



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

# **Modelação Numérica de Ensaios de Carga em Placa em Modelos à Escala Reduzida**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na  
Especialidade de Geotécnia

**Autor**

**Cárin Alexandra Afonso Cardoso Ferreira**

**Orientadores**

**José Carlos Duarte Grazina**

**Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Março, 2014**

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor José Grazina, pela sua disponibilidade, orientação e apoio. A sua sabedoria aliada à boa disposição fez com que todo o trabalho se tornasse facilmente intuitivo e divertido.

Ao Professor Doutor Paulo Pinto, também pela sua orientação e apoio. Em particular, às constantes partilhas de conhecimento e cultura afiliado ao permanente estímulo intelectual.

Ao Luís Santos, Ricardo Azeiteiro e Sr. José António por toda a simpatia e ajuda demonstrados durante a realização desta tese.

À Ana Pereira, Ana Sousa, Cláudia e Kelly pela amizade que levo para a vida. Obrigada!

Aos meus primos, Carlinhos e Joãozinho, e tias Lucinda e Luzia não podia deixar de fazer um agradecimento especial. Um livro não chegaria para descrever tudo o que vos tenho a agradecer! Sendo assim fica um grande e sentido obrigada!

Ao Carlos Veiga, por todo o apoio e ajuda na elaboração desta tese. Por todo o carinho, companheirismo e amizade. E principalmente por ter estado presente nos momentos em que mais precisei.

À minha irmã Sofia, por toda a ajuda e palavras de incentivo. Por ser especial e por todo o amor e afeição escondido por de trás de “regulia” e alegria.

À minha mãe, por todo o amor e meiguice. Por ser a melhor Mãe do Mundo e por todos os princípios transmitidos (sempre carinhosos) de forma a que hoje possa ser uma pessoa melhor.

Ao meu pai, a quem dedico este trabalho. Obrigada por acreditares em mim. Por todo o amor, carinho, paciência e apoio que me fizeste sentir sempre que precisei. Obrigada por seres o melhor Pai do Mundo.

À minha avó, Maria Pereira, por toda a força, carinho e preocupação demonstrados durante o meu crescimento e vida académica. Espero que a avó esteja orgulhosa de mim. O meu maior desejo seria correr para sua casa e poder partilhar consigo este momento com alegria.



## RESUMO

As fundações superficiais são bastante usadas para suportar estruturas de todos os géneros, de forma a transmitirem, em segurança, a carga que a estrutura aplica no terreno sem exceder a sua capacidade de carga ou provocar assentamentos excessivos. No dimensionamento destas fundações, dois requisitos têm de ser satisfeitos: as tensões atuantes não devem exceder a capacidade de carga do solo, ou seja, deve evitar-se a rotura com uma adequada margem de segurança; os assentamentos devem ficar dentro dos limites tolerados pela estrutura para o seu bom funcionamento. Uma fundação é considerada como sendo, não só a parte da estrutura que está em contacto direto com o solo (sapata), como também o volume de solo influenciado pela mesma.

Usando o programa de elementos finitos PLAXIS 2D, pretendeu-se efetuar, com uma placa circular de 300mm de diâmetro, uma previsão dos resultados de ensaios de carga em placa (PLT – Plate Loading Test) à escala reduzida, num tanque seccionado, em que a área da base é de 1,0 x 1,5 m e a altura é de 1,5 m. Foi usada uma areia mal graduada da zona de Tentúgal, denominada em estudos anteriores por “areia de Coimbra” (Paulo, 2013). Foi usada uma placa circular com 300 mm de diâmetro.

Para o efeito, foi previamente efectuada a caracterização do comportamento da areia nos estados, solto e compacto, através da realização de ensaios triaxiais. Com base nesta caracterização foi feita a calibração de modelos analíticos obtendo os parâmetros do solo relevantes para o estudo, tais como o ângulo de atrito, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a dilatância. De forma a verificar os parâmetros obtidos, foi efectuada, ainda, a modelação numérica dos ensaios triaxiais através do PLAXIS, usando os modelos de comportamento do solo, de Mohr-Coulomb e Hardening Soil.

Foi ainda, realizada a análise numérica, com o PLAXIS e usando os mesmos modelos de comportamento do solo, dos ensaios PLT à escala reduzida para poderem ser comparados com ensaios experimentais com as mesmas características, realizados em trabalhos realizados paralelamente a este por Veiga (2014). Também foi analisada a modelação numérica destes ensaios para um volume superior de solo, simulando o ensaio *in-situ*, de maneira a concluir acerca da influência das dimensões do tanque consideradas na modelação anterior.

Na simulação do ensaios *in-situ*, foi testada a influencia da discretização da malha para cada densidade relativa do solo e, para cada modelo de comportamento. Na modelação dos ensaios à escala reduzida, foi usada apenas uma malha de discretização, para os mesmos modelos e densidades do solo, variando, ainda, as condições de fronteira relativas ao atrito entre o solo e as fronteiras rígidas do tanque.

## ABSTRACT

Shallow foundations are often used for supporting structures of all genre, in such a way that the applied load is safely transmitted to the ground, without exceeding its bearing capacity or causing significant settlements. Two major criteria must be satisfied in the design of this type of foundations: the stresses transmitted to the ground can't exceed its bearing capacity, avoiding soil collapse with a certain safety margin; the settlements of the foundation, must be within the limits tolerated by the structure to ensure its proper function. The foundation is considered to be, not only the physical structure in contact with the ground (shoe), but also the volume of soil influenced by it.

It was intended, by the use of the finite element program PLAXIS 2D, to predict the expected results of a small-scaled Plate Loading Test (PLT), using a circular plate with 300 mm of diameter, in a sectioned tank, with a floor area of 1,0 x 1,5 m and a height of 1,5 m. The soil used was a poorly graded sand from Tentúgal, named in previous studies as “areia de Coimbra (Coimbra's sand)” (Paulo, 2013).

Previously, triaxial tests were conducted as to evaluate the soil's behaviour in its loose and dense configurations. Then, analytical models were calibrated and the relevant soil parameters obtained, such as the friction angle, elasticity modulus, Poisson's coefficient and dilatancy, based on the soil tests carried on previously. In order to verify these parameters, a numerical analysis of these tests was preformed, using PLAXIS, and Mohr-Coulomb's and Hardening Soil models.

Also preformed, was an identical numerical analysis, using the same program and soil models, but for the small-scaled PLT tests, so that its results could be compared with the results obtained in a parallel study conducted by Veiga (2014). To analyse the influence of the tank dimensions used in the previous analysis, a similar one was made using a larger volume of soil, so that it could simulate in-situ tests.

In the simulation of the in-situ tests, the influence of the mesh's discretization was evaluated for each relative density and soil behaviour. In the small-scaled tests analysis, it was only used one mesh for the same densities and models, but it was also varied the border conditions regarding the friction between the soil and the rigid tank borders.

## ÍNDICE

|   |     |
|---|-----|
| AGRADECIMENTOS .....  | i   |
| RESUMO.....   | ii  |
| ABSTRACT .....  | iii |
| ÍNDICE.....   | iv  |
| ÍNDICE DE FIGURAS .....   | vi  |
| ÍNDICE DE QUADROS .....   | ix  |
| SIMBOLOGIA .....  | x   |
| ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS.....   | xi  |
| 1 INTRODUÇÃO.....   | 1   |
| 1.1 Enquadramento e Objectivos da Dissertação .....                     | 1   |
| 1.2 Estrutura da Dissertação .....                                      | 2   |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....  | 4   |
| 2.1 Introdução.....   | 4   |
| 2.2 Comportamento Mecânico de Areias .....                              | 4   |
| 2.3 Modelos Reológicos Utilizados.....                                  | 9   |
| 2.3.1 Modelo de Mohr-Coulomb.....                                       | 9   |
| 2.3.2 Modelo Hardening Soil .....                                       | 11  |
| 2.4 Estimativa da Capacidade de Carga pela Teoria da Plasticidade ..... | 15  |
| 2.5 Estimativa de Assentamentos pela Teoria da Elasticidade.....        | 19  |
| 2.6 Ensaio de Carga em Placa .....                                      | 19  |
| 2.7 Modelação Numérica de Ensaios PLT .....                             | 21  |
| 3 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA AREIA DE COIMBRA .....                 | 23  |
| 3.1 Introdução.....   | 23  |
| 3.2 Caracterização Física.....  | 23  |
| 3.3 Descrição dos Ensaios Triaxiais Realizados .....                    | 28  |
| 3.4 Apresentação e Análise de Resultados .....                          | 32  |
| 3.4.1 Resultados dos ensaios com a areia solta .....                    | 32  |
| 3.4.2 Resultados dos ensaios com a areia densa.....                     | 36  |
| 3.4.3 Análise de resultados .....                                       | 38  |
| 4 CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA OS MODELOS CONSTITUTIVOS.....          | 41  |
| 4.1 Introdução.....   | 41  |
| 4.2 Parametização Analítica Preliminar .....                            | 41  |
| 4.2.1 Parametização analítica para a areia solta .....                  | 41  |
| 4.2.2 Parametização analítica para a areia densa .....                  | 43  |
| 4.3 Calibração Numérica .....   | 45  |
| 4.3.1 Calibração numérica para a areia solta .....                      | 46  |
| 4.3.2 Calibração numérica para a areia densa .....                      | 49  |
| 5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE CARGA EM PLACA.....                  | 53  |

---

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 5.1   | Introdução .....   | 53 |
| 5.2   | Previsão Analítica da Capacidade de Carga e Assentamentos .....          | 53 |
| 5.2.1 | Previsão para a areia solta .....  | 53 |
| 5.2.2 | Previsão para a areia densa .....  | 54 |
| 5.3   | Modelação do Ensaio PLT <i>in situ</i> .....                             | 56 |
| 5.3.1 | Resultados e análise da modelação <i>in situ</i> com a areia solta ..... | 58 |
| 5.3.2 | Resultados da modelação <i>in situ</i> com a areia densa .....           | 59 |
| 5.4   | Modelação do Ensaio PLT no Tanque .....                                  | 61 |
| 5.4.1 | Resultados da modelação no tanque com a areia solta .....                | 62 |
| 5.4.2 | Resultados da modelação no tanque com a areia densa .....                | 66 |
| 6     | CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS .....                      | 70 |
| 6.1   | Conclusões .....   | 70 |
| 6.2   | Trabalhos e Desenvolvimentos Futuros .....                               | 72 |
|       | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....   | 73 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1.1 – Tanque de ensaios a utilizar em ensaios PLT .....   | 1  |
| Figura 2.1 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de Matos Fernandes, 2006) .  | 5  |
| Figura 2.2 – Envolvente real da rotura (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....  | 5  |
| Figura 2.3 – Evolução da tensão desviatória, variação volumétrica e índice de vazios em ensaios triaxiais drenados (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....  | 7  |
| Figura 2.4 – Esquematização do ângulo de dilatância (Matos Fernandes, 2006) .....  | 8  |
| Figura 2.5 – Esquematização de resultados obtidos em ensaios triaxiais: a) reais e b) aproximados pelo modelo MC (adaptado de PLAXIS Manual, 2008).....  | 10 |
| Figura 2.6 – Definição de $E_0$ e $E_{50}$ (PLAXIS Manual, 2008).....  | 11 |
| Figura 2.7 – Evolução do estado de tensão e superfícies de cedência do modelo HS no plano p - q para um ensaio triaxial: 1) estado de tensão inicial; 2) estado de tensão a meio do carregamento e 3) estado de tensão na rotura.....                                  | 12 |
| Figura 2.8 – Relação tensão-deformação do modelo HS (PLAXIS Manual, 2008) .....  | 14 |
| Figura 2.9 – Representação do cut-off da dilatância num ensaio triaxial drenado (adaptado de PLAXIS manual, 2008) .....  | 15 |
| Figura 2.10 – Modos de rotura de uma fundação superficial (adaptado de Vesic, 1973).....   | 16 |
| Figura 2.11 – Superfícies de rotura e zonas plastificadas de uma fundação superficial com base na teoria da plasticidade: Zona I – Estado limite ativo de Rankine; Zona II – Corte radial; Zona III – Estado limite passivo de Rankine (adaptado de Khanal, 2013)..... | 16 |
| Figura 2.12 – Esquema geral de um ensaio PLT (adaptado de Khanal, 2013) .....  | 20 |
| Figura 2.13 – Curva carga-assentamento de um ensaio de carga em placa (adaptado de Khanal, 2013) .....   | 20 |
| Figura 3.1 – Localização geográfica.....   | 23 |
| Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia de Coimbra .....  | 24 |
| Figura 3.3 – Material utilizado para a determinação do peso volúmico máximo .....  | 25 |
| Figura 3.4 – Instrumentos utilizados .....   | 26 |
| Figura 3.5 – Remoção da areia em excesso.....  | 27 |
| Figura 3.6 - Utensílios utilizados na preparação das amostras de densidade baixa e densa ...   | 29 |
| Figura 3.7 – Parte inicial da montagem do provete.....   | 29 |
| Figura 3.8 – Desmontagem do molde após a pluviação .....   | 29 |
| Figura 3.9 – Exemplificação da percolação ascendente praticada nos ensaios .....   | 30 |
| Figura 3.10 – Fase de corte do ensaio 5 para: a) $\varepsilon_a = 2,5\%$ ; b) $\varepsilon_a = 9\%$ ; c) $\varepsilon_a = 14\%$ . ....   | 31 |
| Figura 3.11 – Resultados dos ensaios triaxiais para a areia solta sem as correções efectuadas  | 34 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 3.12 – Relações $q - \varepsilon_a$ e $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ para a areia solta .....  | 35 |
| Figura 3.13 – Deformação final da amostra solta consolidada a 200 kPa.....   | 35 |
| Figura 3.14 – Trajetórias no plano $s'-t$ para as amostras soltas com representação da superfície de rotura definida para: a) resistência de pico b) resistência a volume constante    | 36 |
| Figura 3.15 – Relações $q - \varepsilon_a$ e $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ para a areia densa.....   | 37 |
| Figura 3.16 – Trajetórias no plano $s'-t$ para a densidade alta com representação da linha de rotura: a)normal b)a volume constante.....   | 38 |
| Figura 3.17 – Relação $q - \varepsilon_a$ para todos os ensaios.....   | 39 |
| Figura 4.1 – Modelos Mohr-Coulomb para a areia solta: a) com parâmetros adequados às três tensões de consolidação, b) com parâmetros adequados à tensão de consolidação de 50 kPa..... | 42 |
| Figura 4.2 – Modelos Mohr-Coulomb para a areia densa: a) com parâmetros adequados às três tensões de consolidação, b) com parâmetros adequados à tensão de consolidação de 50 kPa..... | 44 |
| Figura 4.3 – Modelo de elementos finitos: a)geometria, sistema de cargas e deslocamento aplicados; b) malha de elementos finitos.....  | 45 |
| Figura 4.4 –Modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil da areia solta .....   | 48 |
| Figura 4.5 – Modelos Hardening Soil para a areia solta e diferentes tensões de consolidação  | 49 |
| Figura 4.6 – Modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil da areia densa.....   | 51 |
| Figura 4.7 – Modelos Hardening Soil para a areia densa e diferentes tensões de consolidação  | 52 |
| Figura 5.1 – Modelos Bi-lineares para as previsões analíticas do ensaio PLT da areia solta .   | 54 |
| Figura 5.2 – Modelos Bi-Lineares para as previsões analíticas da areia densa.....  | 56 |
| Figura 5.3 – Modelo de elementos finitos: a)geometria do modelo e carga aplicada; b) malha de elementos finitos muito fina; c) malha de elementos finitos média.....                   | 57 |
| Figura 5.4 – Resultados da modelação de ensaios PLT <i>in situ</i> para a areia solta usando uma malha muito fina e uma malha média.....   | 58 |
| Figura 5.5 – Pontos Plásticos para uma tensão aplicada de 200 kPa : a)D30MC50 med; b)D30MC80 med e c)D30HS med .....   | 59 |
| Figura 5.6 – Resultados da modelação de ensaios PLT <i>in situ</i> para a areia densa usando uma malha muito fina e uma malha média.....   | 60 |
| Figura 5.7 – Pontos Plásticos para uma tensão aplicada de 800 kPa : a)D70MC50 med; b)D70MC80 med e c)D70HS med .....   | 60 |
| Figura 5.8 – Modelo com representação do tanque e interface: a) Geometria e carga aplicada e b) malha de elementos finitos com interface .....   | 61 |
| Figura 5.9 – Resultados da modelação de ensaios PLT no tanque para a areia solta.....  | 63 |

---

|  |    |
|--|----|
| Figura 5.10 – Pontos plásticos com 60 kPa de carga para o modelo: a)DR30 MC50 $r=0,5$ ;<br>b)DR30 MC80 $r=0,5$ e c)D30 HS $r=0,5$ ; .....  | 64 |
| Figura 5.11 – Tensões nas paredes para as modelações da areia solta com $r_{int} = 0,5$ e<br>$r_{int} = 1$ para uma carga de 60 kPa.....   | 65 |
| Figura 5.12 – Resultados da modelação de ensaios PLT no tanque para a areia densa .....  | 66 |
| Figura 5.13 – Pontos plásticos com 100 kPa de carga para o modelo: a)DR70 MC50 $r=0,5$ ;<br>b)DR70 MC80 $r=0,5$ e c)D70 HS $r=0,5$ ; ..... | 67 |
| Figura 5.14 – Tensões nas paredes para as modelações da areia densa com $r_{int} = 0,5$ e<br>$r_{int} = 1$ para uma carga de 100kPa.....   | 68 |
| Figura 5.15 – Tensões nas paredes para os modelos MC50 e HS da areia solta e densa com<br>$r_{int} = 1$ e uma carga de 60 kPa.....         | 69 |

## ÍNDICE DE QUADROS

|  |    |
|--|----|
| Quadro 2.1 – Valores indicativos dos ângulos de atrito de pico e de volume constante de solos granulares (Hough, 1957) ..... | 8  |
| Quadro 2.2 – Parâmetros do Modelo Hardening Soil .....   | 12 |
| Quadro 3.1 – Índice de vazios mínimo .....   | 26 |
| Quadro 3.2 – Índice de vazios máximo .....   | 27 |
| Quadro 3.3 – Valores de $e_{mín}$ e $e_{máx}$ .....  | 27 |
| Quadro 3.4 – Ensaios triaxiais realizados.....   | 32 |
| Quadro 3.5 – Características das amostras soltas no fim de preparadas .....  | 32 |
| Quadro 3.6 – Propriedades físicas das amostras soltas após a consolidação .....  | 33 |
| Quadro 3.7 – Resultados obtidos nos ensaios triaxiais para a areia solta.....  | 36 |
| Quadro 3.8 – Características das amostras densas no fim de preparadas.....   | 36 |
| Quadro 3.9 – Propriedades físicas das amostras densas após a consolidação.....   | 37 |
| Quadro 3.10 – Resultados obtidos nos ensaios triaxiais para a areia densa .....  | 38 |
| Quadro 3.11 – Valores do ângulo de atrito para diferentes interpretações.....  | 39 |
| Quadro 3.12 – Módulos de elasticidade das amostras.....  | 40 |
| Quadro 3.13 – Extensão volumétrica de contracção máxima .....  | 40 |
| Quadro 4.1- Características dos modelos MC adequados às três tensões de consolidação.....                                    | 42 |
| Quadro 4.2 – Parâmetros adequados á tensão de consolidação de 50 kPa.....  | 43 |
| Quadro 4.3 – Características dos modelos MC adequados às três tensões de consolidação ...                                    | 44 |
| Quadro 4.4 – Parâmetros adequados á tensão de consolidação de 50 kPa.....  | 45 |
| Quadro 4.5 – Parâmetros dos modelos MC para a areia solta.....   | 46 |
| Quadro 4.6 – Parâmetros do modelo HS para a areia solta .....  | 47 |
| Quadro 4.7 – Parâmetros dos modelos MC para a areia densa .....  | 49 |
| Quadro 4.8 – Parâmetros dos modelos HS para a areia densa .....  | 50 |
| Quadro 5.1 – Factores corretivos para a previsão da capacidade da carga da areia solta .....                                 | 53 |
| Quadro 5.2 – Parâmetros necessários para a previsão da capacidade de carga da areia solta.                                   | 53 |
| Quadro 5.3 – Verificação para a Correção de Vesic na areia solta .....   | 54 |
| Quadro 5.4 – Previsão de assentamentos na areia solta .....  | 54 |
| Quadro 5.5 – Factores corretivos para a previsão da capacidade da carga da areia densa.....                                  | 55 |
| Quadro 5.6 – Parâmetros necessários para a previsão da capacidade de carga da areia densa                                    | 55 |
| Quadro 5.7 – Verificação para a correção de Vesic na areia densa.....  | 55 |
| Quadro 5.8 – Correção de Vesic para a capacidade de carga da areia densa .....   | 55 |
| Quadro 5.9 – Previsão de assentamentos na areia densa.....   | 55 |
| Quadro 5.10 – Características da placa .....   | 57 |
| Quadro 5.11 - Factor de redução da interface para areias com os materiais do tanque .....                                    | 62 |



## **SIMBOLOGIA**

### Características Físicas e de Identificação

$C_U$  – Coeficiente de uniformidade

$C_C$  – Coeficiente de curvatura

$e$  – Índice de vazios

$e_{min}$  – Índice de vazios mínimo

$e_{máx}$  – Índice de vazios máximo

$G$  – Densidade das partículas sólidas

$\gamma_w$  – Peso volúmico da água

$\gamma$  – Peso volúmico

$\gamma'$  – Peso volúmico submerso

$\gamma_d$  – Peso volúmico seco

$\rho_d$  – Massa volúmica seca

### Tensões, Deformações e Resistência ao Corte

$c'$  – Coesão em termo de tensões efectivas

$E$  – Módulo de deformabilidade

$E_i$  – Módulo de deformabilidade inicial

$E_{50}$  – Módulo de deformabilidade correspondente a 50% da carga de rotura

$E_{80}$  – Módulo de deformabilidade correspondente a 80% da carga de rotura

$E_{ur}$  – Módulo de deformabilidade em descarga/recarga

$k_0$  – Coeficiente de impulso em repouso

$p$  – Tensão normal média

$q$  – Tensão desviatória

$q_f$  – Tensão de desvio máxima (rotura)

$u$  – Pressão intersticial

$\varepsilon_a$  – Extensão axial

$\varphi'$  – Ângulo de atrito em termos de tensões efectivas

$\psi$  – Ângulo de dilatação

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  – Tensões principais máxima, intermédia e mínima, respectivamente

$\tau$  – Tensão tangencial

### Outros Símbolos

$A'$  – área efetiva da fundação

$B$  – Parâmetro B de Skempton

$B$  – Largura da fundação

$B_p$  – o diâmetro da placa utilizada no ensaio PLT  
 $H$  – espessura da camada de solo homogênea sob a fundação  
 $I_r$  – Índice de rigidez do solo  
 $I_{rr}$  – Índice de rigidez reduzido  
 $I_{rc}$  – Índice de rigidez corrigido  
 $L$  – Comprimento da fundação  
 $R_d$  – valor de cálculo da capacidade de carga da fundação  
 $r_{int}$  – factor de redução de resistência  
 $q_u^{PLT}$  – tensão de rotura obtida do ensaio PLT  
 $N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  – factores de capacidade de carga  
 $s_c, s_q$  e  $s_\gamma$  – factores de forma  
 $i_c, i_q$  e  $i_\gamma$  – factores de inclinação;  
 $d_c, d_q$  e  $d_\gamma$  – factores de profundidade  
 $f_c, f_q$  e  $f_\gamma$  – factores devido à existência de um estrato rígido  
 $\Delta$  – extensão volumétrica de contração

## ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

ASTM – American Society for Testing and Materials  
DSS – Ensaio de corte directo simples  
ELS – Estado limite de serviço  
ELU – Estado limite ultimo  
HS – Hardening Soil  
LVDT – Sensor para medição de deslocamento linear (Linear Variable Differential Transformer)  
MEF – Método de Elementos Finitos  
MC – Mohr-Coulomb  
PLT – Ensaio de carga em placa (plate loading test)  
SCC – Superfície de cedência de contracção (CAP em língua inglesa)

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento e Objectivos da Dissertação

As ações transmitidas por qualquer estrutura às fundações é suportada pelo solo e para o seu conhecimento é essencial uma boa caracterização do seu comportamento. A previsão da capacidade de carga e dos assentamentos de fundações superficiais é então essencial para a Engenharia Geotécnica. As fundações podem ser superficiais ou profundas, sendo as últimas utilizadas quando os solos superficiais apresentam fraca qualidade e é necessário o aproveitamento da resistência das camadas mais profundas. Por sua vez as fundações superficiais, designadas também por sapatas, são menos dispendiosas e assim, utilizadas sempre que não é necessário recorrer à resistência das camadas mais profundas. As fundações superficiais podem ser circulares, quadrangulares ou rectangulares e são colocadas à superfície do terreno ou enterradas alguns metros. A previsão da capacidade de carga e assentamentos é baseada, na mecânica dos solos, em fórmulas de capacidade de carga e de assentamentos em separado. Hoje em dia, o Método dos Elementos Finitos (MEF) proporciona uma alternativa eficiente e mais refinada, contudo, os programas necessitam de parâmetros do solo e podem tornar-se complicados de usar. É importante fazer uma boa apuração dos parâmetros do solo e do funcionamento do MEF comparando estas previsões com casos reais.

Visando o desenvolvimento de um novo equipamento de ensaio de carga em placa (PLT) no laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC, o presente trabalho apresenta o estudo inicial e análise numérica de ensaios de carga em placa à escala reduzida, utilizando um tanque de ensaios existente.



Figura 1.1 – Tanque de ensaios a utilizar em ensaios PLT

A execução dos ensaios experimentais à escala reduzida foi desenvolvida em simultâneo por Veiga (2014). O tanque de dimensões 2x1,5x1,2 foi seccionado a meio. O material usado foi a areia da região de Tentúgal, designada em trabalhos anteriores por areia de Coimbra (Paulo, 2013). Uma vez que a areia de interesse para os ensaios, não está caracterizada quanto à sua resistência, o presente trabalho apresenta, ainda, todo o processo laboratorial tendo em vista a obtenção dos parâmetros de resistência ao corte da areia necessários para a modelação numérica e previsão da capacidade de carga.

Com os resultados dos ensaios triaxiais é feita uma calibração com modelos elasto-plásticos de Mohr-Coulomb (MC) e Hardening Soil (HS) com recurso ao programa PLAXIS V8.2. De seguida é feita a simulação de ensaios de carga em placa com uma placa de diâmetro de 300mm onde serão apresentados resultados que serão confrontados com os resultados dos ensaios PLT executados no tanque.

O programa PLAXIS é uma evolução de um software sobre o uso do método dos elementos finitos e modelos constitutivos criado na década de setenta, na Universidade de Delft na Holanda. Foi este software que, depois de anos de desenvolvimento e enriquecimentos, deu origem ao programa usado nas análises de elementos finitos usados nesta tese. Refere-se, ainda, que deverá ser o programa de elementos finitos mais usado atualmente pela comunidade geotécnica. Resumidamente o MEF consiste na divisão/discretização de um espaço em elementos (triangulares ou quadrangulares), de forma a definir a malha de elementos finitos, respeitando o volume e contorno geométrico. As forças aplicadas distribuem-se pelos nós dos elementos e, consoante as características reológicas dos materiais do modelo, é gerado um campo de deformações dentro dos elementos, compatíveis com tensões internas. Pela integração do conjunto das tensões internas de cada elemento obtêm-se as forças internas, que deverão igualar as forças externas quando atingido o equilíbrio.

## **1.2 Estrutura da Dissertação**

Dado à quantidade de matéria abordada na elaboração desta tese, o capítulo 2, é dedicado à apresentação de uma revisão abrangente de conceitos base para a compreensão do conteúdo geral do estudo exposto posteriormente.

Segue-se o capítulo 3, onde se faz a caracterização geral da areia de Coimbra e se descreve todo o processo experimental envolvido na determinação dos parâmetros de resistência ao corte. É ainda realizada a descrição e interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais para a areia no estado solto e no estado denso.

O capítulo 4, resulta no objectivo da determinação dos parâmetros a utilizar nos modelos de solo do programa PLAXIS com base nos ensaios triaxiais para as duas densidades de areia. Primeiramente faz-se uma calibração analítica com base no modelo MC e posteriormente faz-se uma calibração numérica utilizando o modelo MC e HS.

Finalmente, no capítulo 5, concretiza-se o objectivo principal desta tese, em que são elaborados modelos numéricos de ensaios PLT *in situ* e no tanque e é feita a análise dos resultados que poderão vir a ser comparados com os ensaios laboratoriais.

O capítulo 6 apresenta então as conclusões inerentes ao trabalho apresentado. São ainda apontados possíveis desenvolvimentos futuros

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

Neste capítulo são expostos, de forma sucinta, todos os conhecimentos importantes que estão na base da deste trabalho, destacando-se desde a descrição do comportamento de areias, dos modelos reológicos de solo, dos métodos de previsão de capacidade de carga e assentamentos, dos ensaios PLT à modelação numérica dos mesmos.

### 2.2 Comportamento Mecânico de Areias

Para um correto dimensionamento das estruturas, é fundamental o conhecimento do estado de tensão que resulta da interação da estrutura com o maciço envolvente. Esta interação deve sempre apresentar valores inferiores à carga de rotura do solo (ELU) e ao mesmo tempo conferir funcionalidade à própria estrutura (ELS). Para o efeito, são obtidos dados através da realização de análises do maciço, as quais partem de parâmetros como a resistência e deformabilidade apuradas em ensaios in situ e laboratoriais.

Com o sentido de avaliar a capacidade resistente do solo, é proposta pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb uma solução viável para este problema, uma vez que, para diferentes condições de fronteira, permite determinar os parâmetros fundamentais de resistência ao corte ( $c'$  e  $\varphi'$ ). Este critério postula, portanto, que um solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam por este ponto a componente normal,  $\sigma'_f$ , e a componente tangencial,  $\tau_f$ , da tensão se relacionam pela seguinte expressão:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \varphi' \quad (2.1)$$

em que  $\varphi'$  representa o ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte e  $c'$  é a coesão. O índice  $f$  das componentes de tensão indica que aquelas componentes correspondem à rotura (failure).

A representação gráfica da Equação 2.1 é uma reta que define o limite admissível que o estado de tensão pode assumir em termos de tensões efetivas. Os vários estados de tensão são, assim, representados por diferentes círculos de Mohr, que apresentam diferentes raios para cada valor da tensão de confinamento. Apresenta-se em seguida a Figura 2.1 que representa graficamente a equação 2.1 e os círculos de Mohr na rotura para diferentes tensões de confinamento.

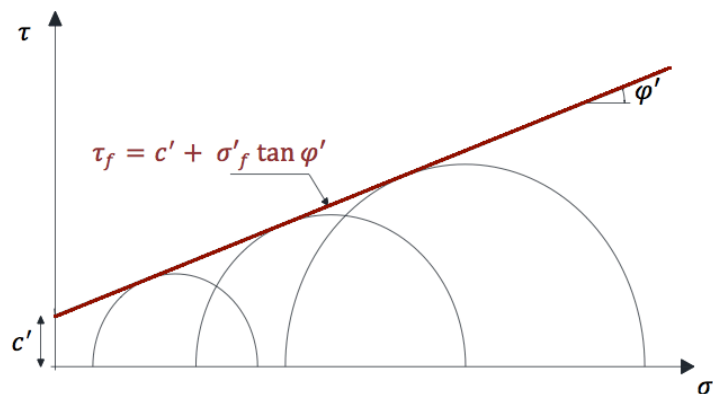


Figura 2.1 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Ao contrário do que a figura anterior possa sugerir, os solos arenosos não exibem coesão apresentando uma envolvente de rotura curva. Os dois fenómenos físicos que contribuem para a resistência ao corte são o “atrito puro” entre partículas e o imbricamento, sendo que, o primeiro faz com que a resistência cresça proporcionalmente à tensão normal. Para ensaios com valores de tensões efectivas normais relativamente baixas o imbricamento conduz a maiores valores de  $\varphi'$  do que para tensões muito mais elevadas onde a inclinação da envolvente não será tão acentuada. Assim, na verdade existe uma curvatura inicial desenvolvida pela envolvente de rotura que, na prática, é aproximada pela envolvente retilínea expressa pela Equação 2.1. Na Figura 2.2 está evidenciada esta aproximação.

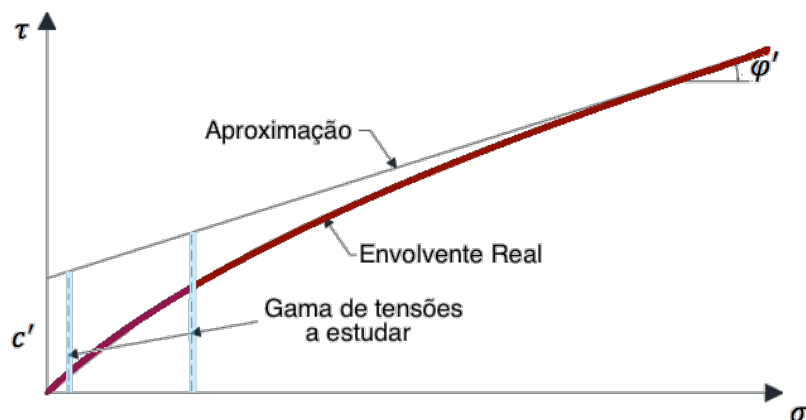


Figura 2.2 – Envolvente real da rotura (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Desta forma, a noção das tensões que se desenvolvem em campo é fundamental para uma correta análise do problema e respetiva caracterização laboratorial. Existem diversos tipos de ensaios de caracterização laboratorial: ensaios de fácil e rápida realização, como o ensaio de corte direto simples (DSS) e o ensaio de corte direto (ou caixa de corte); e ensaios de maior complexidade, que permitem que uma maior quantidade de informação seja determinada, como o ensaio triaxial.

Com a realização destes ensaios é possível determinar os parâmetros mecânicos do solo  $\varphi'$  e  $c'$  através da representação gráfica. Além da solução já apresentada, é também possível representar graficamente os mesmos parâmetros noutros sistemas de eixos, utilizados com frequência como o  $s' - t$  e o  $p' - q$ , cujas tensões máximas e mínimas efetivas são determinadas pelas seguintes expressões:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad ; \quad q' = q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.2)$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad ; \quad t' = t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (2.3)$$

No fundo, estes sistemas de eixo representam os círculos de Mohr num só ponto que corresponde ao estado de tensão de corte máximo. Contudo, no sistema de eixos  $s' - t$  é apenas apresentada a trajetória de tensões de forma que, tal como a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, também esta é caracterizada por uma reta mas sem o traçado de círculos de Mohr, o que simplifica a sua representação. Assim, os pontos resultantes das trajetórias de tensão de cada ensaio corresponderão à envolvente de rotura, descrita pela Equação 2.4

$$t_f = a + s'_f \tan \alpha \quad (2.4)$$

Relacionando-se os parâmetros de resistência ao corte pelas seguintes expressões:

$$c' = \frac{a}{\cos \varphi'} \quad ; \quad \varphi' = \arcsin (\tan \alpha) \quad (2.5)$$

Importa ainda abordar o comportamento que tais solos assumem à medida que a resistência vai evoluindo. Usar-se-ão, para tal propósito, resultados de ensaios triaxiais drenados típicos em amostras soltas e em amostras densas cujo imbricamento entre as partículas é mais acentuado. Logicamente, quanto mais compactos forem os solos, maior será o imbricamento das partículas e maior será a resistência apresentada para a mesma tensão de confinamento.

Apresentam-se então na Figura 2.3 os resultados típicos de solos arenosos para uma areia no estado denso e no estado solto ( $D_r$  até 20%).



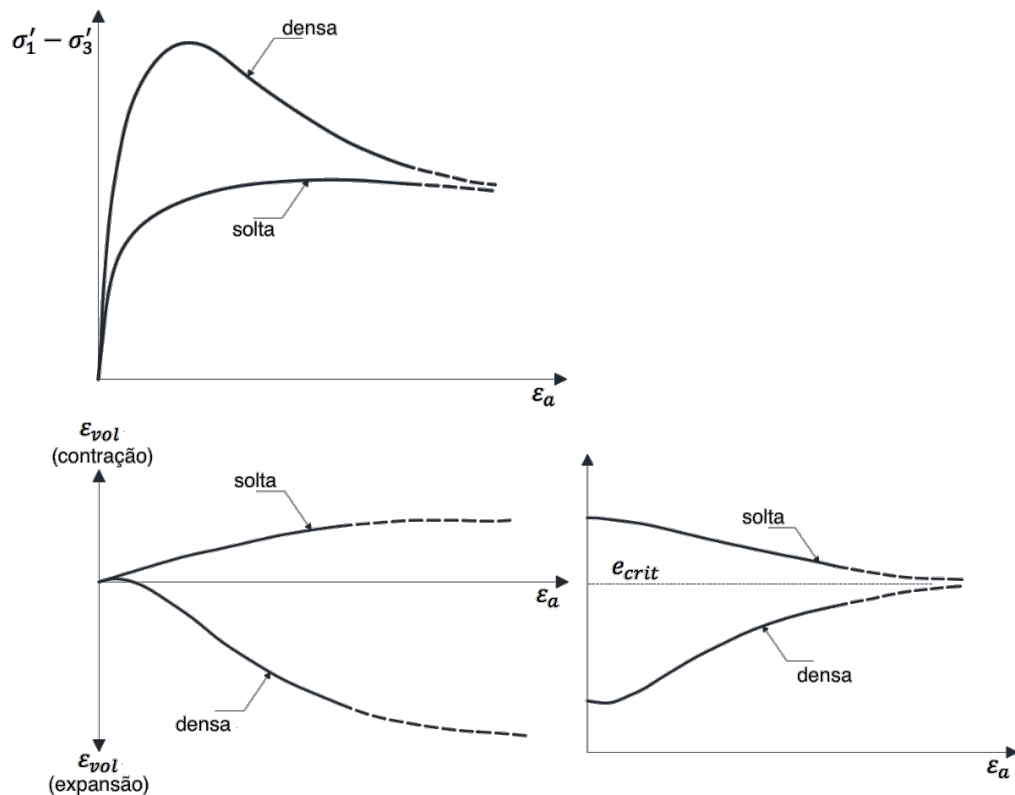


Figura 2.3 – Evolução da tensão desviatória, variação volumétrica e índice de vazios em ensaios triaxiais drenados (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Pela interpretação da figura o comportamento das amostras é, de facto, bastante distinto consoante o grau de compacidade. No que concerne à evolução da resistência do solo durante o corte, observa-se que nas amostras densas há um pico que se deve às forças de atrito e ao, já referido, imbricamento das partículas. Esta resistência denomina-se de resistência de pico, à qual se segue evidentemente uma resistência mais baixa (resistência residual). Pode-se então distinguir o ângulo de resistência ao corte de pico,  $\varphi'$  e ângulo de resistência ao corte a volume constante,  $\varphi'_{cv}$ . Por outro lado, nas amostras soltas o pico de resistência não é tão evidente, já que é praticamente igual à resistência última. É, porém, de salientar que a resistência final das diferentes amostras é tendencialmente a mesma. Isto tem que ver, novamente, com a compacidade: nas amostras soltas verifica-se um arranjo das partículas que origina um aumento de densidade e nas amostras densas o elevado imbricamento é gradualmente desfeito com perda de compacidade.

A análise da figura relativamente à variação volumétrica, comprova exactamente o exposto no parágrafo anterior, ou seja, que as amostras densas apresentam uma pequena contração inicial a que se segue uma rápida expansão para valores mais relevantes e que nas amostras soltas, devido à sua baixa densidade relativa, o único comportamento volumétrico experimentado é a contração. Apesar do comportamento distinto, ao atingir o estado crítico, ambas as amostras atingem o mesmo índice de vazios.

No Quadro 2.1 são apresentados valores indicativos dos ângulos de atrito para a resistência de pico e resistência última.

Quadro 2.1 – Valores indicativos dos ângulos de atrito de pico e de volume constante de solos granulares (Hough,1957)

| Tipo de solo                               | $\varphi'_{cv}(\text{°})$ | $\varphi'(\text{°})$  |          |
|--|---------------------------|-----------------------|----------|
|  |                           | Medianamente compacto | Compacto |
| <b>Siltes (não plásticos)</b>              | 26                        | 28                    | 30       |
| <b>Areias finas a médias mal graduadas</b> | 26 a 30                   | 30 a 34               | 32 a 36  |
| <b>Areias bem graduadas</b>                | 30 a 34                   | 34 a 40               | 38 a 46  |
| <b>Areias e cascalhos</b>                  | 32 a 36                   | 36 a 42               | 40 a 48  |

NOTA: Dentro de cada intervalo atribuir menores valores se as partículas forem bem arredondadas ou se houver significativo teor de partículas que não sejam de quartzo (mica ou outros minerais) e maiores valores para solos com partículas angulosas de quartzo. Usar menores valores para tensões efetivas muito elevadas.

Os solos podem apresentar elevadas deformações quando sujeitos ao corte. Estas deformações podem ser deformações volumétricas ( $\delta_v$ ) e/ou deformações distorcionais ( $\gamma$ ). A dilatância ( $\psi$ ), é definida como o ângulo descrito pelo vetor deslocamento de um ponto da amostra com o plano de corte, ângulo este que pode apresentar valores positivos ou negativos. O ângulo de dilatância pode tornar-se mais perceptível perante um ensaio de corte simples de uma amostra com uma determinada compacidade. Como se pode concluir pela Figura 2.5, este será tanto maior quanto maior for a deformação da amostra no sentido perpendicular ao plano de corte.



Figura 2.4 – Esquemática do ângulo de dilatância (Matos Fernandes, 2006)

Então, o ângulo de dilatância é dado por:

$$\psi = \arctan \left( -\frac{\delta_v}{\delta_h} \right) = \arctan \left( \frac{\varepsilon_{vol}}{\gamma} \right) \quad (2.6)$$

em que a distorção da amostra de solo é dada por  $\gamma$ . Há ainda a destacar que o valor máximo do ângulo de dilatância e o pico da tensão máxima de corte são coincidentes, ficando assim claro que, quanto maior densidade da amostra, maior o comportamento dilatante exibido pelo solo.

## **2.3 Modelos Reológicos Utilizados**

Um solo é um sistema constituído por partículas e os espaços entre estas, designados por vazios, encontram-se geralmente ocupados por ar e/ou água. Assim, pode-se dizer que o solo é intrinsecamente um sistema de várias fases: sólida (esqueleto mineral) e fluida (fluido intersticial). Esta constituição tem consequências muito importantes nas características do comportamento num solo. Portanto, a forma como este reage a uma dada ação, a maneira como se deforma, que propriedades se alteram, entre outros aspectos, são alvo de estudo diário por parte dos geotécnicos.

A geotecnia tem-se debruçado na análise e comportamento dos solos, com o intuito constante de interpretar os seus comportamentos e de os traduzir, sempre que possível, em modelos de comportamento. Porém nem sempre é possível através de métodos analíticos, obter uma resolução matemática, principalmente diante de complexas disposições geométricas, heterogeneidades nos materiais e leis de comportamento mecânico não lineares e inelásticas. Os métodos numéricos surgem como uma das formas de aplicação destes modelos matemáticos, que por intermédio de equações constitutivas se vão traduzir matematicamente. Neste subcapítulo proceder-se-á à apresentação de dois modelos elasto-plásticos utilizados no programa PLAXIS.

### **2.3.1 Modelo de Mohr-Coulomb**

Este modelo é geralmente aplicado para uma primeira aproximação do comportamento de um solo já que, embora não reproduza o comportamento não linear dos solos, o modelo Mohr-Coulomb (MC) permite um cálculo rápido e simples das condições do solo. Para muitas das situações geotécnicas, este modelo baseia-se em parâmetros com significado físico concreto e do conhecimento geral da engenharia.

O modelo MC é um modelo elástico perfeitamente plástico, em que o solo tem um comportamento elástico linear até o carregamento atingir a cedência. A partir deste ponto, o solo tem um comportamento perfeitamente plástico. Nesta fase a rigidez é nula com a geração de deformações plásticas mesmo sem incrementos de tensão. As deformações sofridas pelo solo são, assim, decompostas em duas componentes distintas: as deformações elásticas e as deformações plásticas.

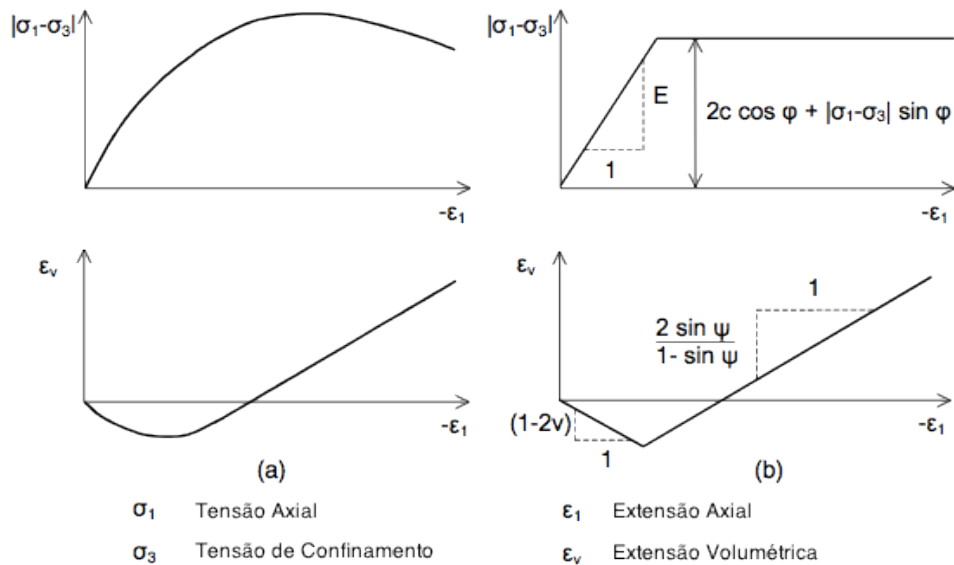


Figura 2.5 – Esquematização de resultados obtidos em ensaios triaxiais: a) reais e b) aproximados pelo modelo MC (adaptado de PLAXIS Manual, 2008)

As deformações elásticas são inteiramente recuperáveis, apresentando uma relação tensão-deformação proporcional definida pela Lei de Hooke (Eq. 2.7), sendo a constante de proporcionalidade denominada de módulo de deformabilidade ( $E$ ).

$$\sigma = E \times \epsilon \quad (2.7)$$

Como já foi referido no Subcapítulo 2.2, o critério de Mohr-Coulomb (Figura 2.1) define a envolvente de rotura de um solo em função da tensão aplicada e das suas características resistentes ( $\varphi'$  e  $c'$ ) de acordo com a Equação 2.1. No entanto existem outros parâmetros necessários para descrever o comportamento do solo durante o carregamento: o ângulo de dilatância ( $\psi$ ), o módulo de deformabilidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

A dilatância, em conjunto com a coesão e o ângulo de atrito, permite definir a superfície de potencial plástico, modelando-se assim os incrementos de deformação plástica volumétrica positiva observados em solos densos.

A adopção dos módulos a utilizar neste modelo requerem algum cuidado: em materiais em que o ramo linear elástico é extenso ou para níveis de deformação muito baixos (vibrações), pode-se utilizar o módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ti0}$ ), sendo este o valor máximo. Todavia, uma vez que os geomateriais apresentam um comportamento não linear desde o início do carregamento para a maior parte dos casos, é razoável adoptar-se um módulo secante a 50% da tensão de rotura ( $E_{50}$ ) como parâmetro de deformabilidade (Figura 2.7), mas tal deve ser sempre adequado ao nível de deformação imposto ou previsto.

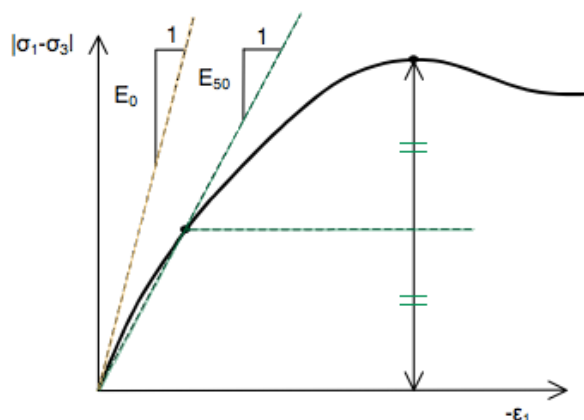


Figura 2.6 – Definição de  $E_0$  e  $E_{50}$  (PLAXIS Manual, 2008)

### 2.3.2 Modelo Hardening Soil

O modelo Hardening Soil (HS) é um modelo avançado, originalmente desenvolvido para areias mas, atualmente utilizado na simulação do comportamento de diferentes tipos de solo, desde os solos moles a solos mais rígidos. Ao contrário do modelo Mohr-Coulomb, este modelo reproduz o comportamento não linear dos solos, que quando sujeito a um carregamento, demonstra uma redução da sua rigidez ao mesmo tempo que se desenvolvem deformações plásticas irreversíveis.

A Figura 2.7 ilustra a evolução do estado de tensão assim como a evolução da superfície de cedência de contração (SCC) baseada na lei de endurecimento isotrópico, para um caso correspondente a um ensaio triaxial de compressão com aumento da tensão média. Pretende-se com esta imagem ilustrar o funcionamento deste modelo. No ponto 1 está representado o estado de tensão de uma amostra normalmente consolidada em que  $\sigma'_1 = \sigma'_3$ . A partir do momento em que é iniciado o corte a tensão vertical,  $\sigma'_1$  vai aumentando e  $\sigma'_3$  mantém-se constante. O ponto 2 apresenta o estado de tensão para um certo nível de  $\sigma'_1$ , em que se pode observar que a SCC e a linha de cedência acompanharam a evolução do estado de tensão. Se nesta fase se descarregasse a amostra o estado de tensão iria regredir no gráfico enquanto que a SCC e a linha de cedência iriam manter-se, ficando a amostra sobreconsolidada (ao voltar a carregar, a amostra iria ter um comportamento elástico até atingir novamente a superfície de cedência). De forma resumida, a partir da SCC as deformações volumétricas deixam de ser elásticas e o módulo de elasticidade vai-se alterando. Ao longo do ensaio a SCC e a linha de cedência vão-se movimentando e acompanhando a evolução do estado de tensão, se houver descarga ambas se mantêm na zona de estado de tensão experimentado máximo. A amostra atinge a rotura quando durante o carregamento o estado de tensão atinge a linha de rotura de Mohr-Coulomb (Ponto 3).

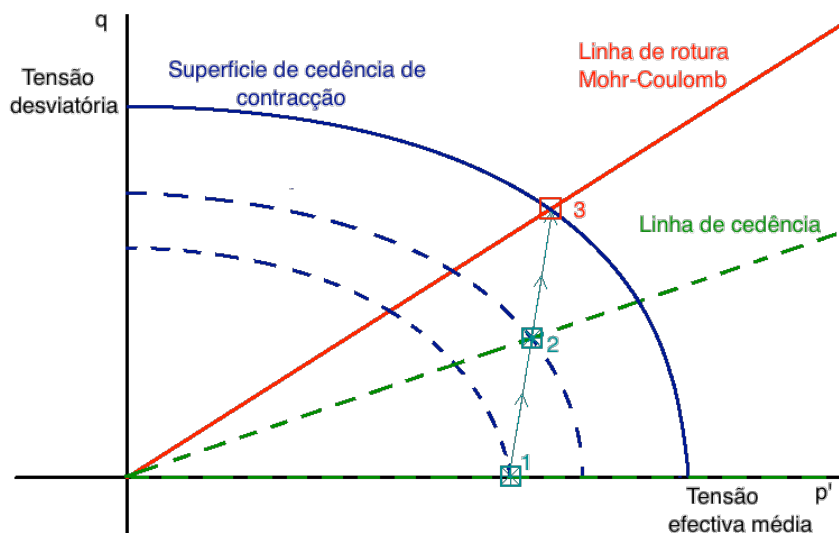


Figura 2.7 – Evolução do estado de tensão e superfícies de cedência do modelo HS no plano  $p - q$  para um ensaio triaxial: 1) estado de tensão inicial; 2) estado de tensão a meio do carregamento e 3) estado de tensão na rotura

No Quadro 2.1 apresentam-se os principais parâmetros que permitem definir o modelo HS:

Quadro 2.2 – Parâmetros do Modelo Hardening Soil

| Parâmetros  |  |
|-------------|--|
| Resistência | $c' (kPa)$ Coesão  |
|             | $\varphi' (^{\circ})$ Ângulo de Resistência ao Corte             |
|             | $\psi (^{\circ})$ Ângulo de dilatância                           |
| Rigidez     | $E_{50}^{ref} (kPa)$ Rigidez Secante de referência               |
|             | $E_{oed}^{ref} (kPa)$ Rigidez tangente de primeira carga         |
|             | $E_{ur}^{ref} (kPa)$ Rigidez de descarga e recarga de referência |
|             | $m (-)$ Potência para a dependência da Rigidez                   |
| Avançados   | $\nu (-)$ Coeficiente de Poisson em descarga e recarga (0,2)     |
|             | $p^{ref} (kPa)$ Tensão de referencia para a rigidez (100 kPa)    |
|             | $k_0 (-)$ Coeficiente de impulso em repouso ( $1 - \sin \phi'$ ) |
|             | $R_f (-)$ Relação entre $q_f$ e $q_a$ (0,9)                      |

O modelo HS está formulado para que a rigidez dependa do nível de tensões efectivas. Vários parâmetros de rigidez são introduzidos, controlando a carga e a deformação volumétrica em carga e descarga.

A dependência da tensão para todos os módulos de rigidez pode ser expressa pela equação abaixo.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' - p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.8)$$

O parâmetro  $E_{50}^{ref}$  representa o módulo de deformabilidade na primeira carga definida para uma tensão de confinamento de referencia,  $p_{ref}$ , tomada habitualmente como a pressão atmosférica (100 kPa). O parâmetro  $m$  traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento ( $\sigma'_3$ ).

Se existirem ensaios triaxiais realizados para a tensão de confinamento  $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$  deve-se utilizar o valor do módulo de deformabilidade  $E_{50}$  dessa tensão de confinamento para  $E_{50}^{ref}$ .

O modelo HS não envolve uma relação fixa entre o módulo de deformabilidade obtida pelo ensaio triaxial ( $E_{50}$ ) e o módulo de deformabilidade edométrico ( $E_{oed}$ ) para uma consolidação unidimensional, ao contrário dos modelos baseados na teoria da elasticidade.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' - \sigma'_1 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' - p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.9)$$

Por outro lado da teoria da elasticidade tem-se:

$$E_{oed} = E_{50} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \implies E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.10)$$

Este modelo considera ainda com os módulos de deformabilidade distintos consoante se trate de uma trajetória em primeira carga ou de trajetória em descarga ou recarga.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' - p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.11)$$

O modelo HS pode ser formulado por uma relação hiperbólica entre a deformação axial ( $\varepsilon_a$ ) e a tensão de desvio ( $q$ ) para ensaios triaxiais convencionais.

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_i} \times \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{para } q < q_f \quad (2.12)$$

em que  $E_i$  é a rigidez inicial,  $q_f$  o valor máximo da tensão de desvio e  $q_a$  a força de corte/assíntota da hipérbole.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2-R_f} \quad (2.13)$$

$$q_f = \left( c' \cot \varphi' + \sigma'_3 \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) \quad (2.14)$$

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

A Equação 2.13 é deduzida com base no critério de rotura de MC e  $R_f$  é o coeficiente de rotura que deverá ser menor ou igual a 1. Este coeficiente representa a razão entre o valor máximo da tensão atingida no modelo com a tensão para onde tende a assíntota da lei de variação carga-deformação.

O solo ao experimentar a tensão de desvio de valor  $q_f$ , satisfaz o critério de rotura, e portanto, a partir deste ponto ocorre a cedência perfeitamente plástica:

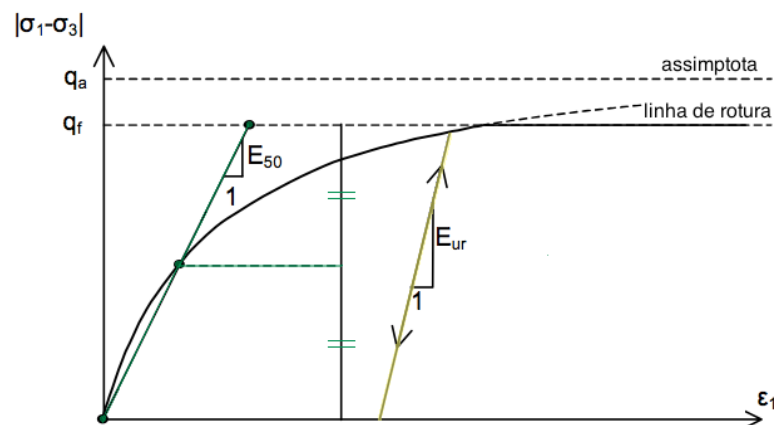


Figura 2.8 – Relação tensão-deformação do modelo HS (PLAXIS Manual, 2008)

Nos solos em que o solo expande durante o corte, o seu índice de vazios vai aumentando. Se o corte for prolongado, o solo atinge o índice de vazios máximo e a partir daí o volume permanece constante. Diz-se então que o solo alcançou um estado de densidade crítica (constante) onde deixou de haver dilatância. Este fenómeno pode ser incluído no modelo HS através de um corte na curva de deformação volumétrica (Figura 2.9) bastando para isso ativar o *cut-off* da dilatância e introduzir os valores inicial e máximo do índice de vazios.



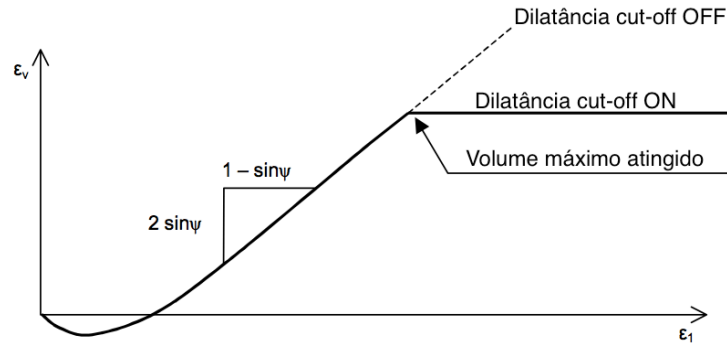


Figura 2.9 – Representação do cut-off da dilatância num ensaio triaxial drenado (adaptado de PLAXIS manual,2008)

O índice de vazios é calculado de acordo com a seguinte expressão

$$(\varepsilon_v - \varepsilon_v^{inicial}) = \ln\left(\frac{1+e}{1+e^{inicial}}\right) \quad (2.16)$$

Com o objectivo de reproduzir a condição de estado crítico ( $d\varepsilon_v = 0$ ), o ângulo de dilatância mobilizado cai para zero, quando o valor de  $e_{max}$  é atingido.

## 2.4 Estimativa da Capacidade de Carga pela Teoria da Plasticidade

Neste subcapítulo é feita uma breve introdução à capacidade de carga de fundações superficiais com desenvolvimento não infinito.

A avaliação da capacidade de carga de uma fundação superficial é um problema muito importante na engenharia das fundações. Já vários autores se debruçaram sobre esta questão e desenvolveram métodos analíticos, numéricos e empíricos tanto para solos homogéneos como para solos estratificados.

Dependendo da rigidez do solo da fundação e profundidade da fundação, podem ser definidos três modos de rotura mais frequentes (Figura 2.10).

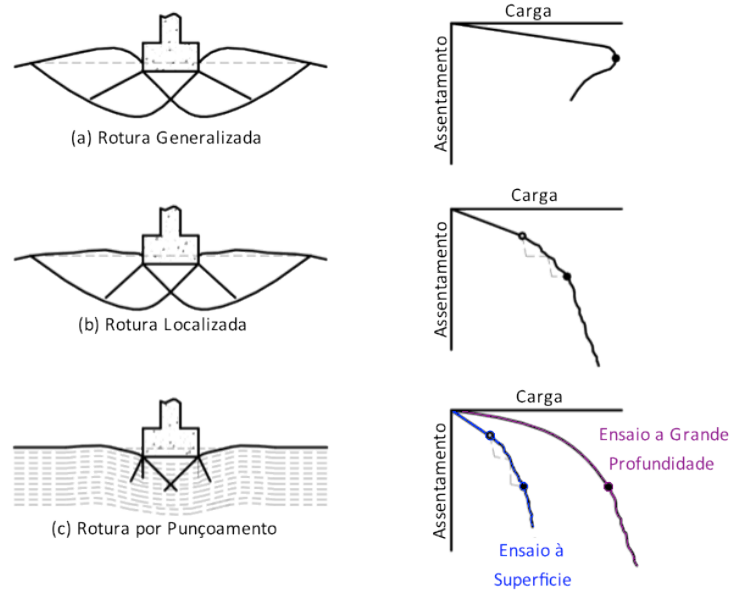


Figura 2.10 – Modos de rotura de uma fundação superficial (adaptado de Vesic, 1973)

Usando a teoria da plasticidade, Terzaghi, 1943, propôs uma teoria para determinar a capacidade ultima de fundações superficiais contínuas suportadas por solo homogêneo até grandes profundidades. Esta teoria, originou a expressão geral da capacidade de carga que prevê que a capacidade ultima da fundação depende de três parcelas: da coesão que se desenvolve nas superfícies de rotura; do peso/carga envolvente ao nível da fundação e do peso do solo mobilizado abaixo e na lateral da fundação.

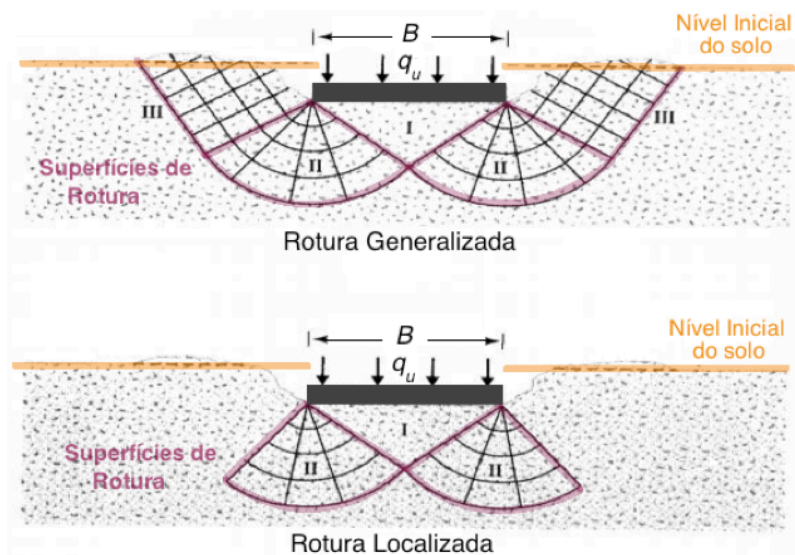


Figura 2.11 – Superfícies de rotura e zonas plastificadas de uma fundação superficial com base na teoria da plasticidade: Zona I – Estado limite ativo de Rankine; Zona II – Corte radial; Zona III – Estado limite passivo de Rankine (adaptado de Khanal, 2013)

Meyerhorf, 1963, alterou a expressão geral da capacidade de carga de forma a que esta pudesse servir outros tipos de fundações, tais como fundações circulares e rectangulares. Os factores introduzidos foram: factores de profundidade, de forma e de inclinação. Os factores de profundidade entram com a resistência ao corte desenvolvida ao longo das superfícies de rotura no solo acima da fundação. Os factores de inclinação utilizam-se quando a fundação tem cargas aplicadas inclinadas. Podem-se ainda incluir os factores devido à existência de um estrato rígido.

$$q_{ult} = c'N_c[s_c i_c d_c f_c] + q'N_q[s_q i_q d_q f_q] + 0,5B'\gamma'N_\gamma[s_\gamma i_\gamma d_\gamma f_\gamma] \quad (2.17)$$

em que,

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan(45^\circ + \varphi'/2)^2 \quad (2.18)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi' \quad (2.19)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi' \quad \text{com } \delta \geq \varphi'/2 \quad (2.20)$$

onde:  $c'$  é a coesão;  $q'$  é a tensão efectiva na base da fundação;  $\gamma'$  é o peso volúmico sem água nos poros;  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são os factores de capacidade de carga;  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  são os factores de forma;  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  são os factores de inclinação;  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  são os factores de profundidade e  $f_c$ ,  $f_q$  e  $f_\gamma$  são os factores devido à existência de um estrato rígido.

Nas análises efectuadas no âmbito desta tese, interessa apenas determinar os factores de forma para sapatas circulares, já que os factores de inclinação, profundidade e existência de um estrato rígido não são relevantes e, portanto, considerados iguais a 1. Para fundações de forma circular o factor de forma  $s_\gamma$ , tem o valor de 0,7 e os valores de  $s_q$  e  $s_c$  podem ser determinados pelas seguintes equações:

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad (2.21)$$

$$s_c = \frac{(s_q N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad (2.22)$$

### ***Correcção de Vesic***

No caso dos solos menos rígidos ou mais soltos, as deformações serão maiores durante o carregamento, podendo influenciar o modo de rotura.

Vesic (1975), propôs uma correcção à expressão geral da capacidade de carga para as roturas localizadas ou por punçoamento com base no índice de rigidez,  $I_r$ , que foi desenvolvido na

resolução de problemas de expansão de uma cavidade num meio infinito. O índice de rigidez crítico,  $I_{rc}$ , define o limite do comportamento rígido-plástico e depende da forma da fundação. Quando o valor de  $I_r$  é menor do que  $I_{rc}$  o solo tem um comportamento deformável e deverá romper por punçoamento ou rotura localizada.

$$I_r = \frac{G}{c' + q \tan \varphi'} \quad (2.23)$$

em que, 
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.24)$$

$$I_{rc} = 0,5 \cdot \exp \left[ \left( 3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \right] \quad (2.25)$$

onde  $G$  é o módulo distorcional e  $q$  é a tensão vertical à profundidade  $B/2$  sob a fundação.

A expressão geral da capacidade de carga deverá então ser corrigida se  $I_r > I_{rc}$  introduzindo os factores  $\zeta_{cr}$ ,  $\zeta_{qr}$  e  $\zeta_{\gamma r}$  da seguinte forma.

$$q_{ult} = c' N_c \zeta_{cr} [s_c i_c d_c f_c] + q' N_q \zeta_{qr} [s_q i_q d_q f_q] + 0,5 B' \gamma' N_\gamma \zeta_{\gamma r} [s_\gamma i_\gamma d_\gamma f_\gamma] \quad (2.26)$$

em que, 
$$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r} = \exp \left[ \left( -4,4 + 0,6 \frac{B}{L} \right) \tan \varphi' + \frac{(3,07 \sin \varphi') (\log(2I_r))}{1 + \sin \varphi'} \right] \quad (2.27)$$

$$\zeta_{cr} = \zeta_{qr} - \frac{1 - \zeta_{qr}}{N_c \tan \varphi'} \tan \varphi' \quad \text{para } \varphi' > 0 \quad (2.28)$$

$$\zeta_{cr} = 0,32 + 0,12 \frac{B}{L} + 0,60 \log I_r \quad \text{para } \varphi' = 0 \quad (2.29)$$

Para ter em consideração a extensão volumétrica, Vesic propõe ainda que se reduza  $I_r$  do seguinte modo:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (2.30)$$

em que  $\Delta$  é a extensão volumétrica de contração, que poderá ser determinada através de ensaios triaxiais drenados ou ensaios de campo (por ex., o ensaio com pessiómetro). Para valores de  $I_r > I_{rc}$  a extensão volumétrica será nula e para solos soltos, poderão ser considerados como típicos o intervalo de valores 0 – 0,025 para tensões entre os 100 e 500 kPa e 0,025 – 0,05 para tensões entre os 500 e 100 kPa.

## 2.5 Estimativa de Assentamentos pela Teoria da Elasticidade

Neste subcapítulo apenas se vai fazer uma breve introdução ao cálculo de assentamentos em areias com base na teoria da elasticidade. Admite-se que as areias, quando sujeitas a um carregamento, apresentam unicamente assentamentos imediatos.

A estimativa de assentamentos pela teoria da elasticidade admite algumas simplificações, tais como, a homogeneidade do maciço e o comportamento isotrópico, elástico e linear do solo. Esta teoria permite estimar os assentamentos de uma fundação superficial com base nos parâmetros elásticos do solo,  $E$  e  $\nu$ , para uma fundação de largura  $B$ , perfeitamente flexível, transmitindo uma carga uniformemente distribuída  $q_0$ . No caso de a fundação estar enterrada, deve ser retirado o valor da tensão efectiva inicial  $a_{q_0}$ .

$$\Delta h_i = q_0 B \frac{1-\nu^2}{E} I_s \quad (2.31)$$

O coeficiente  $I_s$  depende da forma da fundação, da espessura do estrato e do ponto abaixo da fundação onde se pretende calcular o assentamento. No caso de fundações rígidas circulares,  $I_s$  toma o valor de 0,79.

## 2.6 Ensaio de Carga em Placa

O ensaio de carga em placa é um método semi-indirecto para determinar a capacidade de carga de solos sob fundações. É considerado o ensaio *in situ* de compressão mais antigo na história da engenharia, e referido por Barata (1984) como um ensaio “multissecular”.

Dependendo das normas, o ensaio deve ser realizado à superfície ou em profundidade. Para simular uma fundação usa-se uma placa, que poderá ser circular ou quadrada, variando no seu tamanho e espessura. A carga é aplicada na placa usando um macaco hidráulico cuja reação deverá ser suportada por uma viga bem ancorada nas extremidades. Os assentamentos são medidos por equipamentos específicos, tais como LVDT, são fixados em suportes que permanecem imperturbáveis durante todo o ensaio. Na Figura 2.12 está representado um esquema geral de um ensaio de carga em placa *in situ*.

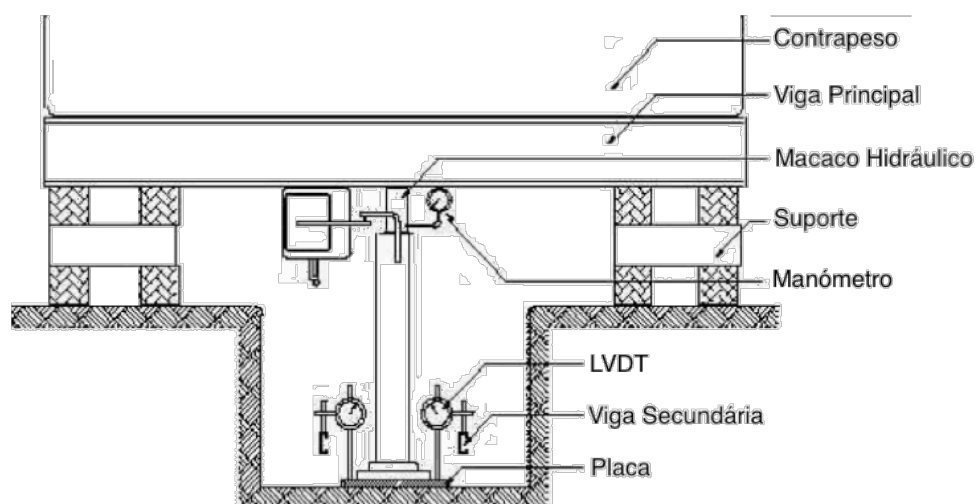


Figura 2.12 – Esquema geral de um ensaio PLT (adaptado de Khanal, 2013)

Depois de preparada a instrumentação, inicia-se a aplicação de carga. A fase de aplicação de carga, por escalões e patamares, depende da norma seguida no ensaio. Na Figura 2.13 está representada a curva típica obtida através da realização de ensaios PLT.

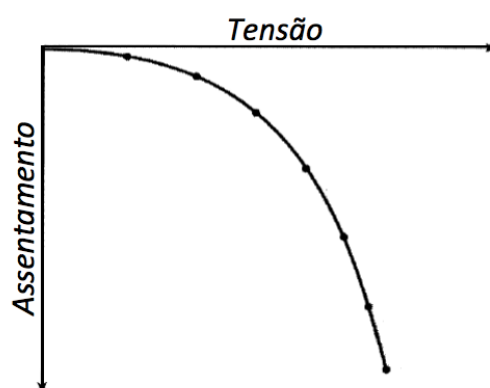


Figura 2.13 – Curva carga-assentamento de um ensaio de carga em placa (adaptado de Khanal, 2013)

Existem vários critérios de rotura que possibilitam a obtenção da capacidade de carga do solo através dos ensaios PLT. Uma vez que os assentamentos são uma das principais causas de danos estruturais graves, pode-se considerar que a tensão última corresponde à tensão que provoca um assentamento de 10% da largura da fundação. Outro critério está na admissão do valor da tensão que resulta da intersecção entre a linha de comportamento elástico e plástico do solo.

Para o dimensionamento de fundações com base em ensaios PLT, Bowles (1988) propõe a seguinte equação:

$$\frac{R_d}{A'} = \frac{q_u^{PLT}}{FS} \left( \frac{2B}{B+B_p} \right)^2 \quad \text{para} \quad \frac{B}{B_p} < 3 \quad e \quad \frac{H}{B} > 2 \quad (2.32)$$

onde,  $R_d$  é o valor de cálculo da capacidade de carga da fundação,  $A'$  é a área efetiva da fundação,  $q_u^{PLT}$  é a tensão de rotura obtida do ensaio PLT,  $B_p$  é o diâmetro da placa utilizada no ensaio e  $H$  é a espessura da camada de solo homogénea sob a fundação.

Aplicando a expressão geral da capacidade de carga pode-se extrapolar os resultados através da Equação 2.33 para análises em tensões totais em que  $\varphi' = 0$  e  $N_\gamma = 0$  ou através da Equação 2.34 para solos incoerentes. É ainda importante referir que nestes ensaios o termo  $qN_q \approx 0$ .

$$\frac{R_d}{A'} \cong \frac{q_u^{PLT}}{FS} \quad (2.33)$$

$$\frac{R_d}{A'} = \frac{q_u^{PLT}}{FS} \left( \frac{B}{B'} \right) \quad (2.34)$$

## 2.7 Modelação Numérica de Ensaios PLT

Foi elaborada uma pesquisa sobre os trabalhos de modelação numérica de ensaios PLT realizados até á data. Estes, variam, desde o tipo de solo utilizado na modelação à finalidade da sua realização. De seguida são expostos alguns dos trabalhos de modelação numérica em ensaios PLT.

Ibanez (2003), desenvolveu um trabalho com o objectivo de comparar vários modelos constitutivos para solos, destacando os não saturados. De forma a enriquecer o estudo fez uma aplicação numérica pelo método dos elementos finitos sobre a simulação de um ensaio PLT utilizando o modelo HS disponível no Pláxis v.7.2.

O solo utilizado na modelação foi um solo residual do município de São Carlos-Brasil, com baixa coesão. Foi elaborado um modelo em que se simulou uma placa rígida com 80cm de diâmetro e 25mm de espessura, à profundidade de 1,5m sob saturação total.

Os resultados foram comparados com ensaios PLT (executados por Carneiro (1994) e Campelo (1994)) concluiu-se que o modelo HS previu de maneira aceitável o comportamento do solo saturado durante o carregamento. Em relação ao valor da capacidade de carga as simulações não mostraram valores definidos, mas sim curvas de transição suaves, típicas de solos que não apresentam picos de resistência. Na análise e comparação dos vários modelos

constitutivos, concluiu ainda que o modelo HS apresenta resultados aproximados aos casos em que não ocorre colapso ou expansão.

Teodoru e Toma (2009) fizeram 16 simulações numéricas do ensaio de carga em placa com o objectivo de evidenciar o efeito que o tamanho da placa exerce nos assentamentos e na reacção do solo.

O modelo de solo utilizado é o MC num solo não coesivo e o tamanho das placas varia desde os 10cm aos 300cm. Os resultados numéricos revelam que o coeficiente de reacção do solo,  $k_s$ , depende de parâmetros como o tamanho da área de carga aplicada e da sua magnitude, e não é uma propriedade fundamental do solo que pode ser de alguma maneira determinada racionalmente.

Khanal (2013), fez uma análise numérica usando o modelo HS do PLAXIS 2D v10 para três casos de estudo diferentes em que o solo foi considerado sobreconsolidado. As curvas obtidas nas análises numéricas foram comparadas com os respectivos ensaios PLT.

O primeiro caso de estudo foi numa argila de Torhnill, Suécia. Os ensaios foram comparados com os resultados de modelos numéricos para três placas de diferentes tamanhos. Observou-se que as curvas numéricas obtidas pelo MEF têm uma aproximação razoável aos resultados dos ensaios. Algumas curvas apresentaram alguma oscilação de resultados no final do seu desenvolvimento.

O segundo caso de estudo foi um solo sopralítico de Portugal. Observaram-se curvas muito similares para todos os tamanhos de placas excepto para a de diâmetro 0,3 m que mostrou uma previsão inferior.

No terceiro caso de estudo foi uma areia levemente sobreconsolidada do Texas, USA. Inicialmente foram feitos modelos numéricos usando parâmetros de ensaios triaxiais originando resultados variáveis num factor de 4 a 5 quando comparados com os reais. Foi visto que a areia em campo era mais rígida, então foram refeitos os modelos numéricos para obter novas curvas tendo em conta essa rigidez. Finalmente, os resultados providenciaram que a areia no local é rígida e tem elevados parâmetros de rigidez.



### 3 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA AREIA DE COIMBRA

#### 3.1 Introdução

Os depósitos de areia de Coimbra localizam-se em terrenos adjacentes ao rio Mondego na Vila de Tentúgal, concelho de Montemor-o-Velho, Distrito de Coimbra, tal como indicado na figura seguinte.

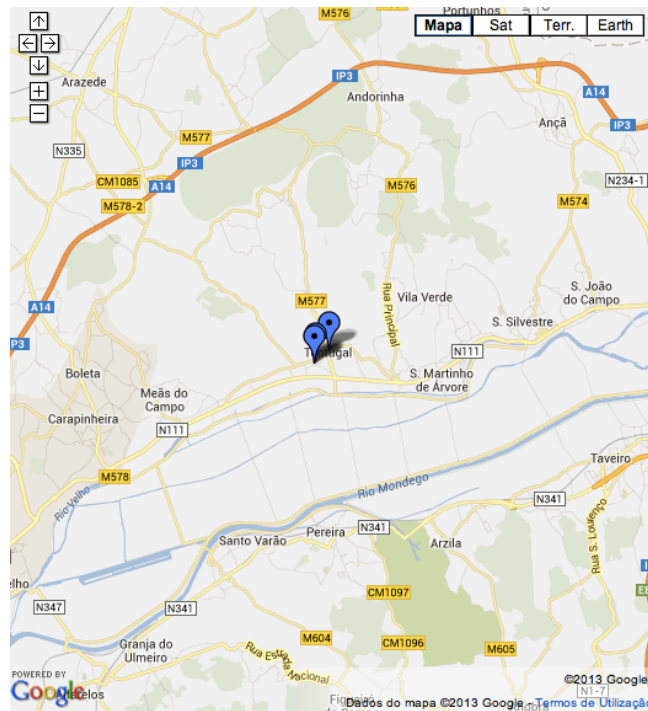


Figura 3.1 – Localização geográfica

De seguida é apresentada a caracterização física desta areia, onde são descritos os ensaios para obtenção de  $e_{min}$  e  $e_{max}$ . É feita ainda, a descrição e análise dos ensaios triaxiais realizados para obtenção dos parâmetros de resistência ao corte.

#### 3.2 Caracterização Física

##### *Curva Granulométrica*

A composição granulométrica é considerada a característica de identificação do solo mais básica. É definida como a distribuição em percentagem do peso total das partículas do solo de acordo com as suas dimensões. Para a sua determinação o método mais usual é a peneiração, mas para partículas mais finas de dimensão inferior a 0,6 mm deve-se usar o método de sedimentação. Na figura seguinte apresentam-se os resultados obtidos por peneiração, dos 3 ensaios efectuados por Paulo, 2013 para esta areia:

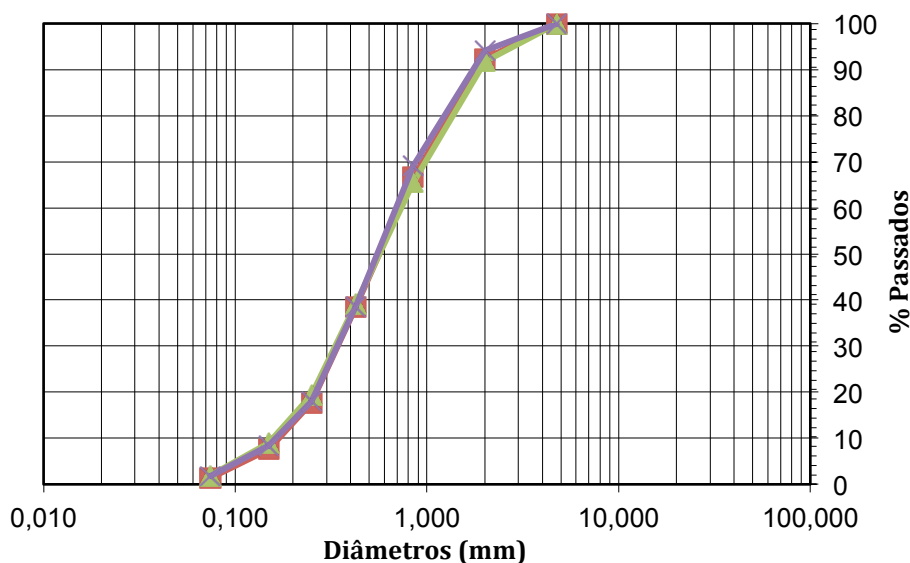


Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia de Coimbra

Embora tenham ficado algumas partículas retidas no peneiro nº4 (malha 4,76mm), esta massa foi desprezada por ser significativamente menor.

#### ***Classificação unificada***

Segundo Paulo (2013), o coeficiente de uniformidade,  $C_U$ , e o coeficiente de curvatura,  $C_C$ , tomam os valores de 4,97 e 1,10 respectivamente. Segundo as normas ASTM – D 2487 – 00, uma vez que mais de 50% da fração passa no peneiro 4, conclui-se que a areia de Coimbra corresponde a uma areia mal graduada.

#### ***Densidade das Partículas Sólidas, índice de vazios mínimo, e índice de vazios máximo***

##### **Densidade das Partículas Sólidas, $G$**

O valor de  $G$  foi determinado em estudos anteriores por Paulo (2013), e Luís Santos cujos resultados dos ensaios não foram publicados, que obtiveram para esta característica os valores de 2,71 e 2,64 respectivamente. Uma vez que os resultados de Luís Santos abrangem uma maior quantidade de ensaios, e por isso têm maior grau de fiabilidade, o valor de  $G$  considerado neste trabalho é o proposto por este investigador ( $G=2,64$ ).

##### **Determinação do índice de vazios mínimo, $e_{min}$**

Tendo por base a Norma ASTM D4253 – 00 foram ensaiadas 6 amostras da areia em análise. Porém, a norma exige que a mesa vibratória possua determinadas frequências de vibração e amplitude, assim como um molde para confinar a amostra e uma carga específica aplicada durante a vibração. Apesar da indisponibilidade do material específico para a realização do ensaio, contornou-se a situação recorrendo à mesa vibratória existente e a um molde que verificasse o requerido pela norma (10,191 cm de diâmetro), uma vez que são permitidas

algumas variações dos parâmetros de cada componente. No que diz respeito à carga, esta não foi aplicada por indisponibilidade do material.

A amostra foi preparada utilizando um molde com uma manga (que adiciona uma altura de aproximadamente 15 cm) para evitar que saltem partículas durante a vibração. Após esta fase, a amostra foi submetida a vibração constante durante vários períodos de tempo (entre 1 minuto e 2 minutos), tanto em condições em que se fixou o molde como com molde apenas assente sobre a mesa vibratória. Para garantir que as amostras se encontram secas aquando da realização dos ensaios a areia é colocada no forno nas 24h precedentes ao ensaio, retirada e mantida em condições controladas algumas horas antes da sua preparação. Na Figura 3.3 está apresentado todo o material envolvido na realização dos ensaios.



Figura 3.3 – Material utilizado para a determinação do peso volúmico máximo

Concluído o ensaio de cada amostra e anotados os valores do peso e da altura de areia começa-se por calcular a densidade seca máxima através da seguinte expressão:

$$\rho_{dmax} = \frac{M_s}{V} [g/cm^3] \quad (3.1)$$

onde  $M_s$  é a massa de solo seco ensaiada e  $V$  é o volume ocupado pelo solo depois de vibrado.

Em seguida podem-se obter os valores do peso volúmico máximo e do índice de vazios mínimo dados pelas Equações 3.2 e 3.3 respectivamente. No Quadro 3.3 é exposto o conjunto de resultados obtidos.

$$\gamma_{dmax} = 9,807 \times \rho_{dmax}, [kN/m^3] \quad (3.2)$$

$$e_{min} = \frac{\rho_w \times G_{20^\circ C}}{\rho_{dmax}} - 1 \quad (3.3)$$

onde,  $\rho_w$  é a densidade da água a  $20^\circ C$  e  $G_{20^\circ C}$  é a densidade das partículas sólidas a  $20^\circ C$ .

Quadro 3.1 – Índice de vazios mínimo

| Amostra                                  | 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $M_m + M_s$ (g)                          | 6265,20 | 6265,20 | 6267,00 | 6257,10 | 6265,40 | 6259,10 |
| $M_s$ (g)                                | 1478,10 | 1478,10 | 1479,90 | 1470,00 | 1478,30 | 1472,00 |
| $V$ (cm <sup>3</sup> )                   | 794,61  | 783,27  | 786,61  | 811,17  | 805,95  | 808,97  |
| $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )       | 1,86    | 1,88    | 1,88    | 1,81    | 1,83    | 1,82    |
| $\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )     | 18,24   | 18,48   | 18,45   | 17,77   | 17,99   | 17,84   |
| $e_{min}$                                | 0,42    | 0,40    | 0,40    | 0,45    | 0,44    | 0,45    |
| $\gamma_{dmax med}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 18,13   |         |         |         |         |         |
| $e_{min med}$                            | 0,43    |         |         |         |         |         |

Apesar do não cumprimento das especificações impostas pela norma na sua totalidade, os resultados obtidos são satisfatórios.

### Determinação do índice de vazios máximo

Para a determinação desta grandeza recorreu-se à Norma ASTM D42534-00. Nesta norma são apresentados três métodos distintos na determinação de  $\gamma_{dmin}$ , dos quais foram realizados dois, o Método A e o Método B. No entanto, apenas se vai fazer referencia ao Método B, onde se obtiveram melhores resultados e, uma vez que todas as partículas de solo passam no peneiro de 19mm, é o método mais adequado à granulometria da areia de Coimbra. O método tem como objectivo encher um molde com a areia o mais solta possível. Para este ensaio foi utilizado um molde com volume de 957,641 cm<sup>3</sup>, com 11,738 cm de altura e 10,192cm de diâmetro, diferente do exigido na norma referida.

O Método B impõe o uso de um tubo rígido com o diâmetro de 0,7 vezes o diâmetro do molde e que tenha capacidade para 1,25 a 1,3 vezes o volume do molde. Começa-se por colocar o tubo dentro do molde, vai-se pluvindo cuidadosamente a areia para dentro do tubo e para-se quando o nível de areia estiver entre os 3 e 6mm acima do topo do molde. Após a pluviação retira-se o tubo rapidamente de forma a que o solo fique no molde. O tubo utilizado tem 7,2cm de diâmetro e verifica as condições impostas pela norma. Na figura estão apresentados os instrumentos utilizados para a realização dos ensaios.



Figura 3.4 – Instrumentos utilizados

Depois da pluviação, rasa-se a areia em excesso, cuidadosamente para não densificar ( Figura 3.5) e pesa-se o molde preenchido com a areia.



Figura 3.5 – Remoção da areia em excesso

Os resultados da pesagem, depois de descontado o peso do molde, permite determinar o peso volúmico e densidade mínima secos assim como o índice de vazios máximo. No Quadro 3.2 são expostos os conjunto de resultados obtidos.

Quadro 3.2 – Índice de vazios máximo

| Amostra                                  | 1      | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $M_m + M_s$ (g)                          | 5349,6 | 5335,8 | 5340,1 | 5347,6 | 5352,3 | 5339,9 |
| $M_s$ (g)                                | 1475,6 | 1461,8 | 1466,1 | 1473,6 | 1478,3 | 1465,9 |
| $V$ (cm <sup>3</sup> )                   | 957,64 | 957,64 | 957,64 | 957,64 | 957,64 | 957,64 |
| $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )       | 1,54   | 1,53   | 1,53   | 1,54   | 1,54   | 1,53   |
| $\gamma_{dmin}$ (kN/m <sup>3</sup> )     | 15,11  | 14,97  | 15,01  | 15,09  | 15,14  | 15,01  |
| $e_{max}$                                | 0,71   | 0,73   | 0,72   | 0,71   | 0,71   | 0,72   |
| $\gamma_{dmin med}$ (kN/m <sup>3</sup> ) |        |        |        | 15,06  |        |        |
| $e_{max med}$                            |        |        |        | 0,72   |        |        |

No Quadro 3.3 estão apresentados os valores de  $e_{min}$  e  $e_{max}$  obtidos, para esta areia, no decorrer do trabalho experimental desenvolvido e pelo investigador Luís Santos. Apresentam-se também os valores de referencia de Lambe e Whitman (1979) para uma mistura de areia fina e grossa).

Quadro 3.3 – Valores de  $e_{min}$  e  $e_{max}$

|           | Areia de Coimbra   |                              | Lambe e Whitman (1979) |
|-----------|--------------------|------------------------------|------------------------|
|           | Resultados obtidos | Luís Santos (não publicados) |                        |
| $e_{min}$ | 0,43               | 0,38                         | 0,20                   |
| $e_{max}$ | 0,71               | 0,73                         | 0,95                   |

Observando os valores de Lambe e Whitman denota-se que os resultados obtidos são bastante diferentes, contudo, os valores destes autores são para uma mistura de areia fina e grossa, que poderá ser muito diferente da areia de Coimbra. Apesar desta diferença, os resultados obtidos aproximam-se dos valores de Luís Santos, sendo essa aproximação mais perceptível nos valores de  $e_{máx}$ . Pela mesma razão, que se utilizou o valor de G obtido por Luís Santos, os valores de  $e_{mín}$  e  $e_{máx}$  considerados neste trabalho serão respetivamente 0,43 e 0,71.

### 3.3 Descrição dos Ensaios Triaxiais Realizados

Com o objectivo de determinar os parâmetros de resistência ao corte e de conhecer o comportamento tensão-deformação da areia de Coimbra, foram realizados ensaios triaxiais drenados de compressão com aumento da tensão média. Neste ensaios foi mantida a tensão na câmara e aumentada a tensão axial até se atingir a rotura. Foi utilizada uma prensa ELE – Digital Tritest com uma célula de carga de 25 kN. O programa utilizado foi o TRIAX em DOS. As características do molde são: altura 24,5 cm e diâmetro 10,1 cm. Devido á colocação das pedras porosas, folhas de papel de filtro e membrana, retira-se à altura e diâmetro do molde, a altura/espessura dos mesmos. Sendo assim a altura da amostra depende de cada montagem, o diâmetro é de 9,96 cm e a área da base de 77,91 cm<sup>3</sup>.

#### *Preparação das amostras*

A areia foi passada previamente pelo peneiro nº4, onde a percentagem de material retido era muito baixa, com o objectivo de remover objetos de natureza estranha ao solo.

A fim de analisar a areia no estado solto e no estado denso, foram estabelecidos métodos na preparação das amostras que permitissem a obtenção de amostras soltas e amostras densas. A densidade relativa obtida é calculada através da seguinte equação:

$$I_D = DR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 (\%) \quad (3.4)$$

Na preparação dos provetes de densidade baixa, usaram-se vários utensílios conjugados e adaptados de forma a conseguir preparar amostras soltas com densidade média de 30%.

Na preparação dos provetes de densidade alta foram utilizados alguns peneiros rigorosamente posicionados, sempre à mesma altura de forma a permitir fazer a pluviação. Houve o cuidado de proporcionar uma queda demorada das partículas, portanto com menos energia, de forma a que estas tenham tempo de se rearranjar antes da queda das partículas seguintes. As densidades obtidas para estas amostras rondam os 70%.





Figura 3.6 - Utensílios utilizados na preparação das amostras de densidade baixa e densa

Depois de preparado o provete, procede-se à desmontagem do molde com o máximo cuidado de modo a não provocar nenhuma alteração de densidade. Como o solo em estudo é uma areia (solo não coesivo) é necessário aplicar sucção para o provete não se deformar ao retirar do molde. Este valor não deve exceder  $\approx -10 \text{ kPa}$  para não se correr o risco de se aplicar consolidação prévia à amostra. Após a colocação da câmara triaxial e do seu enchimento, começa-se por aplicar incrementos de tensão na câmara de modo a que seja possível diminuir o valor da sucção até que este seja nulo.

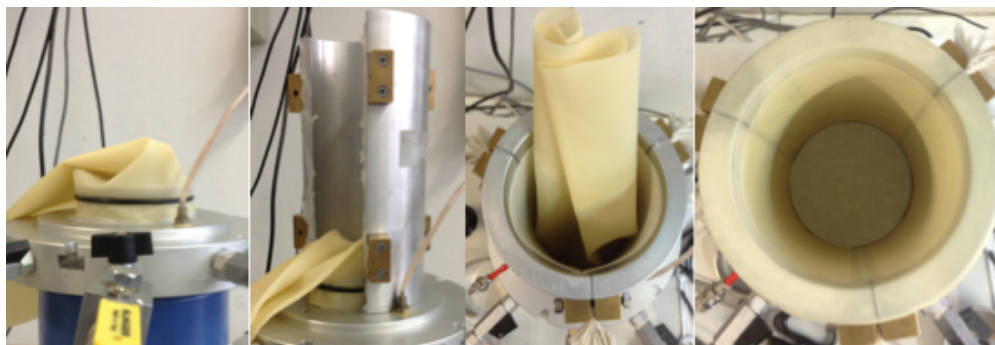


Figura 3.7 – Parte inicial da montagem do provete

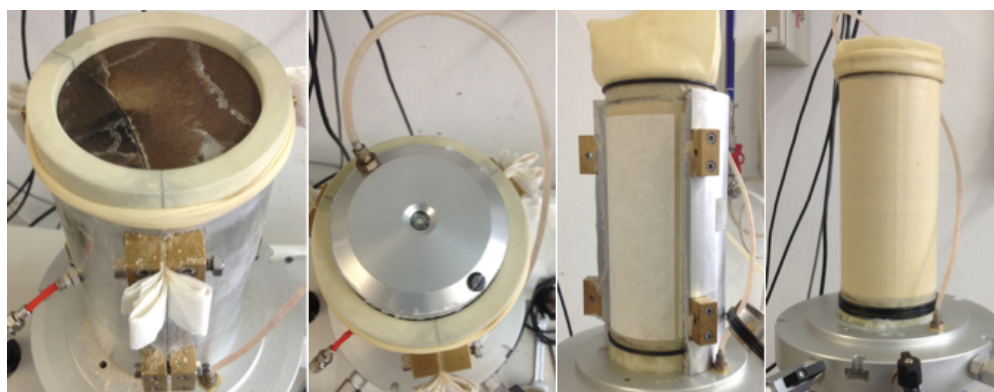


Figura 3.8 – Desmontagem do molde após a pluviação

### ***Fase de saturação e consolidação***

Uma vez que a pressão na câmara ( $\approx 10$  kPa) é maior que a pressão dentro do provete ( $\approx 0$  kPa) pode-se iniciar o processo de saturação da amostra. A saturação do provete é muito importante para que na fase de consolidação, ao serem aplicadas as pressões dentro e fora do provete, estas sejam o mais exatas possível. A saturação da amostra consiste em provocar uma percolação ascendente com baixos valores de diferencial de pressão ( $\approx 5$  a  $7$  kPa) dentro do provete, a fim de evitar a perturbação da amostra. A percolação deve ser ascendente para facilitar a saída do ar e contrariar a força da gravidade afim de evitar também a formação de caminhos preferenciais. Na figura 3.9 está exemplificada a percolação realizada nos ensaios. No entanto, o processo de percolação não é de todo suficiente para que haja a dissipação de bolhas de ar presentes na amostra, sendo portanto necessário o aumento progressivo das tensões da câmara triaxial e dentro do provete (back pressure), sempre com o diferencial máximo de  $10$  kPa para não afectar o valor da tensão efectiva. Atingidos os  $500/600$  kPa e realizando o processo de percolação mais umas vezes, é possível atingir um grau satisfatório de saturação do provete podendo-se avançar para o próximo passo, a consolidação.

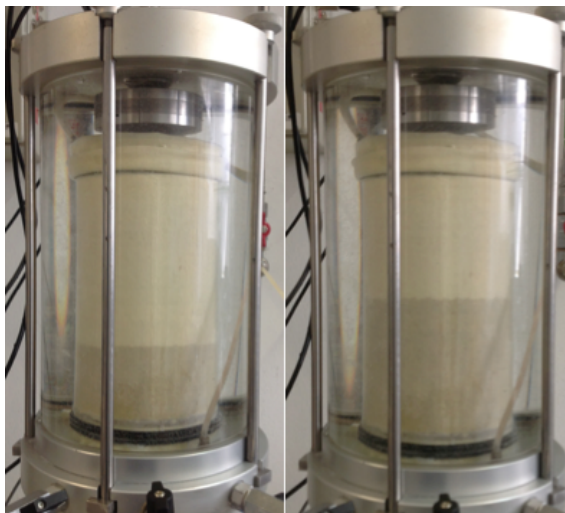


Figura 3.9 – Exemplificação da percolação ascendente praticada nos ensaios

A verificação da consolidação faz-se através do cálculo do parâmetro  $B$  de Skempton:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (3.5)$$

sendo  $\Delta u$  a diferença de pressão gerada dentro do provete, devido ao acréscimo de pressão originada fora deste e  $\Delta \sigma$  a diferença de pressão gerada na câmara.

Recolhidas as pressões dentro e fora do provete, fecha-se a entrada de água na amostra e a pressão na câmara é elevada de  $50$  kPa, por exemplo. Logicamente, se o provete estiver



saturado, o acréscimo de pressão gerado dentro do provete vai ser igual ao acréscimo de pressão imposto fora deste e B será aproximadamente 1. Pode-se considerar que o provete está saturado quando B toma valores iguais ou superiores a 0,96. Nos ensaios desenvolvidos conseguiram-se atingir valores de B da ordem de 0,98.

A fase de consolidação, tem como objectivo estabelecer o estado de tensão inicial da amostra. O processo realiza-se a altas pressões para manter as bolhas de ar que se encontravam dissolvidas no provete e permitir um controle rigoroso das pressões. Neste trabalho foram realizados ensaios triaxiais com 3 tensões de consolidação diferentes para cada densidade, sendo elas 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Exemplificando o processo de consolidação para a tensão de consolidação de 50 kPa, o que se fez foi manter a pressão dentro do provete (“back”) e aumentar gradualmente, em 50 kPa, a pressão na câmara. Durante o processo a amostra vai consolidar (diminuir de volume, já que está a ser comprimido) e é expelida água pela “back”. Esta variação de volume é registada a partir do medidor de volume que controla a passagem de água no canal da “back”. Desta forma é possível avaliar a redução de volume, em relação ao volume existente na fase de preparação da amostra, e assim definir a densidade relativa da amostra antes de se iniciar o corte.

#### ***Fase de corte***

Na fase de corte são mantidas as tensões na câmara e a amostra é levada à rotura com base na aplicação incremental de uma carga axial de compressão. A carga axial é imposta através da subida da prensa hidráulica a velocidade constante. Devido às características drenantes dos solos arenosos, é possível recorrer a velocidades de corte relativamente rápidas. Deste modo, e face às dimensões do provete, considerou-se adequado uma velocidade de corte de 0,2mm/min resultando numa duração total desta fase de cerca de 2,5 horas para a obtenção de deformações axiais de aproximadamente 15%

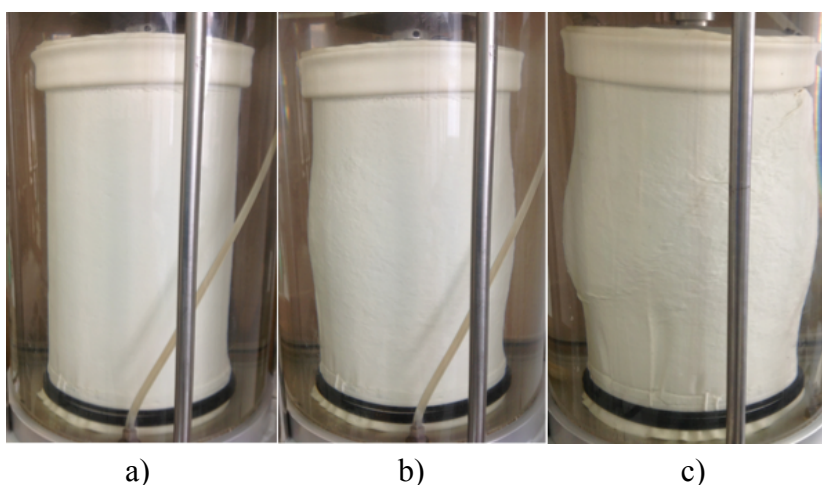


Figura 3.10 – Fase de corte do ensaio 5 para: a)  $\varepsilon_a = 2,5\%$ ; b)  $\varepsilon_a = 9\%$ ; c)  $\varepsilon_a = 14\%$ .

### ***Ensaios realizados***

No seguinte quadro estão apresentados todos os ensaios elaborados. Tentou-se ainda elaborar alguns ensaios com densidade média de 50%.

Quadro 3.4 – Ensaios triaxiais realizados

| <b>DR (%)</b> | <b><math>\sigma'_c</math> (kPa)</b> | <b>Comentário</b>                        |
|---------------|-------------------------------------|--|
| 29,00         | 50                                  | dados perdidos pelo disco                |
| 27,19         | 50                                  | ensaio 1                                 |
| 32,74         | 100                                 | ensaio 2                                 |
| 33,63         | 200                                 | ensaio 3                                 |
| 39,82         | 50                                  | densidade diferente de 50%               |
| 37,51         | 100                                 | densidade diferente de 50%               |
| 68,89         | 200                                 | dados de pico perdidos (erro de leitura) |
| 61,70         | 200                                 | ensaio 6                                 |
| 68,93         | 50                                  | ensaio 4                                 |
| 76,07         | 100                                 | densidade diferente de 70                |
| 63,09         | 100                                 | variação de volume duvidosa              |
| 71,33         | 100                                 | ensaio 5                                 |

## **3.4 Apresentação e Análise de Resultados**

### **3.4.1 Resultados dos ensaios com a areia solta**

#### ***Fase de Preparação***

Da preparação do amostra retiram-se as características físicas principais, e analisa-se se é viável a continuação do ensaio (verificam-se as densidades).

Quadro 3.5 – Características das amostras soltas no fim de preparadas

| <b>Ensaio</b> | <b>Massa (g)</b> | <b>Altura (cm)</b> | <b>V (cm<sup>3</sup>)</b> | <b><math>\rho</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b> | <b>DR (%)</b> |
|---------------|------------------|--------------------|---------------------------|---|---------------|
| 1             | 2529,70          | 20,213             | 1574,85                   | 1,61  | 25,55         |
| 2             | 2548,60          | 20,164             | 1571,03                   | 1,62  | 30,15         |
| 3             | 2537,90          | 20,1265            | 1568,11                   | 1,62  | 29,06         |

#### ***Fase de consolidação***

Como já foi referido, durante a consolidação, é expelida água, o volume da amostra é reduzido e é necessário calcular a área de consolidação,  $A_c$ . Segundo Head (1998) as seguintes equações são baseadas na teoria da elasticidade para uma pequena variação de volume, assumindo um coeficiente de Poisson de  $\nu = 0,5$ .

$$A_c = A_0 \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\varepsilon_{vc}}{100}\right) \quad (3.6)$$

$$V_c = V_0 - \Delta V \quad (3.7)$$

em que  $A_0$  e  $V_0$  são a área e volume inicial do provete,  $\varepsilon_{vc}$  é a deformação volumétrica ocorrida durante a consolidação,  $V_c$  é o volume após consolidação e  $\Delta V$  a variação de volume durante a consolidação.

No Quadro 3.6 apresentam-se as propriedades físicas das amostras e a classificação relativa à sua compacidade segundo Matos Fernandes.

Quadro 3.6 – Propriedades físicas das amostras soltas após a consolidação

| Ensaio | $\sigma'_c$ (kPa) | $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $e$  | DR (%) | DR <sub>med</sub> (%) | Classificação |
|--------|-------------------|-----------------------------|-------------------------------|------|--------|-----------------------|---------------|
| 1      | 50                | 1,61                        | 15,81                         | 0,63 | 27,19  |                       |               |
| 2      | 100               | 1,63                        | 16,00                         | 0,62 | 32,74  | 31,2                  | Areia solta   |
| 3      | 200               | 1,63                        | 16,03                         | 0,61 | 33,63  |                       |               |

Observa-se que a variação de DR em cada amostra, da fase de preparação para a fase de consolidação (Quadro 3.5 e Quadro 3.6) é proporcional ao valor da tensão de consolidação aplicada. Como a amostra 1 foi preparada para um estado mais solto (DR=25,5%) no final da consolidação, efectuada para  $\sigma'_c$  de 50 kPa, este valor acaba por se afastar ainda mais das restantes amostras.

### ***Fase de Corte***

Os dados obtidos durante o corte foram o tempo (min), as tensões na câmara (kPa), as tensões neutras no interior do provete (kPa), a força axial (N), deslocamento vertical (mm) e variação volumétrica (cm<sup>3</sup>).

As tensões são calculadas para a secção a meio da altura do provete. Durante a fase de corte o provete vai “embarrigando”, ou seja a área da secção desse ponto está em constante crescimento. Segundo Head (1998), a correção da área deverá ser feita utilizando a seguinte expressão:

$$A = \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_c}}{1 - \frac{\varepsilon_a \%}{100}} A_c \quad (3.8)$$

Após o tratamento dos dados de corte verifica-se que na fase inicial de carregamento existe uma grande deformação para um aumento de carga mínimo. Isto deve-se ao facto de haver um

ajuste inicial de contacto entre a placa de topo e a amostra, habitualmente designado por “Bedding Error”. Na Figura 3.11 estão apresentadas as curvas tensão-deformação axial onde este acontecimento é particularmente evidente para a curva  $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ . Para suprir este problema, deve-se corrigir o deslocamento/extensão axial aplicando o declive adequado que se encontra imediatamente a seguir, aos valores de deslocamento. Ao fazer isso o valor inicial do deslocamento não será zero, sendo necessário “puxar” o gráfico para a origem (subtraindo todos os valores do deslocamento pelo novo valor inicial de deslocamento).

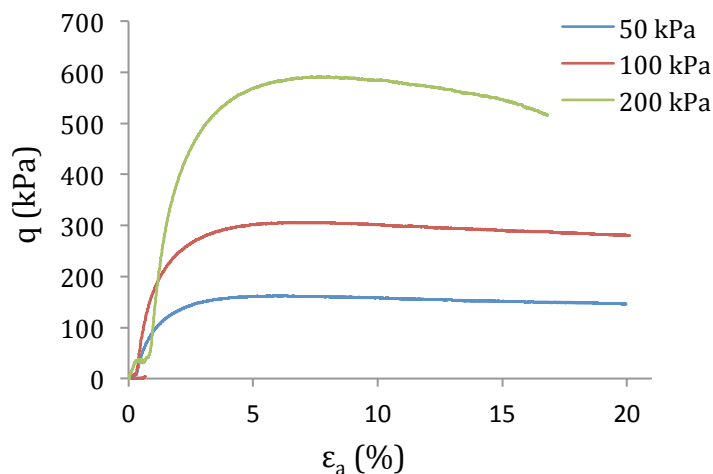


Figura 3.11 – Resultados dos ensaios triaxiais para a areia solta sem as correções efectuadas

Analisando a Figura 3.12 onde estão apresentados os resultados dos ensaios para a areia solta, é visível o comportamento típico de areias soltas nas amostras consolidadas a 50 e 100 kPa, (resistência de pico praticamente igual à resistência última) como foi referido no Capítulo 2.2. No entanto, a amostra consolidada a 200 kPa, apresenta declínio da resistência. Esta, poderá ter acontecido, devido à deformação com inclinação da placa de topo da amostra durante o corte (Figura 3.13), que, por sua vez poderá ter origem nalguma irregularidade durante a preparação da amostra. Como seria de esperar, a areia apresenta maiores resistências ao corte para valores mais elevados de tensão de confinamento.

Observando as curvas  $\epsilon_v - \epsilon_a$  dos ensaios verifica-se que para maiores tensões de consolidação as deformações volumétricas de contração são mais elevadas e mais tardiamente ocorre a mudança de comportamento de contração para expansão. Como as amostras ensaiadas têm uma densidade relativa superior a 20%, o comportamento observado nestas curvas é diferente do exposto na Figura 2.3 afastando-se do comportamento das areias soltas.

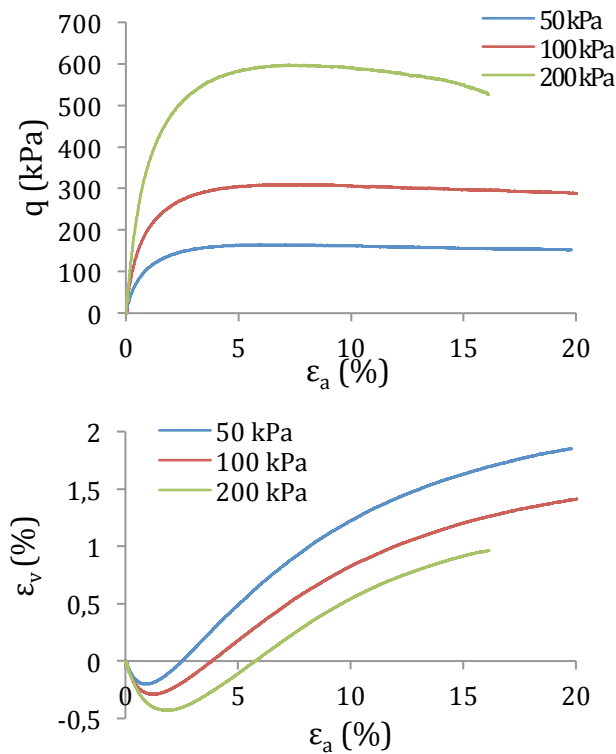


Figura 3.12 – Relações  $q - \epsilon_a$  e  $\epsilon_v - \epsilon_a$  para a areia solta



Figura 3.13 – Deformação final da amostra solta consolidada a 200 kPa

As trajetórias apresentadas na Figura 3.14 representam trajetórias típicas de ensaios drenados em areias no plano  $s^t$ -t. A partir destas, pode-se traçar a superfície de rotura do solo e determinar os parâmetros de resistência ao corte de pico, Figura 3.14 a) e a volume constante, Figura 3.14 b) (Equações 2.4 e 2.5). No Quadro 3.7 apresentam-se alguns dos valores mais importantes retirados da análise da figura.

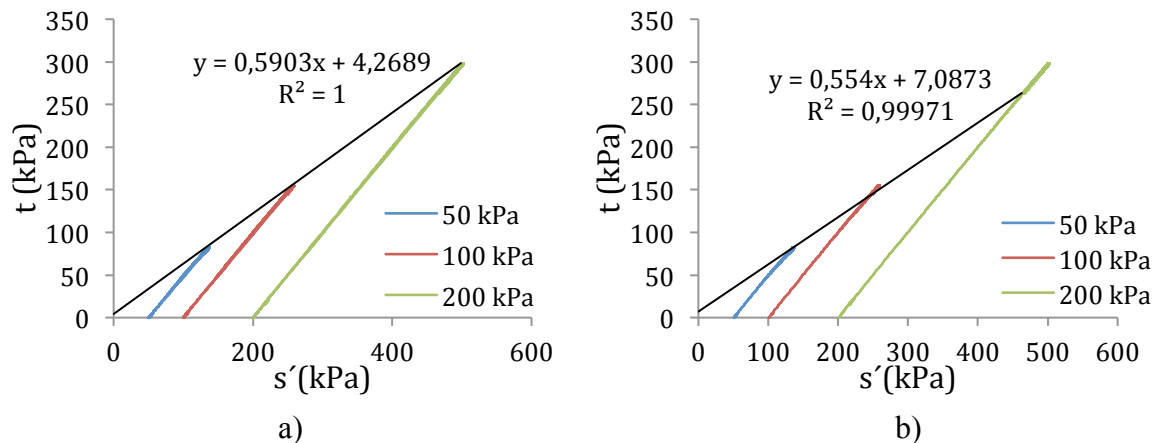


Figura 3.14 – Trajetórias no plano  $s'$ - $t$  para as amostras soltas com representação da superfície de rotura definida para: a) resistência de pico b) resistência a volume constante

Quadro 3.7 – Resultados obtidos nos ensaios triaxiais para a areia solta

| Ensaio | $\sigma'_c$ (kPa) | $q'$ (kPa) | $s'$ (kPa) | $t'$ (kPa) | $c'$ (kPa) | $\varphi'$ (°) | $\varphi'_{cv}$ (°) |
|--------|-------------------|------------|------------|------------|------------|----------------|---------------------|
| 1      | 50                | 164,74     | 132,37     | 82,37      |            |                |                     |
| 2      | 100               | 309,38     | 254,69     | 154,69     | 5,15       | 36,26          | 33,64               |
| 3      | 200               | 597,18     | 498,59     | 298,59     |            |                |                     |

Os resultados de  $\varphi'$  e  $\varphi'_{cv}$  são distintos devido à redução da resistência de pico na amostra consolidada a 200 kPa. Os valores obtidos são diferentes dos expostos no Quadro 2.1 para uma areia mal graduada, que apesar de serem para o mesmo tipo de solo ensaiado, podem ter características diferentes, como a graduação, geometria e composição das partículas e a densidade.

### 3.4.2 Resultados dos ensaios com a areia densa

#### Fase de Preparação

Às amostras 4, 5 e 6 foi estimada e retirada uma quantidade de volume devido à membrana não ter ficado totalmente esticada (houve algumas reentrâncias na amostra).

Quadro 3.8 – Características das amostras densas no fim de preparadas

| Amostra | Massa (g) | Altura (cm) | V (cm <sup>3</sup> ) | $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> ) | DR (%) |
|---------|-----------|-------------|----------------------|-----------------------------|--------|
| 4       | 2739,40   | 19,9782     | 1552,56              | 1,76                        | 67,56  |
| 5       | 2841,80   | 20,581      | 1603,52              | 1,77                        | 69,43  |
| 6       | 2751,40   | 20,53       | 1595,55              | 1,72                        | 57,66  |

#### Fase de consolidação

Após a consolidação corrigiram-se as densidades.

Quadro 3.9 – Propriedades físicas das amostras densas após a consolidação

| Ensaio | $\sigma'_c$ (kPa) | $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $e$  | DR (%) | DR <sub>med</sub> (%) | Classificação |
|--------|-------------------|-----------------------------|-------------------------------|------|--------|-----------------------|---------------|
| 4      | 50                | 1,77                        | 17,36                         | 0,49 | 68,93  |                       |               |
| 5      | 100               | 1,78                        | 17,46                         | 0,48 | 71,33  | 67,3                  | Areia Densa   |
| 6      | 200               | 1,74                        | 17,07                         | 0,51 | 61,70  |                       |               |

Observa-se que a variação de DR em cada amostra, da fase de preparação para a fase de consolidação (Quadro 3.5 e Quadro 3.6) é proporcional ao valor da tensão de consolidação aplicada. Como a amostra 1 foi preparada para um estado mais solto (DR=25,5%) no final da consolidação, efectuada para  $\sigma'_c$  de 50 kPa, este valor acaba por se afastar ainda mais das restantes amostras.

### Fase de Corte

No fim dos ensaios trataram-se os dados e obtiveram-se os seguintes resultados:

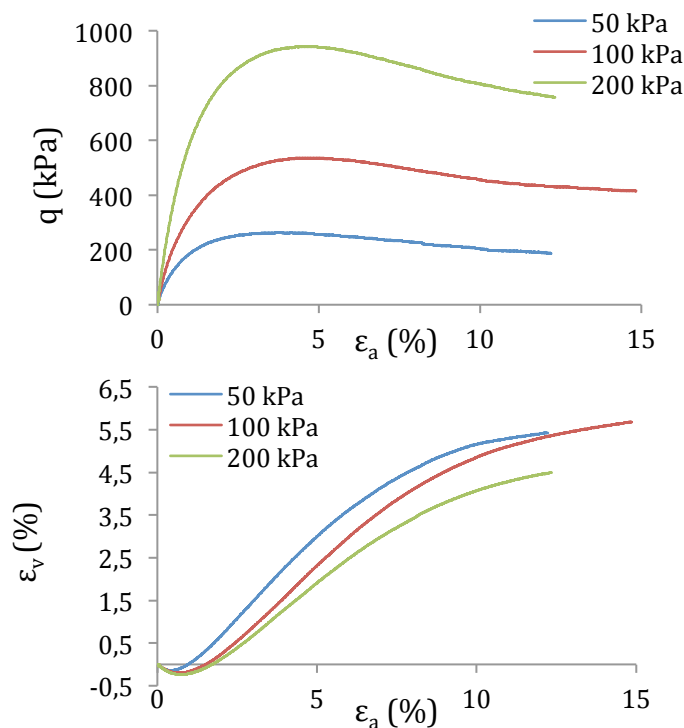


Figura 3.15 – Relações  $q - \epsilon_a$  e  $\epsilon_v - \epsilon_a$  para a areia densa

Como seria de esperar em areias de densidade elevada, os provetes ensaiados apresentam resistência de pico e resistência ultima, sendo no provete de tensão de consolidação de 200 kPa mais notória a diferença entre estas resistências.

A evolução da extensão volumétrica é típica de areias densas e decorre de forma análoga às trajetórias da areia solta, em que, para maiores tensões de consolidação as deformações volumétricas de contração são mais elevadas e mais tardiamente ocorre a mudança de comportamento de contração para expansão, não fosse a curva do ensaio consolidado a 200 kPa ter a mudança de comportamento ao mesmo tempo que a de 100 kPa.

Na Figura 3.16 e Quadro 3.10 apresentam-se as trajetórias dos ensaios da areia densa e os valores de  $\phi'$  e  $\phi'_{cv}$ . Para esta densidade o valor de  $\phi'$  também é superior ao valor apresentado no Quadro 2.1. Seria esperado que o valor de  $\phi'_{cv}$ , sendo uma propriedade intrínseca da areia (não depende da densidade relativa), fosse igual para ambos os conjuntos de ensaios. Analisando a figura percebe-se que, pelo menos, o ensaio com tensão de consolidação de 200 kPa não chegou a atingir a sua resistência última.

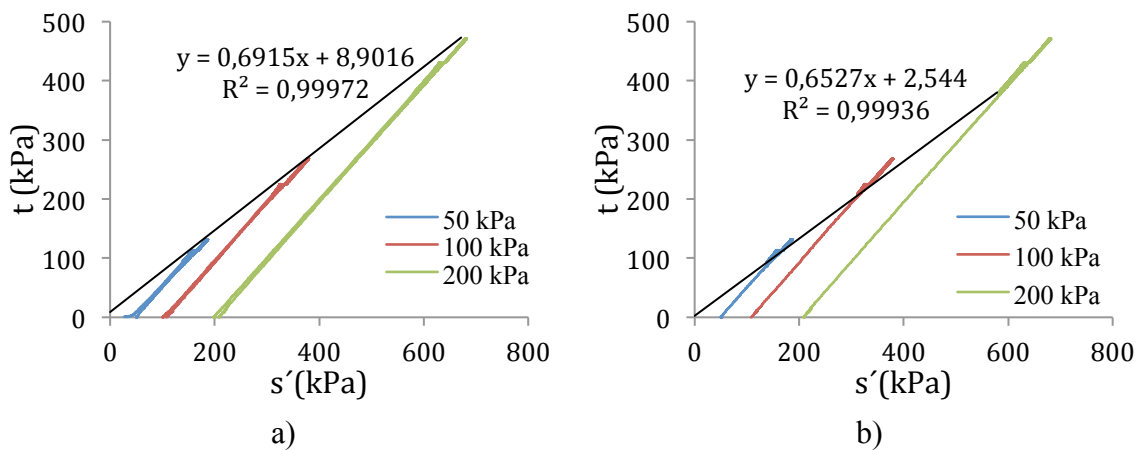


Figura 3.16 – Trajetórias no plano  $s'$ - $t$  para a densidade alta com representação da linha de rotura: a) normal b) a volume constante

Quadro 3.10 – Resultados obtidos nos ensaios triaxiais para a areia densa

| Ensaio | $\sigma'_c$ (kPa) | $q'$ (kPa) | $s'$ (kPa) | $t'$ (kPa) | $c'$ (kPa) | $\phi'$ (°) | $\phi'_{cv}$ (°) |
|--------|-------------------|------------|------------|------------|------------|-------------|------------------|
| 4      | 50                | 263,20     | 181,60     | 131,60     |            |             |                  |
| 5      | 100               | 536,12     | 368,06     | 268,06     | 7,00       | 44,03       | 40,75            |
| 6      | 200               | 942,82     | 671,41     | 471,41     |            |             |                  |

### 3.4.3 Análise de resultados

Para uma melhor percepção da evolução da resistência última, juntaram-se os resultados da areia solta com os resultados da areia densa:



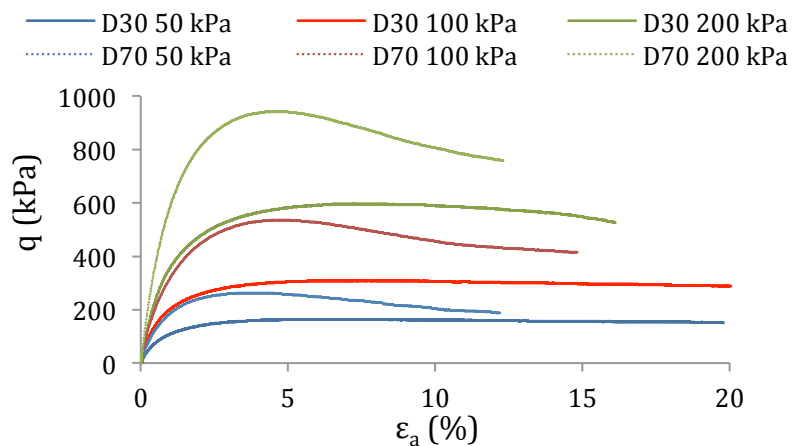


Figura 3.17 – Relação  $q - \varepsilon_a$  para todos os ensaios

Desta figura pode-se observar que os resultados mais representativos do comportamento de areias em termos de resistência a volume constante, são os resultados para a tensão de consolidação de 50 kPa, onde as amostras apresentam um patamar de resistência bem definido. A elevada diferença nos valores de tensão residual para as amostras consolidadas a 100 kPa e 200 kPa, pode estar relacionada com heterogeneidades na constituição do solo, inconformidades na preparação das amostras e na menor duração dos ensaios (que não permitiu o desenvolvimento da curva atingisse o estado crítico. Concluindo, o valor de  $\varphi'_{cv}$  deve ser determinado com base em ensaios em que a zona de volume constante se encontra bem definida. Para esta areia,  $\varphi'_{cv}$  deverá estar mais próximo do valor de obtido para a areia solta  $\varphi'_{cv} \approx 33,6$ .

Sabe-se também que o programa PLAXIS aconselha a não utilizar valores nulos para a coesão. Considerar-se-á então que na calibração dos modelos efectuada no Capítulo 4, o valor a utilizar da coesão é de 1 kPa.

No Quadro 3.11 apresentam-se valores diferentes para  $c'$  e  $\varphi'$ , que podem ser utilizados consoante a análise e justificação. As primeiras 3 interpretações foram obtidas por regressão linear e a ultima através da Equação 2.4 impondo  $c'=1$  kPa.

Quadro 3.11 – Valores do ângulo de atrito para diferentes interpretações

| Areia Solta |            |                | Areia Densa |            |                |
|-------------|------------|----------------|-------------|------------|----------------|
| Ensaio      | $c'$ (kPa) | $\varphi'$ (°) | Ensaio      | $c'$ (kPa) | $\varphi'$ (°) |
| 1,2 e 3     | 5,15       | 36,26          | 4,5 e 6     | 7          | 44,03          |
| 1,2 e 3     | 0          | 37,05          | 4,5 e 6     | 0          | 44,83          |
| 1           | 0          | 38,48          | 4           | 0          | 46,46          |
| 1           | 1          | 38,07          | 4           | 1          | 46,14          |

Observando os vários valores de  $\varphi'$  verifica-se que utilizando apenas o ensaio de tensão de consolidação 50kPa (ensaio 1 e 4) o valor de  $\varphi'$  conquista valores mais altos, sendo esta a tensão mais baixa, testemunha-se então o que foi descrito no subcapítulo 2.1. Como seria de esperar, a areia densa apresenta valores de  $\varphi'$  bastante superiores aos da areia solta.

No Quadro 3.12 apresentam-se os módulos de elasticidade mais relevantes obtidos através das curvas  $q - \varepsilon_a$  apresentadas na Figura 3.12 e Figura 3.15.

Quadro 3.12 – Módulos de elasticidade das amostras

| $\sigma'_c$<br>(kPa) | Areia Solta |                |                   |                   | Areia Densa |                |                   |                   |
|----------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|
|                      | Ensaio      | $E_i$<br>(MPa) | $E_{50}$<br>(MPa) | $E_{80}$<br>(MPa) | Ensaio      | $E_i$<br>(MPa) | $E_{50}$<br>(MPa) | $E_{80}$<br>(MPa) |
| 50                   | 1           | 22,58          | 14,19             | 7,88              | 4           | 37,12          | 24,47             | 15,88             |
| 100                  | 2           | 46,74          | 26,94             | 14,16             | 5           | 55,02          | 36,21             | 23,63             |
| 200                  | 3           | 56,67          | 41,76             | 23,48             | 6           | 87,59          | 67,38             | 45,21             |

Analisando o Quadro 3.12 observa-se que tanto na areia solta como na areia densa, os módulos de elasticidade aumentam com a tensão de consolidação. De uma forma geral, excepto no  $E_i$  da areia solta, os módulos de elasticidade aumentam proporcionalmente à tensão de consolidação imposta. Como seria de esperar os valores da areia densa são superiores aos da areia solta aumentando em média 11, 9 e 26 kPa para as tensões de consolidação de 50, 100 e 200 kPa respectivamente.

No Quadro 3.13 apresentam-se os valores de  $\varepsilon_v$  de contracção máxima, a utilizar na correção de Vesic.

Quadro 3.13 – Extensão volumétrica de contracção máxima

| $\sigma'_c$ (kPa) | Areia Solta |            |          |                | Areia Densa |            |          |                |
|-------------------|-------------|------------|----------|----------------|-------------|------------|----------|----------------|
|                   | Ensaio      | $q'$ (kPa) | $\Delta$ | $\Delta_{med}$ | Ensaio      | $q'$ (kPa) | $\Delta$ | $\Delta_{med}$ |
| 50                | 1           | 164,74     | 0,00201  |                | 4           | 263,2      | 0,00142  |                |
| 100               | 2           | 309,38     | 0,00289  | 0,00306        | 5           | 536,12     | 0,00200  | 0,00193        |
| 200               | 3           | 597,18     | 0,00428  |                | 6           | 942,82     | 0,00237  |                |

Observando o quadro anterior verifica-se que para cada tensão de consolidação, a areia solta tem valores mais elevados de extensão volumétrica de contração.

## 4 CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA OS MODELOS CONSTITUTIVOS

### 4.1 Introdução

Neste capítulo é feita uma primeira calibração, de forma analítica, com o objectivo de determinar os parâmetros que se adequam melhor aos resultados dos ensaios triaxiais da areia solta e areia densa, tais como do módulo de elasticidade,  $E$ , o coeficiente de *Poisson*,  $\nu$ , e ângulo de dilatância,  $\psi$ . Posteriormente, estes parâmetros são utilizados na modelação numérica dos ensaios triaxiais, com recurso aos modelos de Mohr-Coulomb (MC) e Hardening Soil (HS) pelo MEF. No modelo HS foram ainda ajustados outros parâmetros de forma a se conseguir uma melhor aproximação entre as curvas dos ensaios e a modelação numérica.

### 4.2 Parametização Analítica Preliminar

Foram analisados separadamente para cada densidade, vários módulos de elasticidade, coeficientes de Poisson e ângulos de dilatância. Esta análise foi elaborada numa folha de cálculo sendo sobretudo de forma analítica e gráfica, ou seja, calculando as inclinações correspondentes a cada parâmetro e inserindo as rectas correspondentes nos gráficos dos ensaios triaxiais.

De seguida apresentam-se os modelos MC para cada ensaio, elaborados para os respectivos  $E_{50}$ ,  $\nu$  e  $\psi$ , utilizando os parâmetros de resistência ao corte,  $c'$  e  $\varphi'$  obtidos a partir das três tensões de consolidação dos ensaios. Para além disso, uma vez que os ensaios PLT no tanque são para baixas tensões de consolidação, também se apresentam os modelos MC aplicados às diferentes tensões de consolidação, com base nos parâmetros escolhidos para a tensão de consolidação de 50 kPa, aplicados às três tensões de consolidação. Por conveniência dos cálculos numéricos, foi sempre adoptada uma coesão  $c' = 1 \text{ kPa}$ .

#### 4.2.1 Parametização analítica para a areia solta

Na Figura 4.1a) estão apresentados os modelos MC adequados a cada ensaio triaxial com os parâmetros de resistência ao corte obtidos com os três ensaios (Quadro 4.1). Na Figura 4.1 b) estão apresentados os modelos MC com os parâmetros adequados à tensão de consolidação de 50 kPa aplicados também às restantes tensões de consolidação.

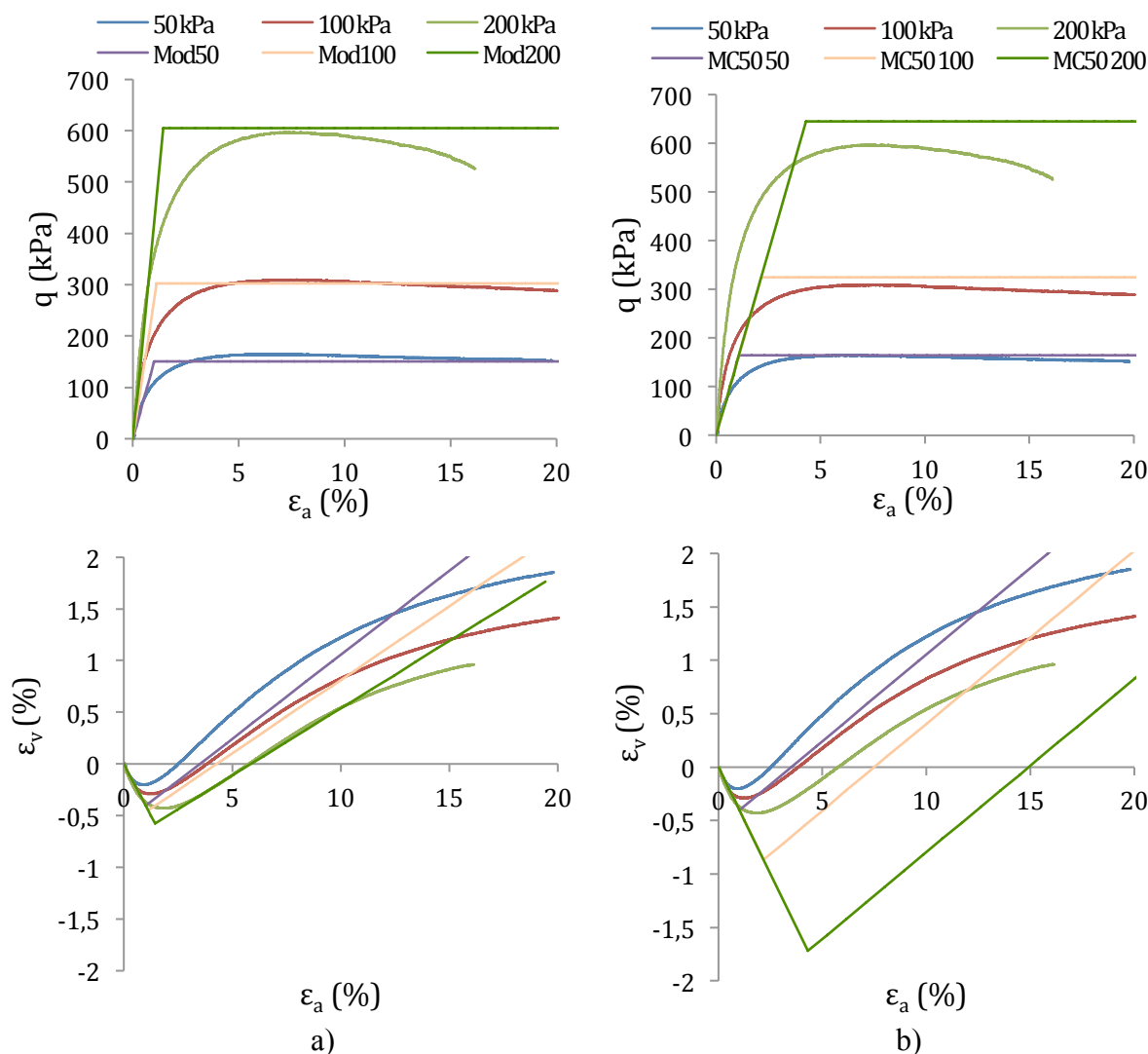


Figura 4.1 – Modelos Mohr-Coulomb para a areia solta: a) com parâmetros adequados às três tensões de consolidação, b) com parâmetros adequados à tensão de consolidação de 50 kPa

Quadro 4.1- Características dos modelos MC adequados às três tensões de consolidação

| Modelo        | $E_{50}$ (MPa) | $\nu$ | $\psi$ (°) | $c'$ (kPa) | $\phi$ (°) |
|---------------|----------------|-------|------------|------------|------------|
| <b>Mod50</b>  | 15             | 0,3   | 4,30       |            |            |
| <b>Mod100</b> | 27             | 0,3   | 3,80       | 0          | 37         |
| <b>Mod200</b> | 42             | 0,3   | 3,50       |            |            |

Analisando a Figura 4.1a) e o Quadro 4.1, pode verificar-se que usando os parâmetros de resistência ao corte adaptados ao conjunto dos três ensaios, a previsão da rotura para a tensão de consolidação de 50 kPa acaba por ser subestimada. Pretende-se neste trabalho apresentar uma análise que se aproxime o mais possível das curvas dos ensaios. Com este objectivo, foi então elaborado o modelo MC50 ( $E = E_{50}$ ), com todos os parâmetros adequados ao ensaio consolidado a 50kPa e considerando um  $c' = 1kPa$  (Quadro 4.2). Pode-se observar que os

parâmetros de resistência ao corte, escolhidos com base na tensão de consolidação de 50 kPa, encontram-se sobrestimados para tensões de consolidação superiores. Não são, portanto, representativos para todas as tensões de consolidação.

Quadro 4.2 – Parâmetros adequados á tensão de consolidação de 50 kPa

| Modelo | $E_{50}$ (MPa) | $\nu$ | $\psi$ (°) | $c'$ (kPa) | $\varphi$ (°) |
|--------|----------------|-------|------------|------------|---------------|
| MC50   | 15             | 0,3   | 4,30       | 1          | 38            |

Quanto ás deformações volumétricas pode-se verificar pela Figura 4.1a) que os modelos MC para as tensões 100 e 200 aproximam-se mais dos ensaios realizados que o modelo para a tensão de 50 kPa com as deformações volumétricas neste ensaio a apresentar uma mudança de contração-expansão mais cedo que o obtido no modelo. ( A escolha de  $E_{20}$  por exemplo aproximaria-se-ia mais do ensaio em termos de deformações volumétricas mas admitiria que o solo detém maior rigidez do que na realidade apresenta). Na Figura 4.1b) as deformações volumétricas dos modelos MC50 afastam-se muito das curvas dos ensaios, sendo a curva do modelo MC50 50 a que mais se aproxima do respectivo ensaio.

#### 4.2.2 Parametrização analítica para a areia densa

Na Figura 4.2a) apresentam-se os modelos MC, elaborados pelo mesmo processo descrito anteriormente, para a areia densa.

Analisando a figura observa-se que para as propriedades indicadas no Quadro 4.3 o modelo aproxima bem os valores obtidos nos ensaios no que respeita às resistências máximas do solo, sendo que apenas para  $\sigma'_c = 100$  kPa existe alguma diferença entre os resultados. Refere-se, porém, que esta análise é feita exclusivamente para estes ensaios triaxiais. Devido á falta de tempo, não foram realizados mais ensaios que pudessem corroborar os resultados. Sendo assim possível, que, para outro ensaio com a mesma areia e tensão de consolidação de 100 kPa, a resistência de pico se encontrasse mais abaixo originando valores de  $\varphi'$  mais baixos. Na Figura 4.2b) estão apresentados os modelos MC50 com os mesmos parâmetros do modelo Mod50 (Quadro 4.4). O uso destes parâmetros adequa-se às tensões de consolidação de 50kPa e 100kPa mas não à de 200kPa.

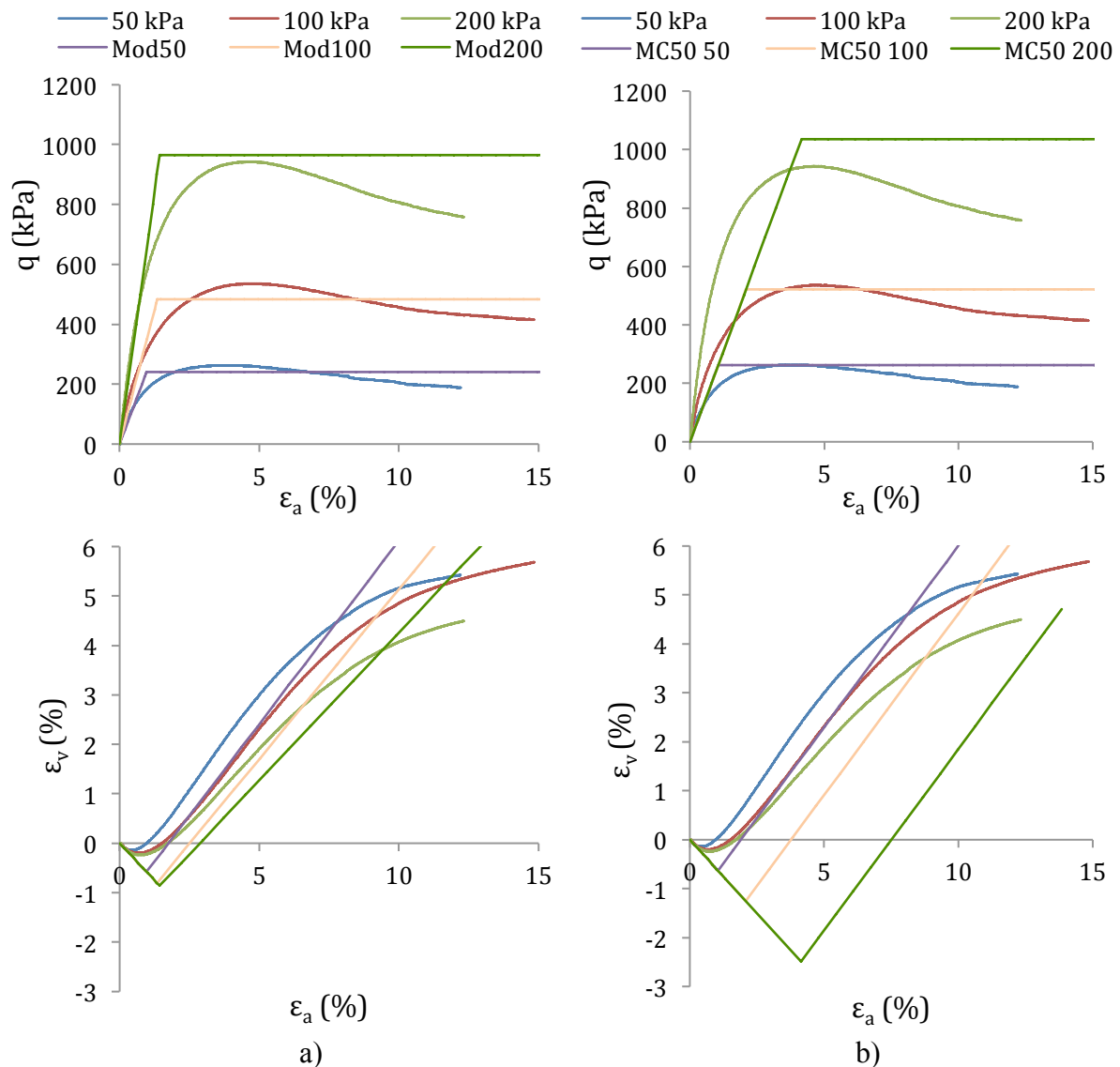


Figura 4.2 – Modelos Mohr-Coulomb para a areia densa: a) com parâmetros adequados às três tensões de consolidação, b) com parâmetros adequados à tensão de consolidação de 50 kPa

Quadro 4.3 – Características dos modelos MC adequados às três tensões de consolidação

| Modelo | $E_{50}$ (MPa) | $\nu$ | $\psi$ (°) | $c'$ (kPa) | $\varphi$ (°) |
|--------|----------------|-------|------------|------------|---------------|
| Mod50  | 25             | 0,2   | 15,70      |            |               |
| Mod100 | 36             | 0,2   | 14,80      | 0          | 45            |
| Mod200 | 68             | 0,2   | 12,50      |            |               |

Nas curvas de deformação volumétrica da Figura 4.2a) e Figura 4.2b) a mudança da fase de contração para expansão dá-se mais tarde nos modelos com a diferença de que no conjunto de parâmetros apresentado no Quadro 4.4 se afasta ainda mais dos ensaios.

Quadro 4.4 – Parâmetros adequados á tensão de consolidação de 50 kPa

| Modelo | $E_{50}$ (MPa) | $\nu$ | $\psi$ (°) | $c'$ (kPa) | $\phi$ (°) |
|--------|----------------|-------|------------|------------|------------|
| MC50   | 25             | 0,2   | 15,70      | 1          | 46,1       |

### 4.3 Calibração Numérica

#### Geometria e condições de fronteira do modelo

Para representar a amostra cilíndrica dos ensaios triaxiais no programa PLAXIS foi utilizado o modelo axissimétrico. Este tipo de modelo analisa uma secção representativa da amostra correspondente à sua divisão em torno do eixo vertical de simetria, e considera constantes as deformações e tensões em qualquer direcção radial. A dimensão dos ensaios triaxiais, foi de 20x10 cm, sendo, portanto, desenhado um modelo com a dimensão de 5x10 cm, conforme representado na Figura 4.3.

Foram restringidos os movimentos horizontais no eixo de simetria e os verticais na base da amostra. No decorrer do corte no ensaio triaxial ocorre principalmente o “embarrigamento” da amostra (deslocamentos horizontais mais acentuados no centro da amostra). No modelo adoptado não será possível reproduzir este fenómeno já que, os deslocamentos horizontais na base da amostra são livres.

Uma vez que se trata de uma análise elementar a malha que se utilizou foi muito esparsa com apenas dois elementos triangulares de 15 nós e 12 pontos de Gauss.

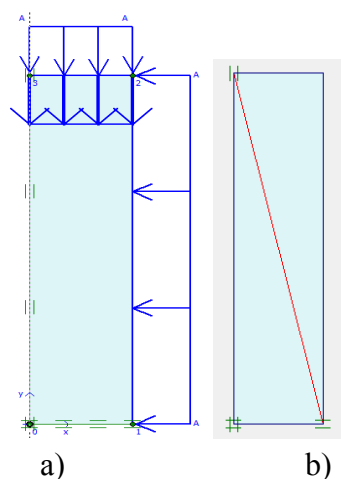


Figura 4.3 – Modelo de elementos finitos: a) geometria, sistema de cargas e deslocamento aplicados; b) malha de elementos finitos

### Cargas iniciais

Para simular a consolidação, foi aplicada uma pressão de igual valor no topo e na lateral da amostra, esta é ativada e mantida em todas as fases de cálculo. Para aplicar o corte é imposto um deslocamento no topo da amostra incrementado após a primeira fase de cálculo. Para que o estado de tensão uniforme seja garantido, é necessário libertar os movimentos horizontais no deslocamento imposto no topo da amostra.

### Materiais

Serão analisadas as duas densidades diferentes da areia de Coimbra. Para cada densidade serão apresentados três modelos de solo: dois deles utilizando o modelo MC com módulos de elasticidade representativos diferentes ( $E_{50}$  e  $E_{80}$ ) e um utilizando o modelo HS. As características e resultados de cada modelo serão apresentadas mais à frente, refere-se para já que, pelo facto do peso da amostra ter pouca influência no estado de tensão do solo relativamente às tensões aplicadas exteriormente, nos modelos, foi considerado um peso volúmico “0”.

### Cálculo

Após a aplicação da pressão exterior de consolidação ativou-se o deslocamento com o valor de 1mm mantendo-se as pressões. Nas restantes fases apenas foi incrementado o valor do deslocamento, em intervalos de 0,1mm com um número de fases estabelecido para a deformação desejada.

#### 4.3.1 Calibração numérica para a areia solta

##### *Modelos Mohr-Coulomb*

Com os resultados das análises e calibração anterior fizeram-se dois modelos MC, que apenas diferem no valor do módulo de elasticidade. No modelo DR30 MC50 usou-se como módulo de elasticidade o  $E_{50}$  e no modelo DR30 MC80 utilizou-se  $E_{80}$ . No Quadro 4.5 estão representados os parâmetros utilizados nos dois modelos.

Quadro 4.5 – Parâmetros dos modelos MC para a areia solta

| Modelo    | Parâmetros                    |                                |                |            |                                |       |
|-----------|-------------------------------|--------------------------------|----------------|------------|--------------------------------|-------|
|           | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $c_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $\varphi'$ (°) | $\psi$ (°) | $E_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
| DR30 MC50 | 0                             | 1                              | 38             | 4,3        | 15000                          | 0,3   |
| DR30 MC80 | 0                             | 1                              | 38             | 4,3        | 8000                           | 0,3   |

##### *Modelo Hardening Soil*

Para este modelo, como já explicado no Capítulo 2, o módulo de elasticidade utilizado é  $E_{50}$  que se obtém para uma tensão (de consolidação) de referência de 100 kPa. A partir do Quadro



3.12 dos ensaios triaxiais, retira-se o valor aproximado de 27 MPa para este parâmetro. O valor de  $E_{oed}^{ref}$  obtido através da Equação 2.10 é de 36,346 MPa, e o coeficiente de impulso  $k_0^{NC}$  deveria ser dado pela expressão de Jaki  $(1 - \sin \varphi')$  como no modelo MC, mas devido ao programa não aceitar este valor simultaneamente com o valor de 36,346 MPa para  $E_{oed}^{ref}$  foi adoptado 0,403 para que não se tivesse de alterar o parâmetro de rigidez. Uma vez que não temos dados na descarga considera-se  $E_{ur}^{ref} = 3 \times E_{50}^{ref}$  e assume-se o valor de 0,2 para  $\nu_{ur}$  (atenção que para definir  $E_{oed}^{ref}$  o valor de  $\nu$  considerado foi de 0,3).

Inseridos os valores no modelo é necessário analisar quais os parâmetros de  $m$  e  $r_f$  que melhor se adequam à curva tensão-deformação do ensaio. Para esta densidade apenas foi necessário variar  $m$  uma vez que com o valor predefinido de  $r_f$  foi obtida uma boa aproximação entre as curvas do ensaio.

Para definir o corte a volume constante foi ativado o parâmetro cut-off da dilatância. Os valores de  $e_{max}$  e  $e_{min}$  foram de 0,73 e 0,38 respectivamente e para  $e_{inicial}$  o índice de vazios médio de 0,62 dos três ensaios triaxiais realizados para esta densidade. Dado que os resultados da curva de deformação volumétrica não correspondiam à curva do ensaio, ou seja, a zona de volume constante surgia para um valor de extensão axial maior que o da curva do ensaio, o valor de  $e_{max}$  foi alterado para 0,65.

Quadro 4.6 – Parâmetros do modelo HS para a areia solta

| Modelo  | Parâmetros               |                           |                |            |                                |                                 |                                |
|---------|--------------------------|---------------------------|----------------|------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
|         | $\gamma$<br>( $kN/m^3$ ) | $c_{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) | $\varphi'$ (°) | $\psi$ (°) | $E_{50}^{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) | $E_{oed}^{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) | $E_{ur}^{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) |
| DR30 HS | 0                        | 1                         | 38             | 4,3        | 27000                          | 36346                           | 81000                          |
|         | $\nu_{ur}$               | $K_0^{NC}$                | $m$            | $r_f$      | $e_i$                          | $e_{min}$                       | $e_{max}$                      |
|         | 0,2                      | 0,406                     | 0,7            | 0,9        | 0,62                           | 0,38                            | 0,65                           |

Na Figura 4.4 está apresentada a calibração dos dois modelos MC e do modelo HS para a tensão de consolidação de 50kPa.

O modelo MC50 é o equivalente ao anteriormente designado por MC50 50 apresentado na Figura 4.1b). Logicamente que com o modelo MC80 se obtêm maiores deformações do que com o modelo MC50 antes de se atingir a rotura. O modelo HS exhibe uma aproximação quase perfeita do ensaio no que diz respeito à curva tensão-deformação. Contudo, apesar de possuir uma curva na zona contração-expansão e uma boa definição da dilatância, afasta-se da curva do ensaio com a mudança de comportamento de contração para expansão a acontecer mais tardiamente. Na curva real é notório o início da estabilização da resistência a volume

constante, sendo que se o ensaio tivesse continuado, o solo não teria expandido muito mais e teria estabilizado. Portanto, a introdução do cut-off com  $e_{max} = 0,65$  parece ser uma boa aproximação, uma vez que utilizando  $e_{max} = 0,64$  o cut-off da dilatância passaria muito abaixo da curva do ensaio.

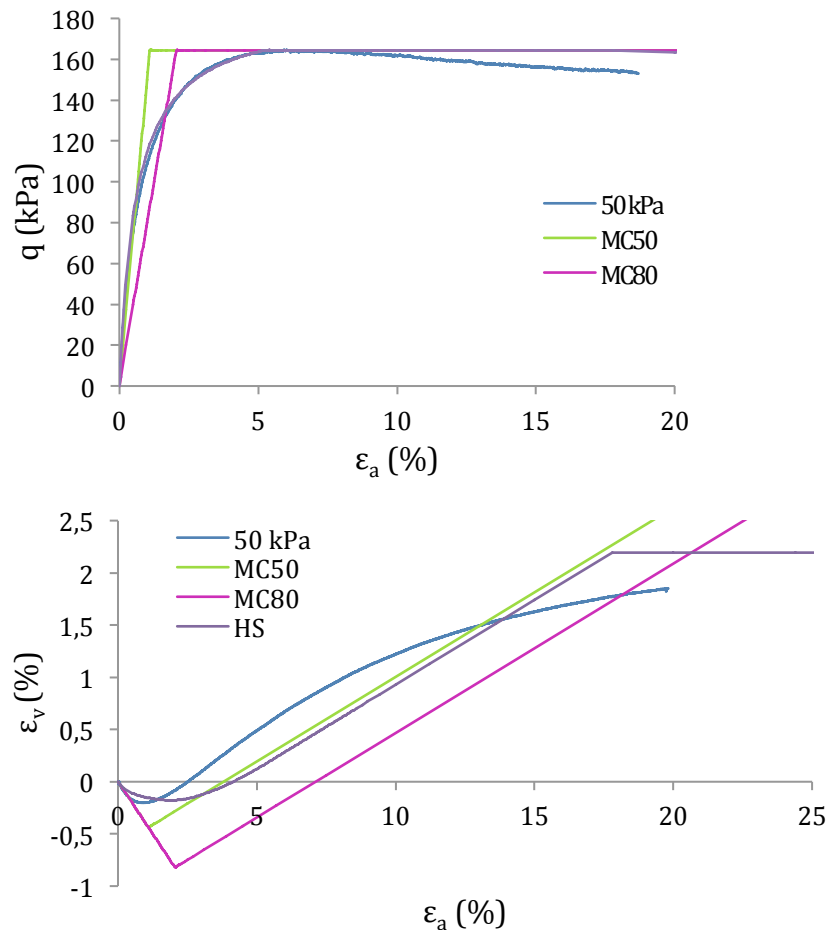


Figura 4.4 – Modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil da areia solta

Na Figura 4.5 está apresentada a modelação dos ensaios para as restantes tensões de consolidação, utilizando os mesmos parâmetros definidos do modelo HS (Quadro 4.6). Não serão apresentadas as modelações dos ensaios MC50 já que os resultados são coincidentes com os obtidos através das expressões analíticas descritas na Figura 4.1b). Quanto aos resultados do modelo MC80, estes são evidentes e por isso também não serão apresentados.

Observando a calibração do modelo HS verifica-se que as curvas tensão-deformação axial têm uma boa aproximação das curvas dos ensaios. Na tensão de consolidação de 200kPa a tensão de rotura afasta-se da do ensaio, o que se poderá atribuir ao valor de  $\varphi'$  escolhido.

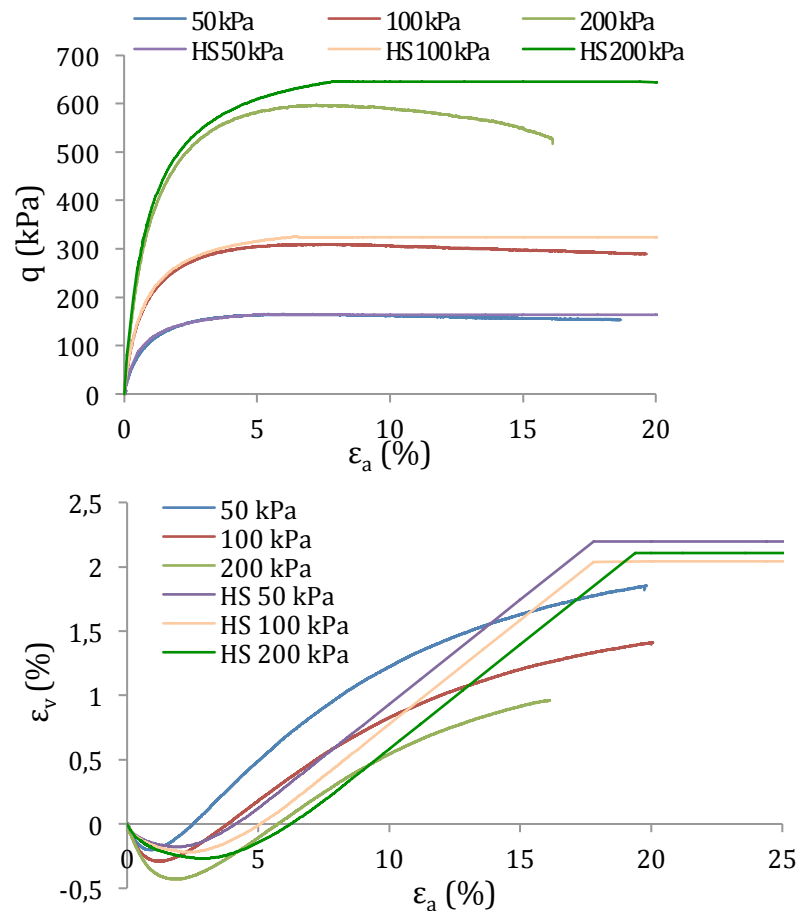


Figura 4.5 – Modelos Hardening Soil para a areia solta e diferentes tensões de consolidação

Apesar das curvas de deformação volumétrica não coincidirem com as dos ensaios apresentam uma forma expectável. De salientar que para  $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ , o aparecimento do cut-off surge numa posição intermédia entre  $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$  e de  $100 \text{ kPa}$ .

### 4.3.2 Calibração numérica para a areia densa

#### Modelos Mohr-Coulomb

De forma análoga à areia solta, para a areia densa criaram-se os modelos DR70 MC50 e DR70 MC80. Os parâmetros utilizados encontram-se no seguinte quadro:

Quadro 4.7 – Parâmetros dos modelos MC para a areia densa

| Modelo    | Parâmetros                          |                                      |                         |                     |                                      |       |
|-----------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------------------|-------|
|           | $\gamma$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) | $c_{ref}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) | $\varphi'$ ( $^\circ$ ) | $\psi$ ( $^\circ$ ) | $E_{ref}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) | $\nu$ |
| DR70 MC50 | 0                                   | 1                                    | 46,1                    | 15,7                | 25000                                | 0,2   |
| DR70 MC80 | 0                                   | 1                                    | 46,1                    | 15,7                | 16000                                | 0,2   |

### **Modelo Hardening Soil**

Mais uma vez, á semelhança do que foi feito anteriormente, o valor de  $E_{50}^{ref}$  é de 36 MPa aproximadamente (Quadro 3.12). Para um  $E_{oed}^{ref}$  de 40 MPa admitiu-se  $k_0^{NC} = 0,33$ .

Uma vez que para o valor pré-definido de  $m$  igual a 0,5 a curva tensão-deformação já era aproximada da curva do ensaio, apenas se fez variar o parâmetro  $r_f$  de forma a que a curva se ajustasse melhor, chegando-se a um valor de 0,85.

Para ativar o cut-off da dilatância foram inseridos os valores de 0,65 e 0,38 para o  $e_{max}$  e  $e_{min}$  respectivamente e para  $e_{inicial}$  o índice de vazios médio dos três ensaios triaxiais realizados para esta densidade de 0,49. Mais uma vez, nesta calibração o valor de  $e_{max}$  afastava a resistência a volume constante do modelo da curva obtida experimentalmente. De forma a melhor adaptar a curva o valor de  $e_{max}$  admitido neste modelo é de 0,57. Salienta-se que apesar de terem sido considerados valores de  $e_{max}$  diferentes nos modelos para as diferentes densidades, a areia é a mesma e só existe um valor de  $e_{max}$ .

Quadro 4.8 – Parâmetros dos modelos HS para a areia densa

| Modelo  | Parâmetros               |                           |                |            |                                |                                 |                                |
|---------|--------------------------|---------------------------|----------------|------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
|         | $\gamma$<br>( $kN/m^3$ ) | $c_{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) | $\varphi'$ (°) | $\psi$ (°) | $E_{50}^{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) | $E_{oed}^{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) | $E_{ur}^{ref}$<br>( $kN/m^2$ ) |
| DR30 HS | 0                        | 1                         | 46,1           | 15,7       | 36000                          | 40000                           | 108000                         |
|         | $\nu_{ur}$               | $K_0^{NC}$                | $m$            | $r_f$      | $e_i$                          | $e_{min}$                       | $e_{max}$                      |
|         | 0,2                      | 0,33                      | 0,5            | 0,85       | 49                             | 0,38                            | 0,57                           |

Na Figura 4.6 está apresentada a modelação do ensaio com  $\sigma'_c = 50 kPa$  com os dois modelos MC e com o modelo HS.

As observações dos modelos MC são as mesmas que as da areia solta. Relativamente à curva tensão-deformação o modelo HS também exibe uma boa aproximação ao ensaio, no entanto a introdução do cut-off da dilatância faz com que apareça uma oscilação de resultados quando o modelo atinge a rotura, provavelmente atribuível a problemas de convergência do modelo.

Nas curvas de deformação volumétrica observa-se que para o modelo HS a zona de contração apresenta uma inclinação mais aproximada à curva real e que a zona definida pela dilatância acaba por coincidir com o modelo MC50. A definição do cut-off apresenta-se bem definida e próxima de curva real.

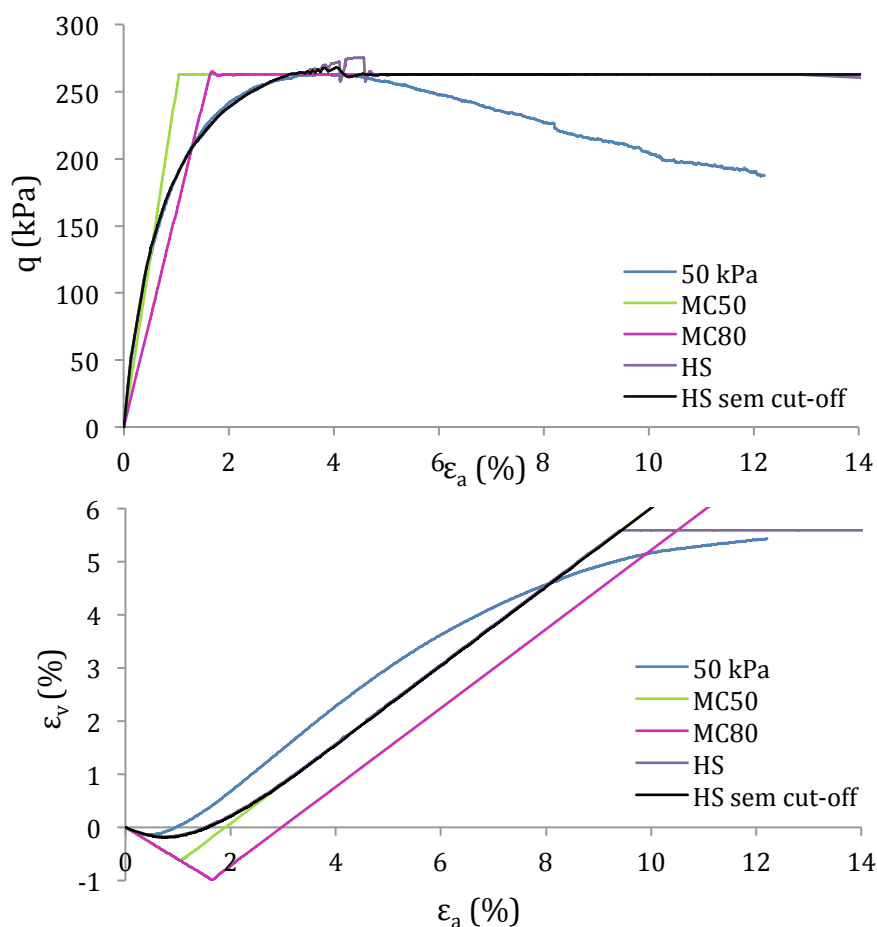


Figura 4.6 – Modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil da areia densa

Na Figura 4.7 está apresentada a modelação numérica do modelo HS quando aplicadas as outras tensões de consolidação

Observando a calibração do modelo HS, verifica-se que as curvas tensão-deformação axial aproximam-se convenientemente das curvas dos ensaios de 50kPa e 100kPa. A curva de cedência do modelo HS 200 kPa afasta-se ligeiramente da curva do respectivo ensaio. Para este modelo também se verificou a oscilação de resultados observada no modelo HS 50 kPa ao atingir a carga de rotura.

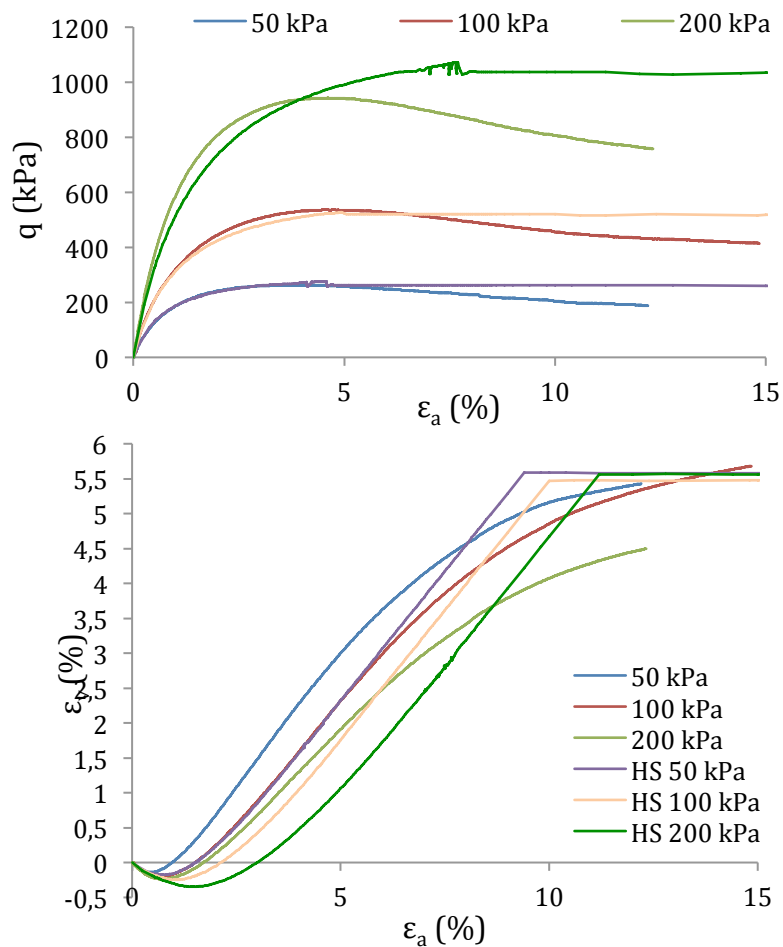


Figura 4.7 – Modelos Hardening Soil para a areia densa e diferentes tensões de consolidação

As curvas de deformação volumétrica são as expectáveis e tal como o sucedido na areia solta, no modelo HS 200 kPa, o cut-off aparece acima do da tensão de consolidação de 100 kPa.

## 5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE CARGA EM PLACA

### 5.1 Introdução

Neste Capítulo é apresentado o objectivo final deste estudo, que é prever os resultados de ensaios PLT através de modelações numéricas. Inicialmente é feita uma previsão analítica dos resultados. Em seguida é iniciada a modelação de ensaios PLT no programa PLAXIS, primeiro para ensaios *in situ* e depois para ensaios à escala reduzida no tanque.

### 5.2 Previsão Analítica da Capacidade de Carga e Assentamentos

#### 5.2.1 Previsão para a areia solta

Uma vez que nas areias o valor de  $c' = 0$ , vai ser elaborada uma previsão de carga e assentamentos sem coesão e com o valor utilizado na modelação ( $c' = 1 \text{ kPa}$ ), a fim de averiguar o seu efeito. Através da Equação 2.26 e das características do solo fez-se a previsão da capacidade de carga para as duas situações (Quadro 5.2).

Estando a placa à superfície, a segunda parcela da Equação 2.26 vai ser nula, no entanto, no Quadro 5.1 apresentam-se todos os parâmetros necessários para a resolução da equação. A placa circular tem 0,3 metros de diâmetro ( $B = B' = 0,3 \text{ m}$ ). Os factores de correção que não são necessários para a previsão da capacidade de carga tomam o valor de 1.

Quadro 5.1 – Factores corretivos para a previsão da capacidade da carga da areia solta

| $\varphi'$ | $N_q$  | $N_c$  | $N_\gamma$ | $s_q$ | $s_c$ | $s_\gamma$ |
|------------|--------|--------|------------|-------|-------|------------|
| 38°        | 48,933 | 61,352 | 74,899     | 1,616 | 1,629 | 0,7        |

Quadro 5.2 – Parâmetros necessários para a previsão da capacidade de carga da areia solta

| Previsão | $c' \text{ (kPa)}$ | $\varphi' \text{ (}^\circ\text{)}$ | $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$ | $E = E_{50} \text{ (MPa)}$ | $\nu$ | $q_{ult} \text{ (kPa)}$ |
|----------|--------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|-------|-------------------------|
| 1        | 0                  | 38                                 | 16                               | 15                         | 0,3   | 125,831                 |
| 2        | 1                  | 38                                 | 16                               | 15                         | 0,3   | 225,742                 |

No Quadro 5.3 faz-se de forma resumida a verificação da necessidade da correção de Vesic. Os valores de  $\Delta$  são retirados do Quadro 3.13 para o nível de tensão de confinamento mais próximo do existente nos ensaios PLT efetuados.

Quadro 5.3 – Verificação para a Correção de Vesic na areia solta

| Previsão       | $G(kPa)$ | $q(kPa)$ | $I_r$    | $I_{rc}$ | $\Delta$ | $I_{rr}$ | $I_{rr} < I_{rc}$ |
|----------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-------------------|
| 1 ( $c' = 0$ ) | 5769,231 | 2,4      | 3076,783 | 172,469  | 0,00201  | 428,263  | não               |
| 2 ( $c' = 1$ ) | 5769,231 | 2,4      | 2006,629 | 172,469  | 0,00201  | 398,669  | não               |

Uma vez que para as duas previsões,  $I_{rr} > I_{rc}$  conclui-se que a rotura é generalizada e não é necessário corrigir a capacidade de carga. Analisando a capacidade de carga obtida nas duas previsões, é importante referir a grande influência da coesão na definição deste valor, pois a introdução de apenas 1kPa na coesão aumentou em 100kPa a capacidade de carga, o que para a areia solta representa uma variação percentual de 1,8.

A previsão dos assentamentos para a carga de rotura é de:

Quadro 5.4 – Previsão de assentamentos na areia solta

| Previsão       | $q_0(kPa)$ | $I_s$ | $\Delta h(mm)$ |
|----------------|------------|-------|----------------|
| 1 ( $c' = 0$ ) | 125,831    | 0,79  | 1,809          |
| 2 ( $c' = 0$ ) | 225,742    | 0,79  | 3,246          |

De forma a perceber melhor o significado destes valores, na Figura 5.1 é apresentada a evolução tensão-assentamento calculada para o ensaio PLT na areia solta.

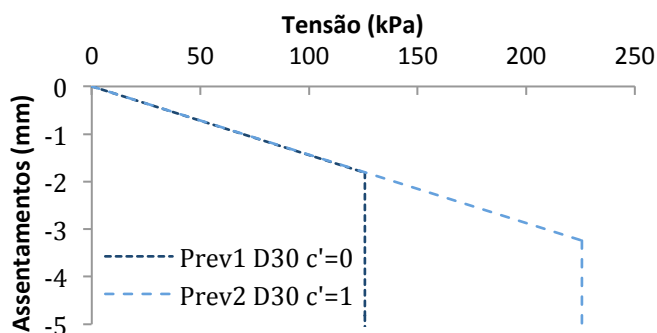


Figura 5.1 – Modelos Bi-lineares para as previsões analíticas do ensaio PLT da areia solta

## 5.2.2 Previsão para a areia densa

Analogamente ao que se fez para a areia solta, no Quadro 5.5 e Quadro 5.6 estão apresentados os parâmetros utilizados na determinação da capacidade de carga para as duas previsões.



Quadro 5.5 – Factores corretivos para a previsão da capacidade da carga da areia densa

| $\varphi'$ | $N_q$   | $N_c$   | $N_\gamma$ | $s_q$ | $s_c$ | $s_\gamma$ |
|------------|---------|---------|------------|-------|-------|------------|
| 38°        | 161,125 | 154,091 | 332,788    | 1,721 | 1,725 | 0,7        |

Quadro 5.6 – Parâmetros necessários para a previsão da capacidade de carga da areia densa

| Previsão | $c' (kPa)$ | $\varphi' (^\circ)$ | $\gamma (kN/m^3)$ | $E = E_{50} (MPa)$ | $\nu$ | $q_{ult} (kPa)$ |
|----------|------------|---------------------|-------------------|--------------------|-------|-----------------|
| 1        | 0          | 46,1                | 17                | 25                 | 0,2   | 594,027         |
| 2        | 1          | 46,1                | 17                | 25                 | 0,2   | 859,843         |

No Quadro 5.7 apresenta-se a verificação da necessidade da correção de Vesic. Os valores de  $\Delta$  são retirados do Quadro 3.13 para  $\sigma'_c = 50 kPa$ .

Quadro 5.7 – Verificação para a correção de Vesic na areia densa

| Previsão       | $G (kPa)$ | $q (kPa)$ | $I_r$    | $I_{rc}$ | $\Delta$ | $I_{rr}$ | $I_{rr} < I_{rc}$ |
|----------------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|-------------------|
| 1 ( $c' = 0$ ) | 10416,667 | 2,6       | 3931,052 | 589,109  | 0,00142  | 597,234  | não               |
| 2 ( $c' = 1$ ) | 10416,667 | 2,6       | 2854,005 | 589,109  | 0,00142  | 564,849  | sim               |

Estando a analisar uma areia densa, logo mais rígida, é de esperar que a rotura seja generalizada. Para a Previsão 1, isto acontece de facto,  $I_{rr} > I_{rc}$  mas é por uma margem muito baixa. Com a introdução de 1 kPa na coesão a rotura passa a ser por punçoamento. Uma vez que o índice de rigidez depende de  $\varphi'$  e aumenta proporcionalmente com o aumento de  $E$  pode-se concluir que para uma areia densa com  $\varphi' = 46,1^\circ$  o módulo de elasticidade de  $E=25MPa$  é um valor demasiadamente baixo, o que conduzirá à obtenção deste tipo de rotura.

Quadro 5.8 – Correção de Vesic para a capacidade de carga da areia densa

| Previsão       | $\zeta_{qr}$ | $\zeta_{\gamma r}$ | $\zeta_{cr} (\varphi' > 0)$ | $q_{ult} (kPa)$ |
|----------------|--------------|--------------------|-----------------------------|-----------------|
| 2 ( $c' = 1$ ) | 0,9766       | 0,966              | 0,9765                      | 839,726         |

Analisando a capacidade de carga obtida nas duas previsões, a coesão também influencia o resultado num valor percentual de 1,4.

A previsão dos assentamentos é apresentada no seguinte quadro:

Quadro 5.9 – Previsão de assentamentos na areia densa

| Previsão       | $q_0 (kPa)$ | $I_s$ | $\Delta h (mm)$ |
|----------------|-------------|-------|-----------------|
| 1 ( $c' = 0$ ) | 594,027     | 0,790 | 5,406           |
| 2 ( $c' = 1$ ) | 839,726     | 0,790 | 7,642           |

Na Figura 5.2 está apresentado o gráfico com a evolução tensão-assentamento para as previsões da areia densa.

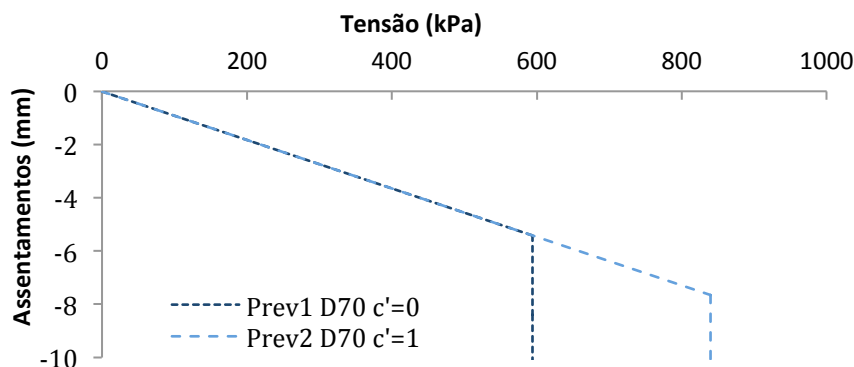


Figura 5.2 – Modelos Bi-Lineares para as previsões analíticas da areia densa

### 5.3 Modelação do Ensaio PLT *in situ*

Com o objectivo de confirmar os resultados da modelação no tanque, neste subcapítulo serão analisados os resultados da modelação dos ensaios PLT *in situ*. Foram realizadas duas modelações diferentes, uma com a malha muito fina e outra com a malha média. Considerou-se que a superfície de contacto entre a placa do ensaio PLT e o solo é altamente rugosa.

#### Geometria e condições de fronteira do modelo

Para representar um ensaio PLT em campo foi utilizado o modelo axissimétrico. Depois de efectuados os cálculos com modelos de diversas dimensões constatou-se que o modelo 5x5 era perfeitamente adequado.

Os movimentos horizontais no eixo de simetria e na lateral do modelo foram restringidos, na base foram restringidos tanto os movimentos verticais como os horizontais.

Foram analisados duas malhas com diferentes graus de discretização espacial: a malha muito fina (*very fine*) e a malha média (*medium*), ambas com elementos triangulares de 15 nós e 12 pontos de Gauss.

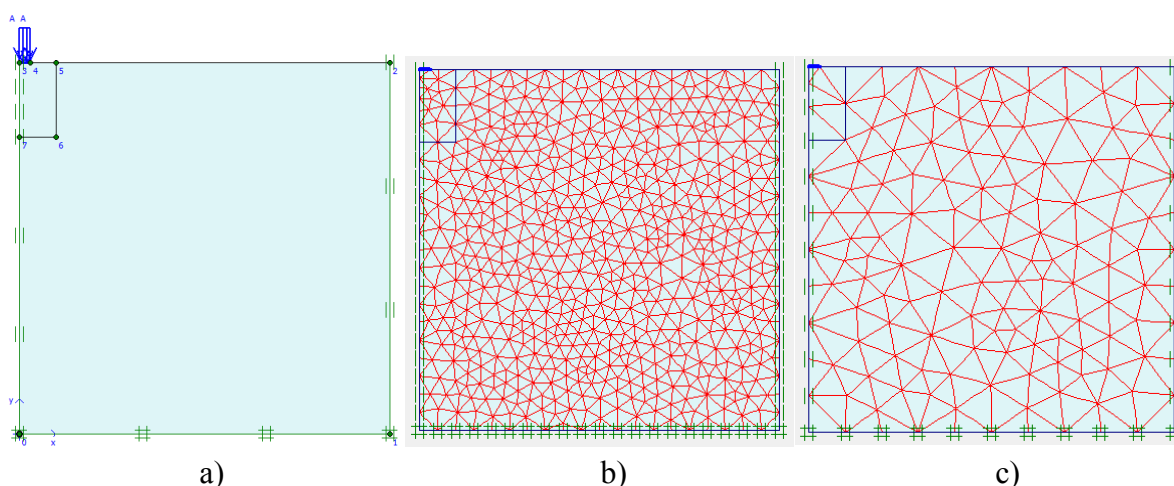


Figura 5.3 – Modelo de elementos finitos: a) geometria do modelo e carga aplicada; b) malha de elementos finitos muito fina; c) malha de elementos finitos média

### Cargas

Para simular o carregamento efectuado por uma placa de 300mm de diâmetro, foi aplicada uma carga no topo do tanque, numa largura de 150mm a começar no eixo do tanque.

### Materiais

Foram usados os três modelos reológicos MC50, MC80 e HS definidos no subcapítulo 4.3 para cada densidade. Os parâmetros dos modelos de solo para a areia solta encontram-se no Quadro 4.5 e Quadro 4.6, os da areia densa estão no Quadro 4.7 e Quadro 4.8.

Foi inserida uma chapa com características rígidas de forma a simular a placa de aplicação de carga, na largura de 150mm (pois o modelo é axissimétrico).

Quadro 5.10 – Características da placa

|       | EI (GPa) | EA (GPa) |
|-------|----------|----------|
| Placa | 1000     | 100      |

### Cálculo

Na primeira fase de cálculo são ativadas a placa e a carga distribuída com valor de 1kPa. Nas restantes fases apenas é necessário incrementar o valor da carga de 10 em 10, 20, 50 ou 100, consoante o mais adequado.

### 5.3.1 Resultados e análise da modelação *in situ* com a areia solta

A Figura 5.4 apresenta os resultados das modelações elaboradas com uma malha muito fina e uma malha média.

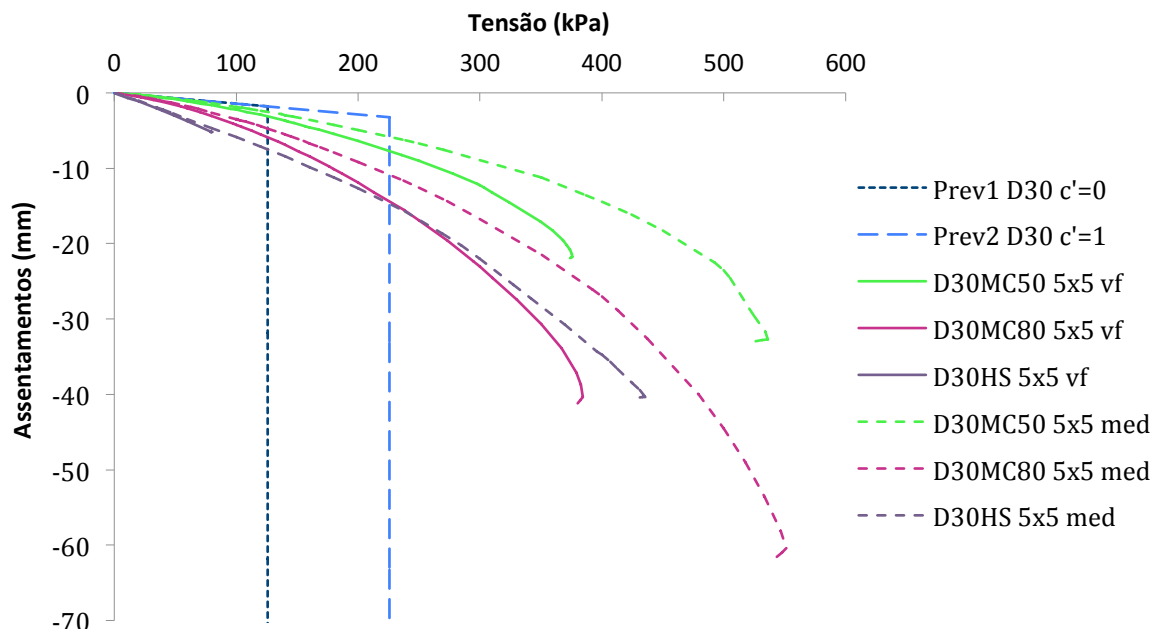


Figura 5.4 – Resultados da modelação de ensaios PLT *in situ* para a areia solta usando uma malha muito fina e uma malha média

Observando a Figura 5.4 percebe-se que utilizando uma malha média as curvas apresentam maior rigidez, logo desde o início do carregamento. Verifica-se também que os cálculos com os modelos com a malha média vão mais além do que os modelos com a malha muito fina, efeito que é principalmente visível para os modelos HS.

Analisando os modelos de solo entre si, os modelos D30MC50 e D30MC80 deixam de convergir para valores de tensão aproximados, com o modelo menos rígido D30MC80 a permitir assentamentos maiores, como seria de esperar. Em relação ao modelos com HS, este apresenta-se menos rígido com ambas as malhas. Observa-se ainda que os modelos numéricos atingem uma capacidade de carga superior às previsões analíticas efectuadas.

Na Figura 5.5 estão apresentados os pontos plásticos para os três modelos de solo em que se utilizou a malha média, para uma tensão aplicada de 200 kPa correspondente a um valor próximo da resistência calculada para esta fundação. Pode-se concluir que a plastificação do solo ocorre de forma praticamente igual para ambos os modelos MC, em que vários pontos abaixo e ao lado da fundação já atingiram a rotura que aparenta ser por punçoamento. No modelo HS, que no estado de tensão inicial apresenta todos os pontos em cima da superfície

de cedência de contração (pois não está sobreconsolidado), para este nível de tensão aplicada ainda não apresenta pontos que tenham atingido a rotura.

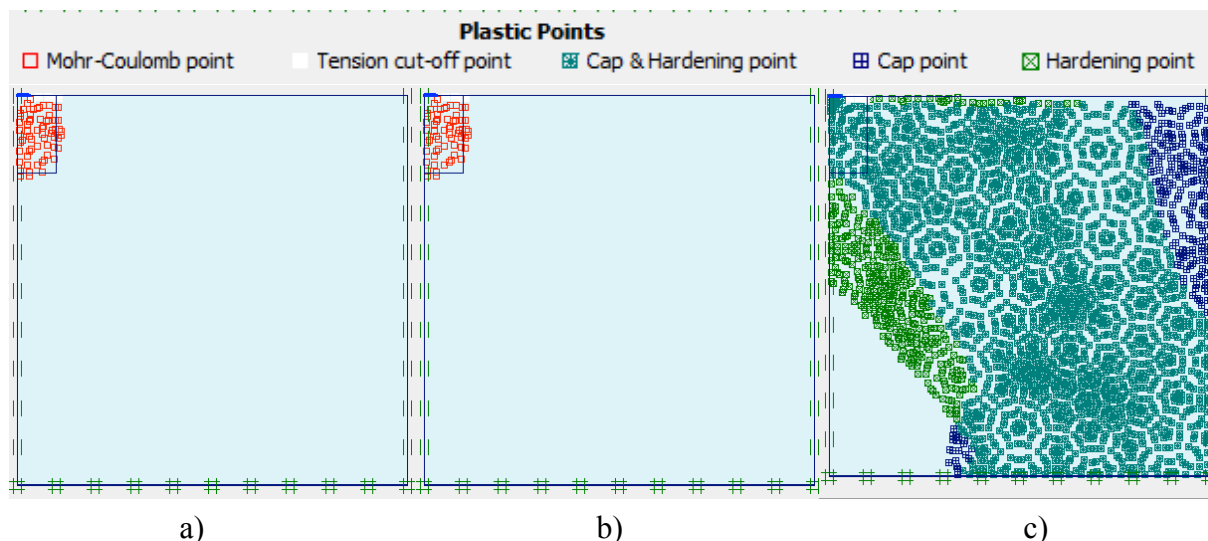


Figura 5.5 – Pontos Plásticos para uma tensão aplicada de 200 kPa : a)D30MC50 med;  
b)D30MC80 med e c)D30HS med

### 5.3.2 Resultados da modelação *in situ* com a areia densa

Na Figura 5.6 são apresentados os resultados das modelações elaboradas com uma malha muito fina e uma malha média. Verifica-se que usando a malha mais fina os modelos MC conseguem ir mais além nos cálculos, contrariamente ao que aconteceu nos cálculos com a areia solta. Contudo, ao contrário do esperado, é visível um aumento da rigidez nos modelos HS, possivelmente devido ao facto de no modelo HS o valor de  $E$  variar com as tensões de confinamento, que vão aumentando com o carregamento. Inicialmente este modelo é o menos rígido mas a partir dos 200 kPa a rigidez começa a aumentar tornando-se mais rígido que os modelos MC. Para esta areia observa-se também o desenvolvimento inicial similar dos modelos com diferentes malhas. Verifica-se novamente que os modelos D30MC50 e D30MC80 deixam de convergir para valores de tensão aproximados.

Na Figura 5.7 estão representados os pontos plásticos para os modelos com malha média, para uma tensão aplicada de 800 kPa correspondente a um valor próximo da resistência calculada para esta fundação. O desenvolvimento dos pontos plásticos dos modelos MC para a areia densa abrange uma maior área de solo que no modelo HS. Para estes modelos a plastificação do solo ocorre de forma praticamente igual e a rotura aparenta ser por punçoamento. Para uma tensão aplicada de 800 kPa o modelo HS apresenta poucos pontos que tenham atingido a rotura. Foram analisados os pontos plásticos da areia densa para uma tensão de 200 kPa onde

nos modelos MC se observa uma área de pontos plásticos ligeiramente inferior à da areia solta.

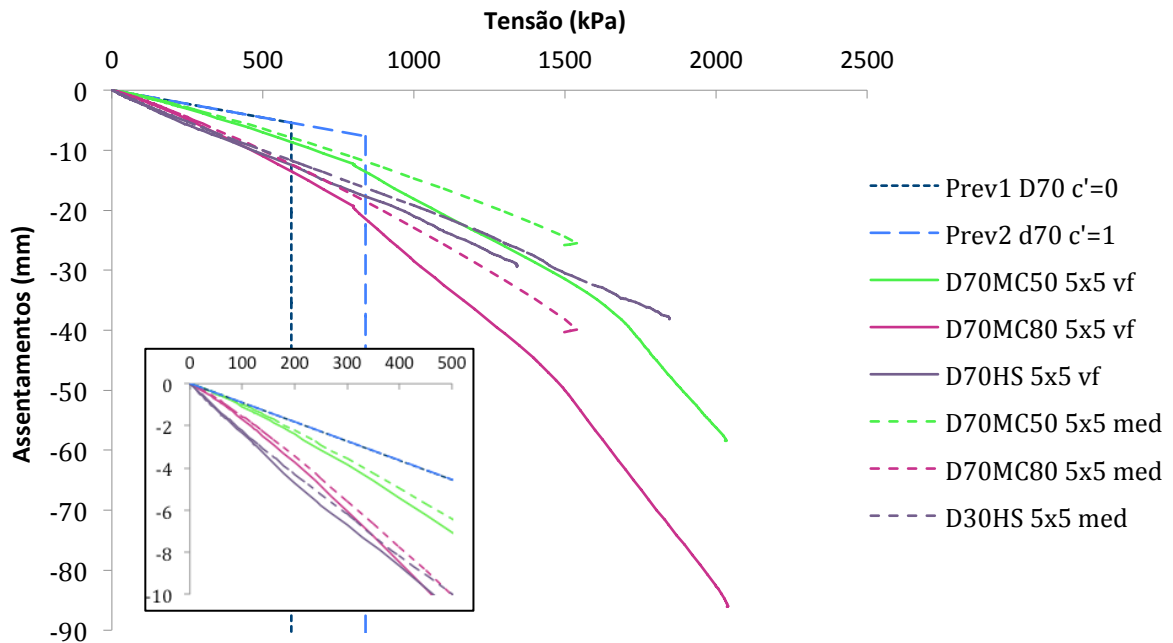


Figura 5.6 – Resultados da modelação de ensaios PLT *in situ* para a areia densa usando uma malha muito fina e uma malha média

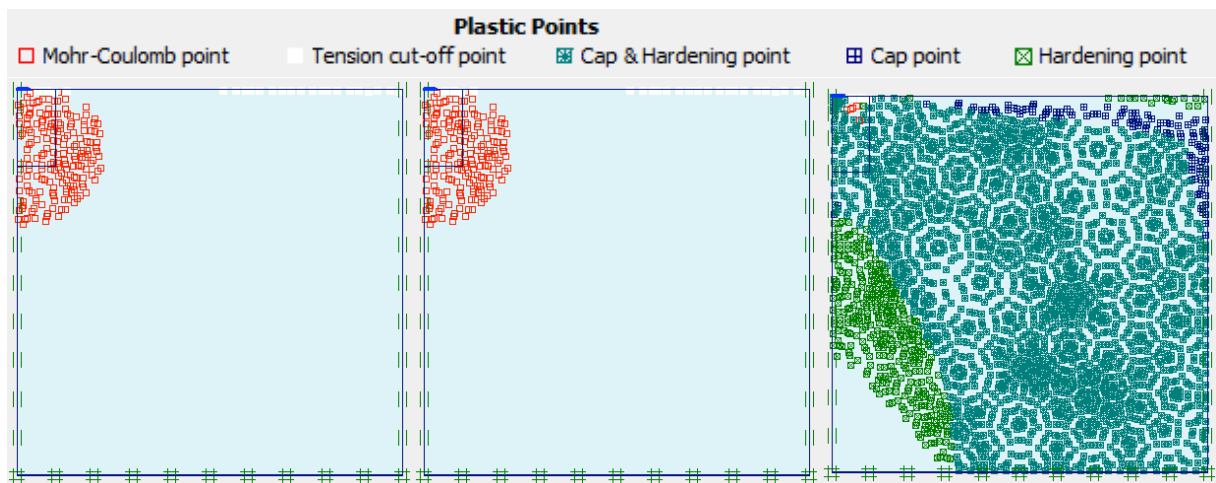


Figura 5.7 – Pontos Plásticos para uma tensão aplicada de 800 kPa : a)D70MC50 med; b)D70MC80 med e c)D70HS med

## 5.4 Modelação do Ensaio PLT no Tanque

Aqui serão analisados os resultados da modelação dos ensaios PLT no tanque. Para analisar o efeito das paredes do tanque foram realizados 3 modelos, que diferem entre si nas características da interface. Para cada uma dos três foram feitas 6 modelações, utilizando os diferentes modelos de solo. É considerado ainda que a superfície de contacto entre a placa do ensaio PLT e o solo é altamente rugosa.

### Geometria e condições de fronteira do modelo

O modelo foi concebido para representar um tanque com dimensões  $1 \times 1 \times 1,5\text{m}$ , ( $h \times l \times c$ ) sujeito a um carregamento de uma placa circular. Para o efeito, foi utilizado o modelo axissimétrico em que a análise é feita com um modelo de dimensão  $1 \times 0,5$  ( $h \times l$ ), correspondente á maior dimensão do ensaio. Os movimentos restringidos no tanque foram os mesmos que os *in situ*.

Uma vez que não é possível gerar uma malha igual à dos modelos *in situ* de forma a que os resultados pudessem ser comparados, a malha usada para a análise dos modelos do tanque foi a malha fina (*fine*) com elementos triangulares e 15 pontos de Gauss. É de referir, ainda, que a malha pode influenciar os resultados, como já foi observado anteriormente.

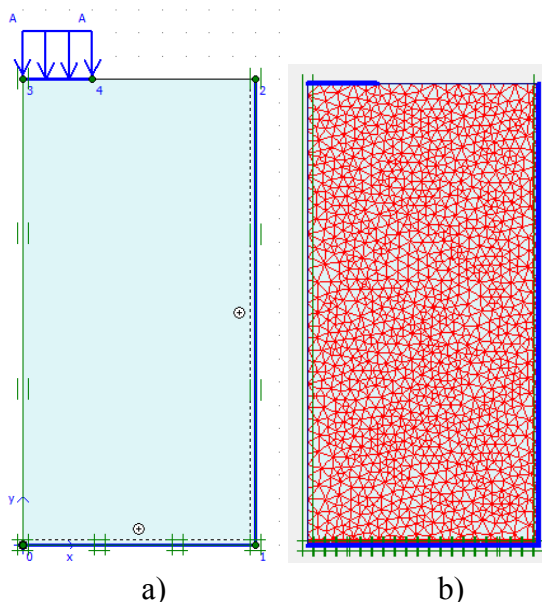


Figura 5.8 – Modelo com representação do tanque e interface: a) Geometria e carga aplicada e b) malha de elementos finitos com interface

## Interface

A introdução desta característica serve para modelar a interação entre o solo e a estrutura, neste caso, as paredes do tanque. Para a sua definição existe o factor de redução da resistência para interfaces  $r_{int}$ , que permite o cálculo das propriedades  $c'_i$  e  $\varphi'_i$  da interface:

$$c'_i = r_{int} c_{soil} \quad (5.1)$$

$$\tan \varphi'_i = r_{int} \tan \varphi' \quad (5.2)$$

Foram estudados três casos analisando o efeito da interface e condições de fronteira. No Quadro 5.11 estão os valores de  $r_{int}$  para areias com outros materiais. Foi elaborado um modelo utilizando uma interface com  $r_{int} = 0,5$ , a média dos valores apresentados, e outro modelo em que se considerava uma interface rígida ( $r_{int} = 1$ ). No terceiro modelo tentou-se simular uma interface praticamente lisa com  $r_{int} = 0,01$ .

Quadro 5.11 - Factor de redução da interface para areias com os materiais do tanque

| Material | $r_{int}$   |
|----------|-------------|
| vidro    | 0,3         |
| aço      | 0,4/0,5/0,6 |
| madeira  | 0,7         |

## Materiais

Foram usados os três modelos definidos no subcapítulo 4.3, para cada densidade. Os parâmetros dos modelos de solo para a areia solta encontram-se no Quadro 4.5 e Quadro 4.6, os da areia densa estão no Quadro 4.7 e Quadro 4.8. A chapa que simula a placa de carga e as que representam as fronteiras do tanque têm as características apresentadas no Quadro 5.10.

## Cálculo

O cálculo é efetuado da mesma forma que nas modelações do ensaio in-situ.

### 5.4.1 Resultados da modelação no tanque com a areia solta

Na Figura 5.9 apresentam-se os resultados das modelações elaboradas usando as diferentes interfaces. Verifica-se que os modelos em que se utilizou  $r_{int} = 0,01$  (apresentados na figura com quadrados no final) são muito menos rígidos que os outros, talvez devido ao facto de o uso de um valor tão baixo permitir que o solo tenha maiores deformações junto às fronteiras do tanque e a rigidez do solo não chegar a ser mobilizada. Observa-se que os modelos MC com  $r_{int} = 0,5$  (círculos) vão mais além que os modelos com  $r_{int} = 1$  (triângulos), nos



modelos HS verifica-se o contrário, o que pode ser indício de possíveis problemas de convergência quando se utiliza os elementos de interface. No entanto, as curvas são praticamente sobrepostas, o que indicia que esta diferença de valores das interfaces não têm influência na rigidez da resposta à solicitação. A curva típica de resultados de ensaios PLT, em que a carga de rotura é perceptível quando se desenvolvem assentamentos importantes sem aumento considerável de carregamento, não é visível nestes modelos.

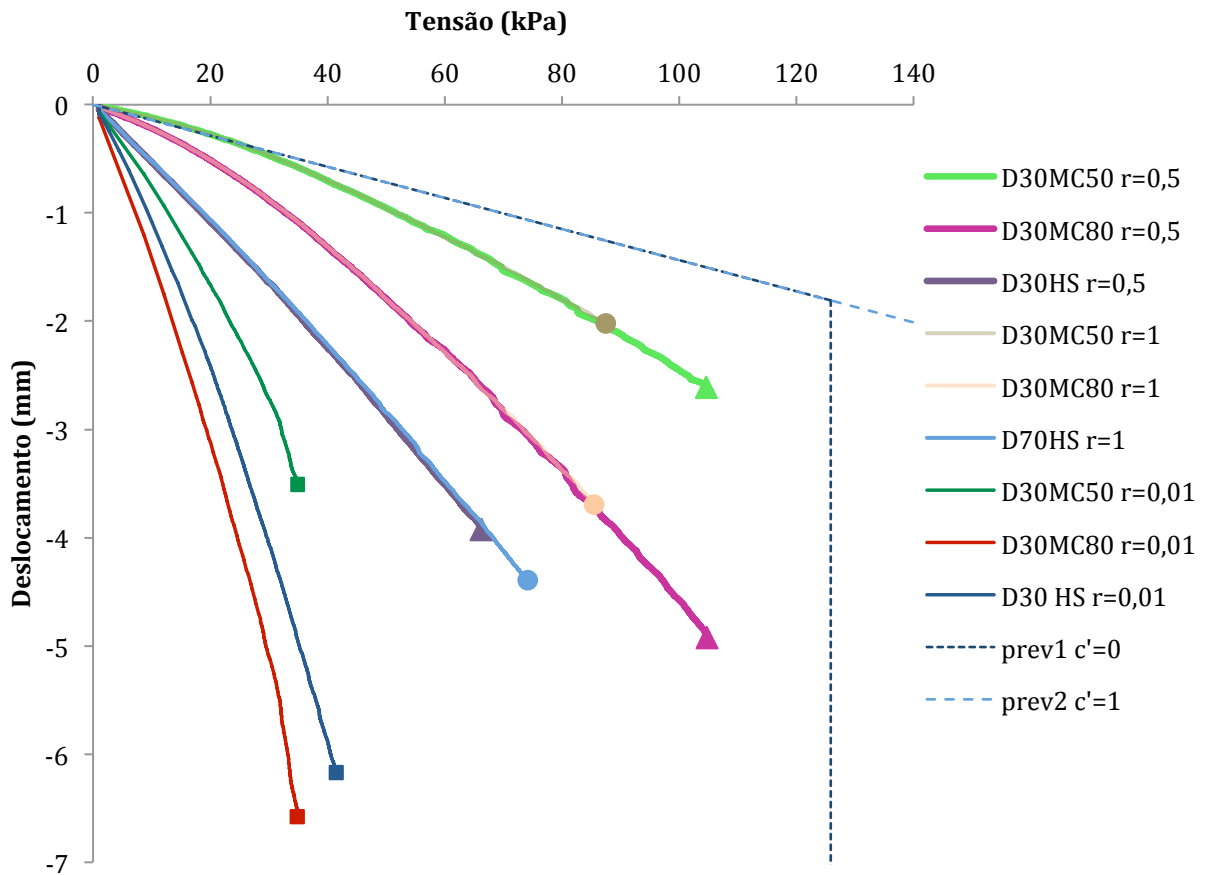


Figura 5.9 – Resultados da modelação de ensaios PLT no tanque para a areia solta

Mais uma vez, os modelos D30MC50 e D30MC80 deixam de convergir para valores de tensão aproximados e o modelo menos rígido D30MC80 admite assentamentos maiores. Para os modelos em que se utilizou  $r_{int} = 0,01$  o modelo D30HS é mais rígido que o modelo D30MC80, enquanto que para  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$  os modelos HS são os menos rígidos.

Apesar de se ter usado uma malha diferente da modelação *in situ*, refira-se que, uma vez sobrepostas as curvas dos modelos *in situ* com as curvas dos modelos do tanque para  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$ , estas têm um desenvolvimento semelhante ao desenvolvimento inicial dos modelos *in situ*.

Analisando as previsões analíticas observa-se que os resultados das modelações numéricas com  $r_{int} = 0,5$  e com  $r_{int} = 1$  se assemelham mais aos da previsão analítica sem coesão (embora não se possa ter a certeza se o cálculo atingiu a resistência ou se deixou de convergir devido a problemas numéricos).

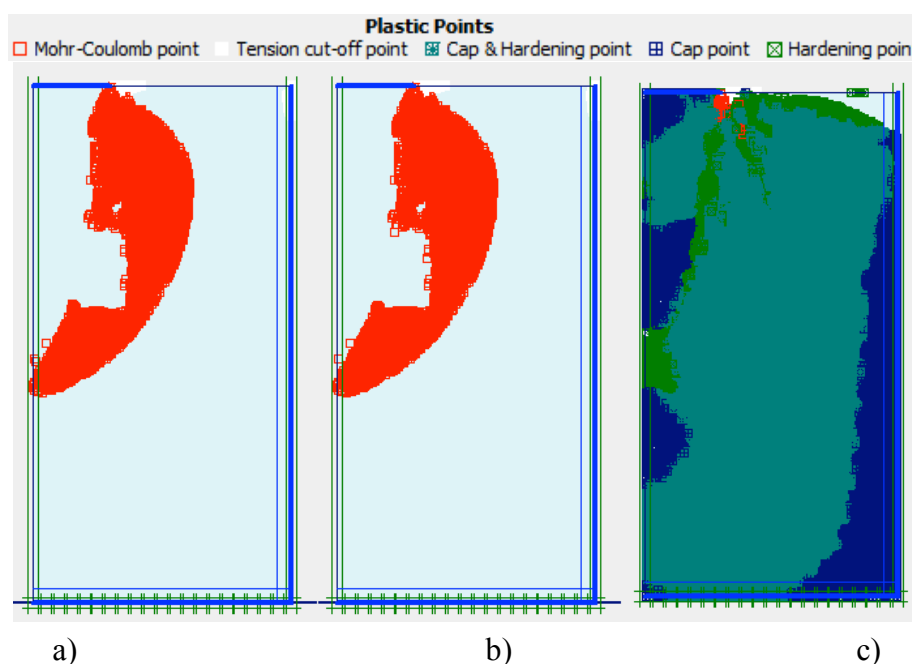


Figura 5.10 – Pontos plásticos com 60 kPa de carga para o modelo: a)DR30 MC50  $r=0,5$ ;  
b)DR30 MC80  $r=0,5$  e c)D30 HS  $r=0,5$ ;

Ao analisar a Figura 5.10 observa-se mais uma vez que a plastificação do solo ocorre de forma praticamente igual para os modelos MC, onde vários pontos abaixo da fundação já atingiram a rotura que aparenta ser por punçoamento. No modelo HS, o solo apresenta alguns pontos que atingiram a rotura na extremidade da placa, a forma de rotura parece ser por punçoamento.

Na Figura 5.11 apresentam-se as tensões normais e tangenciais desenvolvidas na interface do tanque. Verifica-se que as tensões nos modelos MC50 e MC80 de cada modelação coincidem, nos modelos MC as tensões normais também se sobrepõem e as tensões tangenciais são muito semelhantes.

No que diz respeito às tensões normais (Figura 5.11a)) observa-se que na base do tanque nos modelos MC as tensões aumentam 3 kPa aproximadamente no eixo de aplicação da carga enquanto que nos modelos HS as tensões aumentam preferencialmente antes da extremidade da base (aproximadamente a uma distância de 0,4 m). Nas paredes do tanque observa-se um crescimento considerável das tensões normais principalmente a 0,6m de altura para os

modelos MC e a 0,5m para os modelos HS, onde as tensões mais do que duplicam. Os modelos MC apresentam níveis de tensão inferior aos modelos HS. Comparando as modelações com interfaces diferentes, verifica-se que nos modelos MC para o nível de tensão em estudo a interface não tem qualquer interferência uma vez que as curvas dos modelos com  $r_{int} = 0,5$  coincidem com as curvas de  $r_{int} = 1$ . Este facto pode não ser alheio à semelhança de resultados obtida para as curvas carga-assentamento. Conclui-se ainda que o uso da interface  $r_{int} = 0,5$  faz com que as tensões normais dos modelos HS aumentem ligeiramente nas fronteiras do tanque em relação ao uso de  $r_{int} = 1$ .

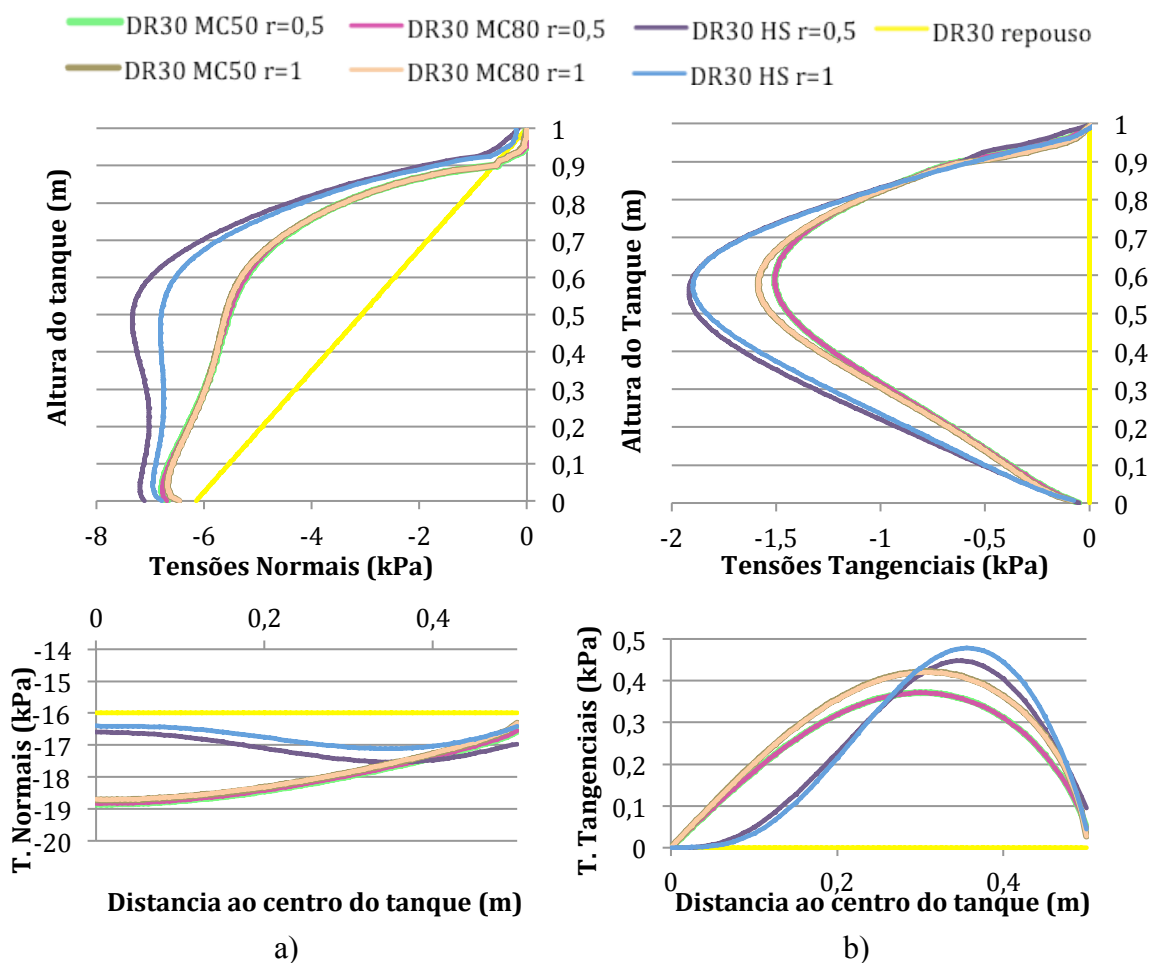


Figura 5.11 – Tensões nas paredes para as modelações da areia solta com  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$  para uma carga de 60 kPa

Observando a evolução das tensões tangenciais (Figura 5.11b)) na base do tanque, os modelos HS apresentam um acréscimo de tensão ligeiramente mais elevado e mais evidenciado antes da extremidade que os modelos MC. A evolução das tensões tangenciais do centro do tanque (nulas) para a extremidade ocorre suavemente nos modelos HS. Nas paredes do tanque observa-se um crescimento entre o 1 e 2 kPa das tensões tangenciais localizando-se o pico

entre os 0,5 e 0,7m. Os modelos MC apresentam níveis de tensão inferior aos modelos HS. Comparando os modelos de interfaces diferentes entre si verifica-se que para o nível de tensão em estudo, ao contrário do que aconteceu com as tensões normais, o uso de valores diferentes para a interface tem interferência nos modelos MC. Nos modelos MC e HS o uso de uma interface com  $r_{int} = 1$  faz com que as tensões tangenciais sejam ligeiramente superiores às dos modelos com  $r_{int} = 0,5$  (o que seria de esperar pois o uso de  $r_{int} = 1$  simula uma interface rígida), com excepção do modelo HS com  $r_{int} = 1$  que na parede do tanque faz com que os valores de tensão tangencial sejam ligeiramente inferiores às do modelo HS  $r_{int} = 0,5$ .

#### 5.4.2 Resultados da modelação no tanque com a areia densa

A Figura 5.12 exhibe os resultados das modelações usando os diferentes valores de  $r_{int}$ .

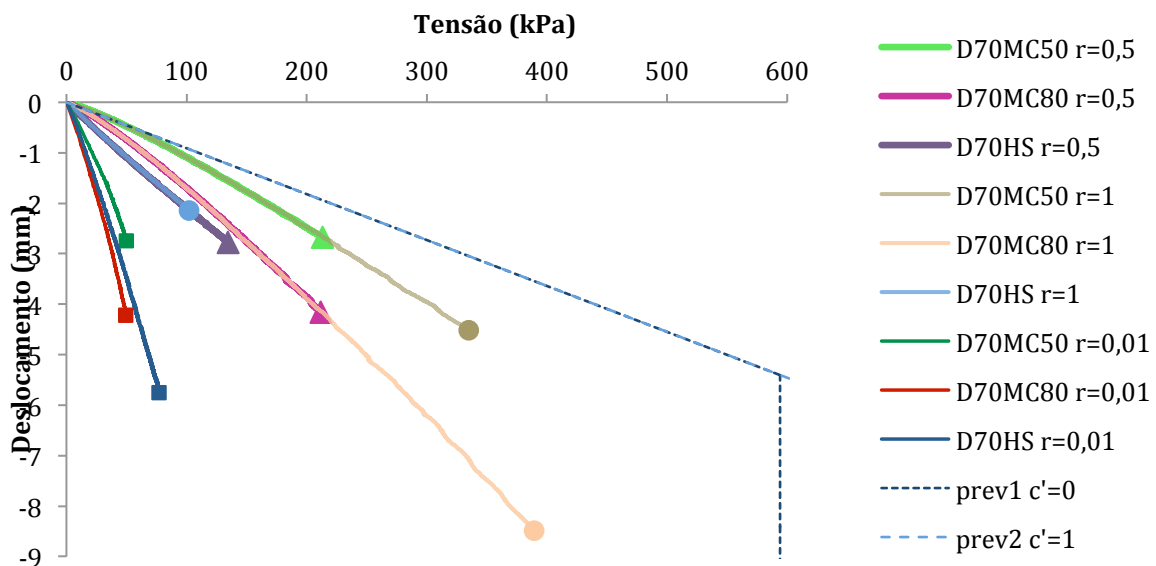


Figura 5.12 – Resultados da modelação de ensaios PLT no tanque para a areia densa

Ao analisar a Figura 5.12 verifica-se, mais uma vez, que os modelos em que se utilizou  $r_{int} = 0,01$  são menos rígidos. Para esta areia os modelos MC que vão mais longe são os de  $r_{int} = 1$  enquanto que no modelo HS é o de  $r_{int} = 0,5$ , exatamente o contrário ao observado na areia solta.

Mais uma vez os modelos D30MC50 e D30MC80 deixam de convergir para valores de tensão aproximados (não tanto para  $r_{int} = 1$ ). Os resultados dos modelos D30HS com  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$  apresentam menos rigidez que os modelos MC e tal como nos ensaios *in situ*, apresentam um aumento de rigidez na evolução da sua curva. Comparando os modelos em que se utilizou  $r_{int} = 0,01$  o modelo D70HS é mais rígido que o modelo D70MC80.

O desenvolvimento das curvas das modelações com  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$  também se assemelha ao desenvolvimento inicial dos modelos *in situ*.

Analisando as previsões analíticas observa-se que os resultados das modelações numéricas ficam aquém destas previsões.

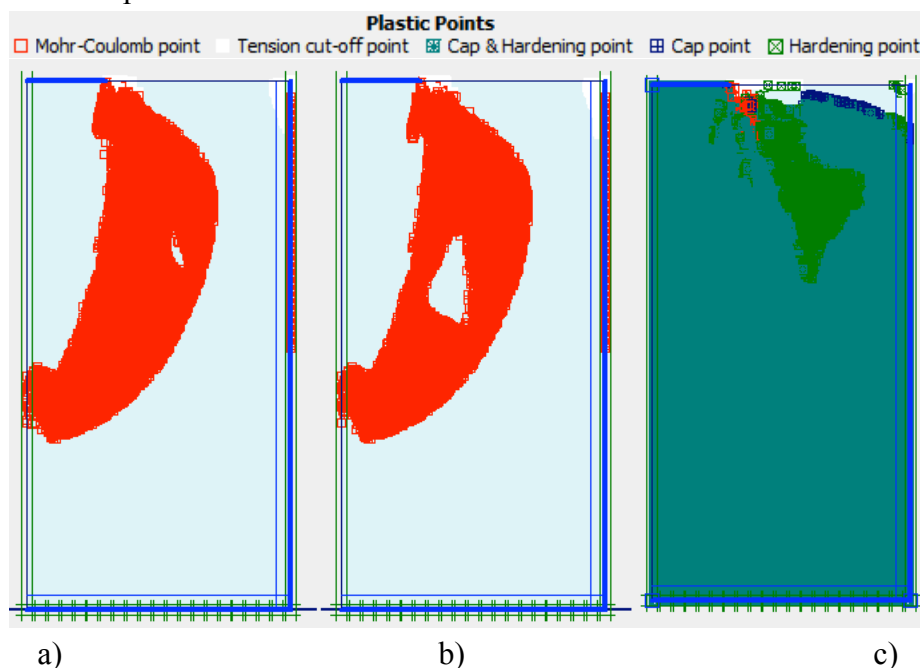


Figura 5.13 – Pontos plásticos com 100 kPa de carga para o modelo: a)DR70 MC50  $r=0,5$ ; b)DR70 MC80  $r=0,5$  e c)D70 HS  $r=0,5$ ;

Analisando a Figura 5.13 observa-se que os modelos MC apresentam uma área plastificada semelhante. No entanto não ocorre de forma igual como nos modelos MC da areia solta. O modelo HS apresenta uma pequena área de pontos plásticos na extremidade da placa. Em ambos os modelos A rotura aparenta ser por punçoamento.

Na Figura 5.14 apresentam-se as tensões normais e tangenciais desenvolvidas na interface do tanque para  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$  e uma tensão de 100 kPa. Verifica-se mais uma vez que as paredes interferem no desenvolvimento de tensões no solo podendo influenciar os resultados.

No que diz respeito à evolução das tensões normais (Figura 5.14 a)) esta ocorre de forma análoga à areia solta, sendo que para os modelos MC as tensões aumentam 4 kPa aproximadamente no eixo do tanque. Nas paredes do tanque as tensões mais que duplicaram entre os 0,4 e 0,8m. Os modelos MC apresentam uma evolução de tensões inferior aos modelos HS. Comparando as modelos de interfaces diferentes, verifica-se mais uma vez que nos modelos MC para o nível de tensão em estudo a interface tem pouca interferência. O

modelos HS com  $r_{int} = 0,5$  apresenta resultados ligeiramente mais elevados na base do tanque. Perto da superfície as tensões normais nos modelos MC com  $r_{int} = 0,5$  apresentam um ressalto insignificante.

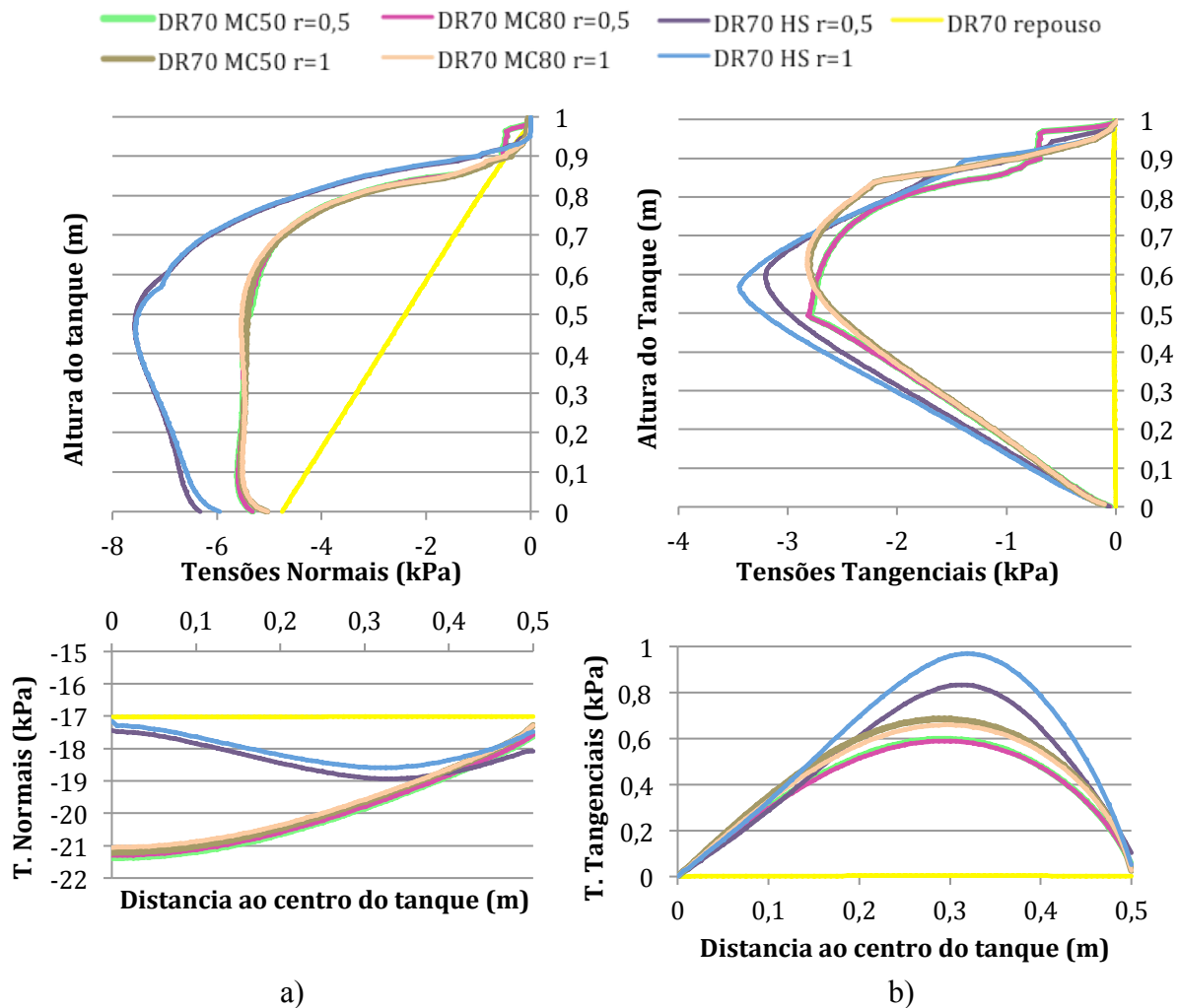


Figura 5.14 – Tensões nas paredes para as modelações da areia densa com  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$  para uma carga de 100kPa

Observando a evolução das tensões tangenciais (Figura 5.14b)) na base do tanque verifica-se que para este nível de tensão o desenvolvimento de tensões nos modelos HS é similar às dos modelos MC. Nas paredes do tanque observa-se um crescimento considerável das tensões tangenciais localizando-se o pico entre os 0,4 e 0,7m. Os modelos MC apresentam níveis de tensão inferior aos modelos HS. Comparando as modelos de interfaces diferentes entre si verifica-se que o uso de valores diferentes para a interface tem interferência nos modelos. Nos modelos HS o uso de uma interface com  $r_{int} = 1$  faz com que as tensões tangenciais sejam superiores às dos modelos com  $r_{int} = 0,5$ . Na base do tanque verifica-se o mesmo para os

modelos MC enquanto que nas paredes do tanque o uso de interfaces diferentes faz com que a evolução das tensões seja diferente mas por volta dos mesmos valores.

Na Figura 5.15 apresentam-se os resultados dos modelos DR70 MC50  $r=1$  e DR70 HS  $r=1$  para a tensão de 60 kPa, e os respectivos modelos para a areia solta (já apresentados na Figura 5.11). Verifica-se que as tensões normais nas paredes e na base do tanque dos modelos da areia solta evoluem em proporções ligeiramente superiores às da areia densa. Analisando as tensões tangenciais conclui-se que na areia solta a evolução destas tensões na base do tanque é superior à da areia densa, enquanto que nas paredes do tanque é na areia densa que as tensões tangenciais crescem mais.

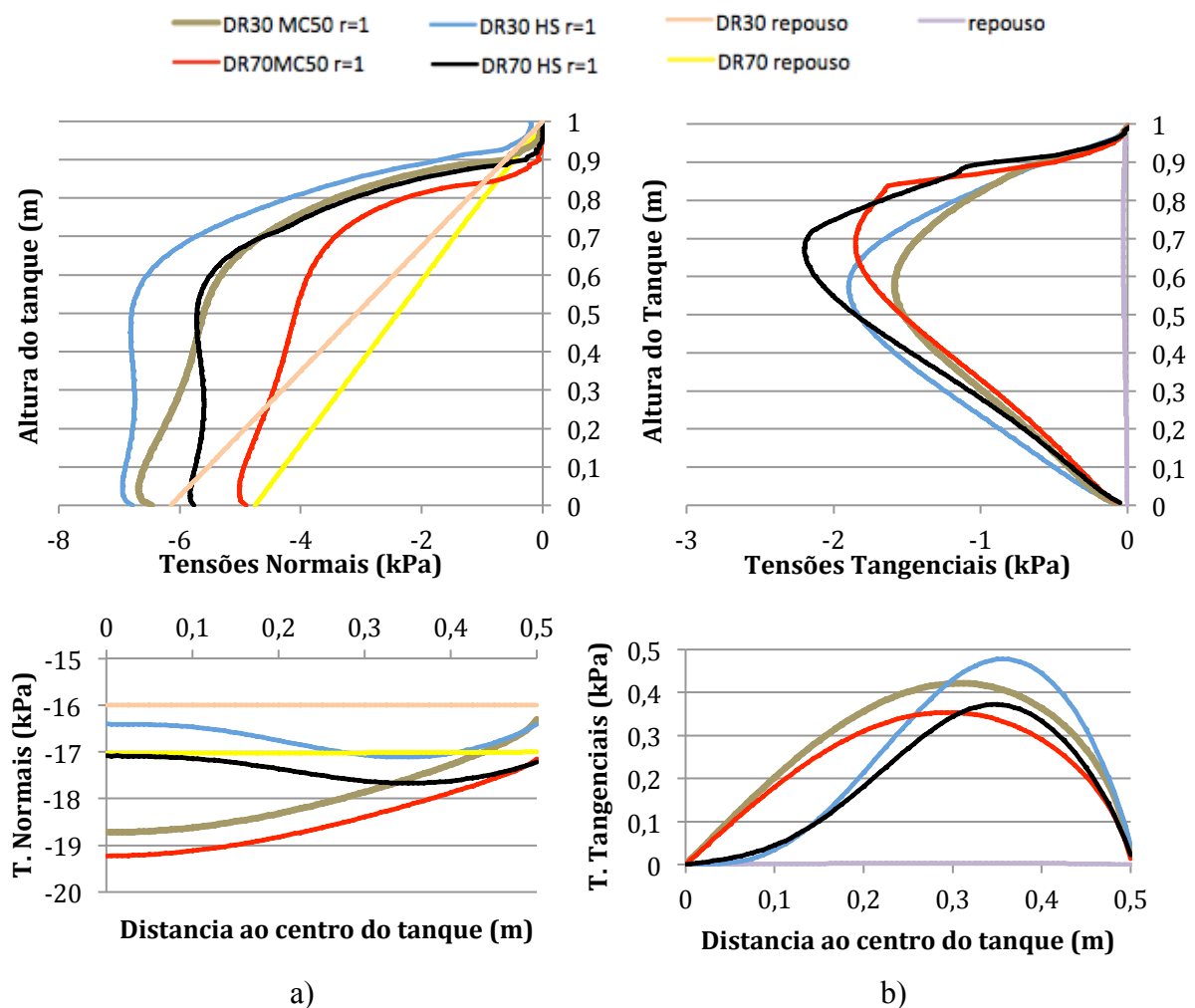


Figura 5.15 – Tensões nas paredes para os modelos MC50 e HS da areia solta e densa com  $r_{int} = 1$  e uma carga de 60 kPa

## 6 CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

No presente trabalho, foram elaborados várias análises: experimentais, analíticas e numéricas em ensaios triaxiais e ensaios PLT.

Inicialmente procurou-se fazer a caracterização da areia de Coimbra com o objectivo de determinar os parâmetros de resistência ao corte e deformabilidade para duas densidades. As densidades médias obtidas foram  $D_r=30\%$  e  $D_r=70\%$  que correspondem a uma areia solta e uma areia densa respectivamente. Da análise dos ensaios triaxiais para cada densidade e três tensões de consolidação diferentes (50, 100 e 200 kPa) obtiveram-se os módulos de elasticidade para cada tensão e os valores de  $\varphi'$  para diferentes interpretações. Previu-se ainda que o valor do ângulo de atrito a volume constante,  $\varphi'_{cv}$  será  $34^\circ$  aproximadamente.

De seguida foram elaborados seis modelos Mohr-Coulomb dos ensaios triaxiais para cada densidade. Nos primeiros três consideraram-se os parâmetros de resistência ao corte obtidos para as três tensões de confinamento (areia solta com  $c' = 0$  e  $\varphi' = 37^\circ$ ; areia densa com  $c' = 0$  e  $\varphi' = 45^\circ$ ;) e os valores  $E_{50}$  e  $\psi$  de cada tensão de consolidação. Com o objectivo de determinar os parâmetros que se adequavam melhor aos ensaios PLT realizados para uma baixa tensão de confinamento foram realizados mais três modelos admitindo os parâmetros de resistência ao corte adequados apenas para a tensão de consolidação mais baixa (areia solta com  $c' = 0$ ,  $\varphi' = 38^\circ$ ,  $E_{50} = 15MPa$  e  $\psi = 4,3^\circ$ ; areia densa com  $c' = 0$ ,  $\varphi' = 46,1^\circ$ ,  $E_{50} = 25MPa$  e  $\psi = 15,7^\circ$ ). Verificou-se que apesar dos parâmetros dos últimos modelos se adequarem melhor ao ensaio triaxial de tensão de consolidação de 50 kPa, estes não se adequam aos ensaios triaxiais de tensões de confinamento mais elevadas, sobrestimando principalmente a tensão de rotura das amostras consolidadas a 200 kPa.

Ainda no mesmo capítulo foi então elaborada uma calibração numérica dos ensaios triaxiais usando os parâmetros adequados e discutidos na fase anterior. Foram realizados três modelos para cada densidade, dos quais se baseiam no modelo elástico perfeitamente plástico Mohr-Coulomb (MC) que diferem apenas no módulo de elasticidade, utilizou-se  $E_{50}$  num e  $E_{80}$  no outro (ambos da tensão de consolidação de 50 kPa). No terceiro foi usado o modelo de solo elasto-plástico avançado Hardening Soil (HS) onde foram definidos os parâmetros mais adequados a este modelo. Observou-se que, como esperado o modelo MC em que se utilizou  $E_{80}$  é menos rígido e permite mais deformações antes de atingir a rotura. As curva tensão-



deformação, do modelo HS para a tensão de consolidação de 50 kPa, adaptam-se bem às curvas dos ensaios triaxiais. Em relação à deformação volumétrica as curvas dos modelos têm a forma esperada mas nenhuma coincidente com a curva dos ensaios triaxiais.

Posteriormente, fizeram-se duas previsões analíticas da capacidade de carga e assentamentos dos ensaios PLT com a placa de 300mm de diâmetro para cada densidade. Na primeira previsão não foi considerada coesão e concluiu-se que para a areia solta a capacidade de carga e assentamentos é de 125,8 kPa e 1,8mm e para a areia densa esses valores são 594,0 kPa e 5,4mm respectivamente. Em ambas as densidades a rotura é generalizada. Na segunda previsão foi utilizada a coesão de 1 kPa que prevê rotura generalizada na areia solta aos 225,7 kPa e 3,2mm e rotura por punçoamento na areia densa aos 839,7 kPa e 7,6mm.

De seguida, foram elaboradas modelações numéricas de ensaios PLT *in situ*, utilizando o método dos elementos finitos com o programa PLAXIS. Nestes modelos foram consideradas uma malha muito fina e uma malha média de elementos finitos, para todos os modelos reológicos considerados. Observando o resultado dos modelos verificou-se que usando uma malha média o solo obtém maior rigidez que os modelos em que se utilizou a malha muito fina. Os modelos HS apresentam menos rigidez que os modelos MC. Para a areia solta, usando uma malha média as curvas dos modelos conseguem um desenvolvimento maior e na areia densa observa-se um aumento de rigidez no desenvolvimento das curvas dos modelos HS. Os valores de tensão para o qual o modelo deixa de convergir ultrapassam excessivamente os valores das previsões analíticas para a capacidade de carga, mas com níveis de deformação bastante superiores. Conclui-se que os resultados obtidos através do PLAXIS podem ser bastante diferentes consoante a malha utilizada.

Por fim, ainda no mesmo capítulo, foram realizadas as modelações numéricas de ensaios PLT no tanque, objectivo principal deste estudo. Os modelos analisados diferem entre si nos valores das resistências nas interfaces, que foram de  $r_{int} = 0,01$ ,  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$ . Da análise de resultados conclui-se que os modelos em que se utilizou  $r_{int} = 0,01$  a rigidez do solo no comportamento carga-deformação é bastante inferior às dos modelos em que foi utilizado  $r_{int} = 0,5$  e  $r_{int} = 1$ . Na areia densa os resultados dos modelos com  $r_{int} = 0,5$  diferem pouco dos modelos com  $r_{int} = 1$ , o que já não acontece para a areia densa. Mais uma vez para a areia densa observou-se o aumento de rigidez no desenvolvimento das curvas dos modelos HS. Os resultados da modelação do tanque aproximam-se mais das previsões analíticas que os resultados *in situ*. Verifica-se ainda que durante o carregamento as fronteiras do tanque interferem na evolução das tensões, originando acréscimos de tensão normal e tangencial nas fronteiras do tanque.

É de referir ainda que o PLAXIS prevê um erro de 2,5% nos resultados obtidos em problemas de capacidade de carga axissimétricos, como nos casos estudados nesta tese.

## 6.2 Trabalhos e Desenvolvimentos Futuros

Em primeiro lugar e de forma a complementar este estudo poderiam ser realizados ensaios *in situ* para que os resultados pudessem ser comparados com as modelações realizadas e os ensaios PLT realizados no tanque. Seria uma hipótese a realização de ensaios triaxiais para a areia de Coimbra de forma a corroborar os resultados adquiridos e a obter resultados para uma areia medianamente compacta. Poderiam ainda ser realizadas outras modelações numéricas com a mesma areia, para casos não apresentados nesta tese, por exemplo, seria interessante fazer as mesmas modelações no tanque para outras interfaces e estudar a influência da interface na placa de aplicação de carga.

O desenvolvimento do equipamento de ensaios de carga em placa é um projeto recente, logo há ainda muitos casos possíveis de estudo. Uma vez que as paredes do tanque têm ainda alguma influência nos resultados de ensaios realizados com a placa de 300mm, seria importante analisar a influência da dimensão da placa. Podem-se sempre realizar novas modelações para outros solos, desde naturais a reforçados.

Em relação ao programa PLAXIS, uma vez que para as mesmas condições o uso de malhas diferentes oferece resultados muito diferentes, também se poderia efetuar um estudo sobre o programa, analisando os resultados das diferentes malhas e outras características do programa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM (2000). “Standard Test Method for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table”. D4253-00, American Society for Testing and Materials, USA.

ASTM (2000). “Standard Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of relative Density”. D4254-00, American Society for Testing and Materials, USA.

Chen, W. F., Mizuno E. (1990). *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics – Theory and Implementation*. Developments in Geotechnical Engineering Vol 53. Elsevier, New York, USA.

Coelho, N. A. S. C. (2011). “Caracterização Laboratorial do Comportamento de um Solo Arenoso para a Previsão de Resistência Axial de Microestacas”. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Costa, Y. D. J. (1999). “Estudo do Comportamento de Solo Não Saturado Através de Provas de Carga em Placa”. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

Ibanez, J. P. (2003). “Modelagem Constitutiva Para Solos Com Ênfase Em Solos Não Saturados”. Tese de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

Ganduz, B. (2010). “Analysis of Settlements of Embankments During 50 years – A comparison Between Field Measurements and Numerical Analysis”. Tese de Mestrado. Lund University, Suécia.

Grazina, José (2009). “Modelação Dinâmica com Acoplamento Viscoso de Maciços Elástoplásticos. Aplicação a Estruturas de Suporte Flexíveis Submetidas a Acções sísmicas”. Tese de Doutoramento. FCTUC, Coimbra, Portugal.

Head, K. H. (1998). “Manual of Soil Laboratory Testing”. Volume 3. Secon Edition. Wiley. England.

Hough, B. K. (1957). “Basic Soil Engineering”. Ronald Press, New York.

Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1979). “Soil Mechanics, SI Version”. John Wiley & Sons, New York.

Lee, J., Salgado, R. (2000). “Analysis of calibration chambre plate load tests”. Canadian Geotechnical Journal 37: 14-25. Canadá.

Khanal, S. (2013). “Backcalculation of Plate Loading Tests using Plaxis 2D and the Hardening Soil Model”. Mastes Tesis. Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Noruega.

Matos Fernandes, M. (2006). “Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais”, Volume I. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Matos Fernandes, M. (2011). “Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica”, Volume II. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Paulo, S. F. V. (2013). “Comportamento Interfacial de Solos”. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal

Pinto, P. M. C. M. L. (2012). “Apontamentos sobre fundações superficiais”. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Plaxis 2D User’s Manual – Version 8 (2002). Finite element Package for analysis of geotechnical structures. Delft, Holanda.

Potts, D. M., Zdravkovic, L. (2001). “Finite element analysis in geotechnical engineering – application”. Tomhas Telford, London England

Potts, D. M., Zdravkovic, L. (1999). “Finite element analysis in geotechnical engineering – theory”. Tomhas Telford, London England

Soulomiac, P., Maillot, B., Leroy (2011). “Bias due to side wal friction in sand box experiments”. ELSEVIER-Journal of Structural Geology. França

Teodoru, I., Toma I. (2009). “Numerical Analysis of Plate Loading Test”. Publicat de Universitatea Tehnica “Gheorghe Asachi” din Iasi Tomul LV (LIX), Fasc. 1. Sectia CONSTRUTII. ARHITECTURA, Iasi, Roménia.

Veiga, C., (2014). “Desenvolvimento e Avaliação do Desempenho de um Novo Equipamento Laboratorial para Ensaios de Carga em Placa para Modelos à Escala Reduzida” Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal

Vésic, A. S. (1973). “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineering. Vol. 99, No. SM1, pp. 45-73.

Viegas, C. S. S. (2011). “Modelação de Argilas em Condições Não Drenadas com Recurso ao Plaxis”. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Winterkon, H. F., Fang, H-Y (1975). “Foundation Engineering Handbook”. Van Nostrand Reinhold Company. New York. USA.