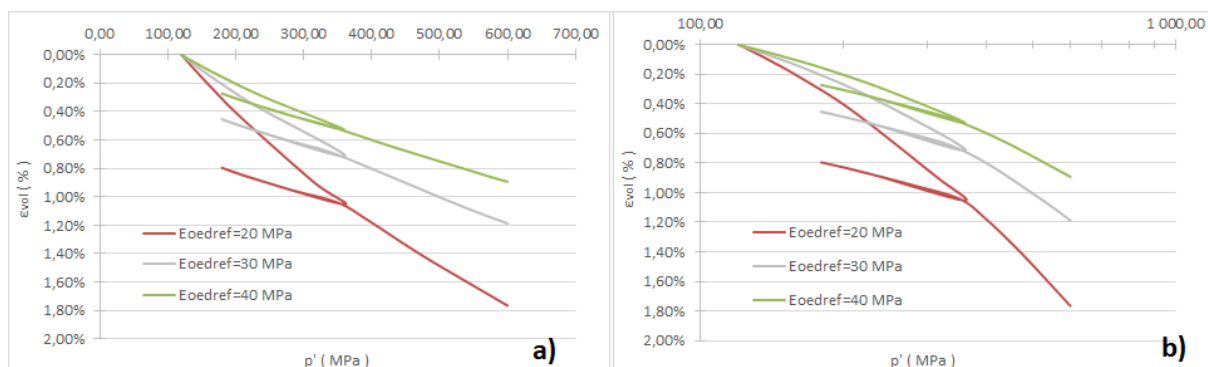


Figura 3.17 – Influência do parâmetro E_{oed}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;

Do exame das figuras pode concluir-se que:

- Como seria previsível o valor de E_{oed}^{ref} controla, principalmente, a magnitude das deformações volumétricas;
- Nos dois ensaios triaxiais com aumento da tensão média, um de compressão e outro de extensão, o facto de a tensão média crescer desde o início do carregamento, ativando, conseqüentemente, a superfície de cedência associada a carregamentos isotrópicos, faz com que as deformações volumétricas sejam, desde logo, tanto maiores quanto menor é o valor de E_{oed}^{ref} ;
- Também no ensaio triaxial de compressão com tensão média constante, embora em menor grau, também o valor de E_{oed}^{ref} afeta as deformações volumétricas, como consequência da superfície de cedência associada a carregamentos isotrópicos ainda ser ativada;
- Nos dois ensaios triaxiais com diminuição da tensão média, um de compressão e outro de extensão, o facto de a tensão média diminuir desde o início do carregamento, não ativando a superfície de cedência associada a carregamentos isotrópicos, faz com que o nível das deformações volumétricas seja baixo e praticamente independente do valor de E_{oed}^{ref} ;
- A variação do valor de E_{oed}^{ref} acarreta alterações de sinal diferente nas deformações axiais e radiais, consoante se trata de ensaios de compressão ou de extensão, verificando-se que nos primeiros quanto maior é o valor de E_{oed}^{ref} , maiores são os valores daquelas deformações;
- Nos ensaios de compressão isotrópica, naturalmente, o acréscimo do valor de E_{oed}^{ref} origina menores deformações volumétricas.

3.5 Parâmetro E_{ur}^{ref}

O parâmetro E_{ur}^{ref} representa o módulo de deformabilidade descarga-recarga, módulo que controla as deformações elásticas de um solo, isto é, a deformação que um solo tem a capacidade de reverter assim que cessa a atuação da tensão que originou essa mesma deformação.

Nas figuras seguintes (Fig. 3.18, Fig. 3.19, Fig. 3.20, Fig. 3.21, Fig. 3.22 e Fig. 3.23) representa-se os resultados decorrentes dos vários cálculos realizados simulando os diversos ensaios com trajetórias de tensões diferentes e adotando valores distintos para o parâmetro E_{ur}^{ref} .

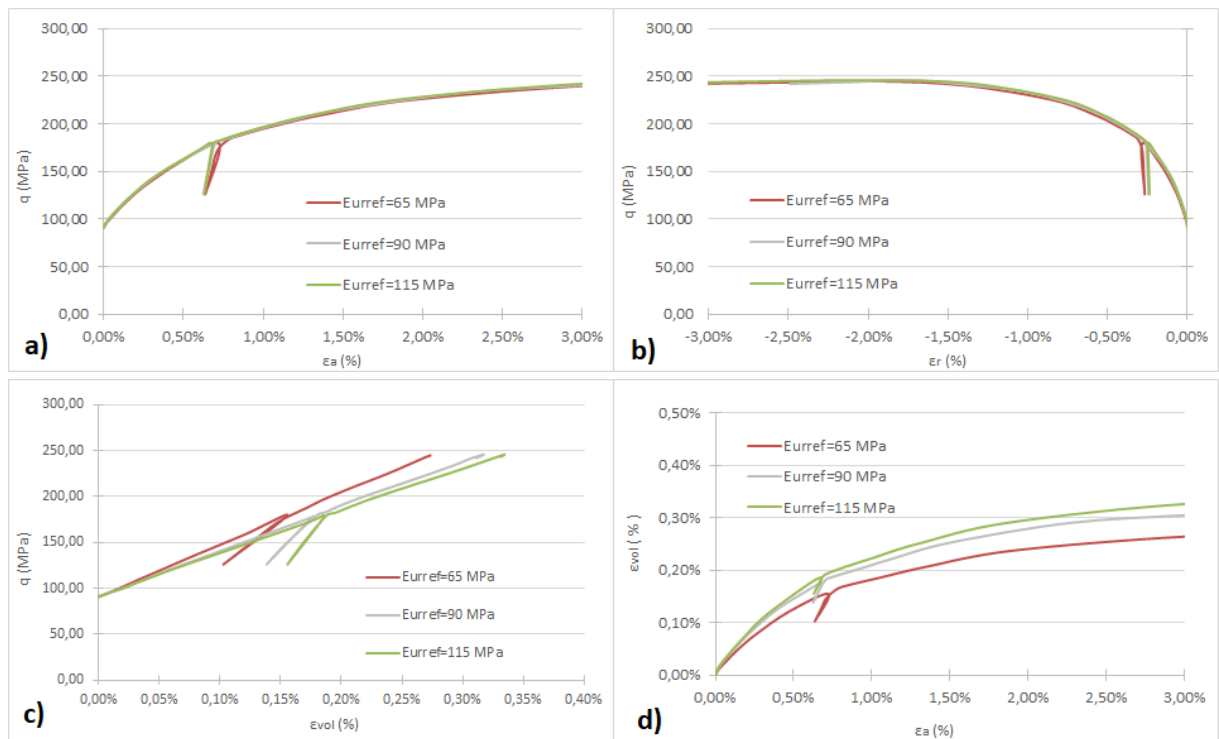


Figura 3.18 – Influência do parâmetro E_{ur}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

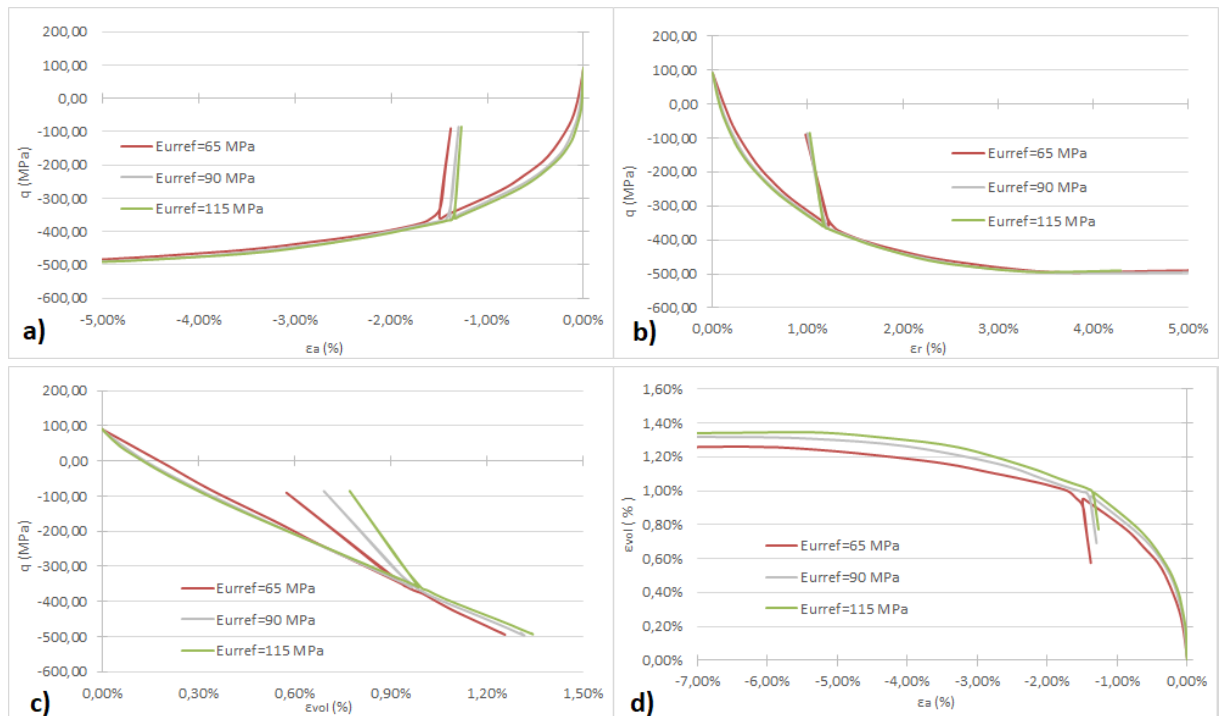


Figura 3.19 – Influência do parâmetro E_{ur}^{ref} em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

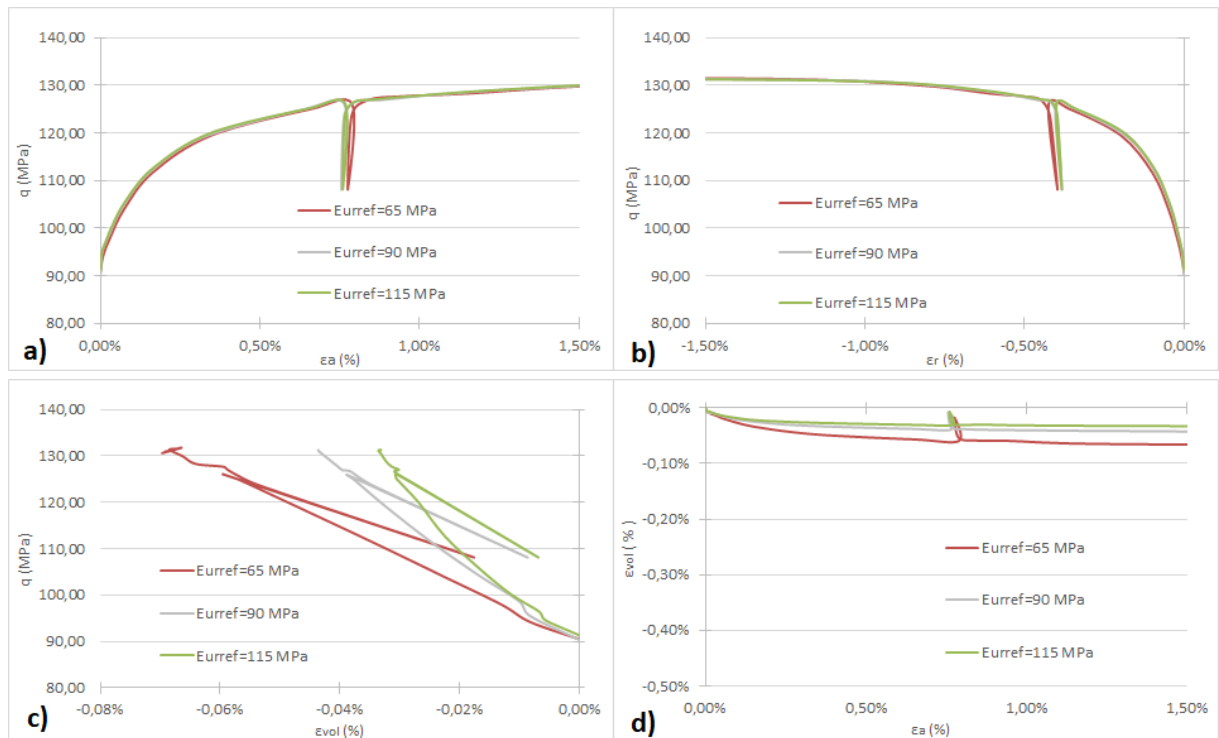


Figura 3.20 – Influência do parâmetro E_{ur}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

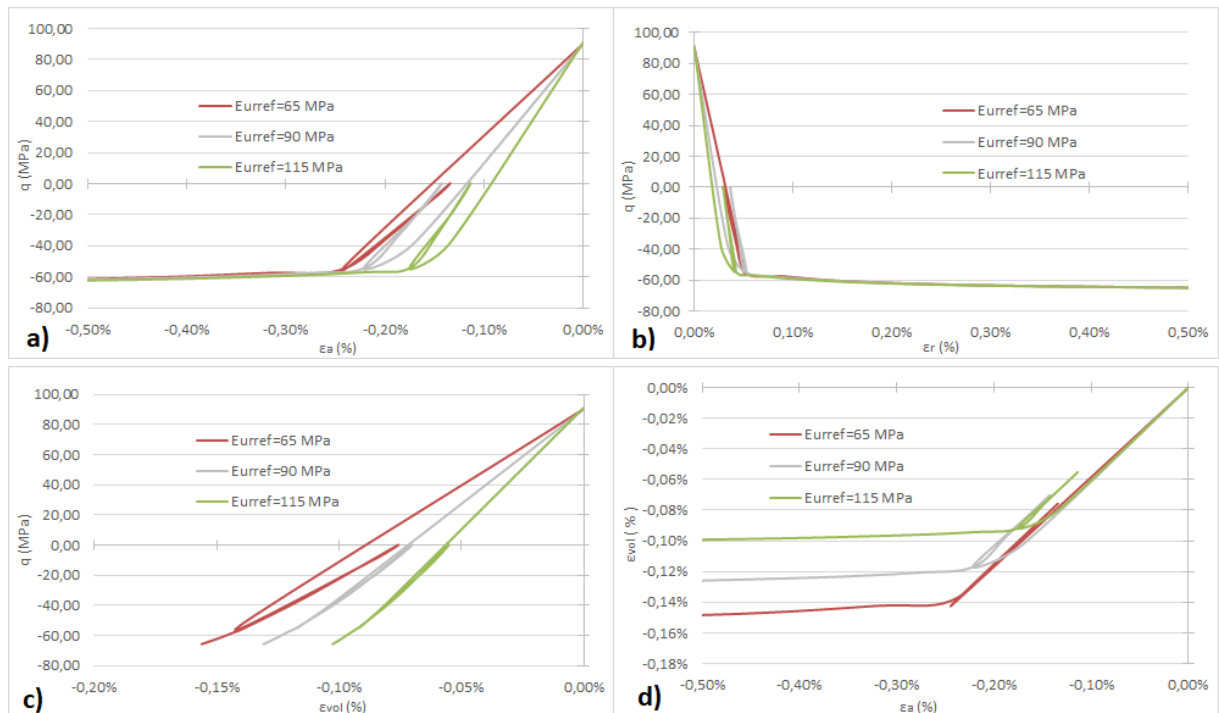


Figura 3.21 – Influência do parâmetro E_{ur}^{ref} em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

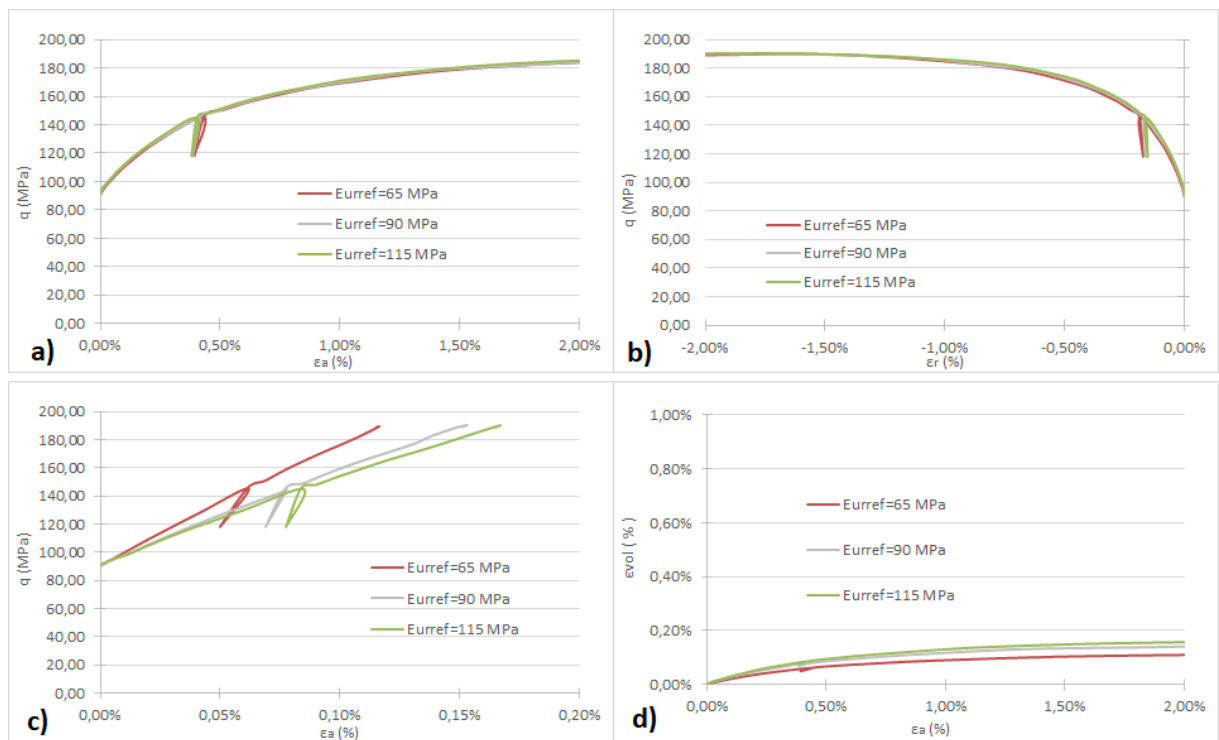


Figura 3.22 – Influência do parâmetro E_{ur}^{ref} em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

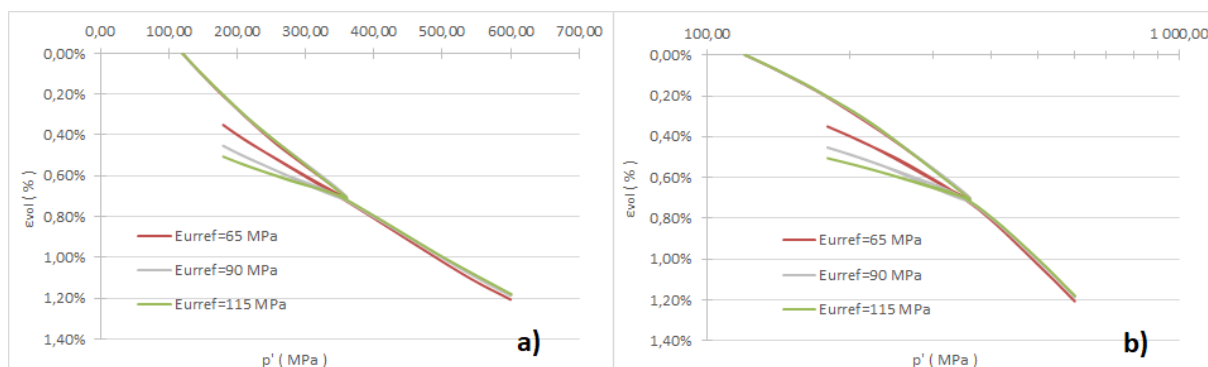


Figura 3.23 – Influência do parâmetro E_{ur}^{ref} em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;

Do exame das figuras pode concluir-se que:

- Sendo pequena a componente elástica da deformação relativamente às componentes plásticas, o parâmetro E_{ur}^{ref} , responsável pelas deformações elásticas, tem, no geral, uma influência relativamente pequena, pelo que a maioria das curvas obtidas nas diversas simulações não difere muito significativamente;
- As diferenças mais significativas acontecem, como se visualiza bem no ensaio de compressão isotrópica, nos ciclos de descarga-recarga, uma vez que o modelo admite que neles o comportamento é puramente elástico e, conseqüentemente, controlado pelo valor de E_{ur}^{ref} ;
- Diferenças também se verificam nos dois ensaios de extensão, sobretudo naquele com diminuição da tensão média, já que os declives iniciais das curvas que relacionam a tensão de desvio com as deformações axiais e radiais são tanto menores quanto menor é o valor de E_{ur}^{ref} , uma vez que, evoluindo o estado de tensão no interior das duas superfícies de cedência o comportamento inicial é puramente elástico, logo controlado pelo módulo de deformabilidade carga-descarga;

3.6 Parâmetro ϕ'

É o ângulo de resistência ao corte o parâmetro que controla a resistência do solo.

Nas figuras seguintes (Fig. 3.24, Fig. 3.25, Fig. 3.26, Fig. 3.27, Fig. 3.28 e Fig. 3.29) representam-se os resultados decorrentes dos vários cálculos realizados simulando os diversos ensaios com trajetórias de tensões diferentes e adotando valores distintos para o parâmetro ϕ' .

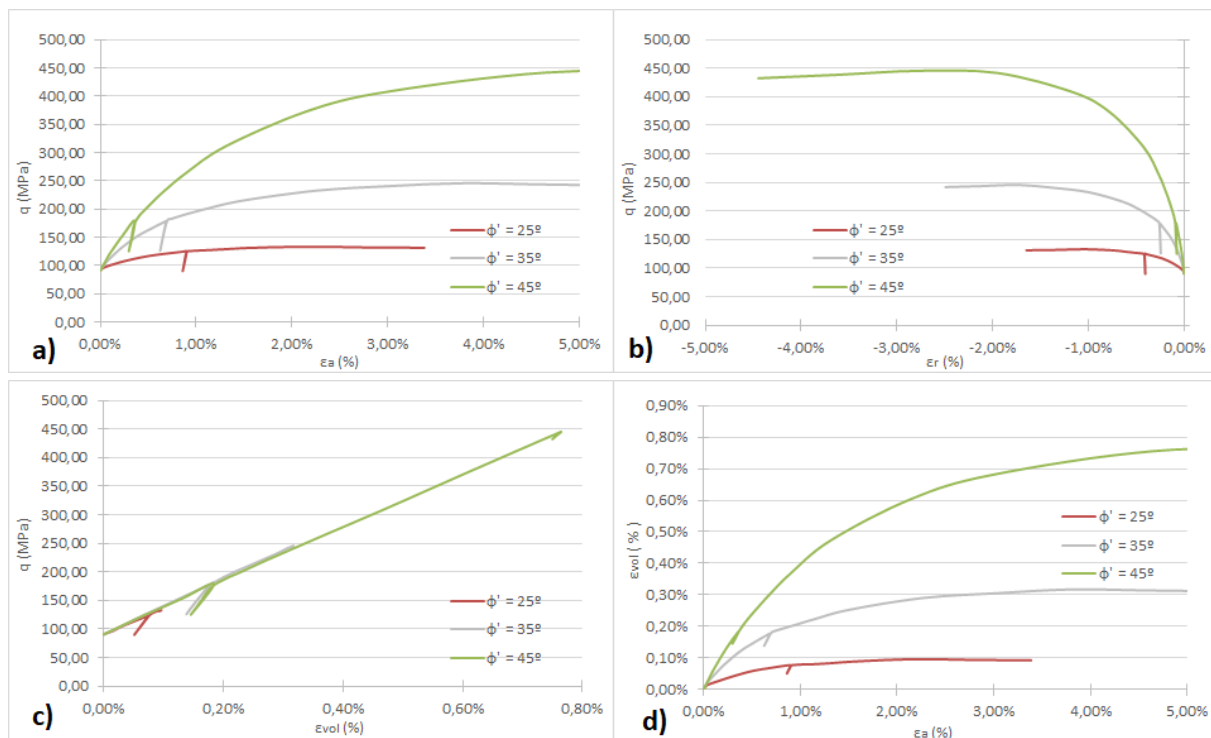


Figura 3.24 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

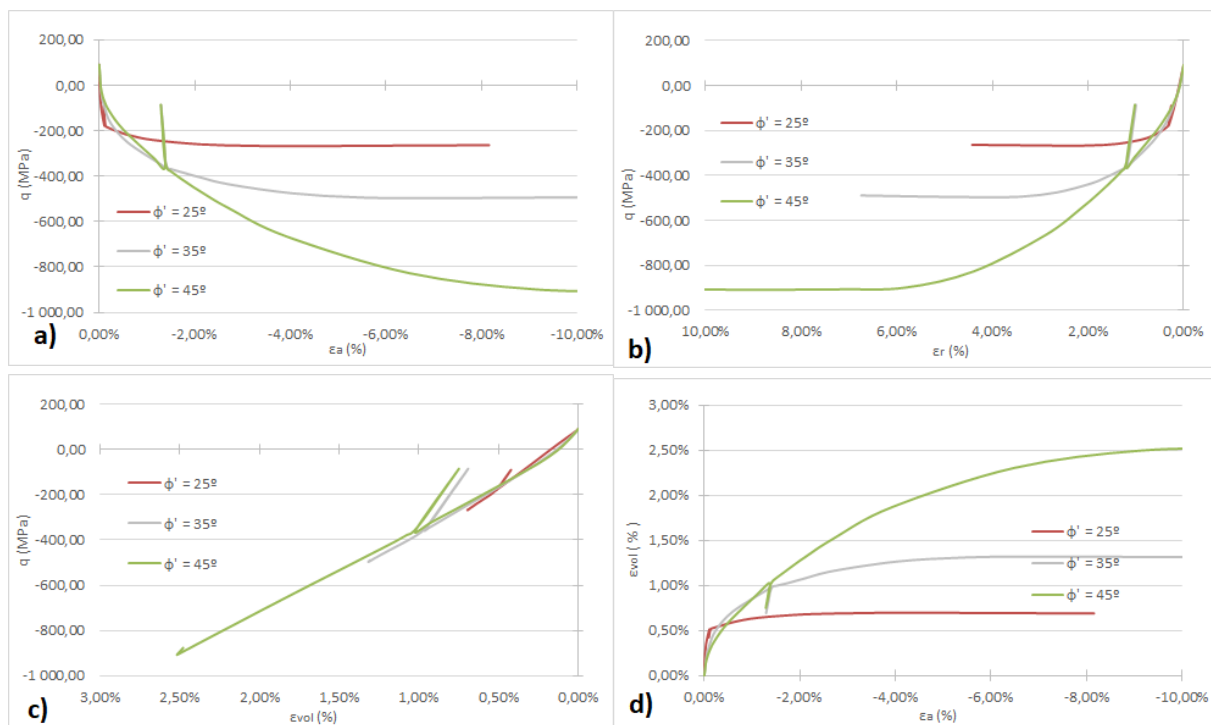


Figura 3.25 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

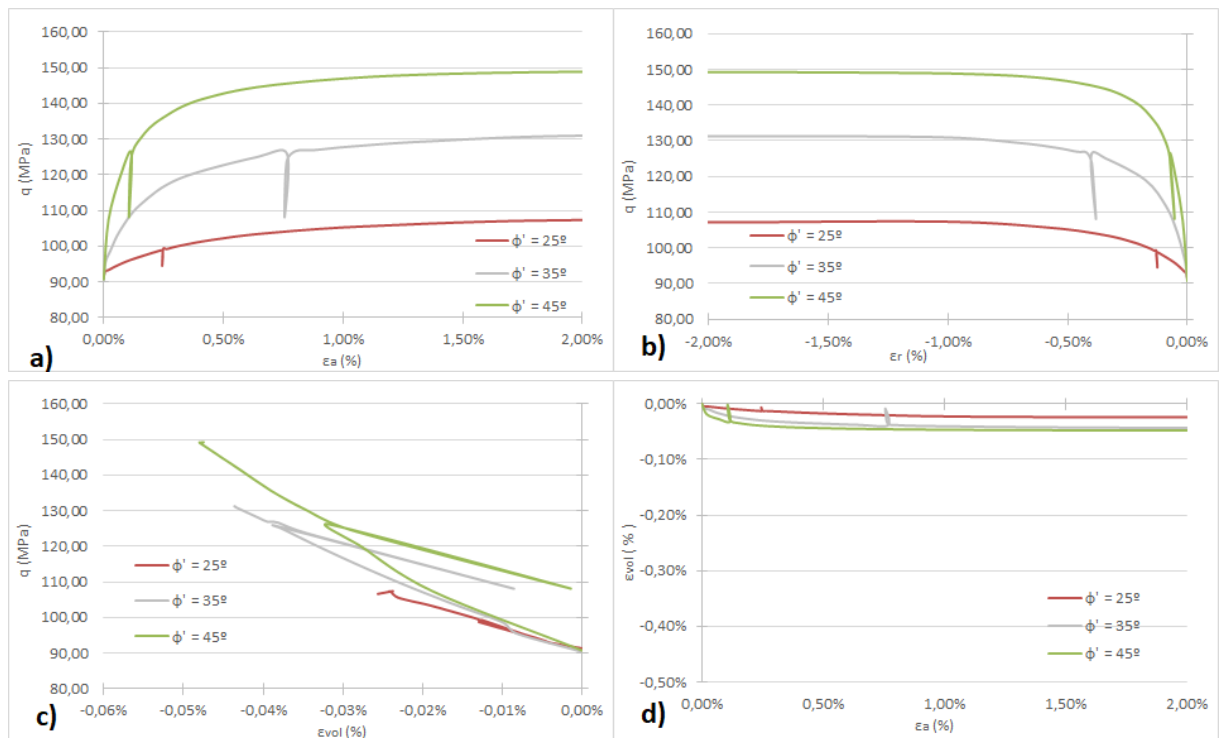


Figura 3.26 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

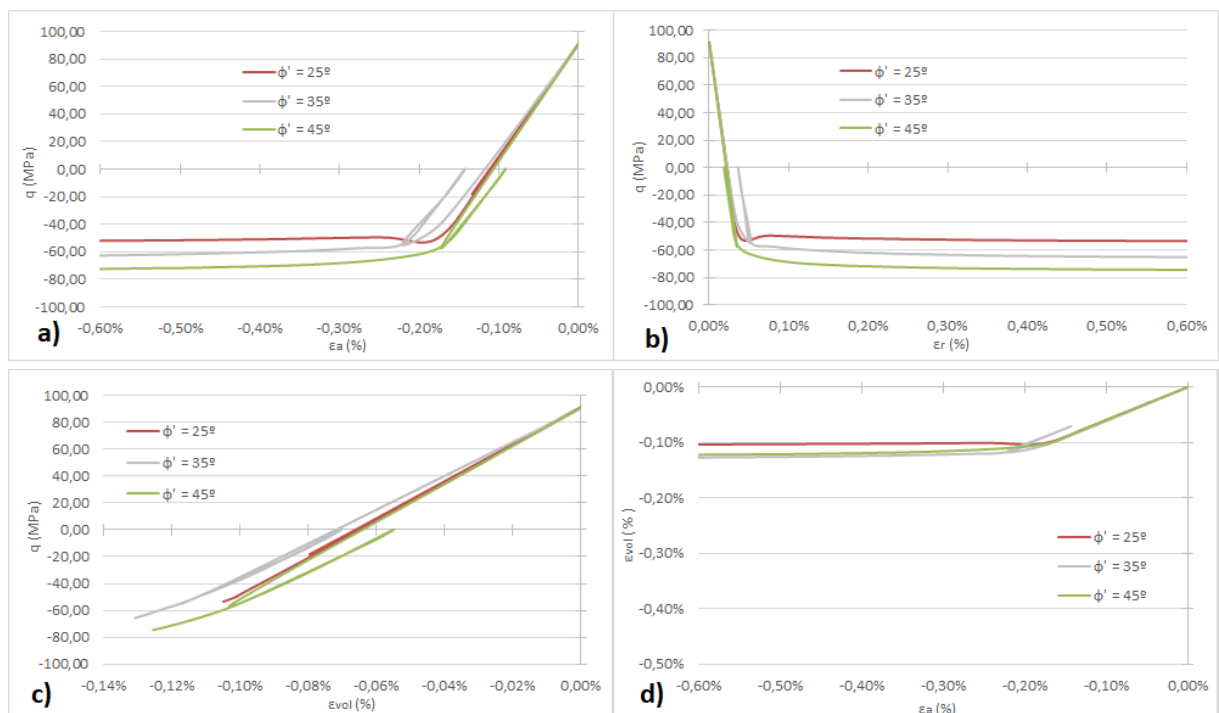


Figura 3.27 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

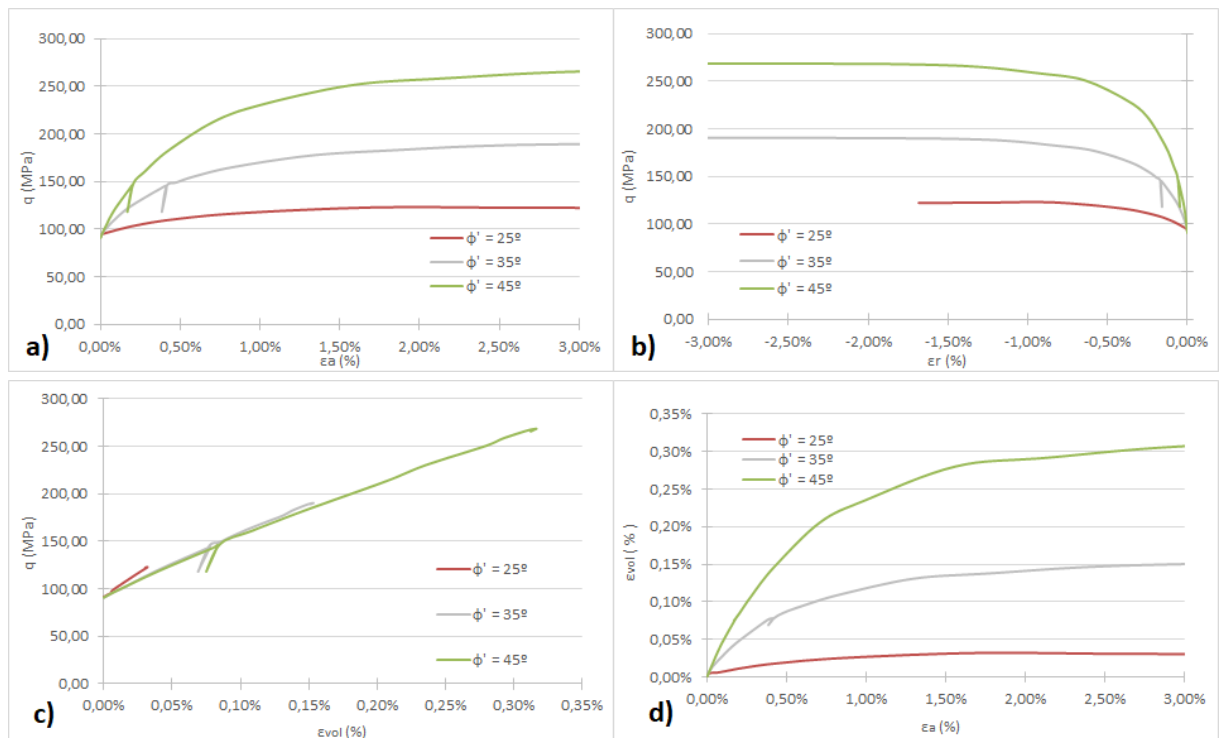


Figura 3.28 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \epsilon_a$; b) Gráfico $q - \epsilon_r$; c) Gráfico $q - \epsilon_{vol}$; d) Gráfico $\epsilon_{vol} - \epsilon_a$;

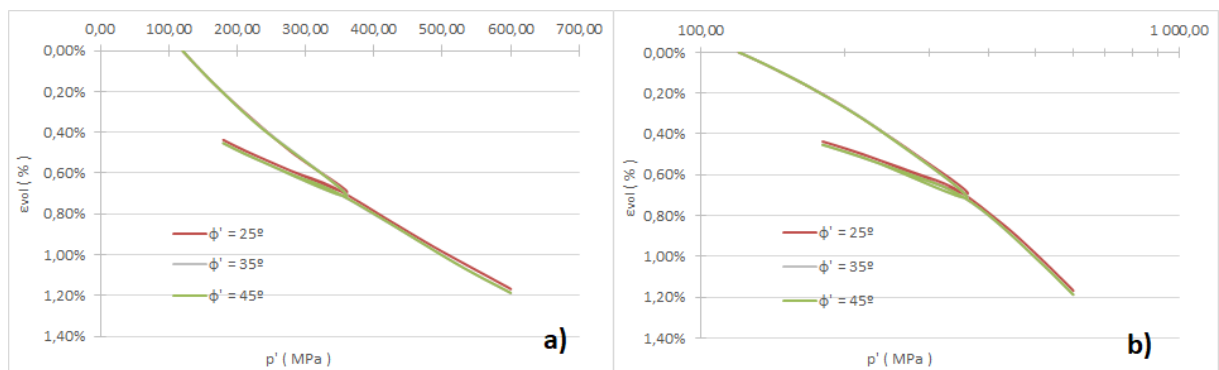


Figura 3.29 – Influência do parâmetro ϕ' em ensaios de compressão isotrópica; a) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\epsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;

Do exame das figuras pode concluir-se que:

- Como era expectável, o aumento do ângulo de resistência ao corte origina que a rotura em todos os ensaios triaxiais aconteça para maiores valores das tensões de desvio, pelo que sendo maiores os incrementos de tensão, maiores são as deformações;
- Nos ensaios triaxiais de compressão, havendo desde o início do carregamento uma ativação da superfície de cedência associada às tensões de desvio, as curvas que

relacionam as tensões de desvio com as deformações axiais e radiais afastam-se desde logo, sendo menos rígido o solo com menor ângulo de resistência ao corte, pois estando ele mais perto da rotura maiores serão as deformações plásticas para o mesmo incremento da tensão;

- Pelo contrário, nos ensaios triaxiais de extensão as curvas referidas anteriormente são no início do carregamento praticamente coincidentes, uma vez que as trajetória de tensões se processam no interior da superfície de cedência, só as ativando mais tarde;
- No ensaio triaxial de extensão com diminuição da tensão média as curvas são mesmo praticamente coincidentes até muito próximo da rotura, pois só então a superfície de cedência associada às tensões de desvio é acionada;
- Nunca sendo ativada a superfície de cedência associada às tensões de desvio, o ângulo de resistência ao corte não tem qualquer influência nos resultados do ensaio de compressão isotrópica.

3.7 Parâmetro Ψ

Entende-se por dilatância a alteração de volume observada em materiais granulares quando estes são submetidos a deformações originados por tensões de corte. Contrariamente à maioria de outros materiais sólidos, um material granular compactado tem tendência a expandir de volume à medida que é cortado. Isto acontece pois o solo está compactado, ou seja, os grãos estão interligados e arrançados de tal forma que não tem liberdade para se mover em relação uns aos outros. Como tal, quando são sujeitos a deformações de corte ocorre um “movimento de alavanca” entre os grãos, o que produz uma expansão em massa do material. Por outro lado, se um solo granular se encontrar num estado solto este tem tendência diminuir de volume com o aumento das deformações.

Nas figuras seguintes (Fig. 3.31, Fig. 3.32, Fig. 3.33, Fig. 3.34, Fig. 3.35 e Fig. 3.36) representa-se os resultados decorrentes dos vários cálculos realizados simulando os diversos ensaios com trajetórias de tensões diferentes e adotando valores distintos para o parâmetro Ψ .

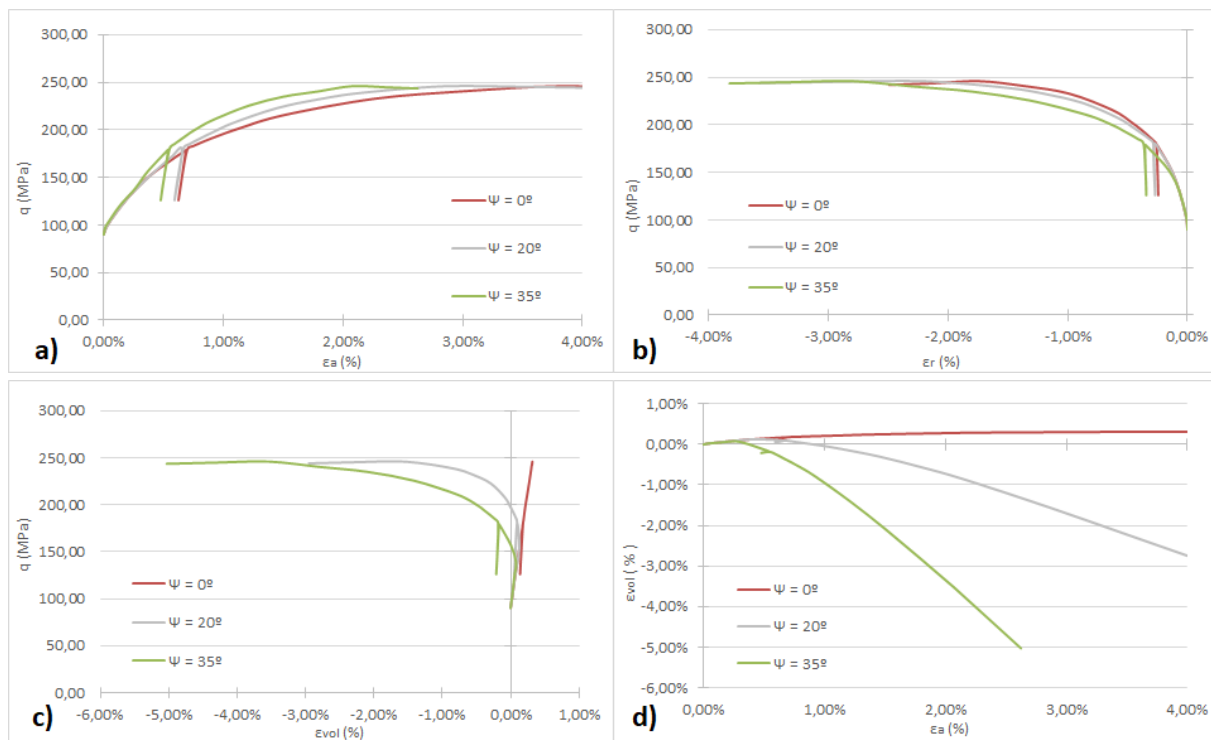


Figura 3.30 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de compressão com aumento de tensão média: a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

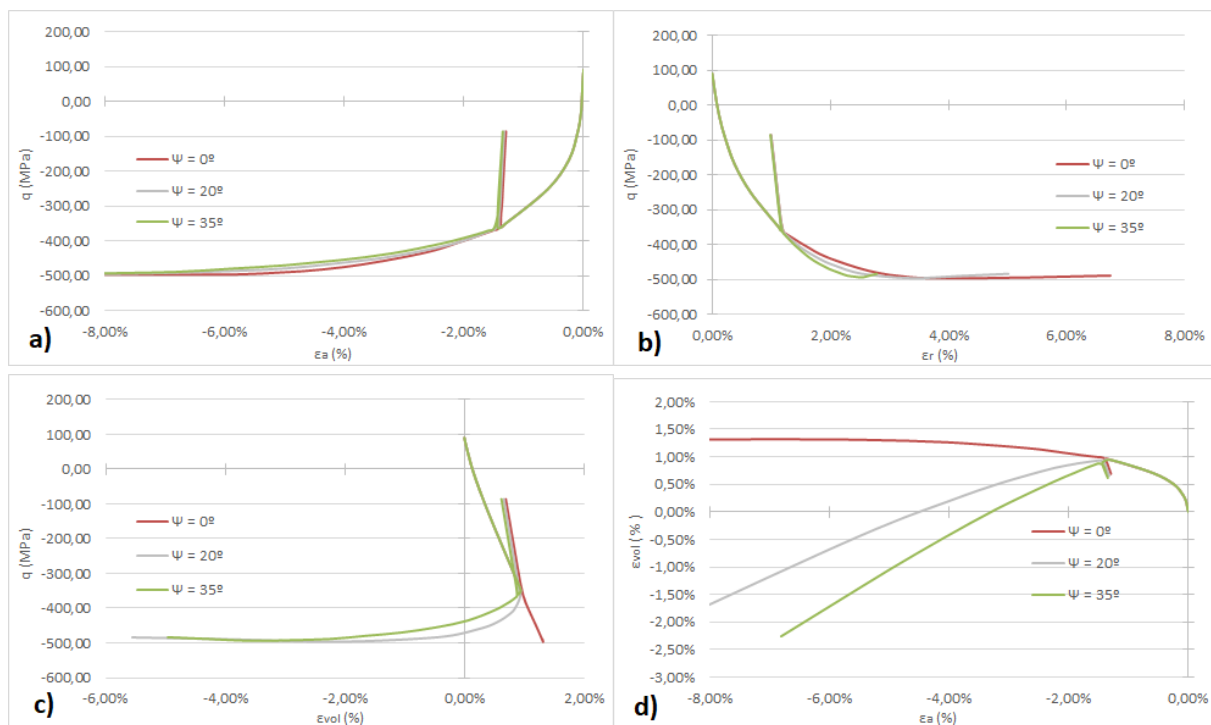


Figura 3.31 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de extensão com aumento da tensão média; a) Gráfico q - ϵ_a ; b) Gráfico q - ϵ_r ; c) Gráfico q - ϵ_{vol} ; d) Gráfico ϵ_{vol} - ϵ_a ;

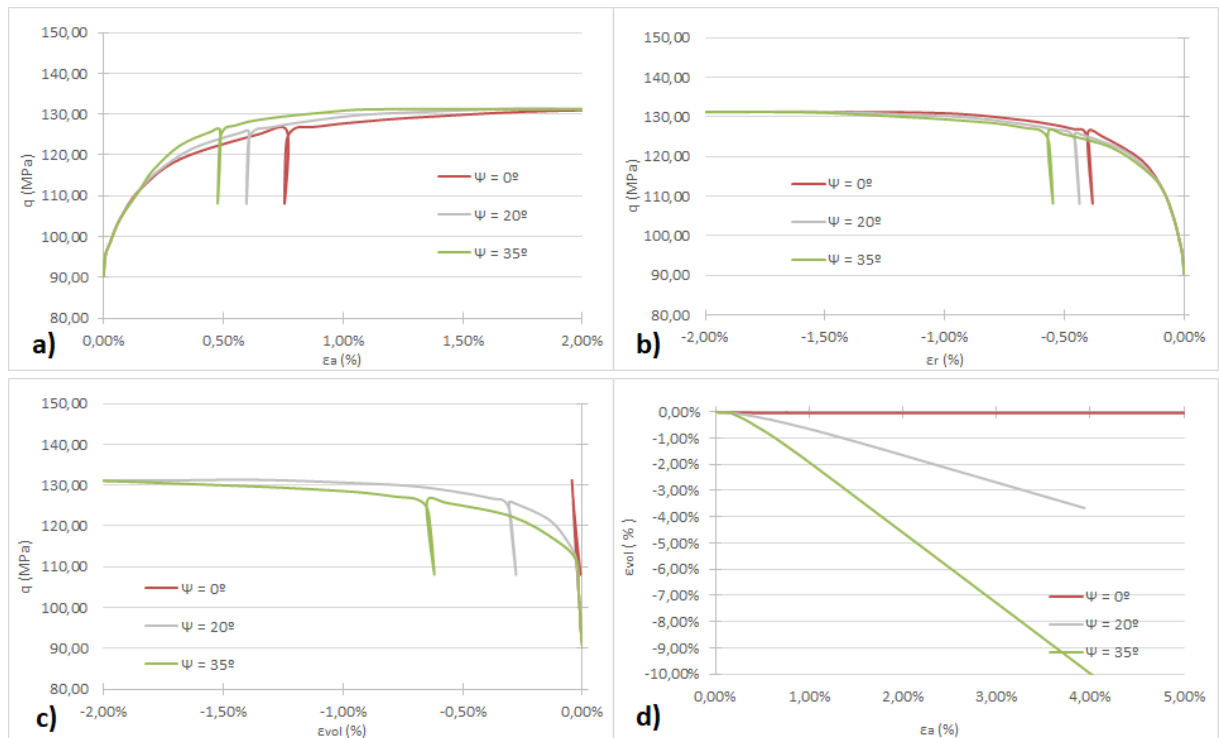


Figura 3.32 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;

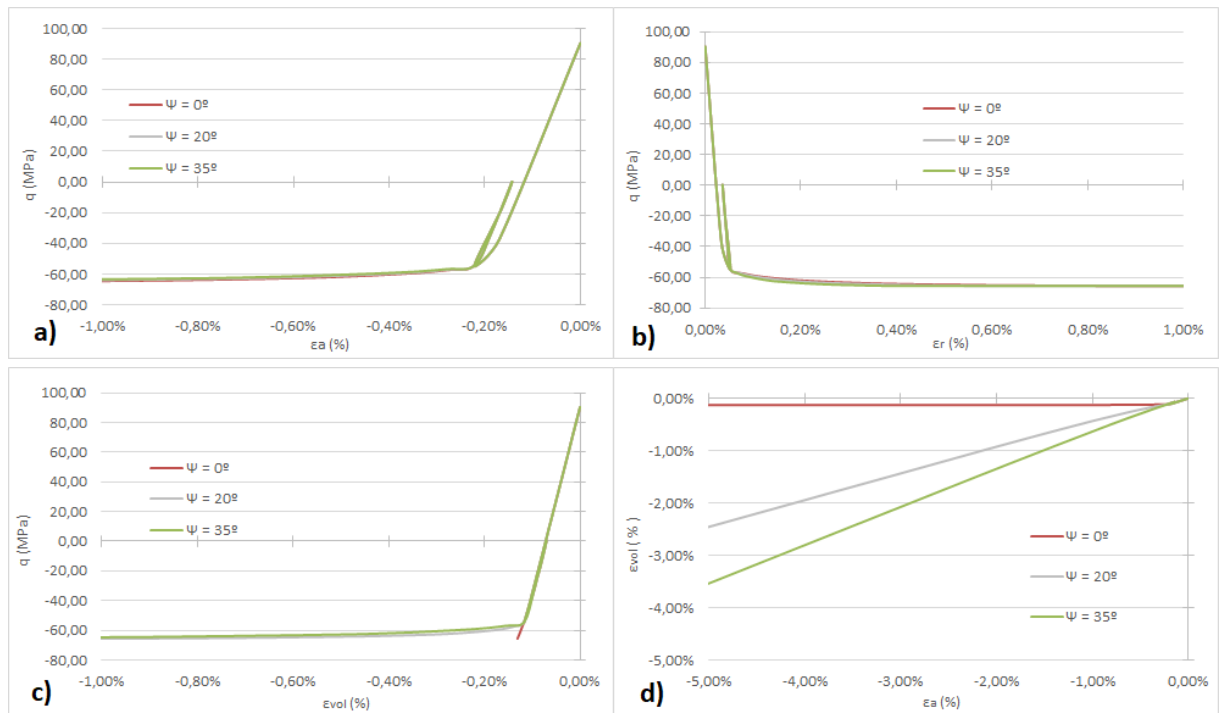


Figura 3.33 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de extensão com diminuição da tensão média; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;

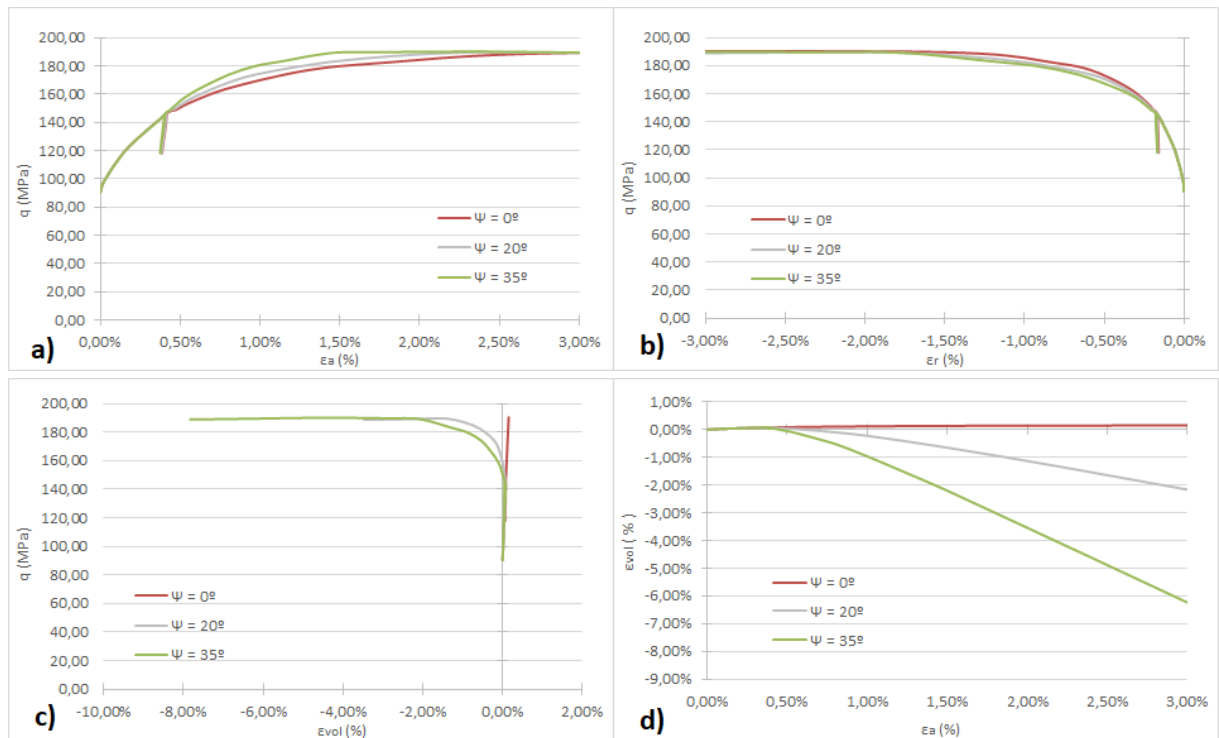


Figura 3.34 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais com tensão média constante; a) Gráfico $q - \varepsilon_a$; b) Gráfico $q - \varepsilon_r$; c) Gráfico $q - \varepsilon_{vol}$; d) Gráfico $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_a$;

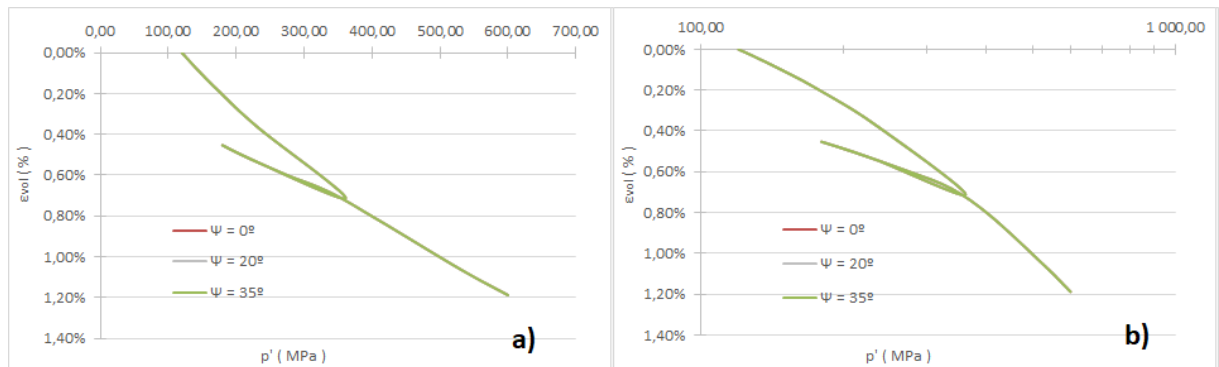


Figura 3.35 – Influência do parâmetro Ψ em ensaios triaxiais de compressão isotrópica; a) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$; b) Gráfico $\varepsilon_{vol} - p'$ em escala logarítmica;

Do exame das figuras pode concluir-se que:

- O aumento do ângulo de dilatância origina, em todos os ensaios triaxiais, uma maior expansão do solo;

Não havendo solicitação por corte, os resultados do ensaio de compressão isotrópica são independentes do valor do ângulo de dilatância.

4 PARAMETRIZAÇÃO DAS “AREOLAS DA ESTEFÂNIA”

4.1 Introdução

Neste quarto capítulo, depois de uma breve descrição das principais características da formação miocénica conhecida por as “Areolas da Estefânia”, apresenta-se a parametrização do *Hardening Soil Model* para a reprodução do seu comportamento mecânico. Esta parametrização foi feita com base nos resultados de alguns dos ensaios laboratoriais disponíveis na bibliografia e previamente selecionados. Por último, é mostrada a comparação entre os resultados da simulação numérica, com os parâmetros anteriormente definidos, dos outros ensaios laboratoriais disponíveis e os correspondentes valores experimentais.

4.2 Descrição do Solo

Os trabalhos de prospeção mecânica efetuados visando a caracterização dos terrenos interessados pela possível construção de um futuro poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa reconheceram, como é possível visualizar na Figura 4.1, a presença de uma camada superficial de aterros, com espessura variável entre 3,0 e 5,0 m, que recobre uma sequência de típicas formações sedimentares do denominado Miocénico marinho de Lisboa, conhecidas como “Areolas da Estefânia” e “Argilas e Calcários dos Prazeres” (Pedro, 2013), que se apresentam em regra muito compactas, com valores de N do ensaio *SPT* superiores a 60, e onde frequentemente existem intercalações de calcário fossilífero, calcário gresoso ou grés calcário.



Figura 4.1 – Amostras retiradas de um furo de sondagem realizado nas proximidades da Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa (Pedro, 2013)

A formação das “Areolas da Estefânia”, objeto deste estudo, prolonga-se até profundidades da ordem dos 35,0 m e apresenta uma cor amarelada, sugerindo que os sedimentos foram depositados num ambiente oxigenado e com predomínio continental, típico de estuários ou baías (Pedro, 2013). Como é bem visível na figura anterior, os materiais apresentam diferentes graus de cimentação, o que sugere que significativas diferenças ocorreram durante o período de sedimentação no ambiente deposicional.

Coincidindo com a proposta de Cotter (1956), três camadas distintas são facilmente identificadas. Uma primeira, localizada a profundidade inferior a 12, 0 m, onde os materiais possuem alguma coesão e são mais finos. Uma segunda, com 6,0 de espessura, que pode ser classificada como calcário fossilífero e que apresenta características próximas das de uma rocha, e, finalmente, uma terceira constituída por sedimentos mais grosseiros e sem coesão.

Esta subdivisão da formação das “Areolas da Estefânia” é também comprovada pelos resultados das análises granulométricas realizadas sobre amostras colhidas no furo da sondagem. As curvas granulométricas obtidas estão representadas na Figura 4.2 e na Figura 4.3 mostra-se a evolução em profundidade da distribuição das partículas de acordo com o seu tamanho.

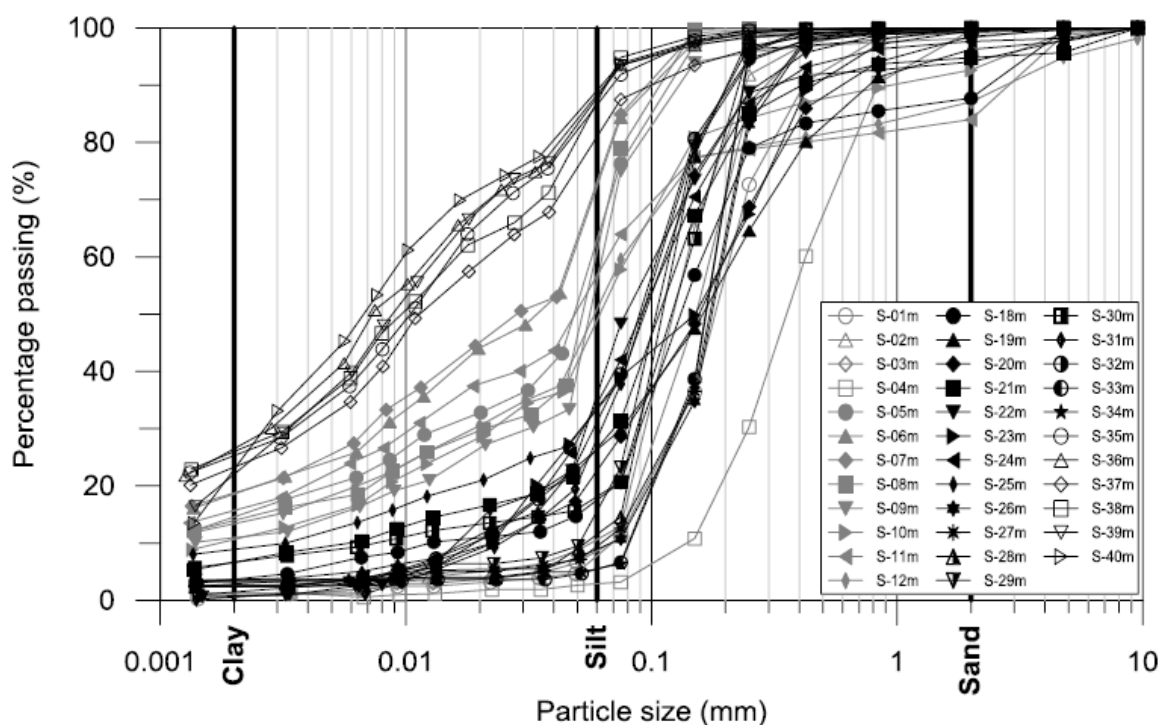


Figura 4.2 – Curvas granulométricas das amostras colhidas no furo de sondagem próximo da Estação Baixa-Chiado (Pedro, 2013)

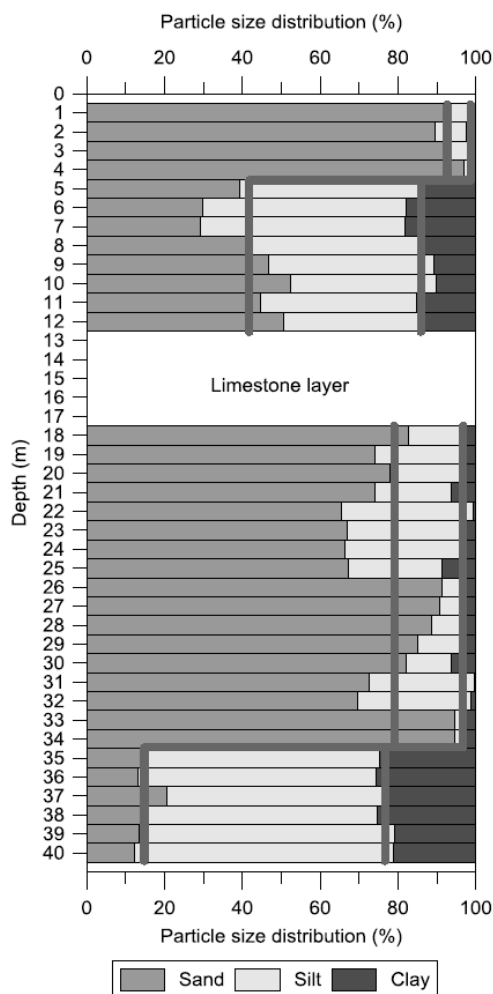


Figura 4.3 – Perfil da distribuição do tamanho das partículas (Pedro, 2013)

Como a Figura 4.2 mostra, ao contrário do que acontece na formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres”, as curvas obtidas nas amostras das “Areolas da Estefânia” não são idênticas, apresentando alta dispersão. Todavia, esta dispersão está fortemente relacionada com a profundidade, como a Figura 4.3 bem elucidada. O perfil da distribuição das partículas de acordo com o seu tamanho revela a existência de duas zonas distintas no interior da formação das “Areolas da Estefânia”, separadas pela camada de calcário fossilífero.

A camada superior, entre os 5,0 e os 12,0 m, pode ser classificada como um solo fino, uma vez que ela apresenta, em média, 44% de silte e 14% de argila, enquanto a camada inferior é predominantemente um solo grosso com uma percentagem média de 80% de areia e de 16% de silte.

4.3 Ensaio Disponíveis

Para a caracterização do comportamento mecânico da formação das “Areolas da Estefânia” interessada pela possível abertura de um novo poço de acesso à estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa, Pedro (2013) realizou um vasto conjunto de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas colhidas numa campanha efetuada. No Quadro 4.1 apresenta-se um resumo desses ensaios e das respetivas condições gerais.

Quadro 4.1 – Ensaio realizados a amostras da formação “Areolas da Estefânia” Pedro (2013)

Tipo de Teste	Designação	Prof. (m)	$\sigma'_{vo} = \sigma'_{ro}$ (kPa)	Drenagem	Trajectoria de Tensões
Comp. Isotrópica	I-AE-08,5	8,5	50	Drenado	-
	I-AE-18,0	18,0	50	Drenado	-
Triaxial	T-AE-DPC-I-130	8,0	130	Drenado	Compressão c/ tensão média constante
	T-AE-DPC-I-300	18,0	300	Drenado	Compressão c/ tensão média constante
	T-AE-DPC-I-400	21,0	400	Drenado	Compressão c/ tensão média constante
	T-AE-DPE-I-130	7,8	130	Drenado	Extensão com tensão média constante
	T-AE-DPE-I-300	18,6	300	Drenado	Extensão com tensão média constante
	T-AE-DPE-I-400	21,3	400	Drenado	Extensão com tensão média constante
	T-AE-DCI-I-130	8,2	130	Drenado	Compressão c/ aumento tensão média
	T-AE-DCI-I-300	18,2	300	Drenado	Compressão c/ aumento tensão média
	T-AE-UCD-I-130	8,6	130	N.Drenado	Compressão c/ diminuição tensão média
	T-AE-UCD-I-300	18,5	300	N.Drenado	Compressão c/ diminuição tensão média
	T-AE-UCI-I-130	6,4	130	N.Drenado	Compressão c/ aumento tensão média
	T-AE-UED-I-130	6,2	130	N.Drenado	Extensão c/ diminuição tensão média
T-AE-UEI-I-130	8,0	130	N.Drenado	Extensão c/ aumento tensão média	

4.4 Parametrização

4.4.1 Preâmbulo

Embora vulgarmente a formação das “Areolas da Estefânia” seja tratada como um todo, a existência de duas zonas constituídas por solos bem distintos, revelada pelos testemunhos do furo de sondagem e pelos resultados das análises granulométricas realizadas, justifica que sejam definidos dois conjuntos de parâmetros para caracterizar o comportamento desta formação específica em análise. O primeiro conjunto interessa à camada mais superficial, localizada acima do calcário fossilífero e caracterizada pela existência de um material coesivo e fino, enquanto o segundo respeita à camada mais profunda, constituída por um solo mais grosseiro e não coesivo.

Os parâmetros caracterizadores da camada mais superficial da formação foram estabelecidos com base nos resultados dos ensaios realizados em amostras colhidas entre 6,2 e 8,6 m de profundidade, enquanto os caracterizadores da camada inferior da formação foram com base nos ensaios efetuados sobre amostras colhidas a profundidades variáveis entre 18,0 e 21,3 m.

4.4.2 Parâmetros assumidos

Os valores de quatro dos parâmetros caracterizadores do *Hardening Soil Model* foram assumidos.

Em dois deles, m e R_f , assumiram-se os valores pré-definidos no programa, que são 0,5 e 0,9, respetivamente. O facto de o parâmetro m ter sido assumido com o valor pré-definido no programa resultou do facto de não se dispor, para cada uma das camadas, de ensaios realizados com diferentes tensões de consolidação, que poderiam permitir a avaliação da evolução dos módulos de deformabilidade com a tensão de confinamento.

Para o coeficiente de Poisson adotou-se, para as duas camadas, um valor de 0,2.

Por fim, para valor do coeficiente de impulso em repouso do solo normalmente consolidado, K_0^{nc} , considerou-se a validade da proposta de Jaky que o relaciona com o ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efetivas através de:

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \phi' \quad (4.1)$$

4.4.3 Cálculo dos parâmetros de resistência

Na determinação dos parâmetros de resistência do solo em termos de tensões efetivas – ângulo de resistência ao corte e coesão – foram utilizados os resultados da totalidade dos ensaios triaxiais mencionados no Quadro 4.1, tendo sido definido como critério de rotura mais adequado, no caso dos ensaios não drenados, aquele que se baseia nos pontos correspondentes às máximas tensões efetivas normalizadas $(\sigma'_1/\sigma'_3)^{max}$. Fez-se isto por se ter verificado que existe quase sempre correspondência entre esses pontos e aqueles em que as trajetórias das tensões efetivas atingem a envolvente de rotura do material.

Na Figura 4.4 representa-se no espaço $s' - t$ os pontos correspondentes à rotura da totalidade dos provetes colhidos na camada mais superficial e a respetiva envolvente, à qual corresponde uma coesão de 34,5 kPa e um ângulo de resistência ao corte de 31,1°

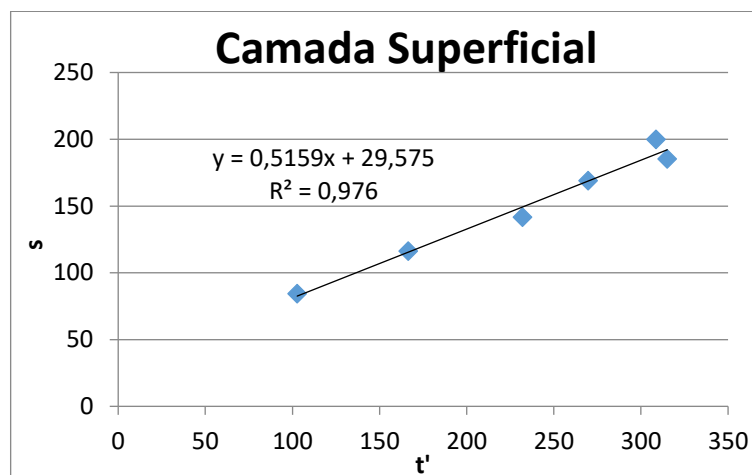


Figura 4.4 – Envolvente de rotura no espaço $s - t'$ em termos de tensões efetivas da camada mais superficial.

Na Figura 4.5 faz-se a mesma representação, agora para os pontos correspondentes à rotura da totalidade dos provetes colhidos na camada inferior e a respetiva envolvente, à qual corresponde uma coesão de 9,5 kPa e um ângulo de resistência ao corte de 41,5°.

Registe-se que o valor da coesão obtido, diferente de zero, não estará relacionado com a componente coesiva da resistência, já que se está em presença de um solo predominantemente constituído por partículas grossas. O valor encontrado estará antes relacionado com a curvatura real da envolvente de rotura, que faz com que para tensões normais mais elevadas possa a reta aproximativa ter ordenada não nula na origem, tendo assim a coesão encontrada um significado meramente matemático (Matos Fernandes, 2006).

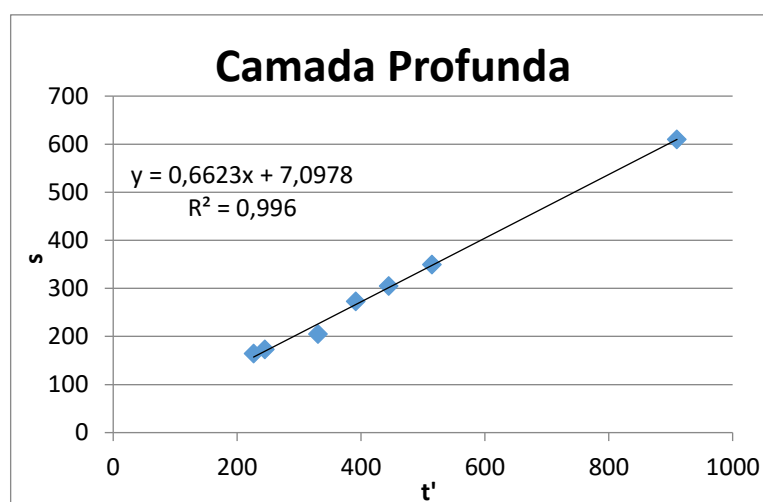


Figura 4.5 – Envolvente de rotura no espaço $s - t'$ em termos de tensões efetivas da camada localizada a maior profundidade.

4.4.4 Cálculo dos ângulos de dilatância

Os ângulos de dilatância foram estabelecidos com base nos ensaios triaxiais tradicionais de compressão efetuados sobre amostras colhidas a profundidades de 8,0 e 18,0 m e consolidadas isotropicamente com tensões de 130 e 300 kPa, respetivamente.

Na definição destes ângulos considerou-se a hipótese que a resposta volumétrica pós-pico é apenas dependente dos seus valores através da equação 4.2:

$$\frac{2 \cdot \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \tan \left(\frac{|\Delta \varepsilon_a|}{\Delta \varepsilon_v} \right) \quad (4.2)$$

Definindo, como se ilustra na Figura 4.6 para o primeiro dos ensaios acima referidos, a parte da curva que relaciona a deformação volumétrica com a deformação axial com gradiente constante é possível calcular com este valor o ângulo de dilatância.

Os valores de ψ assim encontrados foram de 13,6° e 12,4° para a camada superficial e para a camada inferior, respetivamente.

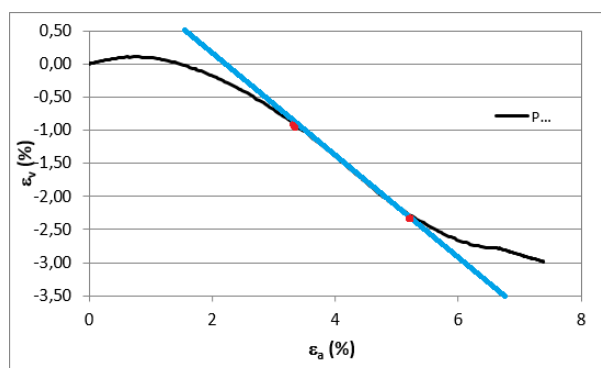


Figura 4.6 – Estimativa do ângulo de dilatância para a camada mais superficial da formação.

4.4.5 Cálculo dos módulos de deformabilidade

No cálculo dos parâmetros E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} foram utilizados os resultados disponíveis dos dois ensaios triaxiais drenados de compressão com aumento da tensão média, no ponto anterior referidos.

De acordo com o procedimento ilustrado nas Figuras 4.7 e 4.8, para cada um dos ensaios começou-se por determinar os valores de E_{50} e de E_{ur} . empregando, respetivamente, as equações:

$$E_{50} = \frac{q_{rot}}{d\varepsilon_a} \quad (4.3)$$

$$E_{ur} = \frac{\frac{dq^1}{d\varepsilon^1} + \frac{dq^2}{d\varepsilon^2} + \frac{dq^3}{d\varepsilon^3}}{3} \quad (4.4)$$

em que q_{rot} é a tensão de desvio de rotura, $d\varepsilon_a$ é a extensão axial associada a 50% dessa tensão e $\frac{dq^x}{d\varepsilon^x}$ é a variação da tensão de desvio por unidade da extensão axial, em cada um dos três ciclos de carga-descarga considerados nos cálculos efetuados em cada um dos ensaios.

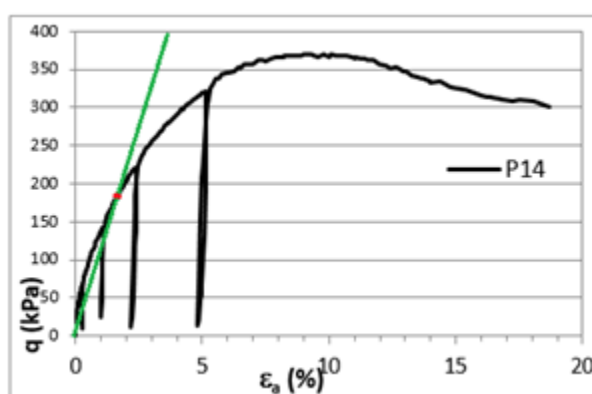


Figura 4.7 – Estimativa do parâmetro E_{50} relativo ao ensaio Triaxial “T-AE-DCI-I-130”.

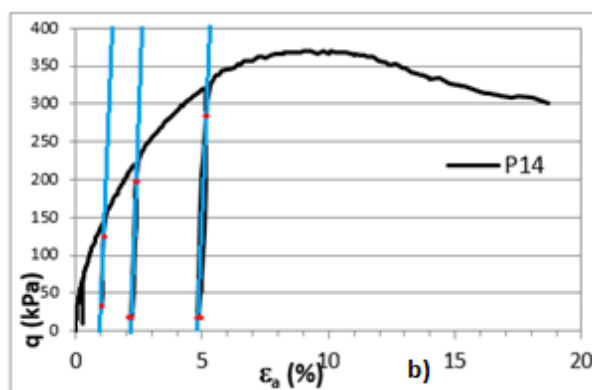


Figura 4.8 – Estimativa do parâmetro E_{ur} relativo ao ensaio Triaxial “T-AE-DCI-I-130”.

No Quadro 4.2 inclui-se os valores obtidos:

Quadro 4.2 – Valores dos módulos E_{50} e E_{ur} estimados

	E_{50} (MPa)	E_{ur} (MPa)
T-AE-DCL - I130	10,98	97,00
T-AE-DCL - I300	66,68	199,64

A determinação dos parâmetros E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} foi feita resolvendo as equações 2.14 e 2.19, assumindo os parâmetros m_{50} e m_{ur} o valor de 0,5, valor pré-definido pelo programa Plaxis.

Considerando os valores dos módulos E_{50} e E_{ur} incluídos no Quadro 4.2 obteve-se os valores de E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} , referentes a uma tensão de referência de 100 kPa, mostrados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Valores dos parâmetros E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref}

Camadas	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)
Superior	9,63	85,07
Inferior	38,49	115,26

No que respeita ao módulo edométrico, e uma vez que se não dispunha dos resultados de nenhum ensaio de consolidação unidimensional, começou-se por assumir, o que é vulgar acontecer, que $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$.

Dispondo-se, no entanto, de resultados de ensaios de consolidação isotrópica realizados em amostras colhidas em cada uma das camadas da formação e sabendo-se da importância do parâmetro E_{oed}^{ref} nos resultados da sua simulação numérica, compararam-se estes resultados com os experimentais. Dessa comparação constatou-se que, fundamentalmente, para a camada inferior, e como bem mostra a Figura 4.9, os valores adotados subestimam significativamente as deformações volumétricas.

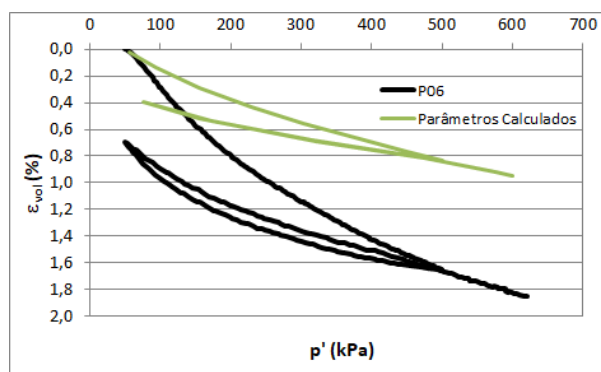


Figura 4.9 – Comparação do resultado experimental “I-AE-18,0” com o decorrente do cálculo em que se admitiu $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$

Uma outra constatação resultante da observação da figura anterior respeita ao facto de as deformações no ciclo de descarga-recarga obtidas no cálculo serem inferiores às experimentais, o que pressupõe que o módulo de descarga-recarga, E_{ur}^{ref} , estimado a partir dos ensaios triaxiais convencionais é demasiado elevado.

Assim, tendo em conta estes desajustes e também outros, quase de pormenor, que se detetaram na simulação dos ensaios triaxiais na base dos quais foram definidos os parâmetros, realizou-se uma série de simulações numéricas tentando encontrar valores para todos os módulos de deformabilidade das duas camadas que proporcionassem, nos dois ensaios empregues na calibração, um melhor ajuste das curvas experimentais e das decorrentes dos cálculos numéricos.

Desse estudo resultaram os valores dos módulos de deformabilidade a adotar para as duas camadas que se incluem no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores dos módulos de deformabilidade adotados para as duas camadas

	Camada Superficial	Camada Profunda
E_{50}^{ref} (MPa)	12	38,5
E_{oed}^{ref} (MPa)	9,63	18
E_{ur}^{ref} (MPa)	85	100

Nas Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13 compara-se as curvas experimentais dos ensaios que serviram de base à estimativa dos módulos de deformabilidade com as obtidas nos cálculos numéricos. A sua observação permite constatar que a concordância obtida em todos os ensaios foi bastante razoável.

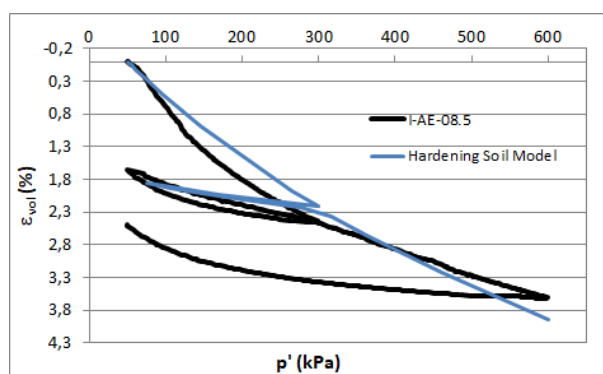


Figura 4.10 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio de compressão isotrópica, “I-AE-08.5”, respeitante à camada superficial.

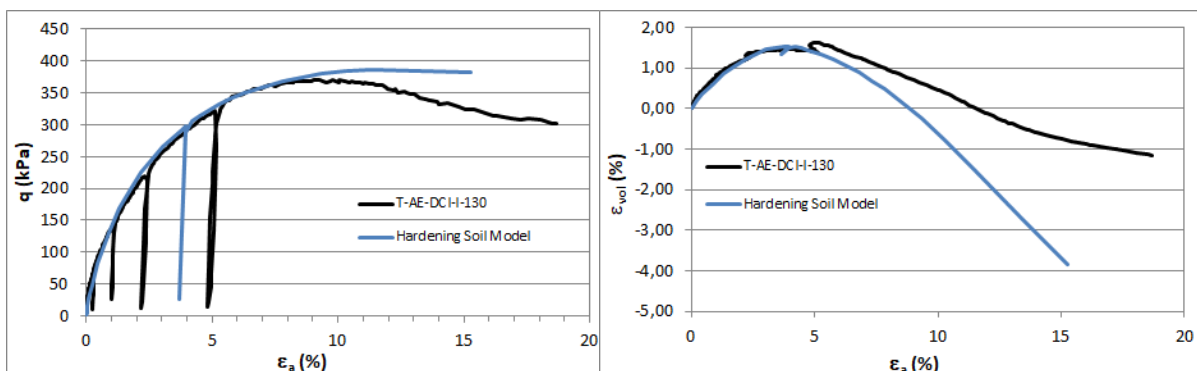


Figura 4.11 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial de compressão com aumento de tensão média, “T-AE-DCI-I-130”, respeitante à camada superficial.

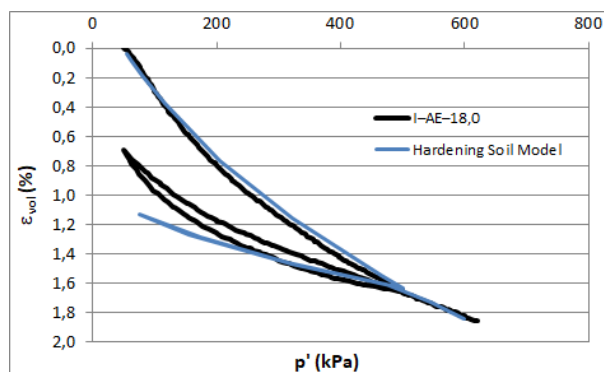


Figura 4.12 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio de compressão isotrópica, “I-AE-18,0”, respeitante à camada profunda.

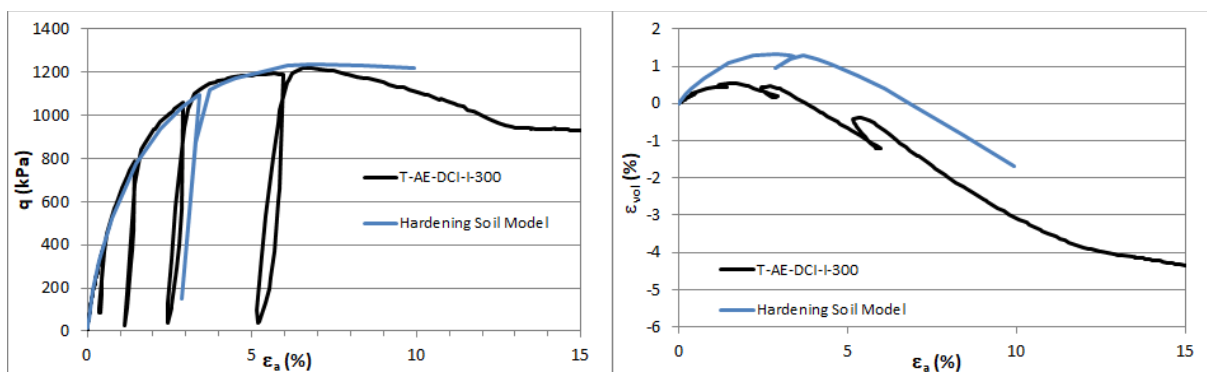


Figura 4.13 – Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial de compressão com aumento de tensão média, “T-AE-DCI-I-300”, respeitante à camada profunda.

4.4.6 Conclusão

Como conclusão desta secção, no quadro seguinte são incluídos os valores finais de todos os parâmetros do *Hardening Soil Model* obtidos na calibração de ambas as camadas.

Quadro 4.5 – Valores dos parâmetros do *Hardening Soil Model*

	Parâmetro	Camada Superficial	Camada Profunda
Resistência	c' (kPa)	29,6	7,1
	ϕ' (°)	31,1	41,5
	Ψ (°)	13,6	12,4
Rigidez	E_{50}^{ref} (MPa)	12,0	38,5
	E_{oed}^{ref} (MPa)	9,63	18,0
	E_{ur}^{ref} (MPa)	85,0	100,0
	m	0,5	0,5
Outros	ν_{ur}	0,2	0,2
	p^{ref} (kPa)	100	100
	K_0^{nc}	0,5	0,3
	R_f	0,9	0,9

4.5 Reprodução de outros ensaios disponíveis

4.5.1 Condições drenadas

Nas seis figuras seguintes, Figura 4.14 a Figura 4.19, compara-se as curvas obtidas nos outros ensaios drenados, cujos resultados estão disponíveis, com as decorrentes das respetivas simulações numéricas efetuadas.

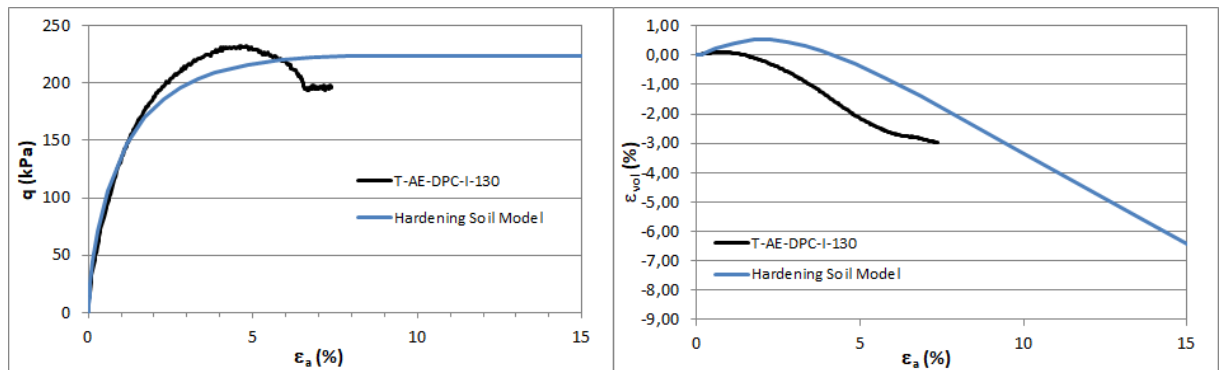


Figura 4.14 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “T-AE-DPC-I-130”, respeitante à camada superficial.

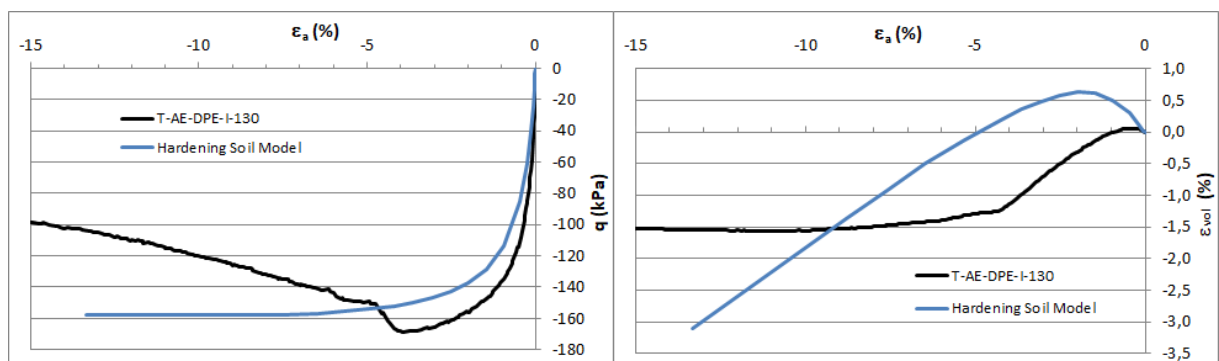


Figura 4.15 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “T-AE-DPE-I-130”, respeitante à camada superficial.

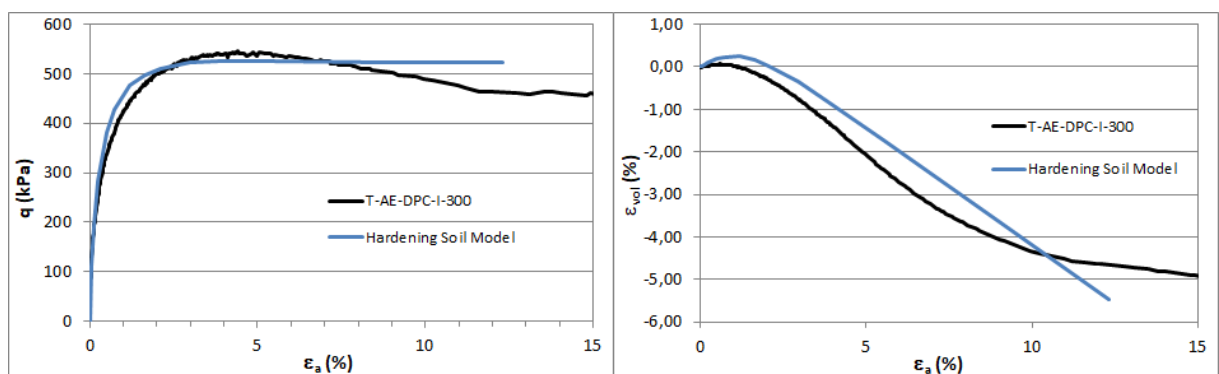


Figura 4.16 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “T-AE-DPC-I-300”, respeitante à camada profunda.

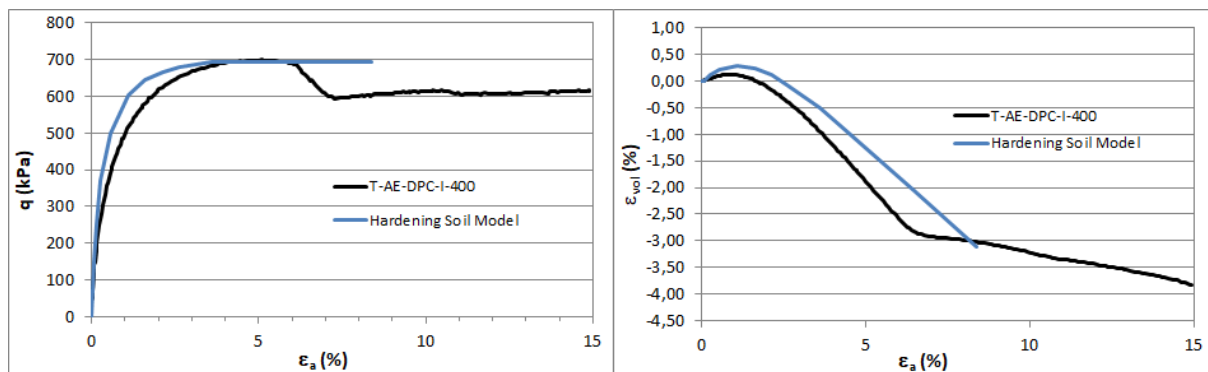


Figura 4.17 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “T-AE-DPC-I-400”, respeitante à camada profunda.

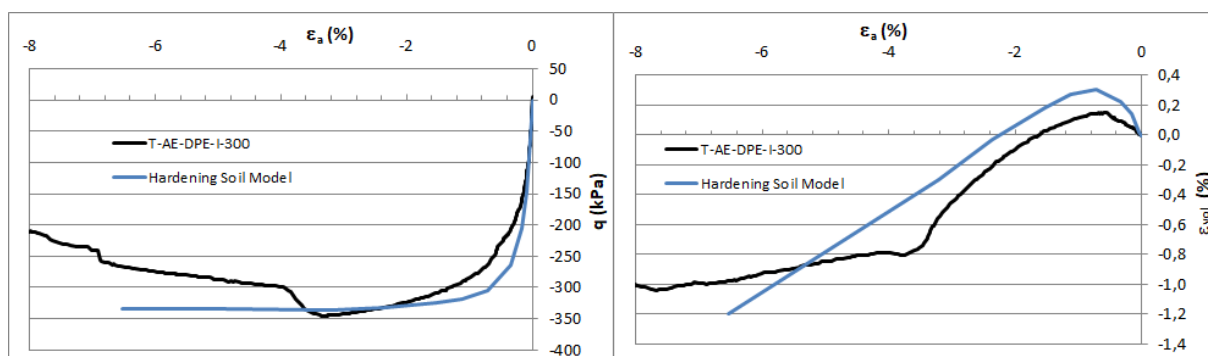


Figura 4.18 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “T-AE-DPE-I-300”, respeitante à camada profunda.

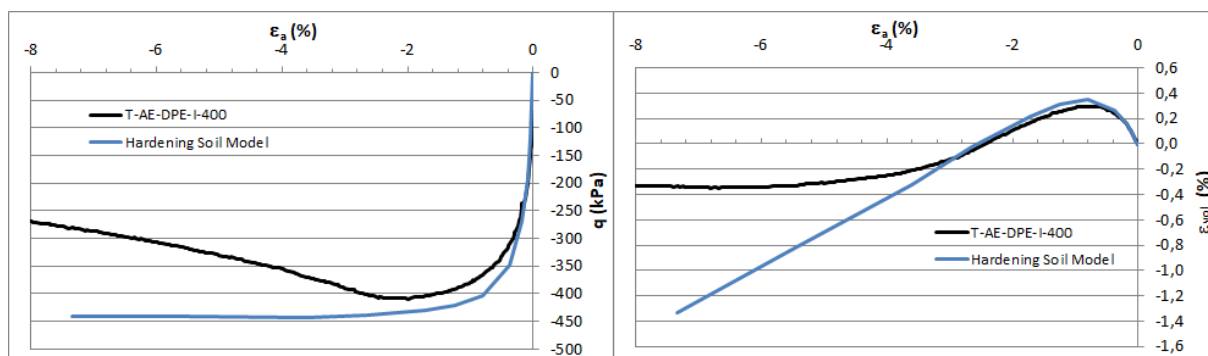


Figura 4.19 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “T-AE-DPE-I-400”, respeitante à camada profunda.

A observação das figuras 2.14 e 2.15, respeitantes a ensaios realizados em amostras colhidas na camada superior, mostram que é razoável a aproximação conseguida na curva que relaciona a tensão de desvio com a deformação axial, ao contrário do que acontece com as deformações

volumétricas. Com efeito, em ambos os casos, no início do carregamento os cálculos sobrestimam de maneira significativa as deformações volumétricas de compressão.

Já a observação das figuras 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19 permite constatar que, em relação à camada superficial da formação, a aproximação entre todas as curvas simuladas e as experimentais é bastante satisfatória, parecendo, assim, poder-se concluir que com os parâmetros adotados nesta camada o *Hardening Soil Model* conseguiu representar adequadamente a resposta para as diversas trajetórias de tensões. Registe-se que a diferença entre as curvas simuladas e as experimentais acontece para grandes deformações, já que, por um lado, o modelo não tem a capacidade de simular o amortecimento após o pico e, por outro lado, ao admitir a constância do ângulo de dilatância não consegue simular a estabilização das deformações volumétricas que se verifica na prática.

4.5.2 Condições não drenadas

Nas cinco figuras seguintes, Figura 4.20 a Figura 4.24, compara-se as curvas obtidas nos ensaios não drenados, cujos resultados estão disponíveis, com as decorrentes das respetivas simulações numéricas efetuadas.

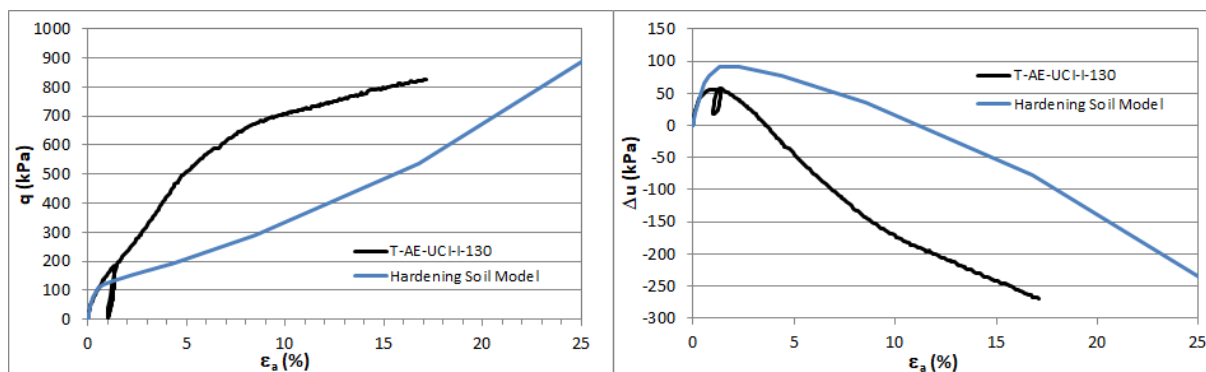


Figura 4.20 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com aumento da tensão média, “*T-AE-UCI-I-130*”, respeitante à camada superficial.

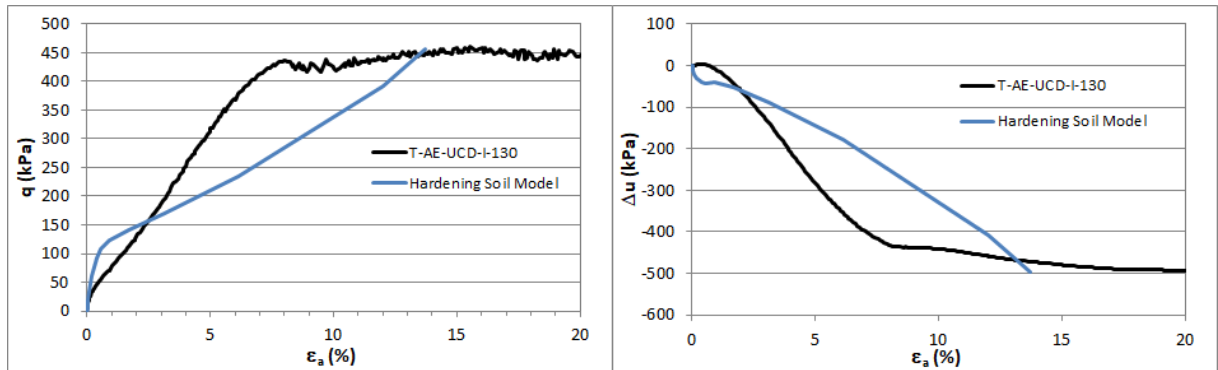


Figura 4.21 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com diminuição da tensão média, “*T-AE-UCD-I-130*”, respeitante à camada superficial.

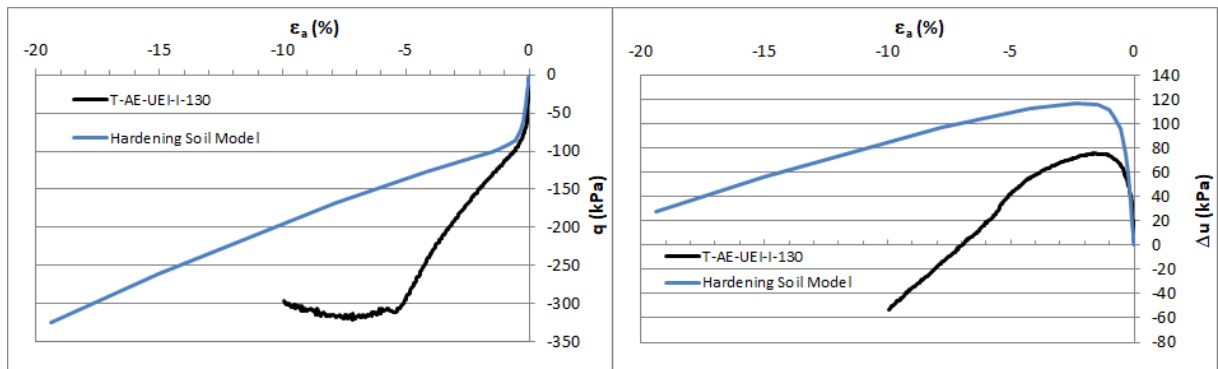


Figura 4.22 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com aumento da tensão média, “*T-AE-UEI-I-130*”, respeitante à camada superficial.

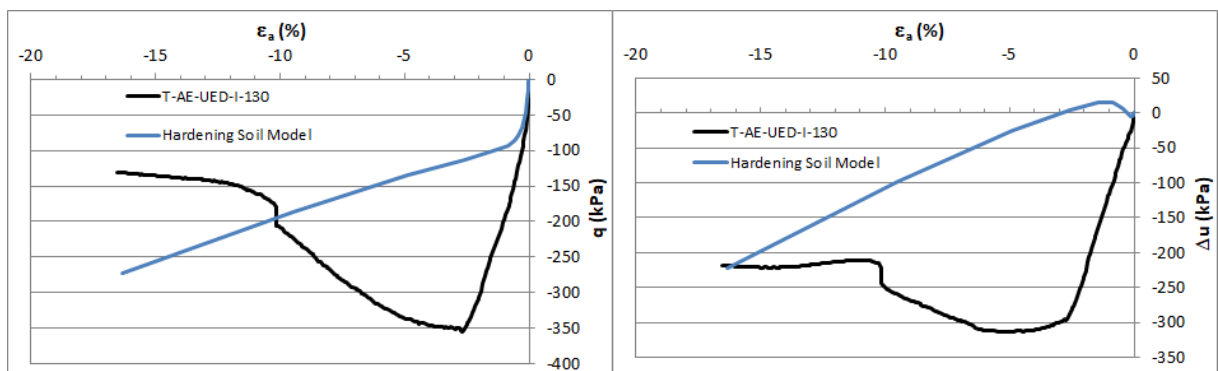


Figura 4.23 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com diminuição da tensão média, “*T-AE-UED-I-130*”, respeitante à camada superficial.

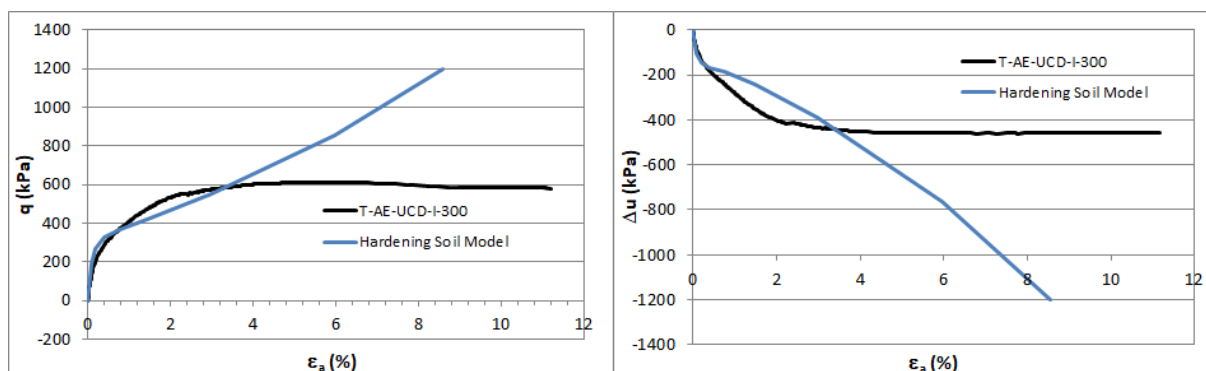


Figura 4.24 - Comparação do resultado experimental com o da simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com diminuição da tensão média, “*T-AE-UCD-I-300*”, respeitante à camada profunda.

A análise das quatro primeiras figuras, respeitantes a ensaios realizados sobre amostras colhidas na camada superficial da formação, permite concluir que a aproximação conseguida nas simulações numéricas é fraca. Com efeito, verifica-se que nas simulações, não apenas, são fortemente sobrestimados os excessos positivos das pressões de água nos poros gerados no início do carregamento, como também as curvas que relacionam as tensões de desvio com a deformação axial são desajustadas. Estes dois factos estarão relacionados, uma vez que não sendo realista a estimativa dos excessos de pressão de água nos poros, as pressões efetivas são incorretas e, conseqüentemente, as propriedades mecânicas do solo, nomeadamente a deformabilidade, também o são.

Como a Figura 4.24 elucida, a aproximação conseguida entre as curvas simuladas e as experimentais, no único ensaio não drenado respeitante à camada inferior e cujos resultados estão disponíveis, é razoável. O facto de agora na simulação a resistência não tender a estabilizar, mas sim a aumentar continuamente, relaciona-se com o facto, já referido anteriormente, de o modelo admitir que a dilatância não tende a estabilizar.

4.5.3 Ajuste de parâmetros da camada superficial

Tendo em atenção que o desajuste verificado na camada superficial entre as curvas experimentais e as decorrentes dos cálculos em que se simularam outras trajetórias de tensão diferentes das utilizadas na calibração do modelo está, fundamentalmente, associado ao excesso de compressão volumétrica, nos ensaios drenados, ou ao excesso positivo da pressão de água nos poros, nos ensaios não drenados, induzidos no início do carregamento e tendo-se comprovado, no capítulo anterior, que o parâmetro que mais influi nesse aspeto da resposta do solo é o módulo edométrico, decidiu-se variar o valor deste procurando obter uma melhor concordância entre as curvas.

Nas seis figuras seguintes, Figura 4.25 a Figura 4.30, pode-se verificar a melhoria conseguida com o aumento de E_{oed}^{ref} da camada superficial para um valor de 18 MPa, igual ao da camada mais profunda. Com efeito, como a observação das figuras deixa perceber, o aumento do módulo edométrico origina uma menor compressão volumétrica nos ensaios drenados e um menor excesso positivo de pressão de água nos poros gerado no início do carregamento, aproximando as curvas obtidas nos cálculos às experimentais.

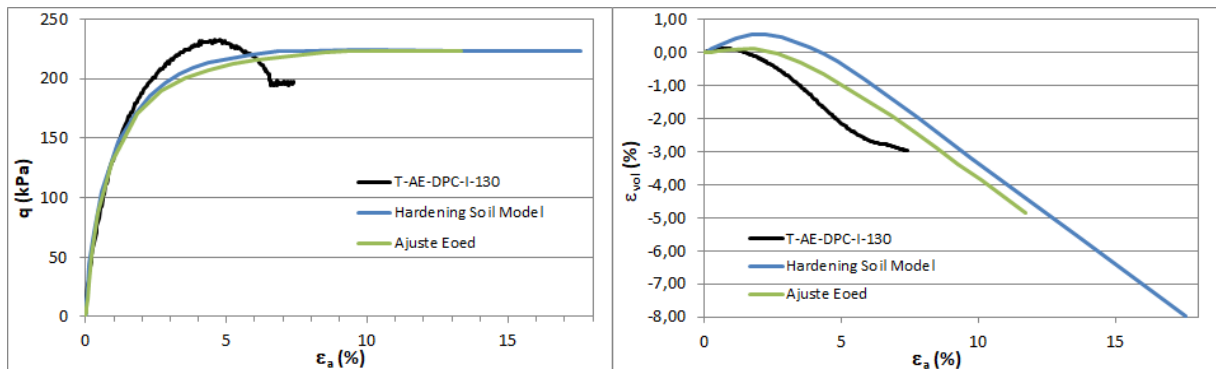


Figura 4.25 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com tensão média constante, “T-AE-DPC-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

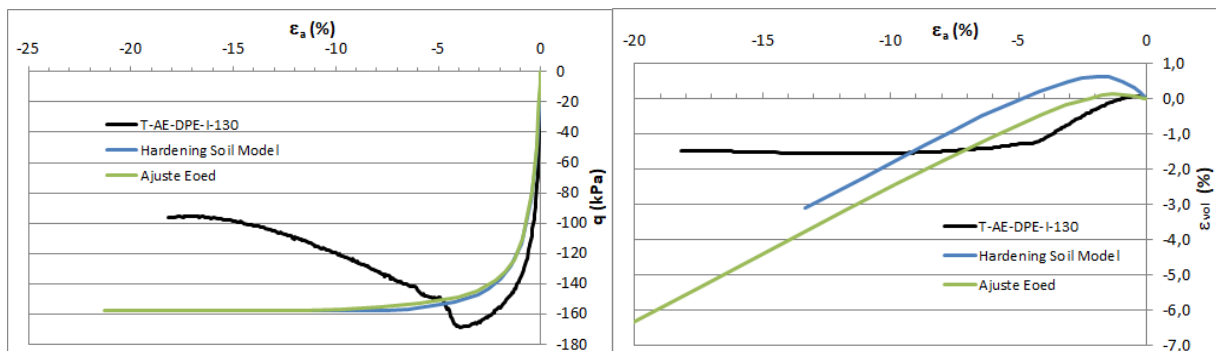


Figura 4.26 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial drenado de extensão com tensão média constante, “T-AE-DPE-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

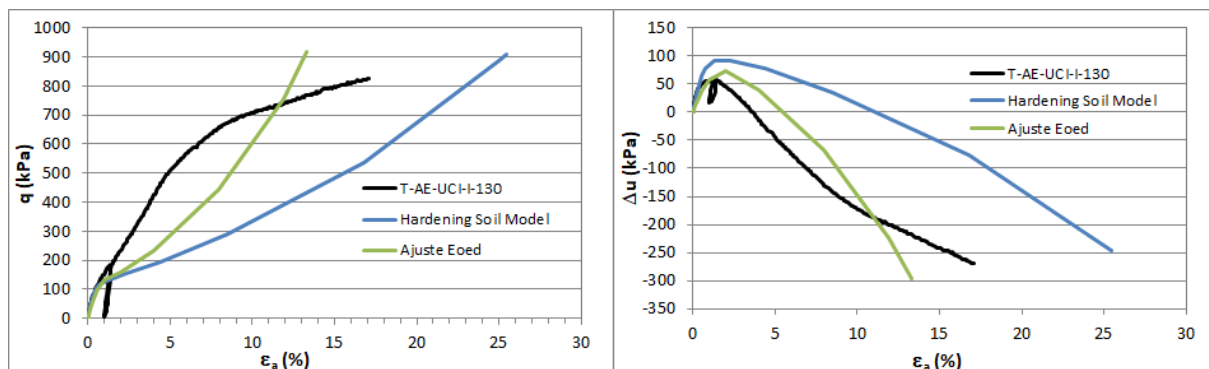


Figura 4.27 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de compressão com aumento da tensão média, “T-AE-UCI-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

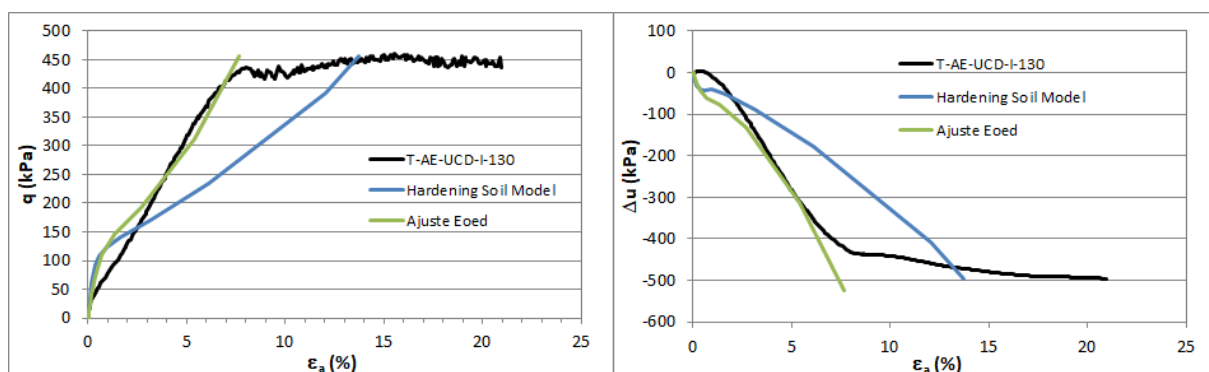


Figura 4.28 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de compressão com diminuição da tensão média, “T-AE-UCD-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

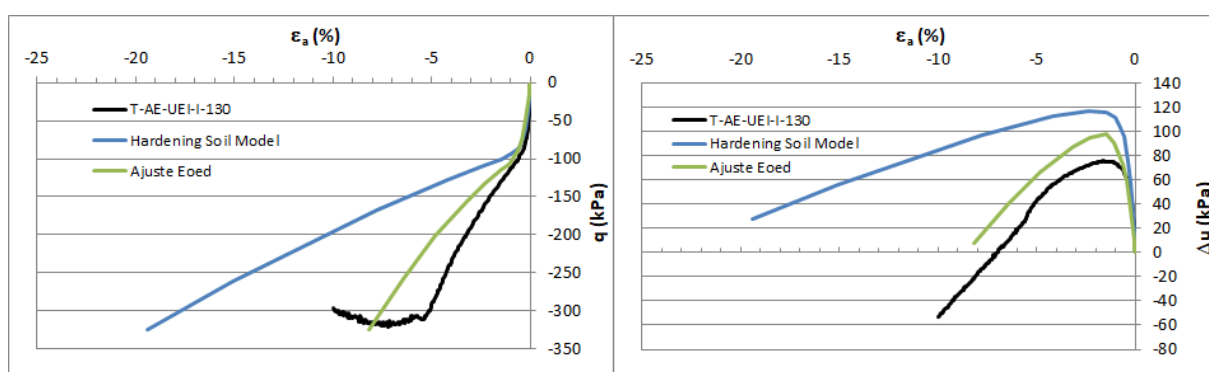


Figura 4.29 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de extensão com aumento da tensão média, “T-AE-UEI-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

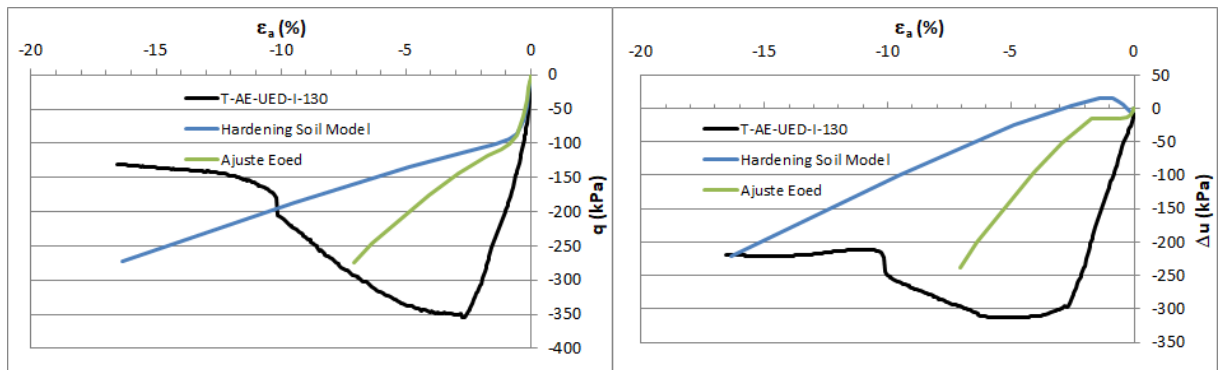


Figura 4.30 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial não drenado de extensão com diminuição da tensão média, “T-AE-UED-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

Naturalmente, e como as Figuras 4.31 e 4.32 bem mostram, esta alteração do valor do módulo edométrico vai fazer com que as curvas calculadas e experimentais respeitantes aos dois ensaios que serviram para calibrar o modelo se deixem de ajustar tão bem. Isso é particularmente visível no ensaio de compressão isotrópico, em que com este novo valor de E_{oed}^{ref} as deformações volumétricas são substancialmente subestimadas.

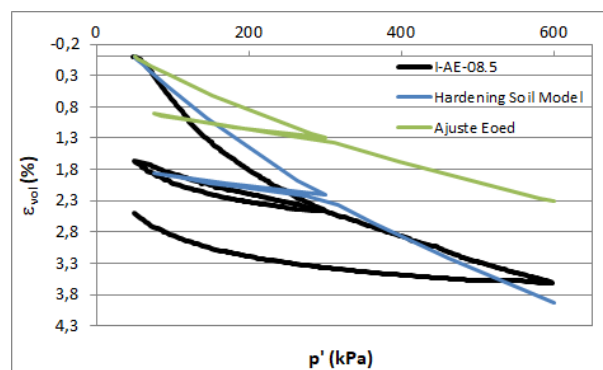


Figura 4.31 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio de compressão isotrópica, “I-AE-08,5”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

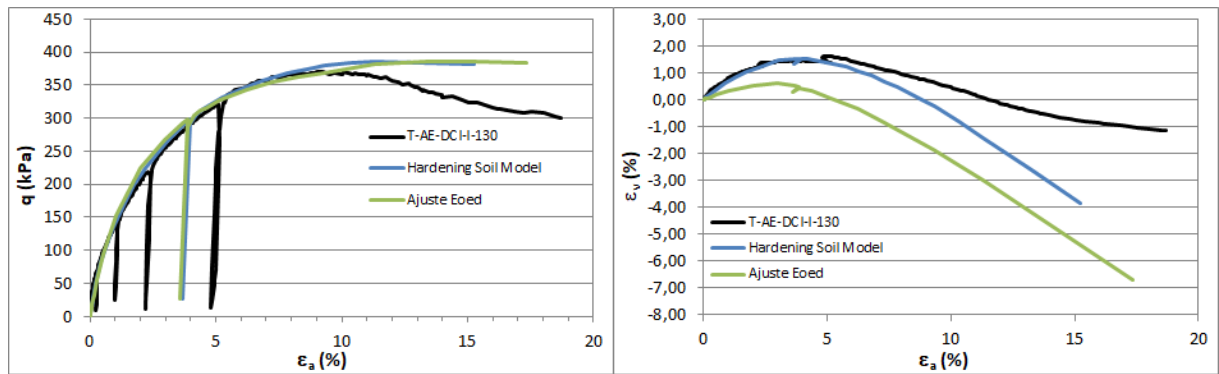


Figura 4.32 - Comparação dos resultados anteriores com nova simulação do ensaio triaxial drenado de compressão com aumento da tensão média, “T-AE-DCI-I-130”, ajustando o E_{oed}^{ref} , respeitante à camada superficial.

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Com o trabalho que agora se conclui procurou-se avaliar a aptidão do *Hardening Soil Model*, modelo de uso generalizado no meio geotécnico, para a reprodução do comportamento mecânico de um solo, as “Areolas da Estefânia”, submetido a diferentes trajetórias de tensões.

Os estudos realizados apoiaram-se na revisão da bibliografia da especialidade, em análises numéricas com o programa de cálculo automático *Plaxis* e, ainda, em resultados disponíveis de ensaios laboratoriais.

No que respeita à simulação do comportamento mecânico dos solos, começou-se por analisar aspetos teóricos relativos aos diferentes modelos constitutivos disponíveis, dando-se particular ênfase aos dois que são de uso mais corrente: o modelo elástico perfeitamente plástico de *Mohr-Coulomb* e o modelo elástico-plástico conhecido por *Hardening Soil Model*. Por meio de cálculos numéricos foi comparada a capacidade dos dois modelos na reprodução da resposta de um solo arenoso a carregamentos com diferentes trajetórias de tensões. A análise dos resultados desses cálculos parece permite comprovar que:

- i) É possível, mediante escolha criteriosa dos parâmetros caracterizadores do modelo, reproduzir razoavelmente com o modelo de *Mohr-Coulomb* a resposta obtida com o *Hardening Soil Model* para uma dada trajetória de tensões, em particular para a de compressão com aumento da tensão média;
- ii) Com esses mesmos parâmetros não é possível reproduzir com o modelo de *Mohr-Coulomb* a resposta obtida com o *Hardening Soil Model* para outras trajetórias de tensões;
- iii) O modelo de *Mohr-Coulomb* será, então, passível de ser utilizado em problemas cujos carregamentos induzam no maciço interessado trajetórias apenas de um tipo, sendo mais problemática o seu emprego em casos de carregamentos que induzam diferentes trajetórias de tensões.

De seguida procedeu-se a uma análise mais detalhada do *Hardening Soil Model*, procurando-se referenciar os parâmetros do modelo que maior influência têm na resposta a diferentes trajetórias de tensões. Para tal, uma análise comparada dos efeitos resultantes da variação dos

principais parâmetros do modelo nos resultados da simulação de diferentes ensaios foi efetuada. Dos resultados dessa análise pode-se concluir que:

- i) O parâmetro E_{50}^{ref} tem grande influência na evolução das deformações axiais e radiais com o carregamento nos ensaios triaxiais de compressão, ao contrário do que ocorre nos ensaios de extensão e, sobretudo, nos ensaios de compressão isotrópica, ensaios estes em que o comportamento do solo é independente do valor de E_{50}^{ref} . A razão para que isto aconteça prende-se com o facto de E_{50}^{ref} ser o parâmetro que controla a evolução da superfície de cedência associada às tensões de desvio, o que origina que a sua influência se faz sentir quando esta é ativada, o que ocorre desde o início do carregamento nos ensaios triaxiais de compressão, contrariamente ao que acontece nos ensaios de extensão e nos ensaios de compressão isotrópica em que ela só é acionada depois de haver uma rotação das tensões principais ou, simplesmente, o não é.
- ii) O parâmetro E_{oed}^{ref} , controlando a evolução da superfície de cedência associada aos carregamentos isotrópicos, influencia fortemente a magnitude das deformações volumétricas. Por isso, nos ensaios triaxiais com aumento da tensão média e nos ensaios de compressão isotrópica, o facto de aquela superfície de cedência ser desde logo ativada, faz com que as deformações volumétricas sejam tanto maiores quanto menor é o valor de E_{oed}^{ref} . Já nos ensaios triaxiais com diminuição da tensão média, o facto de a superfície de cedência não ser ativada faz com que o nível das deformações volumétricas seja baixo e independente do valor de E_{oed}^{ref} .
- iii) O parâmetro E_{ur}^{ref} , que controla a componente elástica da deformação, tem uma muito pequena influência em todas as trajetórias de tensão em que uma ou outra das superfícies de cedência é ativada, visto que aquela componente é relativamente pequena quando comparada com as componentes plásticas. A influência do valor de E_{ur}^{ref} faz-se sentir nos ciclos de descarga-recarga, particularmente nos ensaios de compressão isotrópica, e nos ensaios de extensão, uma vez que nestes a trajetória de tensões evolui inicialmente no interior das superfícies de cedência o que torna o comportamento inicial puramente elástico.
- iv) O aumento do ângulo de resistência ao corte ϕ' origina, naturalmente, que a rotura em todos os ensaios triaxiais aconteça para maiores valores das tensões de desvio pelo que sendo maiores os incrementos de tensão, maiores são as deformações. Não podendo ser atingida a rotura nos ensaios de compressão isotrópica, o valor de ϕ' não tem qualquer influência nos resultados destes ensaios.
- v) Controlando o ângulo de dilatância a variação volumétrica associada às tensões de desvio, o seu valor não tem qualquer influência nos resultados dos ensaios de

compressão isotrópica. O mesmo não acontece nos ensaios triaxiais, onde o aumento do parâmetro Ψ origina uma maior expansão do solo.

Na parte final do trabalho começou-se por proceder à calibração do *Hardening Soil Model* para a formação miocénica das “Areolas da Estefânia”, que constitui grande parte do subsolo da região de Lisboa. Tendo-se verificado que no interior da formação era possível distinguir duas camadas com características diferentes, uma constituída por um solo bem mais fino e coesivo que a outra, foi decidido definir dois conjuntos de parâmetros. Na definição desses parâmetros foram tidos em consideração os resultados dos ensaios triaxiais drenados de compressão com aumento da tensão média e de compressão isotrópica disponíveis na bibliografia, tendo sido possível com a modelação numérica destes ensaios ajustar o valor de alguns dos parâmetros de forma que as curvas simuladas se ajustassem o melhor possível às experimentais.

Com os parâmetros definidos, e para a concretização do objetivo principal do trabalho, realizou-se a simulação numérica de outros ensaios laboratoriais, cujos resultados também estão disponíveis na bibliografia. Esses ensaios incluem ensaios drenados e não drenados com diferentes trajetórias de tensão.

Dessas simulações foi possível constatar que:

- i) Para a camada profunda a concordância obtida em todos os ensaios foi bastante satisfatória, sendo os desajustes detetados consequência da incapacidade do modelo de simular o amortecimento após o pico e a estabilização das deformações volumétricas ou dos excessos de pressão de água nos poros gerados para grandes deformações;
- ii) O mesmo não aconteceu para a camada superficial, onde as aproximações conseguidas foram, sobretudo nos casos dos ensaios não drenados, pouco satisfatórias, tendo as curvas simuladas afastado-se bem das obtidas nos ensaios;
- iii) Essas diferenças aconteceram nos ensaios drenados na simulação das deformações volumétricas de compressão no início do carregamento, enquanto nos ensaios não drenados o problema se colocou na simulação, também no início do carregamento, do excesso positivo da pressão de água nos poros gerado, problema que se repercute na curva tensão de desvio-deformação axial, já que a incorreção na estimativa da pressão de água nos poros induz erros nas tensões efetivas e, conseqüentemente, nas propriedades mecânicas do solo.

Uma vez que as causas principais dos desajustes verificados são dependentes, fundamentalmente, do módulo edométrico, procedeu-se a uma alteração do valor deste parâmetro, aumentando-o, o que acarretou menor deformações volumétricas de compressão e

menores excessos positivos de pressão de água nos poros, com a consequente aproximação entre as curvas simuladas e as experimentais.

Como conclusão do trabalho realizado, parece poder afirmar-se que o *Hardening Soil Model* tem a capacidade de representar as diversas trajetórias de tensão que podem ser induzidas num maciço por uma obra. Chama-se, no entanto a atenção que de um modo geral, mas particularmente no caso dos maciços como as “Areolas da Estefânia” muito variáveis e heterogéneos, é importante que na sua calibração sejam utilizados resultados de um conjunto tão vasto quanto possível de ensaios.

5.2 Trabalhos futuros

No que respeita a possíveis trabalhos a desenvolver no âmbito da temática abordada, pensa-se que seria de interesse:

- i) Analisar as diferenças dos resultados da simulação de uma obra que induza no maciço interessado diversas trajetórias de tensão, como é o caso de uma estrutura de contenção ancorada, utilizando o *Hardening Soil Model* e outros modelos, como, por exemplo, o modelo de Mohr-Coulomb, o mais vulgarmente empregue no projeto corrente;
- ii) Realizar uma análise comparativa do comportamento real de uma obra com o previsto pela aplicação dos modelos numéricos, o que em último caso poderá permitir uma retroanálise dos parâmetros definidores do modelo empregue para reproduzir o comportamento mecânico do maciço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida e Sousa, J. (1998). "Túneis em Maciços Terrosos: Comportamento e Modelação Numérica". Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Almeida e Sousa, J. (2008). "Análise numérica de túneis em solos". Atas do XIV COBRAMSEG, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Buzios, Rio de Janeiro, Vol. 1.

Caputo, H. P. (1976). "Mecânica dos solos e suas aplicações" (Vol. 1). Rio de Janeiro. Livros técnicos e científicos editora S.A.

Cotter, J. C. B. (1956). "The marine miocene of Lisbon". Reports of the Geological Services of Portugal.

Duncan, J.M.; Chang, C. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, SMS5, pp. 1629-1653.

Espírito Santo, R.J.M.C. (2011). "Estação do Terreiro do Paço: Análise do Projeto e do Comportamento Observado". Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.

França, P. (2006). "Estudo do Comportamento de Túneis - Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos". Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

Franzius, J. N. (2003). "Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence". Ph. D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Issufo, I. J. (2016). "Escavações em meio urbano utilizando a metodologia top-down. O caso da Torre Platinum em Maputo, Moçambique". Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Kondner, R. (1963). "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils". *Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM1*, pp. 115-143.

Lemos, L. L. (1987). "Resistência ao corte: o modelo de Mohr-Coulomb para solos". Departamento de Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra.

Lemos, L. L. (2015). "Apontamentos da disciplina Mecânica dos solos do estado crítico". Departamento de Engenharia Civil – FCTUC, Coimbra.

Mair, R.J. (1993). "Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations". *Unwin Memorial Lecture 1992: Proc. Instn Civ. Engrs, Paper 10070*, pp. 27-41.

Matos Fernandes, M. (2011). "Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica". FEUP edições, Porto.

Matos Fernandes, M. (2012). "Mecânica dos Solos. Conceitos e princípios fundamentais". FEUP edições, Porto.

Pedro, A. M. G. (2013). "Geotechnical Investigation of Ivens Shaft in Lisbon". Ph. D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Plaxis 2D Material Models Manual (2008). PLAXIS B. V., Delft, Holanda.

Plaxis 2D Material Models Manual (2011). PLAXIS B. V., Delft, Holanda.

Pranthawee, P.; Jongpradist, P.; Kongkitkul, W. (2011). "Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviours of rockfill dams". *Songklanakarin J. Sci. Technol.*, Vol 33, nº 3, pp. 325-334.

Relvão, L. F. (2015). "Dimensionamento de uma cortina escorada". Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Silva, J. R.C.H. (2011). "Análise Numérica de Ensaios a 1G em Modelos Reduzidos de Fundações Diretas". Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Souza, C. (2008). "Aplicações Numéricas na Engenharia de Túneis – Alguns Aspectos Condicionantes". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Terzaghi, K. (1943) "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley & Sons.

Venda de Oliveira, P. (2010). "Apontamentos da disciplina Obras de Terra". Departamento de Engenharia Civil – FCTUC, Coimbra.

Viegas, C.S.S. (2011). "Modelação de Argilas em Condições Não Drenadas com Recurso ao Plaxis". Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.