



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

# **Desenvolvimento e avaliação do desempenho de um novo equipamento laboratorial para 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 Geotecnia

Autor

**Carlos von Stein Veiga**

Orientadores

**Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto**

**José Carlos Duarte Grazina**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções 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

Apesar de se tratar de um trabalho de investigação individual, a realização desta dissertação não teria sido possível sem o apoio, direta ou indiretamente, de um conjunto de pessoas às quais deixo uma palavra de sincero apreço por tudo aquilo que me proporcionaram.

Ao Professor Paulo Pinto, orientador da dissertação, agradeço todo o apoio, paciência, disponibilidade e orientação prestados no decorrer da elaboração deste trabalho.

Ao Professor José Grazina, o segundo orientador da dissertação, agradeço todo o apoio e disponibilidade. Agradeço ainda o apoio técnico prestado na fase de preparação do equipamento de ensaio, essencial para a sua realização.

Ao Sr. José António, técnico do Laboratório de Geotecnia do DEC - FCTUC, um agradecimento especial por todas as horas despendidas e trabalho realizado no apoio da minha tese. Agradeço, ainda, por toda a simpatia e boa disposição demonstrada, assim como a atenção ao pormenor, o rigor nas tarefas e a transmissão de conhecimentos técnicos. A ética e o espírito profissional revelados pelo técnico permitiram-me assimilar conhecimentos muito importantes para a minha vida futura, revelando-se, por isso, uma aprendizagem complementar muito importante.

Ao Instituto Pedro Nunes – IPN, em particular ao Laboratório de Geotecnia nas pessoas do Eng. João Henriques e da Eng. Maria Alexandra Oliveira, pela disponibilização do equipamento de aplicação de carga, fundamental para a realização dos ensaios.

À minha namorada, deixo um agradecimento especial pelo apoio e paciência. Por toda a força que me transmitiu, toda a motivação que me deu, quando ela por vezes faltou, e também por todo o carinho, um sincero obrigado.

Aos meus pais por todo o apoio, paciência e generosidade. Agradeço, com esperança de que a conclusão desta etapa da minha vida possa ser mais um motivo de orgulho e, de alguma forma, retribuir e compensar todo o carinho e dedicação demonstrados.

A todos os colegas e amigos que fiz ao longo destes anos, por tudo aquilo que vivemos, todas as experiências, positivas e negativas, que me permitiram crescer e criar novas formas de olhar a vida. A todos aqueles com quem partilhei momentos inesquecíveis de convívio e amizade, um sincero obrigado.

A todos, o meu mais sincero e profundo obrigado

## RESUMO

A experimentação laboratorial em condições controladas de solicitação, de leitura de resultados e com controlo dos materiais ensaiados, permite, habitualmente, desenvolvimentos significativos no conhecimento do comportamento dos materiais. No caso particular da interação solo-estrutura, onde a multiplicidade de variáveis pode condicionar o comportamento, os ensaios laboratoriais podem ter um papel ainda mais importante.

Pretendeu-se, com este trabalho, adaptar um equipamento laboratorial (em forma de tanque), já existente no Laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC, para a realização de ensaios em modelos à escala reduzida, que permitam aprofundar o conhecimento da interação solo-estrutura em diversas vertentes.

Numa fase inicial, o equipamento foi idealizado de forma a ter a capacidade de realizar ensaios de carga em placa sob solicitações verticais. Todo o sistema de carregamento, apoios de reação e instrumentação foram cuidadosamente pensados.

Neste estudo, foram realizados ensaios de carga em placa em modelos à escala reduzida e confrontados os resultados com previsões obtidas através da teoria da plasticidade aplicada ao cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais, e com resultados obtidos através da modelação numérica do ensaio no programa Plaxis, realizada em estudos efectuados em paralelo a este por Ferreira (2014).

Os ensaios foram realizados sobre uma areia mal graduada, designada em estudos anteriores como “areia de Coimbra” (Paulo, 2013). Foi utilizada uma placa circular com 300 mm de diâmetro. Os assentamentos da placa, assim como as deformações na superfície do terreno, foram registados, e os resultados foram interpretados de forma a que pudessem ser retiradas conclusões relevantes para o desenvolvimento do conhecimento acerca da interação solo-estrutura, no caso de fundações superficiais em solos arenosos, e dos fenómenos envolvidos.

## **ABSTRACT**

To further enhance the knowledge in materials' behavior, experimental tests, in which the solicitation, displacements and material characteristics are controlled, are often a good tool. In the particular case of soil-structure interaction, the role of these tests is even more important, due to the multiple variables that can influence that behavior.

In this effort, it is intended to adapt an already existing equipment (in test tank), owned by DEC – FCTUC's Geotechnics Laboratory, in order to perform various small-scaled tests, to help the improvement the knowledge in several aspects of soil-structure interaction.

In this stage, the equipment was developed to perform plate loading tests under vertical loads. All the loading equipment, reaction apparatus and instrumentation were carefully thought through.

In the present study, small-scaled plate loading tests were performed and the results were compared with Bearing Capacity theories and also with the results obtained in a parallel study consisting in the numerical analysis of this test using the soil modeling program Plaxis performed by Ferreira (2014).

The tests were performed on poorly graded sand, named in previous studies as “areia de Coimbra (Coimbra's sand)” (Paulo, 2013). In the tests, a circular plate with 300 mm of diameter was used. The settlement of the plate, as well as the settlements on the soil surface, were registered, and the results were analyzed so that there were relevant conclusions to be drawn, regarding soil-structure interaction and its phenomena, to this topic's development.

---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO.....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
ÍNDICE DE QUADROS .....	viii
SIMBOLOGIA .....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento Geral .....	1
1.2 Objectivos do trabalho.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 Resistência ao corte em areias .....	3
2.2 Capacidade de Carga .....	4
2.2.1 Introdução.....	4
2.2.2 Teoria da plasticidade para o dimensionamento de fundações superficiais .....	7
2.3 Previsão de assentamentos.....	11
2.3.1 Introdução.....	11
2.3.2 Assentamentos imediatos .....	12
2.4 Ensaio de carga em placa (PLT).....	13
2.4.1 Enquadramento .....	13
2.4.2 Procedimento .....	14
2.4.3 Interpretação de resultados .....	17
2.4.4 Limitações do ensaio .....	22
2.5 PLT em modelos à escala reduzida .....	23
2.5.1 Introdução.....	23
2.5.2 Alguns Estudos realizados.....	24
3 CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO .....	27
3.1 Preparativos .....	27
3.1.1 Geometria do tanque.....	27
3.1.2 Preparação final do tanque de ensaios.....	28
3.1.3 Preparação da areia ensaiada .....	29
3.1.4 Calibração do equipamento de ensaio .....	30
3.2 Verificação do dimensionamento do tanque .....	33
3.2.1 Materiais .....	33

---

3.2.2	Ações atuantes .....	34
3.2.3	Verificação da chapa de vidro .....	34
3.2.4	Verificação dos elementos de travamento instalados no topo do tanque .....	34
3.2.5	Verificação do mecanismo de reação do sistema de aplicação de carga.....	35
3.2.6	Verificação das chapas de aço dos alçados frontal e posterior do tanque .....	40
3.2.7	Verificação das cantoneiras de abas iguais constituintes do aro lateral do tanque.....	42
3.2.8	Verificação da chapa de aço da base do tanque.....	42
3.2.9	Verificação das ligações .....	43
4	ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	44
4.1	Introdução .....	44
4.2	Enchimento do tanque .....	44
4.3	Colocação do equipamento de ensaio.....	46
4.4	Aplicação do carregamento .....	48
5	ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS .....	49
5.1	Resultados dos ensaios .....	49
5.1.1	Ensaio nº 1 e nº 2 - ID = 30/35 % .....	49
5.1.2	Ensaio nº 3 e nº 4 - ID = 50 % .....	51
5.1.3	Ensaio nº 5 e nº 6 - ID = 65/70 % .....	52
5.1.4	Deformações na superfície da areia.....	53
5.2	Módulo de deformabilidade, $E_s$ e coeficiente de reação do solo, $k_s$ .....	55
5.3	Comparação dos resultados com análise paramétrica (T. Plasticidade, previsão de assentamentos e MEF).....	55
5.3.1	Teoria da Plasticidade.....	55
5.3.2	Correção do tipo de Rotura e do valor de $q_{ult}$ .....	58
5.3.3	Previsão de assentamentos.....	59
5.3.4	MEF – Método dos Elementos Finitos .....	62
6	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	64
6.1	Conclusões.....	64
6.2	Trabalhos futuros .....	66
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	67

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Tanque de ensaios .....	2
Figura 2.1 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptada (Fernandes, 2006)) .....	3
Figura 2.2 – Aproximação da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado (Fernandes, 2006)).....	4
Figura 2.3 – Tipos de rotura em solos arenosos: a) Rotura generalizada b) Rotura por punçoamento c) Rotura localizada (De Beer e Vesic, 1958).....	6
Figura 2.4 – Condições de ocorrência dos modos de rotura de solos arenosos (Vesic, 1963)..	6
Figura 2.5 – Superfícies de rotura de uma fundação superficial (adaptado de Bearing Capacity – Shallow and Deep Foundations (2010)) .....	7
Figura 2.6 – Factores de capacidade de carga (Hansen, Vesic) .....	8
Figura 2.7 – Sapatas com desenvolvimento não infinito.....	8
Figura 2.8 – Sapata assente numa camada de solo com espessura H assente sobre um estrato rígido.....	9
Figura 2.9 – Ensaio de carga em placa <i>in-situ</i> .....	13
Figura 2.10 – Curvas carga-assentamento típicas de ensaios PLT.....	17
Figura 2.11 – Curva tensão-assentamento típica obtida em ensaios PLT .....	18
Figura 2.12 – Exemplo de tanque para ensaios de carga em placa em modelos à escala reduzida (Tafreshi, Mahrjardi e Ahmadi (2010)) .....	23
Figura 3.1 – Esquema das dimensões do tanque de ensaios.....	27
Figura 3.2 – Equipamento de furação e furos efectuados numa das vigas do sistema de reação.....	28
Figura 3.3 – Placa divisória do tanque .....	29
Figura 3.4 – Marcações na parede do tanque para controlo da altura .....	29
Figura 3.5 – Sistema de peneiração adaptado para os sacos de grande dimensão .....	30
Figura 3.6 – Equipamento de calibração dos deflectómetros.....	31
Figura 3.7 – Equipamento de calibração da célula de carga .....	32
Figura 3.8 – <b>a)</b> Placa de distribuição de carga com veio extensível. <b>b)</b> Macaco hidráulico ...	33
Figura 3.9 – Elementos de travamento do topo do tanque .....	35
Figura 3.10 – Diagramas de esforços atuantes na viga de reação .....	36
Figura 3.11 – Pormenores dos furos/ligação do sistema de reação.....	39
Figura 3.12 – Esquema ilustrativo da posição dos elementos de reforço.....	41

---

Figura 3.13 – Topo da cantoneira de uma das extremidades em vidro .....	42
Figura 4.1 – Processo de enchimento/alisamento/compactação da areia ensaiada .....	45
Figura 4.2 – Tanque de ensaios com o enchimento completo.....	46
Figura 4.3 – Viga de reação, placa com veio extensível e macaco hidráulico na sua posição em um dos ensaios.....	47
Figura 4.4 – Equipamento de ensaio na sua posição inicial .....	47
Figura 5.1 – Curvas tensão-assentamento para um índice de compacidade de 30/35% .....	50
Figura 5.2 – Assentamento da placa para um índice de compacidade de 30/35%.....	50
Figura 5.3 – Curvas tensão-assentamento para um índice de compacidade de 50%.....	51
Figura 5.4 – Assentamento da placa para um índice de compacidade de 50%.....	51
Figura 5.5 – Curvas tensão-assentamento para um índice de compacidade de 65/70% .....	52
Figura 5.6 – Assentamento da placa para um índice de compacidade de 65/70%.....	53
Figura 5.7 – Esquema em planta da localização das placas na periferia da placa ensaiada ....	53
Figura 5.8 – Deslocamento vertical à superfície para os 3 índices de compacidade.....	54
Figura 5.9 – Assentamentos na periferia da placa .....	54
Figura 5.10 – Comparação da previsão de assentamentos com os resultados obtidos para a densidade de 30/35%.....	60
Figura 5.11 – Comparação da previsão de assentamentos com os resultados obtidos para a densidade de 50% .....	61
Figura 5.12 – Comparação da previsão de assentamentos com os resultados obtidos para a densidade de 65/70%.....	61
Figura 5.13 – Comparação entre as curvas obtidas no ensaio e através do Método dos Elementos Finitos para $I_D = 30/35\%$ .....	63
Figura 5.14 – Comparação entre as curvas obtidas no ensaio e através do Método dos Elementos Finitos para $I_D = 65/70\%$ .....	63

---

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores típicos da extensão volumétrica em solos soltos consoante o nível de tensão a que estão sujeitos .....	11
Quadro 2.2 – Resumo do procedimento do PLT segundo BS 1377-9 .....	15
Quadro 2.3 – Valores mínimos do Coeficiente Global de Segurança ( <i>Vesic</i> , 1963).....	20
Quadro 3.1 – Especificações técnicas e características do dattalogger .....	31
Quadro 3.2 – Características do aço S235 .....	33
Quadro 3.3 – Características do vidro utilizado no tanque de ensaios .....	34
Quadro 3.4 – Características do solo de dimensionamento.....	34
Quadro 4.1 – Cálculo da massa necessária em cada camada de solo para cada densidade relativa pretendida .....	45
Quadro 4.2 – Ciclos de carga/descarga utilizados no carregamento do solo .....	48
Quadro 5.1 – Cálculo de $E_s$ e $k_s$ .....	55
Quadro 5.2 – Parâmetros resistentes da areia .....	55
Quadro 5.3 – Factores de capacidade de carga.....	56
Quadro 5.4 – Factores de correção .....	56
Quadro 5.5 – Tensão última ( $q_{ult}$ - tensão na rotura) e Carga na rotura ( $Q_{ult}$ ).....	56
Quadro 5.6 – Parâmetros relevantes e cálculo do índice de rigidez .....	57
Quadro 5.7 – Índice de rigidez crítico e índice de rigidez reduzido.....	57
Quadro 5.8 – Coeficientes corretivos, tensão última e carga na rotura.....	58
Quadro 5.9 – Tabela comparativa dos resultados obtidos em termos de $q_{ult}$ com o ensaio e com a teoria da plasticidade.....	58
Quadro 5.10 – Tipo de rotura observado nos ensaios realizados em laboratório.....	59
Quadro 5.11 – Valor de $q_{ult}$ após correção .....	59
Quadro 5.12 – Assentamentos previstos pela Teoria da Elasticidade .....	60

---

## SIMBOLOGIA

$E$  - Módulo de deformabilidade;  
 $E_{50}$  - Módulo de deformabilidade para 50% de  $q_{ult}$ ;  
 $E_{80}$  - Módulo de deformabilidade para 80% de  $q_{ult}$ ;  
 $E_s$  - Módulo de deformabilidade secante do solo;  
 $G$  - Módulo distorcional;  
 $\nu$  - Coeficiente de Poisson;  
 $k_s$  - Coeficiente de reação;  
 $q_{ult}$  - Capacidade de carga ou tensão última;  
 $q_{adm}$  - Tensão admissível;  
 $q$  - Sobrecarga do solo acima da base de fundação;  
 $q_{B/2}$  - Tensão vertical à profundidade  $B/2$  sob a fundação;  
 $q_0$  - Carga uniformemente distribuída;  
 $s$  - Assentamento;  
 $s_{adm}$  - Assentamento admissível;  
 $\sigma'$  - Tensão efetiva normal;  
 $\sigma'_f$  - Tensão efetiva normal na rotura;  
 $\tau$  - Tensão tangencial;  
 $\tau_f$  - Tensão tangencial na rotura;  
 $c$  - Coesão;  
 $\phi$  - Ângulo de atrito;  
 $\gamma$  - Peso volúmico do solo;  
 $N_c$  - Factor de capacidade de carga relativo à contribuição da coesão;  
 $N_q$  - Factor de capacidade de carga relativo à contribuição da sobrecarga;  
 $N_\gamma$  - Factor de capacidade de carga relativo à contribuição do peso volúmico do solo;  
 $B$  - Largura da fundação;  
 $L$  - Comprimento da fundação;  
 $D$  - Diâmetro da fundação;  
 $d$  - Diâmetro da saia  
 $I_D$  - Índice de compactidade do solo;  
 $\psi$  - Ângulo da cunha ativa de Rankine;  
 $\beta$  - Ângulo da cunha passiva de Rankine;  
 $s_c$  - Coeficiente de forma da fundação relativo à coesão;  
 $s_q$  - Coeficiente de forma da fundação relativo à sobrecarga;  
 $s_\gamma$  - Coeficiente de forma da fundação relativo ao peso volúmico do solo;

---

$f_c$  - Coeficiente devido à presença de estrato rígido relativo à coesão;  
 $f_q$  - Coeficiente devido à presença de estrato rígido relativo à sobrecarga;  
 $f_\gamma$  - Coeficiente devido à presença de estrato rígido relativo ao peso volúmico do solo;  
 $I_r$  - Índice de rigidez;  
 $I_{rc}$  - Índice de rigidez crítico;  
 $I_{rr}$  - Índice de rigidez reduzido;  
 $\Delta$  - Extensão volumétrica;  
 $\zeta_{cr}$  - Coeficiente do índice de rigidez relativo à coesão;  
 $\zeta_{qr}$  - Coeficiente do índice de rigidez relativo à sobrecarga;  
 $\zeta_{\gamma r}$  - Coeficiente do índice de rigidez relativo ao peso volúmico;  
 $\Delta h_i$  - Assentamentos imediatos;  
 $\varepsilon_z$  - Deformação vertical;  
 $\Delta \sigma_x$  - Acréscimo de tensão segundo xx;  
 $\Delta \sigma_y$  - Acréscimo de tensão segundo yy;  
 $\Delta \sigma_z$  - Acréscimo de tensão segundo zz;  
 $I_s$  - Coeficiente que depende da forma da fundação;  
 $Q$  - Carga pontual assente sobre a fundação;  
 $Q_{ult}$  - Carga pontual assente sobre a fundação na rotura;  
 $v_{recuperação}$  - Velocidade de recuperação;  
 $v_{deformação}$  - Velocidade de deformação;  
 $W_e$  - Massa do equipamento de aplicação de carga;  
 $r$  - Raio da placa;  
 $D_{efl}$  - Profundidade afectada de solos estratificados;  
 $T$  - Espessura da camada superior;  
 $R_{T/B}$  - Quociente entre a espessura da camada superior e a largura da placa ensaiada;  
 $I_f$  - Factor de melhoria da capacidade de carga;  
 $S_f$  - Factor de redução de assentamentos;  
 $e_{max}$  - Índice de vazios máximo do solo;  
 $e_{min}$  - Índice de vazios mínimo do solo;  
 $R^2$  - Coeficiente de correlação;  
 $\sigma_{Rd}$  - Tensão normal resistente;  
 $\tau_{Rd}$  - Tensão tangencial resistente;  
 $K_0$  - Coeficiente de impulso em repouso;  
 $M_{Ed}$  - Momento flector atuante;  
 $M_{c,Rd}$  - Valor de cálculo do momento flector resistente;  
 $M_{pl,Rd}$  - Valor de cálculo do momento resistente plástico;  
 $W_{pl,y}$  - Módulo de flexão plástico segundo yy;

---

$f_y$  - Tensão de cedência;

$\gamma_{M0}$  - Coeficiente parcial de segurança de secções de qualquer classe;

$\gamma_{M2}$  - Coeficiente parcial de segurança de secções traccionadas em zonas de furos de ligação;

$V_{Ed}$  - Esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$  - Valor de cálculo do esforço transverso resistente;

$V_{pl,Rd}$  - Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;

$A_v$  - Área resistente ao esforço transverso;

$F_{t,Rd}$  - Valor de cálculo da resistência à tração de um parafuso;

$f_{ub}$  - Tensão de rotura à tração de um parafuso;

$A_s$  - Área da secção resistente de um parafuso;

$e$  - Espessura;

$V_{sd}$  - Ação vertical devido à pressão das terras;

$H_{sd}$  - Ação horizontal devido à pressão das terras;

$I$  - Momento de Inércia;

$m$  - Massa;

$\rho_d$  - Massa volúmica seca;

$\rho_w$  - Massa volúmica da água

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento Geral

Em qualquer estrutura de Engenharia Civil, as fundações são um elemento estrutural sem o qual a mesma não seria concebível. É fundamental que estas sejam dimensionadas de forma a que, o maciço que suporta a estrutura, tenha capacidade de lidar com as alterações induzidas pela mesma ao seu estado de tensão, respeitando critérios de segurança, funcionais e económicos. Em especial evidência, o dimensionamento de tais elementos deve respeitar requisitos relacionados com a profundidade adequada da fundação, assentamentos admissíveis e segurança à rotura.

No estudo de fundações superficiais, uma das características mais importantes do solo é a sua capacidade de carga, isto é, a capacidade que o solo tem em suportar um carregamento transmitido por uma fundação, sem que o acréscimo de tensões no solo devido a esse carregamento provoque a sua rotura.

Existindo teorias para estimar a capacidade de carga de um solo, pode, neste, haver condicionantes ou elementos desconhecidos que façam com que essa previsão apresente erros demasiado grosseiros em relação ao caso real para que não sejam necessários outro tipo de estudos.

No caso de fundações superficiais, o ensaio de carga em placa (PLT – Plate Loading Test), por constituir um modelo bastante próximo da realidade, tem sido utilizado frequentemente como ferramenta para o estudo do comportamento dos solos, nomeadamente, na determinação da sua capacidade de carga. Este permite, ainda, considerando um comportamento elástico e isotrópico, a obtenção do módulo de deformabilidade do solo ou módulo de Young ( $E_s$ ).

Com a intenção de contribuir para a evolução do conhecimento acerca do comportamento dos solos, assim como da interação solo-estrutura, o presente trabalho teve como principal objectivo adaptar um tanque metálico, representado na Figura 1.1, para realizar ensaios laboratoriais PLT em modelos à escala reduzida. Os ensaios foram realizados sobre uma areia mal graduada da zona de Tentúgal, devidamente caracterizada em estudos realizados paralelamente por Ferreira (2014).



Figura 1.1 – Tanque de ensaios

## 1.2 Objectivos do trabalho

No presente estudo, pretendeu-se obter resultados acerca da capacidade de carga da areia para a placa ensaiada e verificar a sua evolução para os diferentes índices de compacidade ensaiados. Com os resultados obtidos, efetuou-se a comparação dos resultados obtidos, tanto com a previsão da capacidade de carga através da teoria da plasticidade aplicada a fundações superficiais, como com a modelação numérica do ensaio realizada em estudos efectuados paralelamente a este por Ferreira (2014).

Foi, ainda, feita a comparação dos assentamentos da placa, obtidos nos ensaios realizados, com os previstos através da Teoria da Elasticidade. Foram analisados também, os deslocamentos verticais observados na periferia da placa, de forma a concluir acerca da sua variabilidade para cada índice de compacidade.

Através das previsões teóricas existentes, o tipo de rotura presente nos ensaios, bem como a sua influência para a capacidade de carga, foi analisado e comparado com as mesmas. A influência da geometria do tanque e do diâmetro da placa utilizada nos resultados obtidos, foi, também, um dos aspectos relevantes deste estudo.

A avaliação da viabilidade do ensaio em ambiente laboratorial bem como, da disponibilidade de recursos e mão-de-obra para que se possa continuar a investigação neste campo foi, também, um objectivo importante deste estudo.

Para que o trabalho efetuado fosse minimamente significativo, foram realizados seis ensaios PLT à escala reduzida, para três índices de compacidade diferentes, 30/35%, 50% e 65/70%.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Resistência ao corte em areias

Para haver segurança, as tensões resultantes da interação de uma estrutura com o solo de fundação, têm de ser inferiores à carga de rotura do solo e as deformações resultantes têm que ser compatíveis com a funcionalidade da estrutura.

Em Mecânica dos Solos, o critério de rotura geralmente utilizado é o de Mohr-Coulomb. Segundo este, o solo entra em rotura num qualquer ponto quando, em dois planos que passam nesse ponto é atingida a seguinte relação:

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

em que  $\tau_f$  é a tensão tangencial na rotura,  $c'$  é a coesão,  $\sigma'_f$  a tensão normal na rotura e  $\phi'$  é o ângulo de atrito ou de resistência ao corte.

A recta definida pela equação (2.1), representa graficamente o limite admissível para o estado de tensão do solo em termos de tensões efetivas.

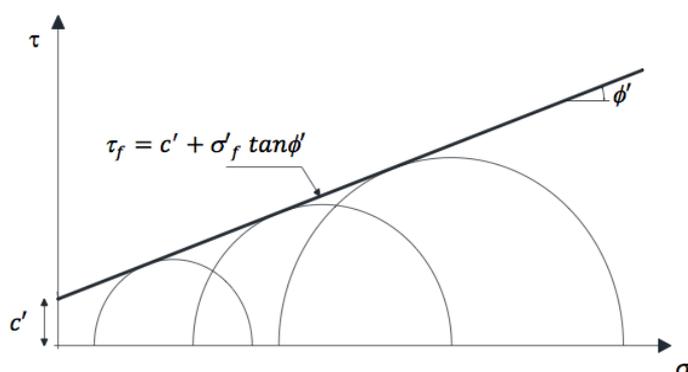


Figura 2.1 – Envoltório de rotura de Mohr-Coulomb (adaptada (Fernandes, 2006))

Os estados de tensão para as várias tensões de confinamento, produzem círculos de Mohr de diferentes raios. Estes permitem a definição desta mesma envoltório de rotura como representado na Figura 2.1.

Em solos arenosos, a coesão é teoricamente nula contudo, a tendência é a de apresentarem ângulos de atrito superiores em ensaios de corte com  $\sigma'$  mais baixo do que para valores mais elevados. A aproximação da envolvente real de rotura em solos arenosos à envolvente rectilínea, faz com que até os solos arenosos aparentem ter coesão como demonstrado na Figura 2.2.

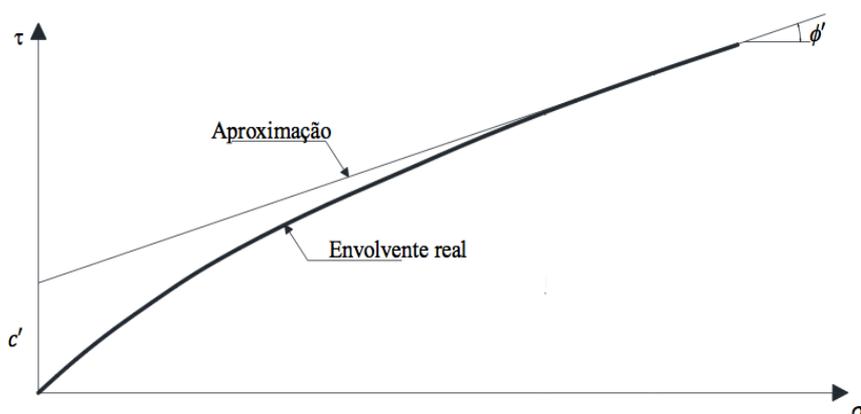


Figura 2.2 – Aproximação da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado (Fernandes, 2006))

Para uma análise e caracterização laboratorial de solos, é importante conhecer ou ter uma ideia das tensões que se desenvolvem *in situ*. Os ensaios laboratoriais existentes para caracterizar os parâmetros de resistência em solos arenosos podem ser mais simples e de fácil execução, como o ensaio de caixa de corte e o de corte direto simples (DSS), ou ensaios triaxiais, mais complexos e de longa duração, mas que possibilitam o conhecimento de mais informação.

## 2.2 Capacidade de Carga

### 2.2.1 Introdução

No âmbito da Engenharia Civil, as estruturas assentes em qualquer solo de fundação, introduzem sobre o mesmo, alterações ao seu estado de tensão. Tão importante como o estudo de estabilidade da estrutura, é o estudo de estabilidade do maciço que a suporta.

No dimensionamento de fundações superficiais, uma das condicionantes mais importantes relativamente ao solo de fundação, é a sua capacidade de carga. Se as tensões induzidas pela sapata no solo, excederem a capacidade que este tem de as suportar, dá-se a rotura.

Em 1943, Karl von Terzaghi, um Engenheiro Civil e Geólogo Austríaco que ficou conhecido como o “pai da mecânica dos solos” (Das, 2010), foi o primeiro a desenvolver uma teoria abrangente para avaliar a capacidade de carga do solo para fundações superficiais contínuas, inspirada em estudos anteriores: Rankine (1857), Prandtl (1920) e Reissner (1924). Na sua teoria, define fundações superficiais como sendo aquelas em que a profundidade da sapata é igual ou menor que a sua largura (Das, 2007). Ainda hoje, a sua teoria é, ainda que com algumas alterações efectuadas ao longo dos anos através de estudos mais aprofundados, referência principal para estimar a capacidade de carga para fundações superficiais. Esta abrange várias categorias de solo, isto é, solos com atrito e coesão ( $c, \phi$ ), solos incoerentes ou granulares ( $c=0$ ) e solos puramente coesivos ( $\phi=0$ ), e foi desenvolvida para fundações contínuas sujeitas a uma carga vertical e centrada.

Surgiu então a famosa equação da capacidade de carga de Terzaghi,

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.2)$$

onde  $c$  é a coesão do solo,  $\gamma$  é o peso volúmico,  $B$  a largura da sapata,  $q$  é a tensão vertical devida ao peso de solo acima da base da sapata e  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são os factores de capacidade de carga que dependem apenas do ângulo de atrito do solo,  $\phi$ .

Terzaghi apresentou, ainda, as equações para sapatas quadradas,

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (2.3)$$

e ainda, para sapatas circulares,

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (2.4)$$

estendendo, a teoria, a fundações de desenvolvimento não-infinito.

Terzaghi tinha já definido dois tipos de rotura através dos seus estudos, generalizada e localizada. Hoje, existe mais um tipo de rotura originado nos estudos de Vesic (1963) de fundações superficiais, rotura por punçoamento. O tipo de rotura depende da densidade relativa do solo e da profundidade relativa da sapata.

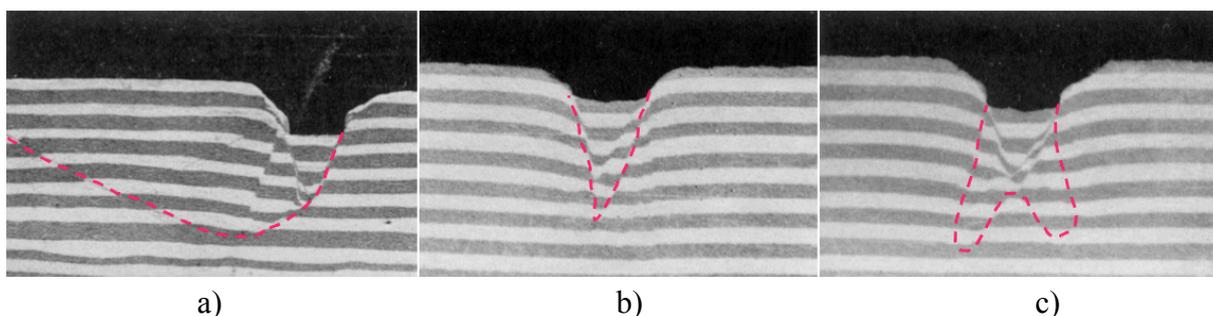


Figura 2.3 – Tipos de rotura em solos arenosos: a) Rotura generalizada b) Rotura por punçoamento c) Rotura localizada (De Beer e Vesic, 1958)

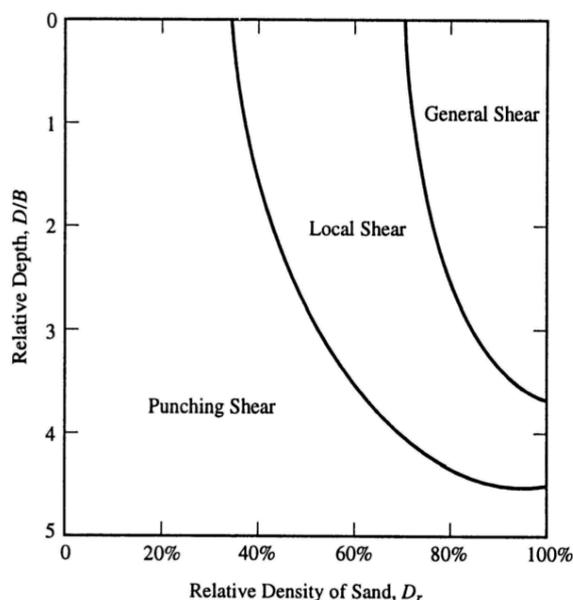


Figura 2.4 – Condições de ocorrência dos modos de rotura de solos arenosos (Vesic, 1963)

Dependendo da profundidade relativa da fundação, o tipo de rotura predominante em solos arenosos é a rotura por punçoamento (punching shear) sendo que, para solos mais compactos a rotura pode ser localizada ou generalizada.

## 2.2.2 Teoria da plasticidade para o dimensionamento de fundações superficiais

A Teoria da Plasticidade aplicada ao dimensionamento de fundações superficiais admite os seguintes princípios:

- 1 – o solo apresenta um comportamento reológico rígido-plástico;
- 2 – solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- 3 – solo acima da base de fundação atua apenas como sobrecarga  $q$ ;
- 4 – atrito e adesão entre a sapata e o solo são nulos. Também é nulo o atrito e adesão entre o solo acima e abaixo desta.

O seguinte mecanismo de rotura, proposto por Terzaghi e desenvolvido por Meyerhof posteriormente, é adoptado ainda hoje e é apresentado na Figura 2.5.

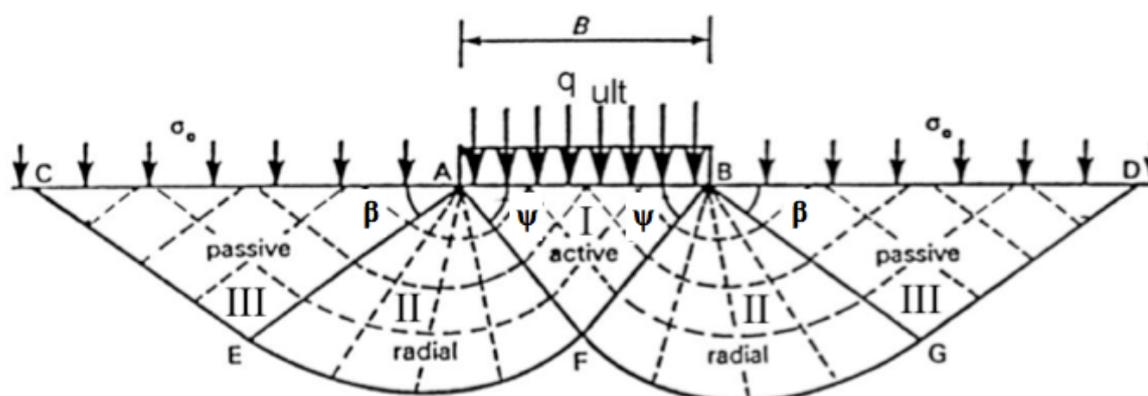


Figura 2.5 – Superfícies de rotura de uma fundação superficial (adaptado de Bearing Capacity – Shallow and Deep Foundations (2010))

**ZONA I:** Cunha imediatamente abaixo do elemento de fundação, onde a superfície de rotura tem trecho rectilíneo. Estado Limite ativo de Rankine ( $\psi = \pi/4 + \phi/2$ ).

**ZONA II:** Superfície de rotura definida por um arco de circunferência para  $\phi = 0^\circ$  (solos puramente coesivos) e por um arco de espiral logarítmica para  $\phi > 0^\circ$ . Zona de Corte Radial.

**ZONA III:** Superfície de rotura rectilínea. Estado limite passivo de Rankine ( $\beta = \pi/4 - \phi/2$ ).

Através de estudos posteriores realizados por Meyerhof (1951, 1963), Hansen (1970), Vesic (1975), entre outros, esta teoria evoluiu e, é usada, ainda hoje, para estimar a capacidade de

carga em fundações superficiais. Estes chegaram a valores mais exactos dos factores de capacidade de carga.

Os factores de capacidade de carga são dados por:

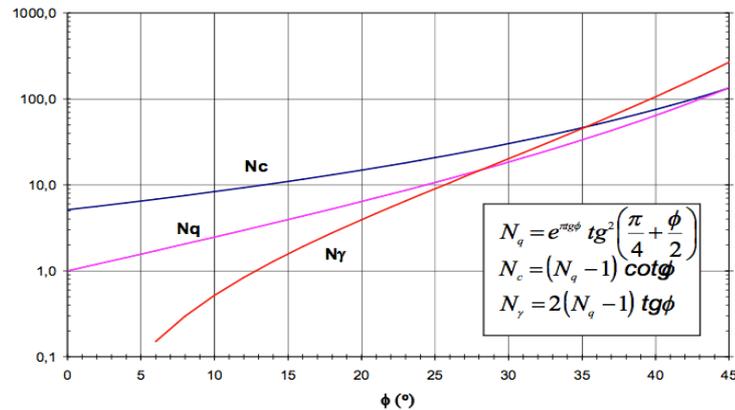


Figura 2.6 – Factores de capacidade de carga (Hansen, Vesic)

Propuseram, ainda, outros factores correctivos a ter em conta, tornando a teoria mais abrangente. Factores de forma, para fundações que não fossem contínuas e de inclinação, para contemplar cargas inclinadas a que a fundação possa estar sujeita. Existem também, factores de profundidade e de influência de estrato rígido de maneira a estudar maiores profundidades avaliando o impacto causado pela eventual presença de um estrato rígido abaixo da fundação. Só serão explicados os factores relevantes no presente estudo.

*1 – Sapatas com desenvolvimento não infinito (\$s\_c\$, \$s\_q\$ e \$s\_\gamma\$)*

Contabilizam a influência da forma da fundação na equação geral da capacidade de carga.

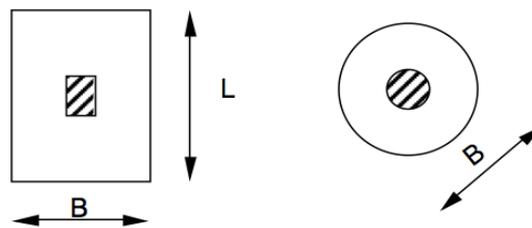


Figura 2.7 – Sapatas com desenvolvimento não infinito

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (2.5)$$

Os coeficientes de forma da fundação são dados por ((EN 1997 - 1)):

### Tensões totais

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1$$

$$s_\gamma = 1$$

### Tensões efetivas

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{sen} \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L}$$

### 2 – Sapatas sobre maciços estratificados ( $f_c, f_q$ e $f_\gamma$ )

Contabilizam a influência de haver estratos rígidos próximos da superfície, com diferente composição e comportamento do que o solo de fundação.

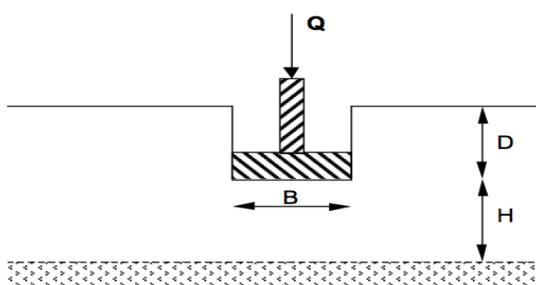


Figura 2.8 – Sapata assente numa camada de solo com espessura H assente sobre um estrato rígido

$$q_{ult} = c N_c f_c + q N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (2.6)$$

em que os coeficientes  $f_c$ ,  $f_q$  e  $f_\gamma$  dependem de  $\phi$ , da largura da fundação e da distância da base da sapata ao estrato rígido.

### 6 – Índice de rigidez do solo, rotura local e por punçoamento. Correção de Vesic

O modo de rotura de um solo é influenciado pela sua deformabilidade. Em solos mais compactos a deformação é menor do que em solos mais soltos. Isto quer dizer que, para o

primeiro caso, a rotura é generalizada, correspondente ao modo de rotura rígido-plástico como assume a teoria usada mas, para o caso de solos mais soltos, este facto pode originar erros na estimativa da superfície de rotura e da capacidade de carga. De forma a poder prever a rotura local e por punçoamento, Vesic (1975) sugere a introdução do índice de rigidez,  $I_r$ , desenvolvido na teoria da expansão de uma cavidade em meio infinito, e assume que a tensão normal última nas faces laterais da cunha de equilíbrio ativo de Rankine (Zona I) é igual à tensão necessária para expandir a cavidade na massa do solo.

O índice de rigidez é dado por:

$$I_r = \frac{G}{c + q_{B/2} \operatorname{tg}\phi} \quad (2.7)$$

em que,

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  é o módulo distorcional;

$q_{B/2}$  = tensão vertical à profundidade  $B/2$  sob a fundação.

De forma a distinguir entre o comportamento rígido-plástico e o deformável e, portanto, distinguir rotura generalizada de rotura localizada ou por punçoamento, o valor do índice de rigidez é comparado com o seu valor crítico,  $I_{rc}$

$$I_{rc} = 0,5 \exp \left[ \left( 3,30 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cdot \operatorname{cotg} \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (2.8)$$

O tipo de rotura do solo pode ser estimado através da comparação destes dois valores sendo que, se  $I_r > I_{rc}$  a rotura será generalizada e se  $I_r < I_{rc}$  a rotura será localizada ou por punçoamento. Contudo, Vesic propôs, ainda, uma outra alteração para ter em conta a extensão volumétrica,  $\Delta$ , na cunha ativa de Rankine. O valor do índice de rigidez deve ser reduzido da seguinte forma.

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (2.9)$$

Para  $I_{rr} > I_{rc}$ , o efeito de  $\Delta$  é nulo, sendo utilizado o valor obtido na equação geral. O valor da extensão volumétrica pode ser obtido através de ensaios laboratoriais ou *in-situ*. Consideram-se tipicamente, para solos soltos, os seguintes valores:

Quadro 2.1 – Valores típicos da extensão volumétrica em solos soltos consoante o nível de tensão a que estão sujeitos

Nível de Tensão (kPa)	$\Delta$
100 - 500	0 - 0,025
500 - 1000	0,025 - 0,05

Deve, então, para os caso em que a rotura não seja generalizada, corrigir-se a expressão geral da capacidade de carga, da seguinte forma:

$$q_{ult} = c N_c \zeta_{cr} + q N_q \zeta_{qr} + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \zeta_{\gamma r} \quad (2.10)$$

em que

$$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r} = \exp \left[ \left( -4,4 + 0,6 \frac{B}{L} \right) tg \phi + \frac{(3,07 \text{sen} \phi)(\log 2 I_{rr})}{1 + \text{sen} \phi} \right] \quad (2.11)$$

$$\zeta_{cr} = \zeta_{qr} - \frac{1 - \zeta_{qr}}{N_c tg \phi} \text{ para } \phi > 0 \quad (2.12)$$

$$\zeta_{cr} = 0,32 + 0,12 \frac{B}{L} + 0,60 \log I_{rr} \text{ para } \phi = 0 \quad (2.13)$$

em que  $B$  e  $L$  são as dimensões da sapata. No caso de fundações circulares,  $B$  e  $L$  correspondem ao diâmetro logo,  $B = L = \text{diâmetro da placa}$ .

## 2.3 Previsão de assentamentos

### 2.3.1 Introdução

Para além de verificar a capacidade do solo para suportar as tensões induzidas pela estrutura, sem que haja rotura, há que garantir que os assentamentos ocorridos não ponham em causa o bom funcionamento da mesma. Prova de que isto é um grande problema, é o facto de grande

número das patologias encontradas em edifícios e outras estruturas serem causadas por assentamentos excessivos, ao contrário do que acontece com a rotura do solo de fundação, que é mais raro.

Os assentamentos de um solo de fundação podem ser imediatos, por consolidação primária ou por consolidação secundária. Em solos arenosos, os assentamentos dão-se de forma quase instantânea logo, apenas apresentam os chamados assentamentos imediatos.

### 2.3.2 Assentamentos imediatos

A teoria da elasticidade é usada na estimativa dos assentamentos imediatos e rotações de fundações, embora implique consideráveis simplificações. Esta teoria admite que o maciço é homogéneo e que o comportamento do solo se assume isotrópico, elástico e linear, apesar de os solos não o serem. Contudo, com uma escolha criteriosa dos parâmetros elásticos ( $E$  e  $\nu$ ), pode obter-se uma boa estimativa.

Os assentamentos podem, assim, ser estimados através da expressão

$$\Delta h_i = \int_0^{\infty} \varepsilon_z dz \quad (2.14)$$

onde  $\varepsilon_z$  é a deformação vertical e, para um material elástico e isotrópico, obtém-se através da expressão

$$\Delta h_i = \int_0^{\infty} \frac{1}{E} \cdot [\Delta \sigma_z - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)] dz \quad (2.15)$$

em que  $E$  e  $\nu$  são os parâmetros elásticos do solo e  $\Delta \sigma$  os acréscimos de tensão que causam a deformação. Para o caso das fundações circulares com diâmetro  $D$ , transmitindo uma carga uniformemente distribuída  $q_0$ , assente num terreno homogéneo semi-infinito (espessura do estrato tem dimensões suficientes para não influenciar a distribuição de tensões no terreno), a equação tem a solução

$$\Delta h_i = q_0 \cdot D \cdot \frac{1-\nu^2}{E_s} \cdot I_s \quad (2.16)$$

$$q_0 = \frac{Q}{A_{fundação}} \quad (2.17)$$

em que  $E_s$  é o módulo de deformabilidade do terreno,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson,  $q_0$  é a carga uniformemente distribuída na base da fundação e  $I_s$  é um coeficiente que depende da forma da fundação. Para fundações circulares, o assentamento sob o centro da sapata é calculado com  $I_s = 1,0$  para sapatas infinitamente flexíveis ou  $I_s = \frac{\pi}{4}$  para o caso de sapatas rígidas.

## 2.4 Ensaio de carga em placa (PLT)

### 2.4.1 Enquadramento

Uma vez caracterizado o solo e determinados os seus parâmetros de resistência, interessa estimar a sua capacidade de carga, no entanto, em qualquer obra em que as tensões induzidas no terreno sejam significativas, é necessário determinar essa quantidade realizando ensaios sobre o maciço que vai servir de solo de fundação.

Um dos ensaios mais usados e fiáveis para caracterizar este parâmetro é o PLT. É considerado o ensaio de compressão *in-situ* mais antigo, sendo “multissecular na história da Engenharia” (Barata, 1984). Segundo Teixeira e Godoy (1996), o mesmo surgiu antes mesmo do aparecimento dos primeiros conceitos da Mecânica dos Solos.



Figura 2.9 – Ensaio de carga em placa *in-situ*

Este consiste, basicamente, em carregar uma placa metálica, normalmente circular, colocada ao nível em que ficará a base da fundação, registando os assentamentos provocados por cada incremento de carga. A carga aplicada é aumentada gradualmente, até que para pequenos incrementos de carga se verifique um aumento rápido do assentamento, isto é, até que a placa

comece a afundar rapidamente, ou até atingir um assentamento previamente definido como correspondendo à rotura. Dividindo a carga aplicada no momento da rotura pela área da placa ensaiada, obtém-se a tensão última do solo, ou seja, a sua capacidade de carga.

A partir dos resultados deste tipo de ensaio, podem obter-se outros parâmetros como, o módulo de deformabilidade do solo e o coeficiente de reação que depende das dimensões da placa ensaiada.

O controlo das características do ensaio, dimensões da placa, e todos os preparativos envolvidos na sua realização, são definidos em normas locais e internacionais. As normas mais utilizadas no campo dos ensaios PLT e consultadas para apoio ao trabalho desenvolvido são: norma Espanhola UNE 7 – 391 – 75, norma Britânica BS 1377 – 9, normas Americanas ASTM D1195 / D1195M – 09, ASTM D1196 – 93 e AASHTO T – 222 – 78, norma Alemã DIN 18134, norma Francesa NF P 94 – 117 e, ainda, o Eurocódigo 7 – parte 2 (EN 1997 - 2 – 4.11).

#### **2.4.2 Procedimento**

O procedimento dos ensaios PLT varia com a norma adoptada. Apresenta-se um resumo dos procedimentos que constam nas normas consultadas, elucidativo da variação entre umas e outras consoante o âmbito do estudo pretendido.

##### **UNE 103808**

###### *Determinação do módulo de deformabilidade:*

Deve aumentar-se progressivamente a carga até atingir um assentamento de 5mm ou uma tensão de 0,5 MPa.

- 1 – Aplicar a carga em 6 ciclos de carga igualmente espaçados e manter a carga constante em cada um até que  $v_{\text{deformação}} \leq 0,02\text{mm/min}$  durante 2 minutos;
- 2 – Efetuar a descarga em três ciclos (50%, 25% e 0% de  $q_{\text{ult}}$ );
- 3 – Depois de efetuar o primeiro ciclo de descarga, efetuar outro ciclo de carga semelhante aos anteriores e repetir o mesmo processo no final da descarga completa.

###### *Determinação do coeficiente de reação:*

**Pré-carregamento:** Aplicar uma tensão no solo de 0,01 MPa até que  $v_{\text{deformação}} \leq 0,02\text{mm/min}$ .

**Procedimento:** Aplicar o carregamento em ciclos de 0,04MPa, 0,08MPa, 0,14MPa e 0,20MPa. Antes de aplicar o cada ciclo, permitir que  $v_{\text{deformação}} \leq 0,02\text{mm/min}$ . Na descarga, basta introduzir um escalão intermédio de 0,08MPa.

### **BS 1377 – 9**

Quadro 2.2 – Resumo do procedimento do PLT segundo BS 1377-9

Pressão em cada ciclo de carga	5 Ciclos cada um $\leq 1/5 * q_{\text{ult}}$ intercalados com ciclos de descarga
Intervalos de leitura	Aumentar o tempo de cada ciclo à medida que a velocidade de deformação diminui

### **ASTM D1195 / D1195M – 09**

- 1 – Aplicar um nível de carga que provoque assentamento  $\geq 0,25\text{mm}$  e  $\leq 0,51\text{mm}$ ;
- 2 – Aplicar metade da carga anterior e considerar o ponto em que estabilizar como o zero;
- 3 – Provocar assentamento de 1mm e cronometrar até que a  $v_{\text{deformação}} \leq 0,03\text{mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos;
- 4 – Libertar carga completamente até que  $v_{\text{recuperação}} \leq 0,03\text{mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos;
- 5 – Repetir os dois últimos passos 6 vezes;
- 6 – Provocar assentamento de 5,1mm e proceder como em 3, 4 e 5.
- 7 – Provocar assentamento de 10,2mm e repetir 3, 4 e 5.

### **ASTM D1196 – 93**

- 1 – Aplicar um nível de carga que provoque assentamentos  $\geq 0,25\text{mm}$  e  $\leq 0,51\text{mm}$ .
- 2 – Aplicar metade da carga anterior e considerar o ponto em que estabilizar como o zero.
- 3 – Aplicar incrementos de carga uniformes a um ritmo moderadamente acelerado e manter cada um até que a  $v_{\text{deformação}} \leq 0,03\text{mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos.
- 4 – Continuar a aplicar os incrementos de carga até que o assentamento total previsto seja atingido ou até chegar ao máximo da carga permitida pelo equipamento, o que ocorrer primeiro.
- 5 – Manter a carga atingida até que a  $v_{\text{deformação}} \leq 0,03\text{mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos.

### **DIN 18134**

#### ***Pré-carregamento:***

Aplicar carga correspondente a uma tensão normal de  $0,01 \text{ MN/m}^2$ , para placas de 300 ou 600mm, ou  $0,005 \text{ MN/m}^2$  para placas de 762mm. Considerar o assentamento medido como o ponto zero.

#### ***Procedimento:***

Aplicar carga em pelo menos 6 ciclos com incrementos uniformes até atingir a  $q_{ult}$ . Manter cada ciclo durante 2 minutos com carga constante. Efetuar a descarga em etapas, para 50% da  $q_{ult}$ , depois 25% e finalmente até à carga correspondente ao zero.

### **AASHTO T – 222 – 78**

#### ***Pré-carregamento:***

Aplicar 3 ciclos de carga com incrementos uniformes. Cada um deverá provocar um assentamento médio de 0,76mm. Manter a carga atingida em cada ciclo até que a  $v_{deformação} \leq 0,02 \text{ mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos. Libertar a carga até que a  $v_{recuperação} \leq 0,02 \text{ mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos. Considerar ponto atingido como ponto inicial.

#### ***Procedimento:***

Aplicar carga em incrementos uniformes. A magnitude de cada um deve ser tal que permita a obtenção de pontos carga-assentamento suficientes para fazer uma curva. Manter cada incremento de carga até que a  $v_{deformação} \leq 0,02 \text{ mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos. Continuar até que o assentamento médio total seja 1,27mm para além do assentamento médio registado no terceiro ciclo de pré-carga ou até atingir capacidade máxima do equipamento de aplicação de carga. Manter a carga atingida até que a  $v_{deformação} \leq 0,02 \text{ mm/min}$  durante 3 minutos consecutivos.

### **NF P 94 – 117 – 1**

#### ***Pré-carregamento:***

Aplicar carga de  $500 \text{ daN} \pm 50 \text{ daN}$  e mantê-la durante 10 a 15 segundos. Libertar carga e considerar o ponto atingido como o ponto zero.

#### ***Procedimento:***

1 – Num tempo mínimo de 30 segundos, aplicar uma carga de  $7068 \text{ daN} \pm 140 \text{ daN}$ . Esta força deve gerar uma tensão média na placa de 0,25 MPa.

- 2 – Assim que esta tensão seja atingida, manter a carga até que a  $v_{\text{deformação}} \leq 0,02\text{mm}/15\text{s}$ . Este valor é considerado como a estabilização da deflexão da placa.
- 3 – Libertar a totalidade da carga em menos de 5 segundos.
- 4 – Executar um novo carregamento com a mesma velocidade do anterior até a uma carga de  $5654\text{daN} \pm 110\text{daN}$ . Esta força deve gerar uma tensão média na placa de  $0,20\text{MPa}$ .
- 5 – Repetir passo nº 2.
- 6 – Libertar carga.

Verifica-se que, na generalidade das normas, é previsto um carregamento prévio ao início do ensaio. Este pré-carregamento é realizado devido ao facto de a superfície do solo ser, na maioria das vezes, previamente escavada, isto é, é efetuado com o objetivo mobilizar a resistência do solo intacto que se encontra imediatamente abaixo da superfície em contacto com a placa. Observa-se, também, que a estabilização, tanto da velocidade de recuperação como da de deformação, é bem definida, na maioria das especificações. Os ciclos de carga e descarga considerados, assim como a sua relação com  $q_{\text{ult}}$ , variam consoante a gama de tensões que se pretende aplicar no solo. Apesar das diferenças entre as normas, o seu objetivo geral é semelhante e visa a determinação dos parâmetros de deformabilidade do solo em estudo.

### 2.4.3 Interpretação de resultados

Dos resultados obtidos em ensaios PLT, originam curvas carga-assentamento representadas qualitativamente na Figura 2.10.

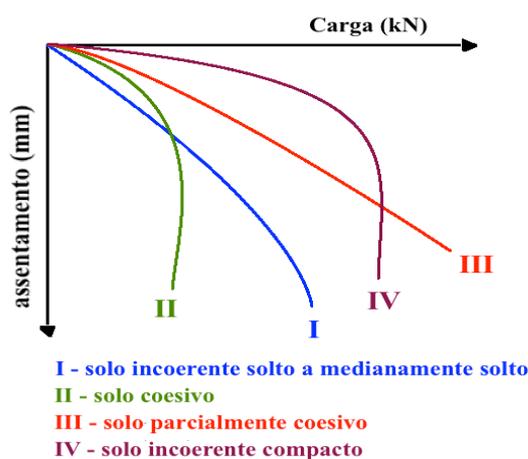


Figura 2.10 – Curvas carga-assentamento típicas de ensaios PLT.

Pode observar-se claramente, na figura, que, em solos coesivos, a perda de resistência acontece muito mais cedo do que nos solos incoerentes compactos. Os solos incoerentes soltos a medianamente compactos têm um comportamento semelhante aos parcialmente coesivos embora a sua capacidade de carga seja inferior. Embora de forma mais clara nuns, do que em outros tipos de solos, observa-se no gráfico obtido a tensão última do solo, podendo calcular-se, portanto, a tensão máxima admissível e, também, os assentamentos observados no terreno para cada uma delas.

Quando as curvas obtidas não possibilitam a visualização do valor da tensão última do solo, tipicamente, usa-se o critério de que a tensão última corresponde à tensão verificada quando se atinge um assentamento igual a 10% da largura da fundação ou, à intersecção entre a linha de comportamento elástico e plástico dos solo. Existem outros critérios de rotura que podem ser escolhidos contudo, a limitação de assentamentos faz sentido pois, são uma das causas predominantes de danos estruturais graves.

Através deste ensaio, obtêm-se dados suficientes para dimensionar uma eventual fundação superficial assente sobre o solo ensaiado, assim como se conhecem os assentamentos provocados pela mesma para a tensão que esta transmite ao terreno.

Os resultados obtidos no ensaio de carga em placa, nomeadamente a curva tensão-assentamento, permitem, ainda, estimar os parâmetros  $E_s$  e  $k_s$ , módulo de deformabilidade do solo e coeficiente de reação dependente das dimensões da placa ensaiada, respectivamente. Isto é possível devido a, a interpretação dos resultados ser efectuada considerando que o solo é isotrópico e tem um comportamento elástico.

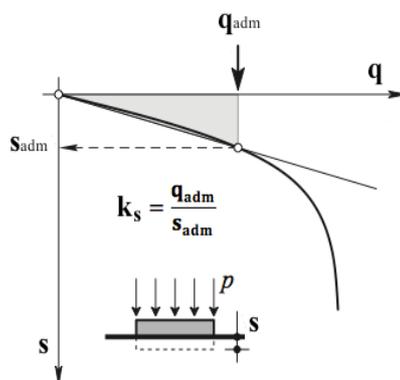


Figura 2.11 – Curva tensão-assentamento típica obtida em ensaios PLT

Usando a teoria da elasticidade, o assentamento admissível de uma placa rígida com diâmetro  $D$ , sujeita a uma carga uniforme  $p$ , sobre um solo isotrópico semi-infinito, com um módulo de deformabilidade  $E_s$  e coeficiente de Poisson  $\nu$ , é dado por (2.15) em que  $\Delta h_i$  corresponde a  $s_{adm}$  e  $q_0$  corresponde a  $q_{adm}$ . Desta expressão pode determinar-se que o módulo de deformabilidade  $E_s$ , é dado por

$$E_s = \frac{\pi}{4} \frac{q_{adm}}{s_{adm}} D (1 - \nu^2) \quad (2.18)$$

O coeficiente de reação,  $k_s$ , representa o declive inicial da curva até ser atingida a tensão admissível,  $q_{adm}$ . Através da teoria da elasticidade,  $k_s$  pode ser definido por

$$k_s = \frac{q}{s} \quad (2.19)$$

logo, comparando as equações 2.18 e 2.19, pode determinar-se  $k_s$  através da expressão

$$k_s = \frac{4 E_s}{\pi D (1 - \nu^2)} \quad (2.20)$$

Como se pode verificar, o coeficiente de reação não depende apenas das propriedades do solo mas, também, da área do elemento carregado. Assim, ao avaliar  $k_s$  através do ensaio de carga em placa, deve ajustar-se o valor obtido, para que possa ser usado para a fundação real. Terzaghi (1955) propôs que  $k_s$  pudesse ser obtido através deste ensaio usando as correções em (2.21) e (2.22):

$$k_s = k_p \frac{B_p}{B}, \text{ para argilas;} \quad (2.21)$$

$$k_s = k_p \left( \frac{B+B_p}{2B} \right)^2, \text{ para areias.} \quad (2.22)$$

Em que  $B_p$  é o diâmetro (ou largura) da placa usada no ensaio,  $k_p$  é o coeficiente de reação obtido através do ensaio,  $B$  é a largura da sapata a ser dimensionada e  $k_s$  é o coeficiente de reação da mesma.

O método normalmente usado para o cálculo da tensão admissível é o método do Coeficiente Global de Segurança. Neste método, a tensão última é dividida por um factor de segurança, sem afectar a resistência líquida do solo, através da expressão

$$q_{adm} = \sigma_{adm} = \frac{q_{ult} - \sigma'_{v0}}{FS} + \sigma'_{v0} \quad (2.23)$$

O factor de segurança depende de um conjunto de factores relacionados com a qualidade da caracterização prévia do solo, com a importância da estrutura e o seu impacto, probabilidade de ocorrência da carga máxima durante a vida útil da estrutura e, ainda, com a capacidade de redistribuição de esforços por parte da estrutura se uma sapata atingir a rotura.

O quadro 2.4 apresenta a sugestão de Vesic (1963) para a escolha do factor de segurança nos casos de tipologias típicas.

Quadro 2.3 – Valores mínimos do Coeficiente Global de Segurança (*Vesic, 1963*)

Categoria	Estruturas Típicas	Características	Completa	Limitada
A	Pontes ferroviárias - Armazéns - Silos - Estruturas de suporte	Carga máxima de projeto ocorrerá frequentemente. Consequências da rotura catastróficas.	3,0	4,0
B	Pontes rodoviárias - Edifícios industriais e públicos	Carga máxima de projeto ocorrerá raramente. Consequências da rotura muito sérias.	2,5	3,5
C	Edifícios de escritórios e/ou habitação	Carga máxima de projeto é improvável que ocorra. Consequências da rotura sérias.	2,0	3,0

#### 2.4.3.1 Outras Especificações normativas

Cada norma define, ou não, deixando ao critério do investigador, especificações para o cálculo dos parâmetros de deformabilidade do solo a partir do ensaio. Apresentam-se, de seguida, algumas dessas especificações presentes nas normas consultadas.

### **NF P 94-117**

Módulo de deformabilidade,  $E_S$  (MPa):

$$E_S = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{q \cdot d}{z_2} \quad (2.24)$$

em que  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo,  $q$  é a tensão média na placa em MPa para o assentamento considerado,  $d$  é o diâmetro da placa em mm e  $z_2$  é o assentamento provocado pelo 2º carregamento em mm.

### **BS 1377-9**

Capacidade de Carga,  $q_{ult}$  (kPa):

$$q_{ult} = \frac{W_e \cdot 9,81 + Q}{A} \quad (2.25)$$

em que  $W_e$  é a massa do equipamento de aplicação de carga em Kg,  $Q$  é a carga atuante na rotura em kN e  $A$  é a área da placa em  $m^2$ .

### **DIN 18134**

Módulo de deformabilidade,  $E_S$  (MN/m<sup>2</sup>):

$$E_S = 1,5 \cdot R \cdot \frac{1}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0max}} \quad (2.26)$$

em que  $R$  é o raio da placa em mm,  $\sigma_{0max}$  é a tensão normal máxima no centro da placa em MN/m<sup>2</sup> e  $a_1$  e  $a_2$  são factores definidos no Anexo B da Norma, que dependem da tensão normal no centro da placa e do assentamento da mesma.

Coeficiente de reação do solo,  $k_s$  (MN/m<sup>3</sup>) :

Definido em (2.19) como o quociente entre a tensão e o assentamento. Para o caso do dimensionamento de estradas e pavimentos de aeroporto, este parâmetro deve ser calculado com a tensão normal correspondente a um assentamento de 1,25 mm.

#### **2.4.4 Limitações do ensaio**

Apesar da grande utilidade e fiabilidade dos resultados obtidos no ensaio de carga em placa (PLT), este tem algumas limitações relativas à sua aplicabilidade em certos casos:

**1** – os resultados obtidos caracterizam apenas o solo até a uma profundidade não superior ao dobro da largura da placa ensaiada. Isto pode originar erros significativos visto que, a dimensão da fundação real é muito superior à das placas ensaiadas.

**2** – como se trata de um ensaio de curta duração, não oferece resultados acerca dos assentamentos a longo prazo, em solos coesivos;

**3** – em argilas, a capacidade de carga para a fundação é praticamente a mesma da observada na placa. Em solos arenosos compactos, a capacidade de carga aumenta com o tamanho da base da sapata logo, os resultados podem ser conservativos em relação ao caso real.

Pode então concluir-se que, este ensaio é adequado para estimar a capacidade de carga para estruturas leves ou menos importantes sob condições normais. No entanto, em casos de estruturas importantes ou em que existem características especiais, é essencial complementar o estudo do mesmo com ensaios laboratoriais e *in-situ*, relevantes para o caso em estudo.

O diâmetro da placa a usar deve ser definido tendo em conta fatores relativos às condições do terreno, à proximidade de fronteiras rígidas nas imediações da placa e, ainda, à necessidade de caracterizar maiores ou menores profundidades de solo, quer devido à existência de camadas com diferentes características, quer devido à proximidade de nível freático.

## 2.5 PLT em modelos à escala reduzida

### 2.5.1 Introdução

No estudo dos solos e do seu comportamento, nomeadamente no estudo da capacidade de carga em fundações superficiais através de ensaios PLT, nem sempre os investigadores têm hipótese de realizar ensaios à escala real.

Alguns geotécnicos já se debruçaram sobre a realização de ensaios PLT em laboratório, criando modelos à escala reduzida. Ao criar modelos para a realização deste tipo de ensaios, mesmo que as dimensões respeitem as relações de escala entre o modelo e a fundação real, os resultados não podem ser extrapolados para casos reais pois, devido ao nível de tensões significativamente mais baixo, o comportamento mecânico é muito distinto (Atkinson (1993)). Segundo o autor, para que se possa obter resultados relevantes para uma fundação real, é necessário manter o mesmo nível de tensões efetivas, sendo isso apenas possível através do uso de modelos em centrífugadora.

Ainda que os resultados não sejam relevantes para o dimensionamento de obras de engenharia civil, estes modelos são usados para entender fenómenos envolvidos, comportamento da fundação e a interação solo-estrutura. Os ensaios são, normalmente, realizados em caixas de madeira (exemplos: Donato (2007); Girardello (2010)) ou em tanques metálicos, cilíndricos ou cúbicos (exemplos: Sakai e Tanaka (2007); Tafreshi, Mehrjardi e Ahmadi (2010)).



Figura 2.12 – Exemplo de tanque para ensaios de carga em placa em modelos à escala reduzida (Tafreshi, Mahrjardi e Ahmadi (2010))

As dimensões do modelo são normalmente condicionadas por factores económicos, espaço físico disponível, quantidade de solo necessária para realizar o ensaio e mão-de-obra

existente. A dimensão do tanque (área e profundidade) de ensaios limita a dimensão da placa usada pois, se as paredes rígidas do tanque estiverem demasiado próximas da borda da placa, os resultados irão ser afectados pelo efeito fronteira. Este efeito gera um acréscimo de resistência no solo devido à proximidade de uma fronteira rígida, o que gera a sobrestimação dos parâmetros resistentes.

Não se conhecem normas nem especificações para este tipo de ensaio. Tipicamente as normas dos ensaios PLT podem servir como guia para a realização do ensaio, ou até ser usadas diretamente contudo, as diferenças entre o modelo e o caso real assim como, particularidades inerentes ao equipamento usado, à geometria do tanque, entre outros factores, levarão a que cada investigador, com o adquirir de conhecimento, adapte o procedimento ao que melhores resultados produzir.

O tipo de parâmetro ou fenómeno em evidência em cada estudo também vai condicionar o procedimento do ensaio. Os vários estudos efectuados neste campo variam na geometria usada mas, também variam na forma de aplicação de carga, nas placas utilizadas, nos resultados registados, etc., mas todos contribuem para desenvolvimento do conhecimento dos fenómenos presentes na interação solo-estrutura e para a compreensão de outras características do comportamento dos solos que não são possíveis de observar *in-situ*.

### **2.5.2 Alguns Estudos realizados**

No estudo efetuado por Constâncio (2010), foi criado um modelo para avaliar a capacidade de carga de uma fundação contínua sobre um solo arenoso solto, com a introdução de uma camada de reforço em geotêxtil. O objectivo passou por observar todo o processo de propagação de tensões, mobilização de resistência e deslocamentos através de uma interpretação fotográfica de cada fase de carregamento.

Deste estudo conclui-se que existe um aumento da capacidade de carga e atenuação das deformações com a introdução do geotêxtil, que a rotura se dá por punçoamento para as condições com e sem reforço e, ainda, que diferentes geometrias e posicionamentos do reforço podem trazer melhores resultados.

Verma, Jain e Kumar (2013), criaram um modelo para estimar a capacidade de carga e os assentamentos em fundações superficiais sujeitas a uma carga vertical e centrada, assente em um solo granular estratificado constituído por uma camada de gravilha fina sobre uma camada de areia. O objectivo principal foi o de estudar o efeito da profundidade das camadas na

estimativa dos parâmetros resistentes e, ainda, propor uma equação para a previsão da capacidade de carga de uma fundação superficial assente num solo com duas camadas distintas, baseada nos resultados dos ensaios.

Este estudo permitiu concluir que, para as mesmas condições do solo, a capacidade de carga aumenta e os assentamentos diminuem com o aumento da placa ensaiada. Observou-se, ainda, que no caso em que a camada superior tem uma maior coesão do que a inferior, a capacidade de carga aumenta com o aumento da altura da camada superior e os assentamentos diminuem em qualquer caso

Foi possível, também, a obtenção da equação (2.27), que representa a profundidade afectada de solos estratificados

$$D_{efl} = 0,73 \cdot R_{T/B} + 0,64 \quad \text{para} \quad 0,5 < T/B < 2,0 \quad (2.27)$$

em que  $R_{T/B}$  é o quociente entre a espessura da camada superior (T) e a largura da placa ensaiada (B).

No trabalho efetuado por Tafreshi, Mehrjardi e Ahmadi (2011), foi desenvolvido um modelo para estudar o comportamento de fundações superficiais assentes em solos arenosos, sujeitas a incrementos de carga cíclicos (semelhante ao ensaio de carga em placa cíclico). Estudou-se o comportamento do solo com três densidades diferentes e foram usadas três placas de diâmetros diferentes. Foi também efectuada a modelação numérica do ensaio com o programa FLAC-3D, para que pudessem ser comparados os resultados com os obtidos nos ensaios experimentais. O objectivo do estudo foi o de avaliar as propriedades da recuperação de deformação elástica do solo e, ainda, avaliar o efeito da diferença de densidade e do diâmetro da placa no coeficiente de compressão uniforme elástica (CEUC – coeficiente of elastic uniform compression).

Foi possível concluir que a quantidade de recuperação elástica do assentamento do solo é pequena quando comparada com os assentamentos plásticos contudo, esse valor aumenta com o aumento de tensão. Observou-se, ainda, que com o aumento dos ciclos de carga, descarga e recarga, os assentamentos plásticos acumulam. Relativamente ao CEUC, o seu valor é significativamente afectado pelo diâmetro da placa, diminuindo à medida que este aumenta, independentemente da densidade do solo. Com o aumento da densidade relativa do solo, o valor do CEUC aumenta de forma aproximadamente linear, independentemente da área da

placa. A comparação entre o estudo experimental e o numérico revelou uma boa compatibilidade entre os dois, com diferenças da ordem dos 15%. Esta boa consistência significa que este modelo numérico é um modelo fiável para simular o comportamento de fundações superficiais sujeitas a ações cíclicas e avaliar o CEUC.

Gupta e Trivedi (2009), desenvolveram um modelo para avaliação do efeito do confinamento do solo sob a fundação na capacidade de carga e características do assentamento de uma placa circular assente numa areia siltosa. O confinamento foi efectuado através de uma saia metálica com 0,94 mm de espessura colocada à volta da placa. Foram efectuados ensaios com e sem confinamento, sujeitos a uma pressão constante de 100 kPa de forma a comparar os resultados obtidos.

Neste trabalho concluíram que, o confinamento do solo tem um impacto significativo na melhoria do comportamento de uma placa circular assente numa areia siltosa. A capacidade de carga para situação confinada é cerca de 4 vezes superior ao caso não confinado, sendo que este tipo de confinamento pode ser usado para atingir a tensão admissível a um nível de assentamento muito inferior. Outra das importantes conclusões do estudo foi a de que o factor de melhoria de capacidade de carga ( $I_f$  – Improvement factor) e o factor de redução de assentamentos ( $S_f$  – Settlement reduction factor) dependem muito da relação entre o diâmetro da saia e o da fundação ( $d/D$ ). O valor ideal desta relação é 1,5, a partir do qual o factor de melhoria diminui e o a de redução de assentamentos aumenta. Ainda a referir, é o facto de que a capacidade de carga da placa circular diminui, e os assentamentos aumentam, com o aumento da percentagem de finos na areia siltosa.

### 3 CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO

#### 3.1 Preparativos

Para estudar a capacidade resistente de um solo arenoso em laboratório, idealizou-se todo um conjunto de elementos e procedimentos que, em conjunto, seriam capazes de estimar essa mesma capacidade, enquanto forneciam dados acerca da importância e fiabilidade do ensaio realizado.

Foi utilizado um tanque de ensaios existente no laboratório de geotecnia do DEC-FCTUC, tendo este sido adaptado de modo a se poder instalar o sistema de aplicação de carga e todo o equipamento de medição necessário à realização dos ensaios. A areia estudada, mesmo estando disponível, teve também de ser preparada de forma a poder ser utilizada no ensaio. Todo o sistema de medição de assentamentos, medição das cargas aplicadas, medição das deformações do terreno e de aquisição de dados, teve também de ser preparado e devidamente calibrado.

A preparação destes elementos foi um processo algo demorado devido à sua complexidade e, por isso, é aqui exposto em jeito de procedimento, mesmo que consista apenas nos preparativos do ensaio e não no ensaio propriamente dito.

##### 3.1.1 Geometria do tanque

O tanque utilizado para a realização dos ensaios tem o formato de uma caixa rectangular com dois topos de lados iguais e as dimensões encontram-se representadas na Figura 3.1.

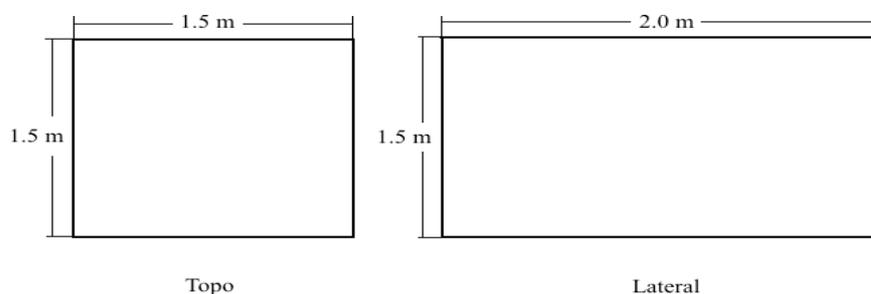


Figura 3.1 – Esquema das dimensões do tanque de ensaios

Idealmente, neste tipo de ensaios, e usando uma placa circular para aplicar a carga, o tanque seria de secção circular em vez de rectangular pois, assim, garantiam-se as mesmas condições de proximidade de fronteira rígida para toda a placa de forma uniforme. Esta característica torna-se importante quando se dá o efeito-fronteira, podendo originar diferenças significativas em relação ao que é medido *in-situ*. O efeito-fronteira faz-se sentir quando a distância entre a placa ensaiada e uma eventual fronteira rígida nas proximidades, é demasiado curta. Isto faz com que a superfície de rotura não consiga desenvolver-se por completo, criando uma resistência adicional e sobrestimando, assim, a capacidade de carga. As soluções teóricas estimadas por Prandtl (1920) e Terzaghi (1943), definem que, para  $\phi = 28^\circ$  a distância deve ser de  $2,5*D$  e, para  $\phi = 45^\circ$ , a distância deve ser de  $12*D$ . No caso do presente estudo, a solução era única, visto que apenas existiu a possibilidade de usar a placa de 300mm de diâmetro. A distância verificada entre a placa e a parede mais próxima é de aproximadamente 350 mm,  $1,15*D$ , muito inferior ao critério existente, contudo, como a gama de tensões neste tipo de ensaios é muito inferior à verificada *in-situ*, esta distância será suficiente. Cerato e Lutnegger (2007) observaram que a extensão lateral dos deslocamentos verticais à superfície, é, também, um bom indicador da influência da distância da placa à parede. Como a rotura foi definida para um assentamento da placa de 10% do seu diâmetro, equivalente a 30 mm, as deformações impostas no terreno não deverão ser suficientes para que este efeito se venha a sentir.

### 3.1.2 Preparação final do tanque de ensaios

1 – Furação e montagem das vigas que perfazem o sistema de travamento no topo do tanque, para acoplamento da viga de reação nas suas três posições possíveis;



Figura 3.2 – Equipamento de furação e furos efectuados numa das vigas do sistema de reação

2 – Montagem das vigas de confinamento lateral do tanque, que suportam as deformações devido às ações provocadas pela massa de areia e pelo carregamento;

3 – De forma a realizarem-se dois ensaios em cada enchimento do tanque, em vez de apenas um, fixou-se uma placa de aglomerado com cerca de 3mm dividindo o tanque;



Figura 3.3 – Placa divisória do tanque

4 – À falta de um melhor sistema de pluviação para controlar a densidade da areia ensaiada, efetuaram-se marcações nas paredes do tanque e na placa divisória espaçadas de 5 cm e até à altura máxima de 1,20 m. Com as características da areia ( $G$ ,  $e_{\max}$  e  $e_{\min}$ ) obtidas em ensaios realizados previamente, foi possível calcular a massa de areia que seria necessária colocar em cada camada de 5 ou 10 cm para que a densidade relativa fosse a pretendida;



Figura 3.4 – Marcações na parede do tanque para controlo da altura

### 3.1.3 Preparação da areia ensaiada

1 – Foi montado um sistema de peneiração/pluviação adaptável aos sacos usados para que a areia fosse passada por dois peneiros de 12,5 mm e 9,5 mm de forma a retirar partículas muito grosseiras contidas na areia provenientes de outro tipo de ensaios;

2 – Para encher o tanque de ensaios foram necessários cerca de 5200 Kg de areia. Passou-se essa areia pelo sistema de peneiração concebido;



Figura 3.5 – Sistema de peneiração adaptado para os sacos de grande dimensão

3 – Foi ainda testada a velocidade de queda e a densidade relativa da areia ao ser despejada com e sem o sistema de peneiração, ainda que este não tenha sido usado posteriormente na pluviação da areia aquando do enchimento do tanque como exposto posteriormente no procedimento de ensaio;

#### 3.1.4 Calibração do equipamento de ensaio

Numa fase prévia à realização dos ensaios, o equipamento utilizado para a medição da carga aplicada, dos assentamentos da placa e deformações na superfície do solo, foi devidamente calibrado de forma a que as leituras fossem convertidas nas unidades pretendidas,  $N$  e  $mm$ . Para o controlo da carga foi utilizada uma célula de carga e para o registo dos assentamentos e deformações foram utilizados seis transdutores de deslocamento, ou deflectómetros. Foi ainda utilizado um *datalogger* digital para aquisição destes dados durante os ensaios. O macaco hidráulico e placa com veio extensível, para aplicação da carga, foram fornecidos pelo Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes, encontrando-se o macaco já devidamente calibrado.

##### 3.1.4.1 Datalogger

O sistema de aquisição de dados usado nos ensaios realizados, é constituído por um datalogger digital, modelo *NI USB 6343 X series* da *National Instruments* cujas características se apresentam no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Especificações técnicas e características do dattalogger

Ligação	Inputs Analógicos (AI)	Velocidade max. de amostras AI (por canal)	Envio total max. AI
USB, PCI Express	32	500 kS/s	500 kS/s

Outputs Analógicos (AO)	Velocidade max. de actualização AO	Linhas I/O digitais	Velocidade max.I/O digital	Sinal
4	900 kS/s	48	1 MHz	Digital

### 3.1.4.2 Deflectómetros

A calibração deste equipamento foi efectuada com recurso a um micrómetro fixo num suporte em que foram aplicados os deslocamentos, de 2 em 2 mm, em ambos os sentidos do seu curso, e definindo as correspondências entre as leituras em *volts* e as unidades pretendidas (mm) no programa LABVIEW.



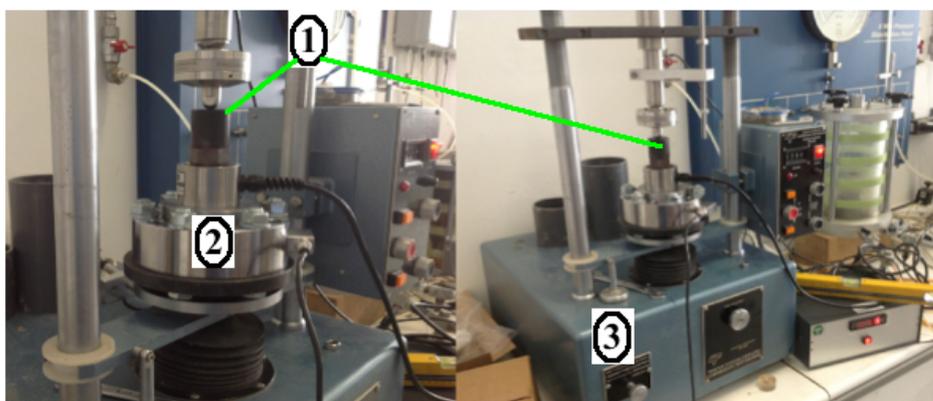
Figura 3.6 – Equipamento de calibração dos deflectómetros

Foram usados três deflectómetros com 50 mm de curso e três com 25 mm de curso. Depois de calibrados, fez-se uma regressão linear cujo coeficiente de correlação ( $R^2$ ) resultante foi de 0,999, considerado satisfatório.

### 3.1.4.3 Célula de carga

A célula de carga usada nos ensaios tem uma capacidade de 200 kN e foi adaptada de forma a que o seu encaixe na parte móvel do eixo da placa fosse possível, através de uma peça metálica aparafusada à placa, cuja base foi recortada com o formato da peça onde é colocada.

A sua calibração foi efectuada através do uso de uma prensa que aplicava incrementos de 1000 N em carga e descarga, fazendo a correspondência entre as leituras e as unidades pretendidas (N) através do programa usado, com o auxílio de uma célula de carga devidamente calibrada. Após a calibração, fez-se uma regressão linear dos pontos obtidos em que  $R^2$  foi de 1,0, resultado mais do que satisfatório.



- 1 - Célula de carga auxiliar devidamente calibrada
- 2 - Célula de carga utilizada nos ensaios
- 3 - Prensa

Figura 3.7 – Equipamento de calibração da célula de carga

### 3.1.4.4 Sistema de aplicação de carga

O sistema de aplicação de carga é constituído por um macaco hidráulico, de 200 kN de capacidade e uma placa de distribuição de carga em aço galvanizado com um veio extensível, equipada com três suportes para colocação dos deflectómetros, apresentado na figura 3.7.

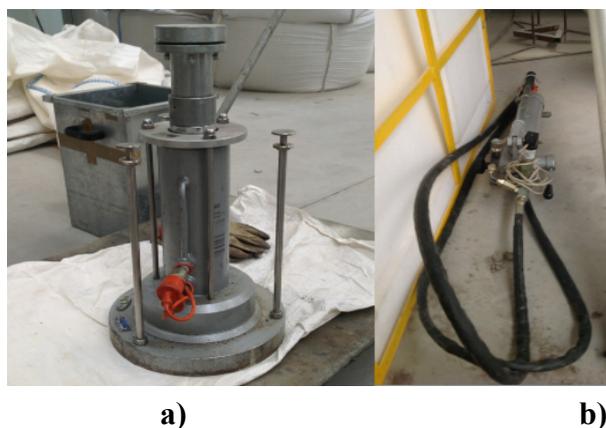


Figura 3.8 – a) Placa de distribuição de carga com veio extensível. b) Macaco hidráulico

### 3.2 Verificação do dimensionamento do tanque

O tanque utilizado para realizar os ensaios foi previamente concebido para o estudo de muros de suporte de terras, à escala 1:5 por Correia (2004). De forma a assegurar que o dimensionamento do mesmo seria adequado para ensaios de carga em placa em solos arenosos, efetuou-se a verificação dos vários elementos presentes no tanque, quando sujeitos às ações previstas para este tipo de ensaios.

#### 3.2.1 Materiais

O tanque é constituído por um corpo metálico em aço S 235, com dois topos em vidro. Os topos possuem dois tipos diferentes de vidro: Emalit (laminado de segurança temperado), confere resistência e assegura o estado plano de deformação; Planilux (recozido simples), para proteger o outro vidro. O solo usado para efeitos de dimensionamento foi uma areia bem graduada compactada com altura de 1 m.

Quadro 3.2 – Características do aço S235

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{rd}$ (MPa)	$\tau_{rd}$ (MPa)	E (GPa)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
77	235	135	206	235	260

Quadro 3.3 – Características do vidro utilizado no tanque de ensaios

Vidro	$\gamma$ (kN/m)	$\sigma_{rd}$ flexão (MPa)	E (GPa)	$\nu$
Emalit	25	120	75	0,22
Planilux	25	45	72	0,22

Quadro 3.4 – Características do solo de dimensionamento

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Phi$ (°)	$K_0$
20	35	0,426

### 3.2.2 Ações atuantes

Ações Permanentes - Peso próprio (PP).

Aço – 77 kN/m<sup>3</sup>;

Vidro – 25 kN/m<sup>3</sup>;

Areia – 20 kN/m<sup>3</sup>;

Ações Variáveis - Sobrecarga pontual aplicada no centro da superfície do solo.

Sob. –  $Q = 60$  kN;

### 3.2.3 Verificação da chapa de vidro

De acordo com o dimensionamento efectuado para o tanque, considerou-se a chapa de vidro como uma laje quadrangular de 1,5m de lado, simplesmente apoiada nos 4 bordos. Esta chapa está sujeita a uma carga uniformemente distribuída no valor de 25,56 kPa ( $(K_0 \times Q/A_{\text{tanque}} + K_0 \times \gamma_{\text{areia}} \times h_{\text{areia}}) \times 1,5$ ), pressão horizontal devido ao peso de 1 m de areia e à carga aplicada.

Uma vez que o vidro foi dimensionado inicialmente para uma carga do mesmo tipo mas, no valor de 57,51 kPa, fica assim verificado o seu dimensionamento.

### 3.2.4 Verificação dos elementos de travamento instalados no topo do tanque

Devido às características do material de ensaio utilizado, houve a necessidade de alterar a disposição dos elementos de travamento no topo do tanque.

A alteração consistiu na remoção da viga central, de forma a que esta pudesse ser utilizada como viga de reação do sistema de aplicação de carga.

Desta forma, os elementos de travamento passam a ser dois, como na figura 3.9.



Figura 3.9 – Elementos de travamento do topo do tanque

O dimensionamento foi efectuado considerando os elementos em flexão composta plana. O esforço condicionante seria o esforço atuante a meio vão, devido principalmente ao momento provocado pelo esforço transversal transmitido pelo sistema de carregamento.

No caso em estudo, os elementos estão sujeitos a um esforço transversal muito inferior ao considerado para o seu dimensionamento logo, verificam a segurança. Ainda, o esforço axial é, também, significativamente inferior ao considerado, estando assim verificado que, os dois elementos de travamento são suficientes para a realização dos ensaios pretendidos.

### **3.2.5 Verificação do mecanismo de reação do sistema de aplicação de carga**

Como referido anteriormente, a viga de reação escolhida foi um perfil IPE 220 A em aço FE 360 cujo comprimento é de 2,0m. O sistema de aplicação de carga idealizado obrigou a que este perfil fosse utilizado na posição perpendicular à original, apoiando sobre as duas vigas que perfazem o sistema de travamento no topo do tanque.

De forma a que este elemento pudesse ser utilizado como viga de reação, dimensionaram-se ligações aparafusadas entre as vigas de apoio e esta e verificou-se a resistência do próprio perfil.

Devido às características dos ensaios realizados, a aplicação da carga iria ser efectuada em três posições diferentes, consoante as dimensões do provete ensaiado. Optou-se por dimensionar este sistema para uma carga de 60 kN, muito superior às cargas previstas para o ensaio, de forma a salvaguardar quaisquer requisitos futuros.

### 3.2.5.1 Verificação da viga de reação aos Estados Limites Últimos

Considerando uma viga simplesmente apoiada com 1,5m de vão e uma carga de 60 kN centrada em relação aos apoios, os esforços atuantes são apresentados na figura 3.10.

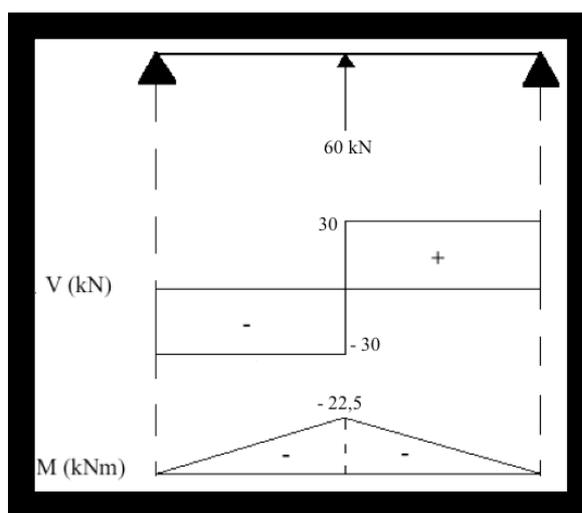


Figura 3.10 – Diagramas de esforços atuantes na viga de reação

Como se pode constatar, os esforços condicionantes para a verificação da segurança da viga são o esforço transversal e o momento flector a meio vão. A Verificação dos Estados Limites Últimos foi efectuada segundo a NP EN 1993-1-1 de 2010.

#### NP EN 1993-1-1 – 6.2.5 – Momento Flector:

O valor de cálculo do momento flector atuante  $M_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.1)$$

Sendo o elemento de Classe 1, o valor de cálculo do momento flector resistente de uma secção transversal em relação a um dos seus eixos principais é determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.2)$$

**Dados:**

IPE 220 A –  $W_{pl,y} = 240,2 \text{ cm}^3$  (Tabelas Arbed)

$f_y = 235 \text{ MPa}$

$\gamma_{M0} = 1,0$ ;

$$M_{pl,Rd} = \frac{240,2 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,0} \cong 56,5 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{22,5 \times 1,5}{56,5} \cong 0,6 \leq 1,0 \Rightarrow \text{VERIFICA!}$$

NP EN 1993-1-1 – 6.2.6 – Esforço Transverso:

O valor de cálculo do esforço transverso atuante  $V_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.3)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}, \text{ sem torção} \quad (3.4)$$

**Dados:**

IPE 220 A –  $A_v = 13,55 \text{ cm}^2$  (Tabelas Arbed)

$$V_{pl,Rd} = \frac{13,55 \times 10^{-4} \times \left( \frac{235 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} \cong 183,8 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{30 \times 1,5}{183,8} \cong 0,24 \leq 1,0 \Rightarrow \text{VERIFICA!}$$

**3.2.5.2 Dimensionamento das ligações aparafusadas entre a viga de reação e as vigas de apoio**

A viga de reação trata-se de um perfil IPE 220 A com 2m de comprimento. Assim como a escolha desta, a escolha dos parafusos utilizados para a ligação da mesma com as vigas de apoio, também foi feita da forma mais económica, utilizando os que já existiam no tanque. Foram então assim escolhidos parafusos M12 da classe 8.8.

Os esforços suportados por esta ligação consideram-se apenas de tração visto que, o tipo de carregamento a que a viga está sujeita, apenas provoca esforço transversal nos seus apoios.

Segundo a Norma EN 1993 – 1 – 8 – Quadro 3.4, a resistência à tração de um parafuso é calculada da seguinte forma:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.5)$$

em que,  $k_2 = 0,9$ .

O valor da tensão de rotura à tração ( $f_{ub}$ ) para parafusos de classe 8.8, tem o valor de 800 N/mm<sup>2</sup> (EN 1993 – 1 – 8 – Quadro 3.1). A área da secção resistente ( $A_s$ ) de um parafuso M12 ( $d = 12\text{mm}$ ), é de 84,3 mm<sup>2</sup>. O parâmetro  $\gamma_{M2}$  é definido no Anexo Nacional e adopta-se o valor de 1,25.

Efectuado o cálculo, concluiu-se que a resistência à tração de cada um dos parafusos é de

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 84,3}{1,25} \times 10^{-3} \cong 48,6 \text{ kN}$$

Na figura 3.10 estão representados os esforços atuantes na viga de reação devido ao carregamento vertical aplicado a meio-vão.

As cargas previstas para o ensaio realizado são bastante inferiores a 60 kN, contudo, escolheu-se dimensionar as ligações para esta gama de carregamento de forma a que, no futuro, se pudesse submeter o mesmo equipamento a cargas superiores.

Como se observa, o esforço de tração, de dimensionamento, a que está sujeita a ligação, é de 30 kN logo, facilmente se depreende que bastam dois parafusos para o suportar já que, juntos, dois parafusos suportam um esforço de tração até 97,2 kN.

Contudo, optou-se por colocar 4 parafusos em cada ligação visto que, já que a ligação é efectuada entre dois IPE's em posições perpendiculares, garante-se assim a ligação de ambos os banzos, dos dois lados da alma, minimizando possíveis empenamentos que poderão surgir com níveis mais altos de carregamento.



Figura 3.11 – Pormenores dos furos/ligação do sistema de reação

Como referido, a ligação está dimensionada de forma a suportar o esforço aplicado e a minimizar deformações futuras. Está, portanto, do lado da segurança.

### 3.2.6 Verificação das chapas de aço dos alçados frontal e posterior do tanque

Por razões de simetria, apresenta-se apenas a verificação de um dos alçados do tanque dado que, o dimensionamento de ambos é idêntico.

A chapa foi considerada, no dimensionamento, como uma laje rectangular com 1,5m x 2,3m, simplesmente apoiada em dois dos seus bordos (direção zz).

As ações a que a chapa está sujeita são as seguintes:

Pressão das terras acrescida do efeito da sobrecarga,  $V_{sd} = 25,56$  kPa e carregamento axial induzido pela pressão exercida sobre as chapas de vidro,  $H_{sd} = 12,78$  kN/m.

No dimensionamento efectuado, as ações consideradas são significativamente superiores, sendo que o  $V_{sd} = 57,52$  kPa e o  $H_{sd} = 21,75$  kN/m. A solução encontrada de forma satisfazer o critério de resistência da chapa e a garantir a existência de Estado Plano de Deformação, da forma mais económica e tendo em conta o manuseamento das chapas, foi uma chapa com uma espessura de 9 mm reforçada exteriormente por 4 perfis IPE 160 A, espaçados igualmente entre si.

No caso em estudo, verifica-se facilmente que esta solução garantia todos estes requisitos de segurança e de limitação de deformações.

Contudo, tentou-se chegar a uma solução em que fosse usado o mínimo número de perfis exteriores de reforço, uma vez que a substituição das chapas que constituem os alçados não seria viável.

Numa primeira abordagem, calculou-se a chapa sem qualquer reforço exterior:

1) Critério de resistência da chapa:

$$\sigma_{\max}^{\text{flexão}} = \frac{M}{I} \times v \quad (3.6)$$

$$\sigma_{\max}^{\text{flexão}} = \frac{\left(\frac{25,56 \cdot 2,3^2}{8}\right)}{\left(\frac{e^3}{12}\right)} \times \frac{e}{2} \leq \sigma_{Rd} = 235 \times 10^3 \text{ kPa} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow e \geq 0,021 \text{ m} \Rightarrow e = 2,1 \text{ cm} > 0,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{NÃO VERIFICA!}$$

Visto que as furações para os elementos de reforço já tinham sido efectuadas, a solução seguinte passava por aproveitar as mesmas. Assim, realizou-se o cálculo para uma solução em que seriam apenas colocados os dois elementos centrais, como na figura:

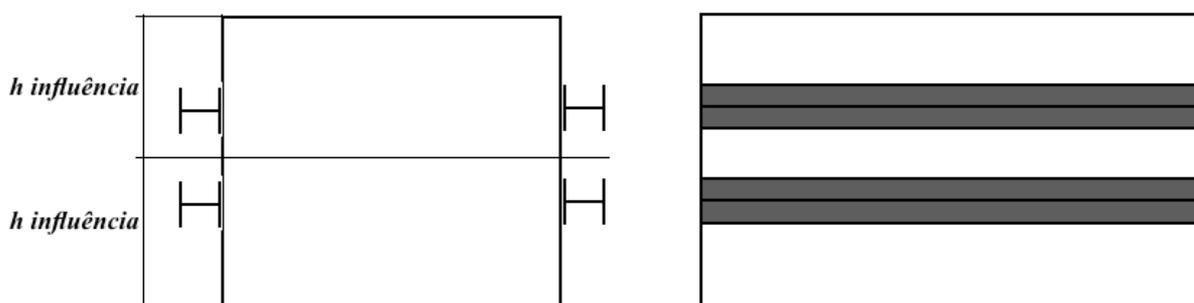


Figura 3.12 – Esquema ilustrativo da posição dos elementos de reforço

1) Critério de resistência da chapa:

$$\sigma_{\max}^{\text{flexão}} = \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_{\max}^{\text{flexão}} = \frac{\left(\frac{25,56 \times 0,75^2}{8}\right)}{\left(\frac{e^3}{12}\right)} \times \frac{e}{2} \leq \sigma_{Rd} = 235 \times 10^3 \text{ kPa} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow e \geq 0,0068 \text{ m} \cong e = 0,68 \text{ cm} < 0,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA!}$$

2) De forma a assegurar o Estado Plano de Deformação, o valor de cálculo da flecha não deve exceder os valores de referência:

A deformação de referência usada no dimensionamento foi a proposta por Walsh (1987):

$$\varepsilon = \frac{0,4 \text{ a } 0,5 \text{ mm}}{630 \text{ mm}} = 6,349 \times 10^{-4} \text{ a } 7,936 \times 10^{-4} = \frac{f_{\text{ref}}}{2300} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow f_{\text{ref}} \leq 1,46 \text{ a } 1,83 \text{ mm}$$

Assim, temos que:

$$f_d = \frac{P \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{ref} = 1,46 \text{ a } 1,83 \text{ mm} \Leftrightarrow$$
$$\Leftrightarrow \frac{25,56 \times 0,75^4}{384 \times 206 \times 10^6 \times \left(\frac{e^3}{12}\right)} \leq 1,46 \times 10^{-3} \Leftrightarrow$$
$$\Leftrightarrow e \geq 0,9 \text{ cm} = 0,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA!}$$

Concluiu-se, assim, que a solução de fixar apenas dois perfis IPE 160 A, nas posições centrais das chapas que constituem os alçados frontal e posterior do tanque, cumpre os requisitos pretendidos.

### 3.2.7 Verificação das cantoneiras de abas iguais constituintes do aro lateral do tanque

No dimensionamento destes elementos, estes foram considerados como vigas simplesmente apoiadas e sujeitas a flexão. As ações atuantes sobre eles são significativamente mais baixas que aquelas para as quais foram dimensionadas. Considerou-se, assim, satisfeita a verificação das cantoneiras de abas iguais do aro lateral do tanque.



Figura 3.13 – Topo da cantoneira de uma das extremidades em vidro

### 3.2.8 Verificação da chapa de aço da base do tanque

De forma a facilitar a eventual movimentação do tanque de ensaios, a chapa de aço da base apoia numa estrutura composta por 4 perfis HE.

Como a estrutura deste conjunto se manteve inalterada, podemos concluir que, devido à diferença das cargas atuantes nos dois casos, a base do tanque, constituída por uma chapa de aço de 10 mm de espessura assente numa estrutura de 4 perfis HE 160 A, verifica os requisitos exigidos no dimensionamento.

### **3.2.9 Verificação das ligações**

Este subcapítulo é dividido em três partes consoante o tipo de ligações existentes no tanque de ensaios. Começa-se por apresentar a verificação do dimensionamento das golas para as chapas de vidro, o qual seguiu Braz (1980). Seguem-se as ligações aparafusadas, cujo dimensionamento foi efectuado segundo o Eurocódigo 3 (1992) e as ligações por solda, dimensionadas com base no disposto nas Tabelas Técnicas (Farinha, Reis (1993)) e no Eurocódigo 3 (1992).

Como verificado anteriormente, os esforços atuantes no tanque de ensaios, devido ao carregamento, durante o ensaio PLT, são muito inferiores aqueles para os quais o tanque foi dimensionado. Considerou-se satisfatório que a verificação das ligações não fosse, por isso, efectuada, considerando, assim, que cumpriam os requisitos de segurança pretendidos.

## 4 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 Introdução

O ensaio PLT é um dos ensaios mais utilizados, *in-situ*, para estimar a capacidade resistente dos solos no suporte de fundações diretas. No caso em estudo, o ensaio foi realizado em laboratório num tanque prismático com 1,5 metros de altura, com dois alçados em aço com 2,0 metros de comprimento, e com dois topos em vidro com 1,5 metros de largura. Este tanque foi dividido em dois de forma a se dispor de 2 áreas de ensaio por cada enchimento do tanque, cada uma com 1,0x1,5 metros de superfície.

Foram realizadas três conjuntos de dois ensaios cada, o que corresponde a três enchimentos, variando entre eles o índice de compactação da areia. Foram ensaiadas areias com índices de compactação de 30/35% (areia solta), 50% (areia medianamente compacta) e 65/70% (areia compacta), sendo estes valores próximos da compactação dos provetes usados nos ensaios triaxiais realizados, conhecendo, assim, os parâmetros resistentes da areia em estudo nessas três disposições. Em cada ensaio, uma placa circular com 300 mm de diâmetro com um veio extensível, foi assente no centro geométrico da superfície ensaiada. Através do auxílio de um macaco hidráulico, foram aplicados vários níveis de carregamento no solo através dessa placa. Uma célula de carga posicionada entre o veio da placa que aplicava a carga e a viga de reação, permitiu controlar o nível de carregamento, tanto nos ciclos de carga como nos de descarga. Foram colocados defletómetros, tanto na placa circular como na superfície do terreno nas proximidades da placa. Num total de seis deflectómetros, três foram colocados na placa de forma a registar o assentamento da mesma ao longo do ensaio enquanto que os restantes foram colocados nas imediações da placa, para medir as deformações na superfície da areia. Todos estes dados eram processados por um dattalogger ou sistema de aquisição de dados e apresentados e gravados no programa LABVIEW. O final do ensaio dava-se ao atingir a rotura do solo, altura em que pequenos acréscimos de carga resultam em grandes assentamentos e o solo deixa de ter capacidade para suportar a carga aplicada.

### 4.2 Enchimento do tanque

Idealmente, para colocar a areia no tanque de forma a controlar o índice de compactação, garantindo a sua uniformidade, teria de existir um sistema de pluviação previamente concebido e adaptável às dimensões do tanque. Este sistema seria realizado de forma a que conseguisse criar um “chuveiro de areia” constante em toda a área dos provetes com

capacidade para alterar a altura de queda à medida que a areia vai subindo, de forma a esta se manter o mais constante possível, e também com capacidade de alterar a velocidade de queda para controlar o índice de compactação obtido.

Na impossibilidade de utilizar este tipo de sistema, a forma como o índice de compactação foi controlado foi escolhida de maneira a que, se conseguisse, com o equipamento existente, obter provetes com o índice de compactação pretendido e em que a sua variação em profundidade fosse mínima.

O método escolhido foi o de encher camadas de 5 ou 10 cm de areia de cada vez alisando cada uma e compactando manualmente, se necessário, antes da colocação da seguinte.



Figura 4.1 – Processo de enchimento/alisamento/compactação da areia ensaiada

Com os parâmetros obtidos aquando da caracterização da areia, juntamente com o volume de cada camada calculou-se a massa que seria necessária colocar em cada uma para obter o índice de compactação pretendido.

Quadro 4.1 – Cálculo da massa necessária em cada camada de solo para cada densidade relativa pretendida

$I_D = 30/35\%$	$m$ (g)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$I_D$ (%)
$h = 5$ cm	<b>118.000</b>	1,62	15,91	0,63	30,08
$h = 10$ cm	<b>236.000</b>	1,62	15,91	0,63	30,08

$I_D = 50\%$	$m$ (g)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$I_D$ (%)
$h = 5$ cm	<b>123.500</b>	1,70	16,65	0,55	50,76
$h = 10$ cm	<b>247.000</b>	1,70	16,65	0,55	50,76

$I_D = 65/70\%$	$m$ (g)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$I_D$ (%)
$h = 5$ cm	<b>128.000</b>	1,76	17,26	0,50	66,35
$h = 10$ cm	<b>256.000</b>	1,76	17,26	0,50	66,35

A massa de areia para cada camada foi colocada em sacos com grande capacidade que eram pesados com a ajuda de uma balança suspensa numa ponte rolante. Depois de pesados, os sacos eram içados pela ponte e vazados no tanque por uma manga colocada no fundo. Visto que a placa de aglomerado usada para dividir o tanque, não foi escolhida para desempenhar uma função estrutural, os sacos foram vazados alternando entre cada um dos provetes de forma a que o peso da areia de cada lado da placa fosse suportado pela própria areia colocada no lado oposto. Depois de alisar a areia e compactar, se necessário, de forma a controlar a altura de cada camada, o processo foi repetido até se ter, em cada um dos provetes, 1 metro de altura de areia.



Figura 4.2 – Tanque de ensaios com o enchimento completo

### 4.3 Colocação do equipamento de ensaio

Com a areia devidamente alisada, a placa com veio extensível foi colocada no centro da superfície do provete ensaiado com a ajuda da ponte rolante. Foi feita a ligação dos cabos do macaco hidráulico à placa.



Figura 4.3 – Viga de reação, placa com veio extensível e macaco hidráulico na sua posição em um dos ensaios

Depois de nivelada a placa, aparafusou-se a viga de reação na respectiva posição e colocou-se a célula de carga, entre a viga e o veio extensível. De seguida, colocaram-se placas metálicas, com um prego de pequenas dimensões na superfície inferior de forma a que as mesmas não deslizassem sobre a areia. Foram usadas três placas, duas de um dos lados da placa, a 5 e 15 cm da mesma, e uma do outro lado, a 5 cm da placa para registar o deslocamento vertical na superfície da areia.

Para além dos três deflectómetros colocados na superfície da areia, foram colocados mais três em suportes acoplados à placa para medir o assentamento da mesma. Devido às possíveis deformações das paredes do tanque e da viga de reação, induzidas pelo sistema de carregamento, as bases dos deflectómetros foram colocadas em dois IPE 160 A, colocados ao longo do tanque, numa posição que possibilitasse a fixação de todos os suportes nas suas posições.



Figura 4.4 – Equipamento de ensaio na sua posição inicial

Com todo o equipamento de aquisição de dados montado no exterior do tanque, todas as ligações dos deflectómetros e da célula de carga foram efectuadas, finalizando assim o processo de preparação do ensaio e possibilitando a realização do mesmo.

#### 4.4 Aplicação do carregamento

O procedimento de ensaio escolhido teve em conta, não só as normas referidas anteriormente para o ensaio de carga em placa mas também, o tempo e exequibilidade do ensaio e o equipamento de aplicação de carga existente.

No Quadro 4.2 são apresentados os ciclos de carga e descarga usados durante a realização do ensaio. Cada um destes ciclos teve a duração de *5 minutos*.

Quadro 4.2 – Ciclos de carga/descarga utilizados no carregamento do solo

	Ciclo	Carga (kN)
	0	0
Carga	1	1
Carga	2	2
Carga	3	3
Carga	4	4
Descarga	5	2
Descarga	6	0
Carga	7	1
Carga	8	2
Carga	9	3
Carga	10	4
Carga	11	5
Carga	12	6
Carga	13	7
Carga	...	
	X	<i>Rotura!</i>

Este procedimento foi seguido em todos os ensaios da forma mais rigorosa possível, tendo em conta que o equipamento de aplicação de carga não tinha capacidade de manter o nível de carregamento perfeitamente constante durante a duração dos ciclos.

Os ensaios foram interrompidos quando, para pequenos incrementos de carga, se verificaram grandes assentamentos. Esta característica significa que a carga aplicada ultrapassou a capacidade de carga do solo para aquela fundação.

## 5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

### 5.1 Resultados dos ensaios

Neste estudo foram efectuadas três conjuntos, de dois ensaios cada, variando o índice de compacidade da areia nos provetes entre eles. Os dois primeiros ensaios foram realizados com um índice de compacidade de 30 a 35 %, no segundo conjunto tinha cerca de 50 % e, nos dois últimos, entre 65 a 70 %.

O programa usado para a leitura e gravação dos dados registados, LABVIEW, possibilitou a obtenção dos mesmos de forma simples e organizada, facilitando assim o seu tratamento. Depois de tratados, os dados são aqui expostos e interpretados para que possam ser comparados posteriormente com a previsão obtida através da teoria da plasticidade e do método dos elementos finitos.

O critério utilizado para determinar a capacidade de carga da placa foi um dos tipicamente usados neste tipo de ensaios. A tensão última do solo é atingida assim que a carga atuante provocar um assentamento de 10% do valor do diâmetro da placa. Assim, tendo a placa um diâmetro de 300 mm,  $q_{ult}$  é tensão a que corresponde um assentamento de 30 mm.

#### 5.1.1 Ensaios nº 1 e nº 2 - ID = 30/35 %

As curvas da Figura 5.1 apresentam os resultados do primeiro conjunto de ensaios efetuados, numa areia com um índice de compacidade de 30/35%. Representam o assentamento da placa ensaiada à medida que a tensão atuante aumenta. Apresentam-se, tanto os resultados diretamente fornecidos pelo equipamento de medição, como as curvas aproximadas. A curva representativa do ensaio 1 (q-s (1)) foi conseguida através de uma aproximação polinomial de grau 6, enquanto que a curva do ensaio 2 (q-s (2)) foi obtida por uma aproximação polinomial de grau 5. A Figura 5.2 representa a variação do assentamento da placa ao longo do ensaio.

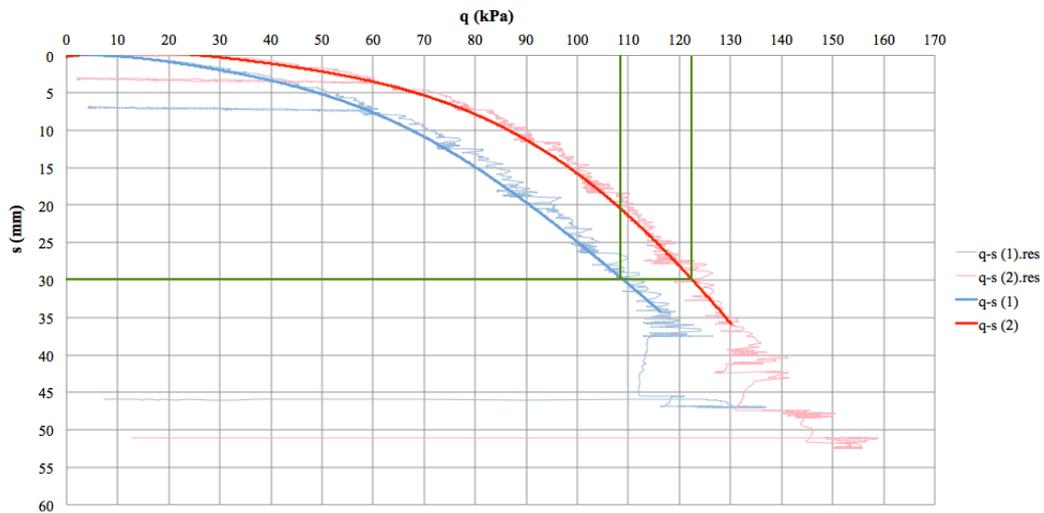


Figura 5.1 – Curvas tensão-assentamento para um índice de compactação de 30/35%

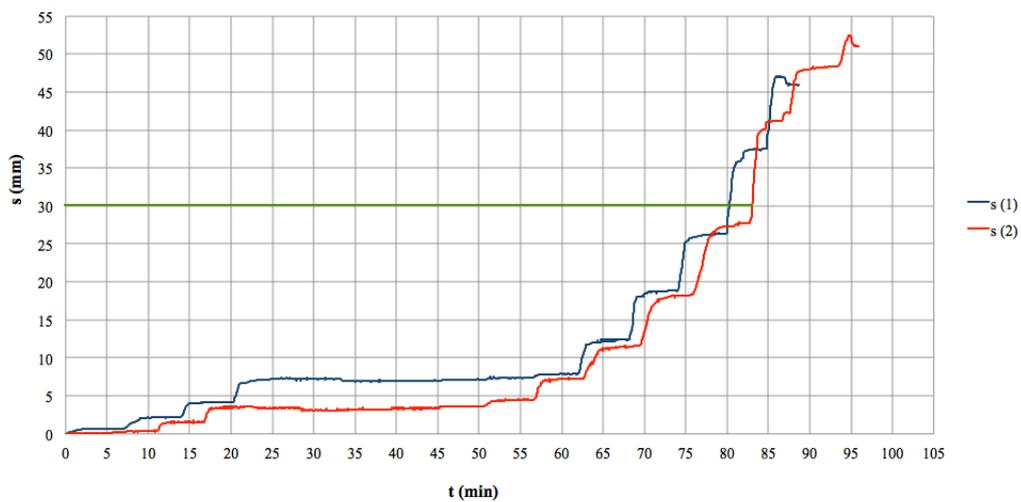


Figura 5.2 – Assentamento da placa para um índice de compactação de 30/35%

A rotura foi atingida para valores de  $q_{ult}$  de 109 e 122,5 kPa, para o primeiro e segundo ensaios, respectivamente. Através Figura 5.2, a evolução dos assentamentos ao longo do ensaio e dos vários ciclos de carga, conclui-se que os ensaios tiveram uma duração, até atingir o assentamento máximo de 30 mm, de 80 a 85 minutos.

### 5.1.2 Ensaios nº 3 e nº 4 - ID = 50 %

As curvas da Figura 5.3 apresentam os resultados do segundo conjunto de ensaios, numa areia com um índice de compactação de 50%. Representam o assentamento da placa ensaiada à medida que a tensão atuante aumenta. Apresentam-se, tanto os resultados diretamente fornecidos pelo equipamento de medição, como as curvas aproximadas. A curva representativa do ensaio 3 (q-s (3)) foi conseguida através de uma aproximação polinomial de grau 5, enquanto que a curva do ensaio 4 (q-s (4)) foi obtida por uma aproximação polinomial de grau 6. A Figura 5.2 representa a variação do assentamento da placa ao longo do ensaio.

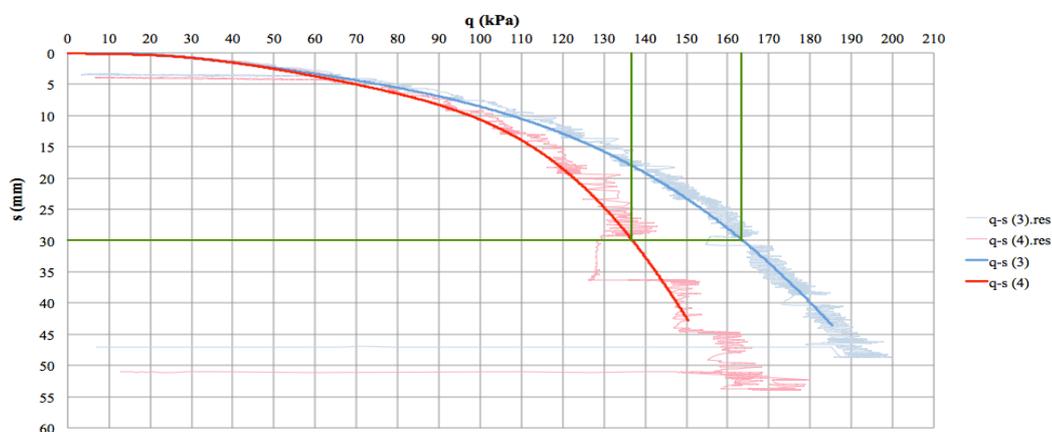


Figura 5.3 – Curvas tensão-assentamento para um índice de compactação de 50%

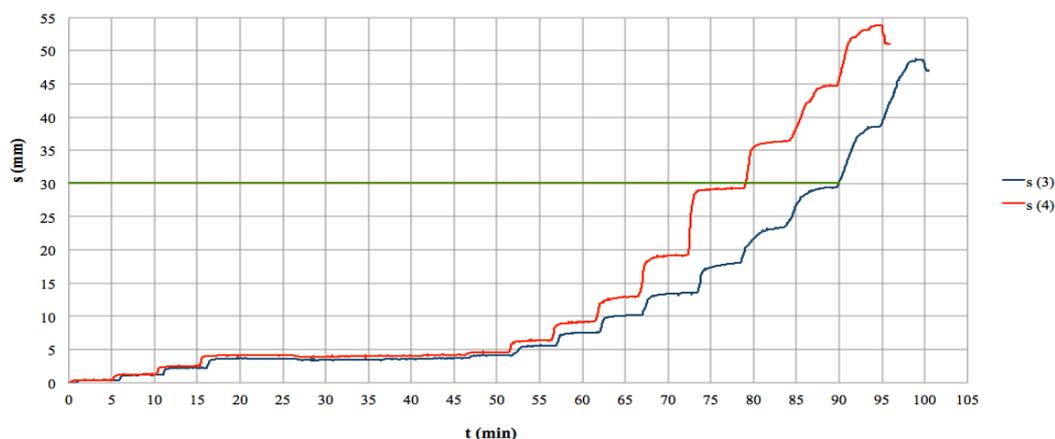


Figura 5.4 – Assentamento da placa para um índice de compactação de 50%

A rotura foi atingida para valores de  $q_{ult}$  de 162,5 e 137,5 kPa, para o terceiro e quarto ensaios, respectivamente. Estes valores são ligeiramente superiores aos atingidos nos ensaios anteriores, embora a diferença não seja assim tão significativa. Na Figura 5.4 verifica-se que os ensaios tiveram uma duração, até atingir o assentamento máximo de 30 mm, de 80 a 90 minutos, também valores semelhantes aos de 30/35% de densidade.

### 5.1.3 Ensaios nº 5 e nº 6 - ID = 65/70 %

As curvas da Figura 5.5 apresentam os resultados do segundo conjunto de ensaios, numa areia com um índice de compacidade de 65/70%. Representam o assentamento da placa ensaiada à medida que a tensão atuante aumenta. Apresentam-se, tanto os resultados diretamente fornecidos pelo equipamento de medição, como as curvas aproximadas. A curva representativa do ensaio 5 (q-s (5)) foi conseguida através de uma aproximação polinomial de grau 6, enquanto que a curva do ensaio 6 (q-s (6)) foi obtida por uma aproximação polinomial de grau 5. A Figura 5.2 representa a variação do assentamento da placa ao longo do ensaio.

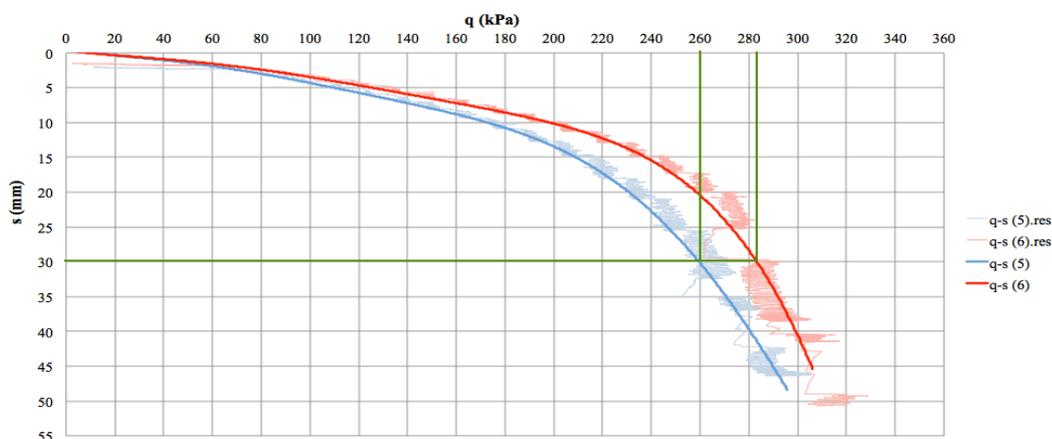


Figura 5.5 – Curvas tensão-assentamento para um índice de compacidade de 65/70%

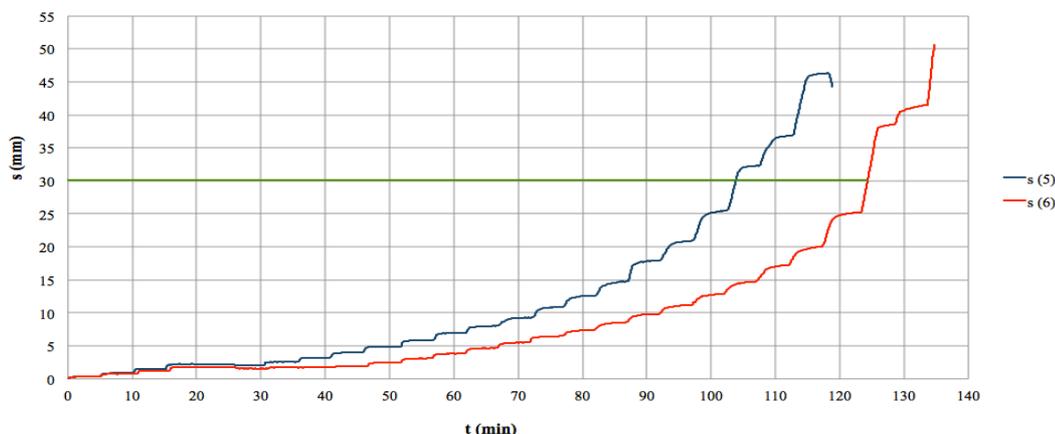


Figura 5.6 – Assentamento da placa para um índice de compactidade de 65/70%

Na Figura 5.5, observam-se os valores de  $q_{ult}$  obtidos para um índice de compactidade de 65/70%, que foram de 260 e 282 kPa, para o quinto e sexto ensaios, respectivamente. A diferença entre estes valores e os anteriores já foi algo significativa. Na Figura 5.6 verifica-se que a rotura foi atingida quando estavam passados entre 100 a 130 minutos.

#### 5.1.4 Deformações na superfície da areia

Os deslocamentos verticais na superfície da areia foram registados em 3 pontos na periferia da placa, através de deflectómetros colocados nas posições indicadas na Figura 5.7.

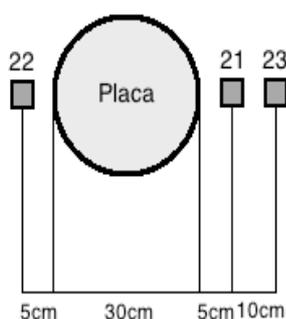


Figura 5.7 – Esquema em planta da localização das placas na periferia da placa ensaiada

Na figura 5.8, está representada a média dos deslocamentos em cada deflectómetro, para os 3 índices de compactidade ensaiados, ao longo dos ensaios.

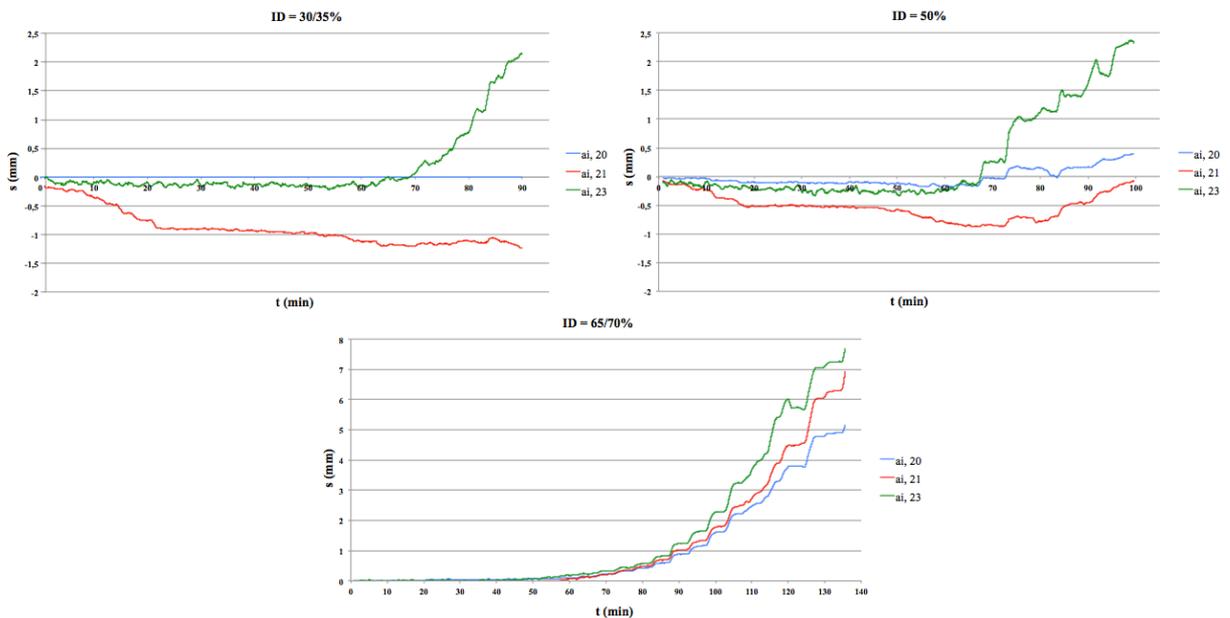


Figura 5.8 – Deslocamento vertical à superfície para os 3 índices de compactidade

A Figura 5.9 representa a média dos deslocamentos registados pelos 3 deflectómetros para cada índice de compactidade ensaiado.

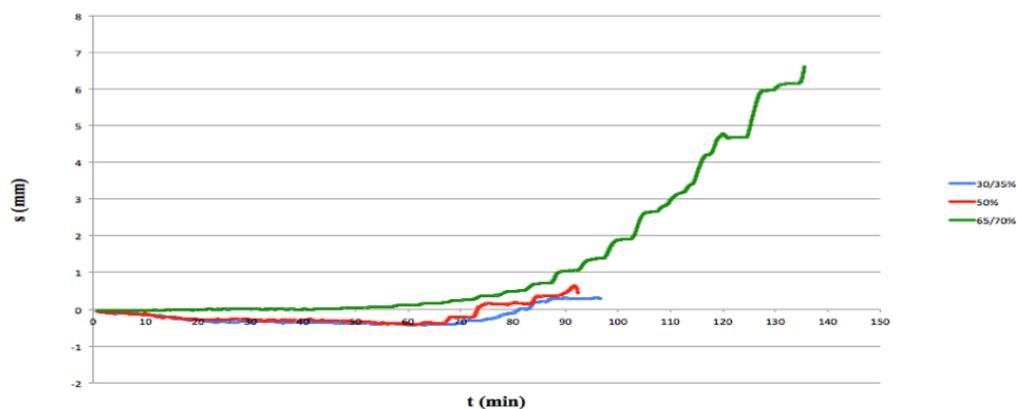


Figura 5.9 – Assentamentos na periferia da placa

Observando as figuras anteriores, denota-se que, enquanto que nos casos da areia solta e medianamente compacta, a deformação observada tem muito pouco peso, na areia com maior índice de compactidade, verificou-se um empolamento algo significativo do solo na superfície localizada na periferia da placa.

## 5.2 Módulo de deformabilidade, $E_s$ e coeficiente de reação do solo, $k_s$

Calculou-se, ainda, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de reação do solo pelo método exposto em 2.4.3, considerando a tensão admissível e o seu assentamento correspondente.

O cálculo da tensão admissível foi efectuado a partir do método do Coeficiente Global de Segurança, como exposto em 2.4.3. O Factor de Segurança foi escolhido a partir do Quadro 2.4, considerando uma classe C e uma caracterização completa do solo.

A placa tem um diâmetro de  $0,3m$ , a altura de areia é de  $1m$  e o Factor de Segurança utilizado é  $2,0$ .

Quadro 5.1 – Cálculo de  $E_s$  e  $k_s$

$I_D$ (%)	Ensaio	$q_{ult}$ (kPa)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$v$	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$s_{adm}$ (mm)	$E_s$ (kPa)	$K_s$ (kPa/mm)
30/35%	1	109	16	0,3	54,50	5,5	2.125	9,91
	2	123			61,25	4,0	3.283	15,31
50%	3	163	16,5	0,25	81,25	5,5	3.263	14,77
	4	138			68,75	5,0	3.037	13,75
65/70%	5	260	17	0,2	130,00	6,0	4.901	21,67
	6	282			141,00	6,0	5.316	23,50

## 5.3 Comparação dos resultados com análise paramétrica (T. Plasticidade, previsão de assentamentos e MEF)

### 5.3.1 Teoria da Plasticidade

Através da teoria da plasticidade aplicada ao dimensionamento de fundações superficiais, 2.2.2, calculou-se o valor da capacidade de carga esperada para a placa ensaiada. No Quadro 5.2 são apresentados os valores dos parâmetros resistentes da areia ensaiada, determinados por Ferreira (2014), através de ensaios triaxiais.

Quadro 5.2 – Parâmetros resistentes da areia

$I_D$ (%)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
30-35%	16	38	0
50%	16,5	42	0
65-70%	17	46	0

Através das fórmulas apresentadas em 2.2.2, obtiveram-se os resultados para os factores de capacidade de carga e calcularam-se os factores de correção da expressão geral da capacidade de carga. Apenas se apresentam os factores de correção da parcela que contempla o peso volumico do solo pois as duas outras parcelas são nulas visto que, a sapata está localizada à superfície do solo e a coesão do mesmo é nula. Ainda, os factores relativos à geometria da fundação e à altura de areia são os únicos apresentados pois, são os únicos aplicáveis ao o caso em estudo.

Quadro 5.3 – Factores de capacidade de carga

<b>I<sub>D</sub> (%)</b>	<b>N<sub>q</sub></b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>γ</sub></b>
<b>30-35%</b>	48,93	61,35	75,68
<b>50%</b>	85,37	93,71	152,84
<b>65-70%</b>	158,50	152,10	327,23

Quadro 5.4 – Factores de correção

<b>I<sub>D</sub> (%)</b>	<b>s<sub>γ</sub></b>	<b>f<sub>γ</sub></b>
<b>30-35%</b>	0,7	1
<b>50%</b>	0,7	1
<b>65-70%</b>	0,7	1

Por fim, calculou-se a capacidade de carga da placa prevista para cada densidade ensaiada. Calculou-se, ainda, a carga na rotura multiplicando o valor da tensão última obtida pela área da placa.

Quadro 5.5 – Tensão última (q<sub>ult</sub> - tensão na rotura) e Carga na rotura (Q<sub>ult</sub>)

<b>I<sub>D</sub> (%)</b>	<b>q<sub>ult</sub> (kPa)</b>	<b>Q<sub>ult</sub> (kN)</b>
<b>30-35%</b>	127	9
<b>50%</b>	265	19
<b>65-70%</b>	584	41

De forma a ter em conta a deformabilidade do solo e, visto que a equação geral corresponde à situação em que a rotura é generalizada, foi necessário aferir a influência do índice de rigidez no modo de rotura do solo, explicada em 2.2.2.

### Correção de Vesic

Efetuiu-se o cálculo do índice de rigidez, através das expressões expostas em 2.2.2, para cada densidade, utilizando os parâmetros da areia e da fundação, e apresentam-se os valores obtidos na tabela seguinte. Para este efeito, foi usado o  $E_{50}$ , módulo de deformabilidade correspondente a 50% de  $q_{ult}$ , obtido através de ensaios triaxiais, por ser o que melhor se aproxima do caso em estudo.

Quadro 5.6 – Parâmetros relevantes e cálculo do índice de rigidez

$I_D$ (%)	$E_{50}$ (kPa)	$\nu$	$G$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$q$ (kPa)	$I_r$
30-35%	15.000	0,3	5.769	38	16	2,4	<b>3.077</b>
50%	20.000	0,25	8.000	42	16,5	2,48	<b>3.590</b>
65-70%	25.000	0,2	10.416	46	17	2,55	<b>3.945</b>

De seguida, calculou-se o valor crítico do índice de rigidez e o valor do índice de rigidez reduzido, de forma a compará-los e a verificar se a expressão geral necessita de ser corrigida para alguma das densidades ensaiadas. Os valores da extensão volumétrica,  $\Delta$ , considerados, foram obtidos a partir de ensaios triaxiais efectuados sobre a mesma areia para a tensão de confinamento de 50 kPa por ser, das 3 testadas (50, 100 e 200 kPa), a que mais se aproximava do caso da areia no tanque que ensaios, embora ainda muito superior.

Quadro 5.7 – Índice de rigidez crítico e índice de rigidez reduzido

$I_D$ (%)	$I_{rc}$	$\Delta$	$I_{rr}$	$I_{rr} < I_{rc} ?$
30-35%	172,47	0,003	300,75	<b>NÃO</b>
50%	301,29	0,0025	359,90	<b>NÃO</b>
65-70%	578,74	0,002	443,76	<b>SIM</b>

Como se pode verificar na tabela anterior, para  $ID = 30/35\%$  e  $ID = 50\%$ , não foi necessário efetuar a correção de Vesic logo, a rotura prevista através destes parâmetros é generalizada. Contudo, para o outro caso, foi necessário calcular os factores corretivos de forma a corrigir a equação geral da capacidade de carga e obter a previsão final da tensão última.

Quadro 5.8 – Coeficientes corretivos, tensão última e carga na rotura

$I_D$ (%)	$\zeta_{gr} = \zeta_{yr}$	$\zeta_{cr} (\phi > 0)$	$q_{ult}$ (kPa)	$Q_{ult}$ (kN)
30-35%	-	-	127	9
50%	-	-	265	19
65-70%	0,86	0,86	504	36

Assim, finalmente se obteve o valor da previsão da capacidade de carga da placa através da teoria da plasticidade.

Quadro 5.9 – Tabela comparativa dos resultados obtidos em termos de  $q_{ult}$  com o ensaio e com a teoria da plasticidade

$I_D$ (%)	Ensaio $q_{ult}$ (kPa)		T. Plasticidade $q_{ult}$ (kPa)
30/35%	109	116	127
	123		
50%	163	151	265
	138		
65/70%	260	271	504
	282		

Apesar da aproximação entre o previsto e o que foi obtido nos ensaios para a areia mais solta, para as densidades superiores, o erro entre ambas foi superior.

### 5.3.2 Correção do tipo de Rotura e do valor de $q_{ult}$

No cálculo da previsão da capacidade de carga, o tipo de rotura previsto pela correção de *Vesic* que tem em conta o índice de rigidez do solo, foi generalizada para as duas densidades mais baixas e localizada ou por punçoamento para a mais densa. Contudo, depois do cálculo do módulo de deformabilidade obtido através dos ensaios, foram recalculados estes parâmetros, utilizando, desta feita, os valores típicos para a extensão volumétrica para a areia solta, Quadro 2.1, e considerando um decréscimo desse parâmetro para os índices de compacidade mais altos, visto que, as deformações são menores nos solos mais densos.

Quadro 5.10 – Tipo de rotura observado nos ensaios realizados em laboratório.

Tipo de Rotura									
$I_D$ (%)	$E_s$ (kPa)	$\phi'(^{\circ})$	$N_c$	$I_r$	$I_{rc}$	$\Delta$	$I_{rr}$	$I_{rr} < I_{rc}?$	Rotura
30-35%	2.704	38	61,33	554,63	172,47	0,005	146,99	SIM	Por punçoamento
50%	3.150	42	93,71	565,45	301,29	0,003	209,71	SIM	Por punçoamento
65-70%	5.108	46	152,10	806,04	578,74	0,001	446,30	SIM	Por punçoamento

Verifica-se, através do Quadro 5.10, que o tipo de rotura que existiu em todos os ensaios foi rotura por punçoamento.

Através destes parâmetros, foram calculados os fatores dependentes do índice de rigidez e, conseqüentemente, o valor do  $q_{ult}$  corrigido. O Quadro 5.11 apresenta estes resultados.

Quadro 5.11 – Valor de  $q_{ult}$  após correção

$q_{ult}$ corrigido			
$I_D$ (%)	$\zeta_{qr} = \zeta_{yr}$	$\zeta_{cr} (\phi > 0)$	$q_{ult}$ (kPa)
30-35%	0,92	0,92	107
50%	0,82	0,82	124
65-70%	0,87	0,86	234

Como se pode observar aquando da comparação dos Quadros 5.9 e 5.11, a correção de Vesic, que tem em consideração o índice de rigidez do solo e a sua contribuição para a capacidade de carga, verificou-se uma diminuição, ainda que pequena, do valor de  $q_{ult}$ .

### 5.3.3 Previsão de assentamentos

Como exposto em 2.3, estimaram-se os assentamentos para cada índice de compacidade ensaiado. Esta previsão foi efectuada através da teoria da elasticidade, tendo em conta a carga

última prevista pela teoria da plasticidade e os parâmetros do solo ensaiado. Os resultados são apresentados no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Assentamentos previstos pela Teoria da Elasticidade

$I_D$ (%)	$\nu$	$E_{50}$ (kPa)	$Q_{ult}$ (KN)	$q_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta h_i$ (m)
30/35%	0,3	15.000	9	127	1,83E-03
50%	0,25	20.000	19	265	2,94E-03
65/70%	0,2	25.000	36	504	4,58E-03

Nas Figuras 5.10,5.11 e 5.12, representa-se graficamente a comparação da recta bilinear resultante desta estimativa e as curvas obtidas nos ensaios.

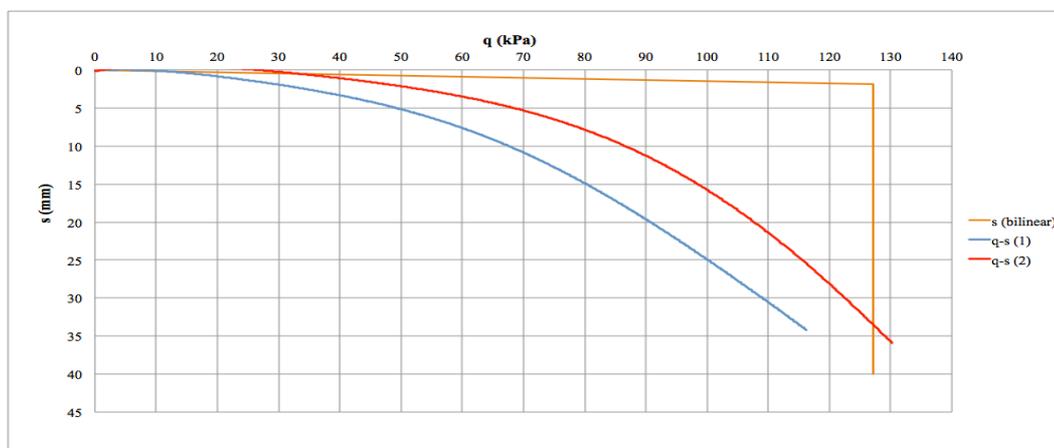


Figura 5.10 – Comparação da previsão de assentamentos com os resultados obtidos para a densidade de 30/35%

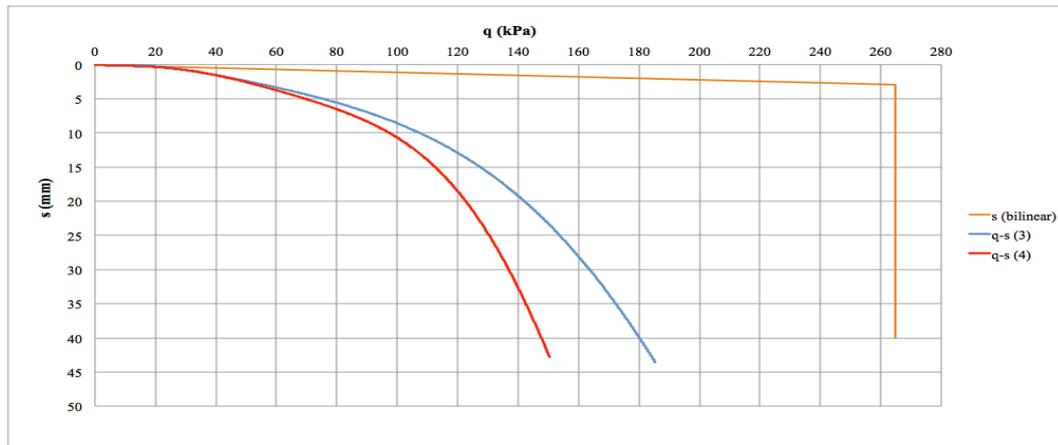


Figura 5.11 – Comparação da previsão de assentamentos com os resultados obtidos para a densidade de 50%

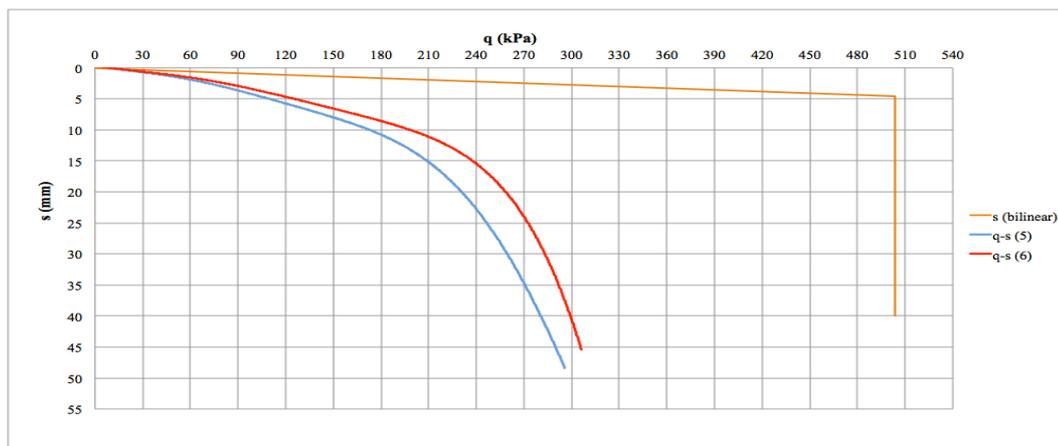


Figura 5.12 – Comparação da previsão de assentamentos com os resultados obtidos para a densidade de 65/70%

A diferença entre as curvas e esta previsão, que não considera vários fatores e características existentes nos processos de ensaio, como os ciclos de carga e descarga a que o solo está sujeito, nem o comportamento real do solo, torna-se mais significativa quanto mais densa a areia. De sublinhar que, a teoria da elasticidade para a previsão de assentamentos em fundações superficiais, considera que a tensão aplicada ao terreno não varia. Ainda, o nível de tensão para o qual foram estimados os assentamentos é muito superior ao observado nos ensaios, para os índices de compactação mais elevados. A característica mais evidente desta

comparação, é a perda de rigidez, e consequente aumento dos assentamentos, observada nos ensaios, relativamente à previsão elástica. Esta diferença vem, mais uma vez, da consideração do  $E_{50}$ , visto anteriormente que não é adequado para a caracterização do comportamento da areia no ensaio realizado.

#### 5.3.4 MEF – Método dos Elementos Finitos

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados obtidos no ensaio, quando comparados com a previsão numérica realizada através do método dos elementos finitos, com o programa Plaxis efectuada por Ferreira (2014). Apenas foram efectuadas as previsões do comportamento do solo para o solo mais solto ( $I_D = 30/35\%$ ) e para o mais compacto ( $I_D = 65/70\%$ ), pelo que apenas se faz a análise para estas duas situações.

Na modelação numérica, realizada em outros estudos realizados sobre este tema, foram usados 2 modelos reológicos de simulação do comportamento do solo, o modelo *Mohr-Coulomb* e o modelo *Hardening Soil*. Ambos são modelos elasto-plásticos. O primeiro considera um comportamento elástico perfeitamente plástico e permite o cálculo rápido e simples das condições do solo. O segundo é um modelo avançado e reproduz o comportamento não linear dos solos que quando sujeitos a carregamento demonstram redução da rigidez ao mesmo tempo que se formam deformações irreversíveis.

As curvas representadas nas Figuras 5.11 e 5.12, que não as obtidas nos ensaios (q-s (1) e q-s (2)), usam diferentes condições de atrito entre o solo e a fronteira rígida, considerando três hipóteses. As condições impostas passaram por considerar o factor de redução da resistência devido ao atrito entre o solo e a parede rígida,  $r = 1,0$  para um dos casos,  $r = 0,5$  em outro e, finalmente,  $r = 0,01$ , de forma a simular uma parede lisa. Estas condições foram usadas para ambos os modelos reológicos. É, também, comparado o uso do  $E_{50}$  e do  $E_{80}$  para cada um dos casos anteriores.

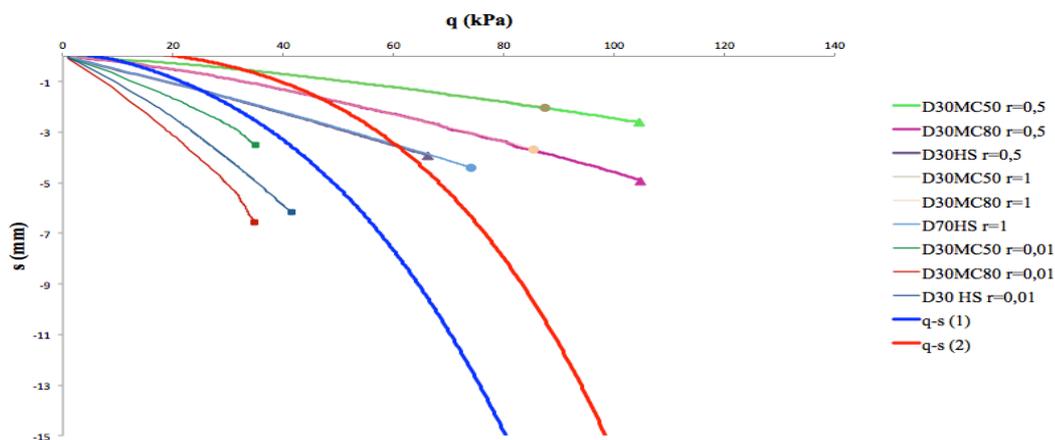


Figura 5.13 – Comparação entre as curvas obtidas no ensaio e através do Método dos Elementos Finitos para  $I_D = 30/35\%$

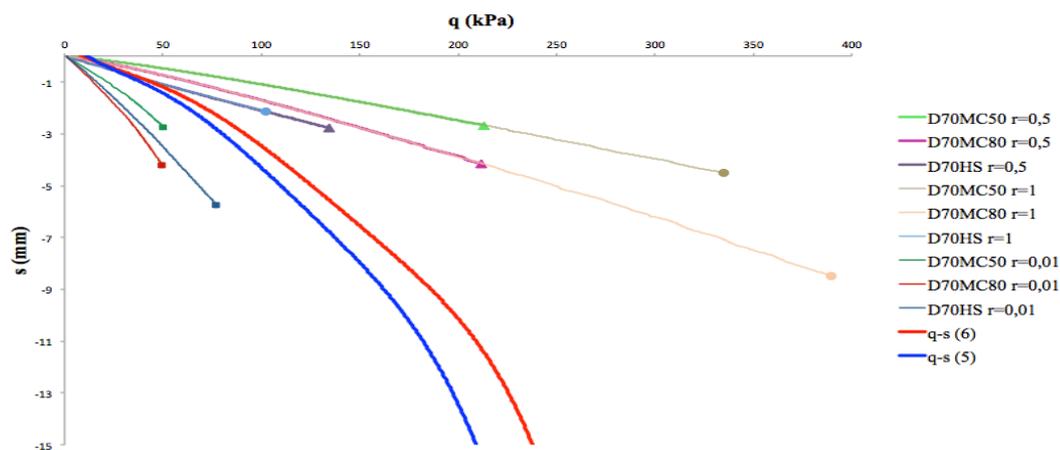


Figura 5.14 – Comparação entre as curvas obtidas no ensaio e através do Método dos Elementos Finitos para  $I_D = 65/70\%$

As curvas sobrepostas às referentes aos ensaios, para ambos os índices de compactação, denotam que houve uma perda de rigidez muito mais acentuada nos ensaios do que na previsão pelo MEF, cuja diferença é superior na areia mais densa, excepto para o modelo em que  $r = 0,01$ . Os assentamentos previstos pelos modelos foram bastante inferiores aos observados nos ensaios, enquanto que a capacidade de carga varia com as características do modelo.

## 6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

Com este trabalho foi possível concluir que, quanto maior o índice de compacidade, maior foi a capacidade de carga da placa. Quanto mais compacta a areia, menores foram as deformações observadas para o mesmo nível de tensão, sendo atingida a rotura mais tarde. O aumento da capacidade de carga entre a areia com  $I_D = 50\%$  e com  $I_D = 65/70\%$ , foi muito superior do que o verificado entre a areia com  $I_D = 30/35\%$  e com  $I_D = 50\%$ , apesar da diferença de densidades ser a mesma, isto é, a capacidade de carga não aumentou de forma linear com o aumento do índice de compacidade.

Ainda foi observado, quanto às deformações à superfície, na periferia da placa, que estas se tornaram significativas, apenas para o caso da areia mais densa. O empolamento que se desenvolveu nesta zona devido ao carregamento atingiu cerca de 25% do assentamento da placa na rotura. Com o aumento da densidade, maior foi a deformação registada à superfície do terreno na zona periférica à placa, consistente com a rotura por punçoamento observada.

O tipo de rotura observado nos ensaios, contraria a previsão da teoria da plasticidade mas, é coerente com Vesic (1963), visto que a placa ensaiada se encontrava à superfície. Os módulos de deformabilidade obtidos em ensaios triaxiais não se revelaram nada aproximados aos obtidos das curvas do ensaio e daí a disparidade. Concluiu-se, assim, que os módulos de deformabilidade e a respectiva extensão volumétrica obtida a partir de ensaios triaxiais realizados sobre a areia, não foram representativos o suficiente para serem usados na previsão do tipo de rotura neste tipo de ensaio. Este facto pode ter a ver com o facto de o volume dos provetes usados para os ensaios triaxiais e o volume de solo ensaiado no tanque serem muito distintos. Ainda, outro aspecto importante, foi o de que, a tensão de confinamento nos provetes dos ensaios triaxiais era bastante mais elevada do que nos ensaios logo, as deformações foram muito mais pequenas e, por isso, o módulo de deformabilidade obtido foi muito superior.

Com o aumento do índice de compacidade, concluiu-se ainda que, existe um erro superior entre o observado nos ensaios e a previsão para a capacidade de carga através da teoria da plasticidade. O facto de as hipóteses consideradas nesta teoria não traduzirem o verdadeiro comportamento do solo, o uso dos módulos de deformabilidade e extensões volumétricas menos adequados do que o desejável, como se concluiu anteriormente, assim como o uso nos

ensaios de um sistema de aplicação de carga pouco rigoroso (não se revelou eficaz na definição da carga em cada ciclo, assim como em mantê-la constante nos mesmos), tudo contribuiu para esta discrepância dos resultados obtidos.

Na comparação entre as curvas dos ensaios e as obtidas na modelação numérica do tanque de ensaios, as diferenças variam dependendo do modelo usado na simulação com o MEF. Para a densidade mais baixa, os modelos mais aproximados a prever a capacidade de carga foram o “D30 MC50  $r = 0,5$ ” e o “D30 MC80  $r = 0,5$ ”, que usaram o modelo *Mohr-Coulomb*, variando os módulos de deformabilidade entre  $E_{50}$  e  $E_{80}$  e com coeficiente de redução da resistência devido à interface de 0,5, ainda que os assentamentos previstos tenham sido muito inferiores aos observados nos ensaios. Para a densidade mais alta, os mesmos dois modelos foram os mais próximos na previsão da capacidade de carga, o “D70 MC50  $r = 0,5$ ” e o “D70 MC80  $r = 0,5$ ”, contudo, a diferença entre os assentamentos previstos e os observados experimentalmente, foi também elevada para este caso. Quanto à perda de rigidez do solo durante o carregamento, os modelos que melhor caracterizaram o andamento das curvas obtidas foram os 3 modelos que consideraram  $r = 0,01$ , isto é, que consideraram que o atrito entre a parede e o solo era praticamente nulo, apesar da perda inicial de rigidez ser bastante superior para a modelação numérica. No dimensionamento de fundações superficiais, os assentamentos são uma característica tão, ou mais importante, como a sua capacidade de carga logo, conclui-se que os modelos numéricos e/ou os parâmetros resistentes do solo utilizados na modelação deste ensaio, não se revelaram fiáveis na previsão do comportamento da areia.

Relativamente às dimensões do tanque serem suficientes para que o efeito fronteira não se fizesse sentir concluiu-se que, para o diâmetro da placa ensaiada, as dimensões do tanque são adequadas à realização do ensaio sem que a distância das paredes do tanque influencie os resultados de maneira significativa. Apesar da distância não cumprir o critério definido por Prandtl (1920) e Terzaghi (1943), a extensão dos deslocamentos verticais à superfície não se verificou para além das placas colocadas para a sua medição, estando estas a 150 mm, no máximo, da placa. Assim como tinha sido observado por Cerato e Lutenegger (2007), o estado de tensão do solo não foi afectado pela distância da placa à parede do tanque.

Quanto à viabilidade da realização de ensaios PLT em modelos à escala reduzida no Laboratório de Geotecnia do DEC – FCTUC, esta prende-se com a disponibilidade de mão de obra, do equipamento laboratorial pesado (ponte rolante, balança, etc.), do equipamento de

aplicação de carga (macaco hidráulico e placa) e da existência de solo para ser testado. A sua utilidade enquanto ferramenta de estudo do comportamento de fundações superficiais em solo arenosos já se encontrou presente neste estudo, porém, pode ser sempre aprofundada e melhorada com algumas afinações de métodos usados e melhoria de condições de ensaio. A realização deste tipo de ensaios, com diferentes pontos de foco entre cada um pode ajudar a melhorar o conhecimento acerca da interação solo-estrutura no caso de fundações superficiais. Apesar de trabalhoso, este ensaio revelou-se útil e é, perfeitamente viável a sua exploração enquanto ferramenta de estudo para a melhoria dos conhecimentos dos fenómenos de interação solo-estrutura, em fundações superficiais assentes em solos arenosos.

## 6.2 Trabalhos futuros

Como apresentado neste trabalho, o ensaio desenvolvido, apesar de útil, necessita de algumas melhorias em variados aspectos. Relativamente à fase de preparação de amostras, é importante desenvolver um sistema de pluviação do tipo chuveiro de areia, com controlo de altura e velocidade de queda, com as dimensões dos provetes do tanque de ensaios, para que a densidade da areia seja controlada de forma mais rigorosa e a disposição das partículas seja o mais homogénea possível em toda a altura de solo ensaiada.

De forma a aumentar o âmbito de estudo do ensaio, deverá ser efetuado o mesmo tipo de ensaios variando, contudo, não só o índice de compacidade do solo mas, também, a forma e as dimensões da placa ensaiada de forma a compreender a influência dessas características nos resultados obtidos. Também poderá ser importante, adaptar o ensaio de maneira a possibilitar a introdução do confinamento do solo abaixo da base da sapata, utilizando placas metálicas finas a servir de saia para a placa. É previsível que se atinjam valores de  $q_{ult}$  superiores neste caso.

Assim, e porque este é um trabalho demorado, ao longo da sua utilização, deverão ser desenvolvidas todas as características do tanque e do procedimento que possibilitem completar ao máximo as potencialidades deste tipo de ensaios, controlando melhor as suas condições iniciais e, sendo possível, utilizando um equipamento de aplicação de carga muito mais rigoroso, como um actuador fixo na viga de reação pois, isso é essencial para os resultados serem mais facilmente interpretados, assim como mais fiáveis.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

*Bearing Capacity - Shallow and Deep Foundations.* (2010) University of Bolton, Geotechnics, Manchester.

Atkinson, J. (1993). *An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations.* Londres: McGraw-Hill.

Barata, F. E. (1984). Uma Introdução ao Projeto de Fundações. *Livros Técnicos e Científicos* .

Braz, A. (1980). *Tecnologia da Aplicação de chapa de Vidro em Edifícios.* Lisboa: LNEC.

Cerato, A., & Lutenecker, A. (2007). Scale effects of Shallow Foundations Bearing Capacity on Granular Material. *Journall of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*

Constâncio, L. A. (2010). *Capacidade de Carga de um Modelo de Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofô com Reforço de Geotêxtil.* Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas.

Correia, A. A. (2004). *Tanque de Ensaio.* Universidade de Coimbra, DEC-FCTUC, Coimbra.

Das, B. (2007). *Principles of Foundation Engineering (6th. edition).* Cengage Publisher.

Das, B. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering.* Cengage Learning.

De Beer, E. E., & Vesic, A. S. *Etude Expérimentale de la Capacité Portante du Sable Sous de Fondations Directes Établies en Surface* (Vol. 59). Annales des Travaux Publics de Belgique.

Donato, M. (2007). *Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno.* PPGEC, Porto Alegre.

Farinha, J. S., & Reis, A. C. (1993). *Tabelas Técnicas*. P.O.B.

Fernandes, M. d. (2006). *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP Edições.

Ferreira, C. (2014). *Modelação Numérica de Ensaios de Carga em Placa em Modelos à Escala Reduzida*. Universidade de Coimbra, DEC-FCTUC.

Girardello, V. (2010). *Ensaios de Placa em Areia Não Saturada Reforçada com Fibras*. PPGEC, Porto Alegre.

Gupta, R., & Trivedi, A. (2009). Bearing Capacity and Settlement of Footing Resting on Confined Loose Silty Sands. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, XIV.

Hansen, J. B. (1970). A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. *Danish Geoteknisk Institut Bulletin* (28), 5-11.

LabVIEW Signal Express (2012)

Meyerhof, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Geotechnique*, 2, 301-332.

Meyerhof, G. G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering*, 1, pp. 440-445. Zurich: ICSMFE.

Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research of the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1 (1), 16-26.

National Instruments (2012)

Paulo, S. (2013). *Comportamento interfacial de solos*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra.

---

Prandtl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Math.-phys. Klasse* , 74-85.

Rankine, W. (1857). Stability of Loose Earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* .

Reissner, H. (1924). Zum Erddruckproblem: Proceedings. *1st International Congress of Applied Mechanics* , 295-311.

Sakai, T., & Tanaka, T. (2007). Experimental and Numerical Study of Uplift Behaviour of Shallow Circular Anchor in Two-Layered. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , IV (133), 469-477.

Tafreshi, S. N., Mehrjardi, G., & Ahmadi, M. (2011). Experimental and Numerical Investigation on Circular Footing Subjected to Incremental Cyclic Loads. *International Journal of Civil Engineering* , IX (4).

Teixeira, A. H., & Godoy, N. S. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. In H. e. eds., *Fundações: Teoria e Prática* (pp. 227-264). São Paulo: Pini.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique* , 297-326.

Verma, S., Jain, P., & Kumar, R. (2013). Prediction of Bearing Capacity of Granular Layered Soils by Plate Load Test. *International Journal of Advanced Engineering* .

Vesic, A. S. (1963). Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. 112-153.

Vesic, A. S. (1969). Effects of Scale and Compressibility on Bearing Capacity of Surface Foundations. *International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering* (p. v. 3). Mexico: ICMSFE.

Vesic, A. S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal Soil Mechanics and Foundations Division* , 99 (SM1).

Vesic, A. S. (1975). Bearing Capacity of Shallow Foundations. In H. F. Winterkorn, & H. Fang, *Foundation Engineering Handbook* (pp. 121-147). New York: Van Nostrand Reinhold Co.

Vesic, A. S. (1975). *Research on Bearing Capacity of Soils*. Unpublished.

Walsh, J. W. (1987). *Fabric Reinforced Brick Faced Earth Retaining Walls*. Leeds University.