



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

Ensaios em modelos reduzidos de sapatas com reforço lateral

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

Autor

Diogo António Silva Alves

Orientador

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, julho, 2014

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Paulo Pinto e ao Professor Doutor José Grazina, pela sua disponibilidade, orientação, apoio e partilha de conhecimento. A sua experiência desempenhou um papel fundamental para atingir os objetivos traçados.

Ao Sr. José António, técnico do Laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC, um especial agradecimento por todo o apoio, paciência e profissionalismo. Outro ponto pelo qual me sinto muito grato foi pela partilha de conhecimento, experiência e disponibilidade.

Ao Instituto Pedro Nunes pela disponibilização do equipamento de aplicação de carga.

Aos meus pais pelo incentivo, força, carinho e essencialmente por todos os princípios transmitidos para que hoje possa ser lutador incansável.

Às minhas irmãs por serem a fonte da minha motivação. Por transmitirem a força, o carinho e a alegria ao meu dia a dia.

À minha prima Andreia pela ajuda, força, espírito académico e conhecimento partilhado. À minha tia Irene pelo apoio e generosidade. À memória do meu tio Arménio.

Aos amigos pela amizade, força, paciência e conselhos. Um especial obrigado.

Aos colegas pela partilha constante de conhecimentos, pelas experiências enriquecedoras e por todo o apoio. O muito obrigado.

RESUMO

No dimensionamento das fundações superficiais é deveras importante que o projetista defina de forma explícita e objetiva a capacidade de carga e a previsão dos assentamentos. Um dos alicerces, no qual os projetistas se sustentam, é as informações que advêm do ensaio de carga em placa.

A presente dissertação aborda as questões da capacidade de carga de fundações superficiais com e sem saia estrutural e do comportamento destas em solos com diferentes compacidades. O objetivo fundamental consiste na análise do efeito da saia estrutural na capacidade de carga das fundações superficiais. O estudo deste efeito é desenvolvido através da execução de ensaios de carga em placa em modelos reduzidos, realizados no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil de Coimbra.

Numa primeira parte da dissertação é apresentada uma descrição do trabalho laboratorial produzido acerca de ensaios de carga em placa com saia estrutural sob ação de uma carga centrada e de uma carga excêntrica.

Posteriormente foi elaborada uma breve introdução ao tema da capacidade de carga em fundações superficiais, onde é exposta a teoria da plasticidade bem como as fórmulas dos vários autores associadas a esta teoria. Seguindo-se a descrição detalhada do programa experimental.

O fundamento primordial desta dissertação reside no resultado dos 12 ensaios de carga em placa com e sem saia estrutural sob ação de uma carga centrada. Os resultados obtidos são minuciosamente analisados, com o intuito de satisfazer o objetivo.

Neste trabalho existe o cuidado em conceber as conclusões e experiência adquirida de forma a ampliar o conhecimento acerca das fundações superficiais munidas de saias estruturais, ajudar nos trabalhos futuros e estimular o desenvolvimento deste tipo de fundações.

Palavras-Chave: Fundações superficiais, capacidade de carga, ensaios de carga em placa, saia estrutural, solo arenoso denso e solto

ABSTRACT

Following the design of the shallow foundations it is indeed important that the designer defines in an explicit and objective form the load capacity and prediction of settlements. One of the foundations in which the designer is based on, are the information's that derives from the plate load test.

The present dissertation approaches the matters of load capacity of shallow foundations with and without structural skirt and the behavior from these on soils with different compactness. The main objective consists in the analyses of the effect of structural skirt in load capacity of shallow foundations. The research of this effect is developed through the implementation of plate load tests in scale models, performed at the Laboratory of Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering of Coimbra.

In a previous part of the dissertation it is presented a description from a produced laboratory work about a test plate load with structural skirt under the action of a centric load and eccentric load.

Afterwards it was produced a brief introduction to the topic of load capacity of shallow foundations, was outlined the theory of plasticity as well as the formulas of the several authors related to this theory. Followed by the detailed description of the experimental program.

The main purpose of this thesis lies in the results of the 12 plate load tests with and without structural skirt under the action of a centric load. The results that were obtained with this research were thoroughly analyzed in order to meet the objective.

This work cares into conceive the conclusions and experience that were acquired in a way to amply the knowledge about the shallow foundations bearing structural skirts, a support to future works and stimulate the development of this type of foundations.

Key words: Shallow foundations, load capacity, plate load testing, structural skirt, dense and loose sandy soil.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ABREVIATURAS	x
SIMBOLOGIA	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos da Dissertação	2
1.3 Estrutura da Dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Considerações Iniciais	4
2.2 Sapata com saia estrutural sob ação de um carregamento centrado	4
2.3 Sapatas reforçadas lateralmente sob ação de cargas excêntricas.....	15
3 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	17
3.1 Introdução.....	17
3.2 Expressão base da capacidade de carga.....	17
3.3. Extensão da expressão base ao caso prático em estudo.....	18
3.3.1 Inclusão da saia estrutural	21
3.3.2 Influência do índice de rigidez do solo.....	21
3.4. Módulo de deformabilidade e Coeficiente de reação vertical	23
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	24
4.1 Considerações iniciais	24
4.2 Equipamento utilizado nos ensaios.....	24
4.2.1 Tanque e sistema de aplicação de carga	24
4.3 Solo de Fundação	27
4.3.1 Origem e Granulometria	27
4.3.2 Colocação e compactação do solo	28
4.3.3 Estimativa das propriedades	30
4.4 Modelos físicos utilizados	31
4.5 Procedimento dos ensaios.....	32
4.6 Síntese dos ensaios	36
5 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	37

5.1 Considerações iniciais	37
5.2 Ensaio em areia solta.....	37
5.2.1 Fundações sem saia estrutural	37
5.2.2 Fundações com saia curta ($D_s=0,5B$)	40
5.2.3 Fundações com saia longa ($D_s=1B$).....	42
5.2.4 Comparação dos ensaios em areia solta	44
5.3 Ensaio em areia muito densa.....	46
5.3.1 Ensaio sem reforço.....	46
5.3.2 Fundações com saia curta ($D_s=0,5B$).....	49
5.3.3 Fundações com saia longa ($D_s=1B$).....	51
5.3.4 Comparação dos ensaios em areia muito densa.....	54
5.4.1 Resultados previstos/obtidos em areia solta	56
5.4.2 Resultados previstos/obtidos em areia muito densa	60
6 CONCLUSÕES/TRABALHOS FUTUROS.....	63
6.1 Conclusões.....	63
6.2 Trabalhos Futuros	64
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Tipos de fundações: a) Fundação superficial convencional; b) Fundação convencional em profundidade; c) Fundação com saia estrutural.....	2
Figura 2.1 – Nomenclatura e reforço padrão (adaptado de Mandal e Manjunath, 1994).....	5
Figura 2.2 – Inclinação do reforço padrão: a) inclinação do reforço para dentro; b) inclinação do reforço para fora (adaptado de Mandal e Manjunath, 1994).....	5
Figura 2.3 – Nomenclatura e envolvente de rotura (adaptado de Al-Aghbari e Mohamedzein, 2004).....	6
Figura 2.4 – Esquemática e medidas do modelo (adaptado de Al-Aghbari e Mohamedzein, 2006).....	8
Figura 2.5 – Geometria da encosta e parâmetros estudados (adaptado de Azzam e Farouk, 2010).....	9
Figura 2.6 – Esquema experimental para sapata provida de saia; a) modelo da sapata; b) modelo da sapata com saia (adaptado de Shabana e Joseph, 2010).....	10
Figura 2.7 – Esquema experimental da sapata reforçada de um dos lados; a) Parâmetros geométricos da sapata reforçada de um dos lados (adaptado de Shabana e Joseph, 2010).....	10
Figura 2.8 – Esquema da configuração dos ensaios (adaptado Nazir e Azzam, 2010).....	12
Figura 2.9 – Especificações do modelo sapata mais saia estrutural (adaptado de Rowshanzamir e Golmoghani-Ebrahimi, 2013).....	13
Figura 2.10 – Esquemática do modelo físico estudado; a) Corte transversal do tanque e os intervenientes do modelo; b) Esquema da fundação sapata mais saia (adaptado Chandrawanshi et al, 2014).....	15
Figura 2.11 – Parâmetros geométricos utilizados na análise (adaptado Saleh et al., 2008).....	16
Figura 3.1 – Superfícies de rotura de uma fundação superficial (zona ativa (I), zona em corte radial (II), zona passiva (III)) (adaptado de Pinto, 2013).....	17
Figura 3.2 – Modos de Rotura das fundações superficiais: a) Gráfico de modos de rotura em função da densidade relativa e da profundidade subjacente à fundação direta; b) Rotura Generalizada; c) Rotura Local; d) Rotura por Punção (adaptado de Pinto, 2013).....	21
Figura 3.3 – Curva carga-assentamento teórica de um ensaio de carga em placa para obtenção de k_s (adaptado de Hachich et al., (1998)).....	23
Figura 4.1 – Placa divisória do tanque com marcações para o controlo da altura.....	25
Figura 4.2 – Tanque com as vigas de confinamento lateral.....	25
Figura 4.3 – Sistema de reação e de apoio aos LVDT's.....	26

Figura 4.4 – Macaco hidráulico	26
Figura 4.5 – Equipamento que constitui o sistema de medição, monitorização e processamento de dados	27
Figura 4.6 – Curva granulométrica da areia de Coimbra (adaptado de Ferreira, 2014).....	27
Figura 4.7 – Material de compactação e uniformização, balança e saco de areia.....	29
Figura 4.8 – Fase de enchimento e pesagem dos sacos	30
Figura 4.9 – Método de enchimento, uniformização e compactação das camadas.	30
Figura 4.10 – Vista em corte transversal do modelo físico reforçado (unidades mm).....	31
Figura 4.11 – Modelos físicos das saias estruturais e da sapata: a) Saia vista do seu interior; b) Saia longa e saia curta vista em perfil; c) Placa de carga vista em perfil	32
Figura 4.12 – Placa de carga sem saia estrutural: sequência do ensaio.....	34
Figura 4.13 – Esquematização, em planta, da localização dos defletómetros.....	34
Figura 4.14 – a) Placa de carga acoplada à saia através de pegas; b) Equipamento de ensaio na posição inicial.....	35
Figura 4.15 – Viga de reação montada com os varões e seu nivelamento	35
Figura 4.16 – Placa de carga com saia estrutural: sequência do ensaio	35
Figura 4.17 – Final do ensaio, após retirar a placa de carga.....	36
Figura 5.1 – Curva carga-assentamento para os Ensaio S_0B.....	37
Figura 5.2 – Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio S_0B.....	38
Figura 5.3 – Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio S_0B.....	38
Figura 5.4 - Curva carga-assentamento para os Ensaio S_0,5B	40
Figura 5.5 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio S_0,5B	41
Figura 5.6 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio S_0,5B	41
Figura 5.7 – Curva carga-assentamento para os Ensaio S_1B.....	42
Figura 5.8 – Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio S_1B.....	43
Figura 5.9 – Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio S_1B.....	43
Figura 5.10 - Curva carga-assentamento para os ensaios em areia solta.....	45
Figura 5.11 - Assentamentos da placa na fase de descarga nos ensaios em areia solta	46
Figura 5.12 - Curva carga-assentamento para os Ensaio D_0B.....	47
Figura 5.13 – Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio D_0B	48
Figura 5.14 – Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio D_0B	48
Figura 5.15 – Curva carga-assentamento para os Ensaio D_0,5B.....	49
Figura 5.16 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio D_0,5B.....	50
Figura 5.17 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio D_0,5B.....	50
Figura 5.18 - Anomalias observadas	52
Figura 5.19 – Empolamento da placa	52
Figura 5.20 – Curva carga-assentamento para os Ensaio D_1B	52
Figura 5.21 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio D_1B.....	53
Figura 5.22 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio D_1B.....	53

Figura 5.23 - Curva carga-assentamento para os ensaios em areia muito densa.....	55
Figura 5.24 - Assentamentos da placa na fase de descarga nos ensaios em areia muito densa....	56
.....	56
Figura 5.25 – Zona de carga-descarga-recarga das curvas carga-assentamento dos ensaios em areia muito densa	57
Figura 5.26 – Zona de carga-descarga-recarga das curvas carga-assentamento dos ensaios em areia muito densa	60

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Tabela de parâmetros e gama de valores utilizados na equação proposta (adaptado de Al-Aghbari e Mohamedzein, 2004)	7
Quadro 2.2 – Detalhes dos ensaios laboratoriais (adaptado Nazir e Azzam, 2010).....	12
Quadro 2.3 – Síntese dos modelos físicos ensaiados (adaptado de Chandrawanshi et al, 2014)	14
Quadro 3.1 – Expressões de capacidade de carga (Bowles, 1996).....	18
Quadro 3.2 – Fatores corretivos (Bowles, 1996).....	19
Quadro 3.3 – Valores típicos de Δ para solos soltos (adaptado de Pinto, 2011/2012).....	22
Quadro 4.1 – Índices físicos da areia de Coimbra (adaptado de Ferreira, 2014)..	28
Quadro 4.2 – Determinação do intervalo das densidades de cada tanque	29
Quadro 4.3 – Índice de compactação, peso volúmico e parâmetros de resistência da areia	31
Quadro 4.4 – Ciclos de carga-descarga realizados nos ensaios.....	33
Quadro 4.5 – Síntese dos ensaios de carga em placa.....	36
Quadro 5.1 – Cálculo do BCR^* para a areia solta.....	45
Quadro 5.2 – Cálculo do BCR_s para a areia solta.....	45
Quadro 5.3 – Cálculo do BCR^* para a areia muito densa.....	55
Quadro 5.4 – Cálculo do BCR_s para a areia muito densa.....	55
Quadro 5.5 – Determinação de k_s e E_s nos ensaios em areia solta	57
Quadro 5.6 – Valores médios de k_s e E_s nos ensaios em areia solta.....	58
Quadro 5.7 – Tipo de rotura previsto pela correção de Vesic em areia solta.....	58
Quadro 5.8 – Valor de q_{ult} corrigido nos ensaios em areia solta	58
Quadro 5.9 – Dados adicionais das previsões para os ensaios em areia solta.....	59
Quadro 5.10 – Cálculo dos q_{ult} 's previstos para os ensaios em areia solta.....	59
Quadro 5.11 – Valores da relação q_{ultp}/q_{ultm} dos ensaios em areia solta	59
Quadro 5.12 – Determinação de k_s e E_s nos ensaios em areia muito densa	60
Quadro 5.13 – Valores médios de k_s e E_s nos ensaios em areia muito densa	60
Quadro 5.14 – Tipo de rotura previsto pela correção de Vesic em areia muito densa	61
Quadro 5.15 – Valor de q_{ult} corrigido nos ensaios em areia muito densa.....	62
Quadro 5.16 – Dados adicionais das previsões para os ensaios em areia muito densa.....	62
Quadro 5.17 – Cálculo dos q_{ult} 's previstos para os ensaios em areia muito densa.....	62
Quadro 5.18 – Valores da relação q_{ultp}/q_{ultm} nos ensaios em areia muito densa	62

ABREVIATURAS

BCR – Rácio de capacidade de carga (Bearing Capacity Ratio)

LABVIEW – Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench

LVDT – Sensor de medição de deslocamento linear (Linear Variable Differential Transformer)

PRS – Percentagem de redução de assentamentos (Percentage Reduction in Settlement)

PVC-U - Policloreto de vinilo não plastificado

SRF – Fator de redução de assentamentos (Settlement Reduction Factor)

SIMBOLOGIA

Letras minúsculas latinas

b – distância da saia à face do talude

c e c_u – coesão e coesão não drenada

d_s – diâmetro exterior da saia

d_c , d_q e d_γ – fatores corretivos de profundidade

e, e_1 e e_2 – excentricidades

e_0 , e_{\min} e e_{\max} – índice de vazios inicial, mínimo e máximo

h – espessura de argila

i – inclinação do reforço

k_s e k_{s1} – coeficiente de reação

q – sobrecarga de solo acima da fundação

$q_{B/2}$ – tensão a uma profundidade igual a metade da largura da fundação

q_{ult} - capacidade de carga última

q_{ultV} - capacidade de carga última segundo *Vesic*

q_{ultm} e q_{ultp} - capacidade de carga última medida e prevista

$q_{ultm\acute{e}dia}$ - capacidade de carga última média

q_{ultr} e q_{ult0} , – capacidade de carga última com e sem reforço

q_{ults} - capacidade de carga última de uma fundação convencional executada em profundidade

s; s_0 e s_r – assentamento; assentamento sem reforço e com reforço

s_c , s_q e s_γ – fatores corretivos de forma

t – espessura da sapata

x – distância entre o centro da sapata e o reforço

Letras maiúsculas latinas

A – área da fundação

B – largura da fundação

B' – largura total da fundação ($=B+B_s$)

B_s – espessura da saia

C_c e C_u – coeficiente de curvatura e uniformidade

D – diâmetro da fundação

D_f - profundidade da fundação

D_s – profundidade da saia

E_m - módulo de deformabilidade modificado

E_i - módulo de deformabilidade inicial

E_s – módulo de deformabilidade

$E_{s41\%}$ e $E_{s86\%}$ - módulos de deformabilidade dos ensaios em areia solta e em areia muito densa

F_γ - fator da saia
 G - densidade das partículas
 H - espessura da areia
 L - profundidade do reforço
 I_D - índice de compactidade
 IF - fator de melhoramento
 I_r - índice de rigidez
 I_{rc} - índice de rigidez corrigido
 I_{rr} - índice de rigidez reduzido
 I_s - fator de influência
 N_c, N_q e N_γ - fatores de capacidade de carga
 Q - carga aplicada
 Q_{ult} - carga última
 S - espaçamento entre elementos de reforço

Letras minúsculas gregas

α - inclinação do terreno
 β - inclinação do talude
 δ_f - ângulo de atrito da base da fundação
 δ_s - ângulo de atrito da saia estrutural
 ϕ - ângulo de atrito do solo
 γ - peso volúmico
 γ_d - peso volúmico seco
 γ_{dmin} e $\gamma_{dmáx}$ - peso volúmico seco mínimo e máximo
 ν - coeficiente de Poisson
 σ - tensão aplicada na sapata
 θ e θ' - inclinação dos elementos de reforço
 ζ_{cr}, ζ_{qr} e $\zeta_{\gamma r}$ - coeficientes corretivos dependentes do índice de rigidez

Letras maiúsculas gregas

Δ - extensão volumétrica
 Δh_i - assentamentos imediatos

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A geotecnia é a área da Engenharia Civil que tem como principal papel o estudo do comportamento do solo e dos maciços rochosos. Sendo este um “mundo” cheio de incertezas, o geotécnico, para o dimensionamento das fundações, confronta-se com uma tarefa de elevado grau de complexidade. Torna-se necessário, para ter dimensionamentos mais eficientes, recorrer à prospeção e a ensaios laboratoriais para caracterização do solo, avaliação do desempenho do solo, etc..

O assunto presentemente em estudo é a avaliação do desempenho de sapatas com saia estrutural (sapatas reforçadas lateralmente) em solos arenosos soltos e densos. O autor deste trabalho define saia estrutural como um reforço que envolve toda a sapata, ou seja, toma a forma de uma secção oca circular, quadrada, etc. dependendo da forma da sapata. Contudo, há autores que também consideram como saia estrutural as sapatas reforçadas de um dos lados (Shabana e Joseph, 2010 Saleh et al., 2008 de Joshi e Mahiyar, 2009). Para o desenvolvimento desta investigação a metodologia implementada foi a realização de ensaios de carga em placa à escala reduzida, com e sem saia estrutural. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC. A importância deste tipo de ensaios é elevada porque reproduz, em escala reduzida, o comportamento real de uma fundação nas condições supramencionadas. Tais ensaios contribuem para um melhor conhecimento do comportamento deste tipo de fundações podendo, a *posteriori*, servir como ferramenta de auxílio no dimensionamento de fundações reforçadas.

A utilização deste tipo de fundações é uma prática muito usual nas estruturas offshore e noutras situações em que a infraescavação provocada pela água possa ser um problema (Bransby e Randolph, 1998; Watson e Randolph, 1998; Hu et al., 1999), não sendo, no entanto, ainda habitual em Portugal. Como esta solução, geralmente, é executada através da sua cravação torna-se vantajosa, porque para que uma fundação convencional seja capaz de originar o mesmo efeito que a saia estrutural necessita de ser executada à mesma profundidade, o que leva a maiores movimentos de terras e conseqüente encarecimento da obra, como ilustra a Figura 1.1. Outra vantagem é o facto das metodologias de estabilização de solo, hoje em dia utilizadas, serem por vezes exageradamente caras.

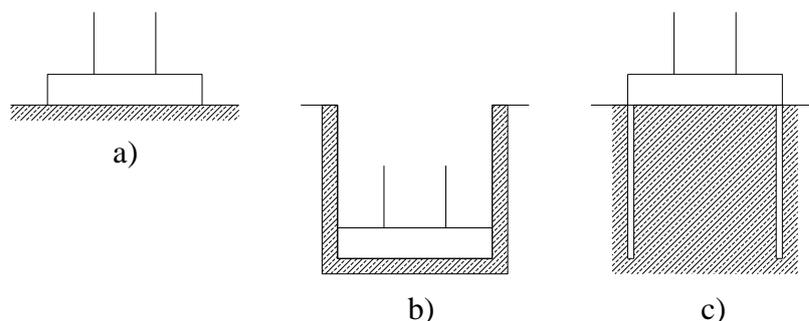


Figura 1.1 – Tipos de fundações: a) Fundação superficial convencional; b) Fundação convencional em profundidade; c) Fundação com saia estrutural.

1.2 Objetivos da Dissertação

Com a presente tese pretende-se avaliar o efeito da saia estrutural em fundações superficiais. Como em Portugal é um conteúdo ainda não estudado, o objetivo fundamental subdivide-se em dois. O primeiro cuida de dar a conhecer grande parte do trabalho realizado neste contexto, explorando a diversidade de variáveis estudadas sobre carregamentos centrados, excêntricos e/ou inclinados. O segundo é o de investigar a eficácia deste tipo de reforço tanto em solos arenosos soltos como em solos arenosos densos variando a profundidade atingida pela saia. Este estudo será realizado concebendo ensaios de carga em placa em modelos reduzidos com e sem saia estrutural sob uma carga centrada num solo denso e solto, tendo como referência estudos realizados por outros autores.

Uma das razões para o desenvolvimento destes objetivos deve-se, essencialmente, à ausência de conhecimento deste tipo de fundação em Portugal. Outra razão deriva da revisão bibliográfica, onde se assinala que a melhoria da performance da sapata com saia é diretamente proporcional à profundidade da saia e densidade relativa do solo. A razão de não estudar outras condições deve-se essencialmente à limitação do tempo disponível aliado à dificuldade da preparação dos modelos físicos.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação está subdividida em 6 capítulos.

O primeiro capítulo desenvolve um enquadramento do tema da dissertação e faz uma exposição dos objetivos.

Dado à ausência de conhecimento de sapatas com saia estrutural em Portugal, o Capítulo 2, é dedicado à apresentação de uma revisão da literatura existente.

O Capítulo 3 faz referência aos autores estudados para o presente trabalho e os mais relevantes no desenvolvimento da compreensão teórica da capacidade de carga de fundações superficiais e apresenta as expressões da capacidade de carga e fatores corretivos para o caso em estudo.

O capítulo seguinte tem como título “ Programa experimental”. Aqui é exposto, de forma detalhada, todo o trabalho laboratorial realizado desde o material utilizado, às variáveis estudadas, etc.

Segue-se o Capítulo 5, onde são apresentados e analisados os resultados obtidos e posteriormente comparados com os resultados teóricos.

Finalmente, no Capítulo 6 são apresentadas as ilações inerentes ao trabalho e sugestões para o desenvolvimento de novos trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Iniciais

No desenrolar deste capítulo, procura-se fazer uma síntese geral de ensaios de carga em placa com reforço lateral (saia estrutural), sendo expostas as conclusões dos trabalhos desenvolvidos por outros autores, bem como as técnicas e metodologias implementadas. Resumidamente, o que se verifica na generalidade dos trabalhos consultados é que esta técnica aumenta a capacidade de carga da fundação, reduz os assentamentos e modifica o comportamento da curva carga-assentamento. Deve ainda ser referido que os ensaios realizados pelo autor desta dissertação usaram como solo de fundação a areia e por isso a revisão bibliográfica concentrou-se neste tipo de solo.

2.2 Sapata com saia estrutural sob ação de um carregamento centrado

O estudo de fundações reforçadas com recurso a modelos físicos já vem de há muito. Contudo, para fundações com saia estrutural ainda não há muito trabalho desenvolvido.

Mandal e Manjunath (1994) foram dos primeiros autores a estudar reforços laterais em fundações. A investigação consiste num modelo físico de uma sapata contínua, tendo sido utilizada uma caixa retangular em aço de 610x102 mm² em planta e 460mm de altura. Para simular a sapata foi usada uma placa de madeira tratada com 100mm de largura e 40mm de espessura assente sobre um solo de fundação constituído por uma areia seca ($\gamma_d=18,1\text{kN/m}^3$, $\phi=38^\circ$ e $I_D=73\%$). Os elementos para o reforço eram geogrelhas (tiras de Netlon de 3mm de espessura e 100mm de largura) e estacas de bambu de 6mm de diâmetro. As figuras 2.1 e 2.2 ilustram os modelos usados nestes ensaios.

Os parâmetros testados no desenvolvimento desta investigação foram a razão entre a distância do reforço ao eixo da fundação e a largura da sapata (x/B), a razão entre o comprimento do reforço e a largura da sapata (L/B), o espaçamento entre os elementos de reforço (S), no caso das estacas de bambu e a inclinação dos elementos do reforço (θ) (Figura 2.2).

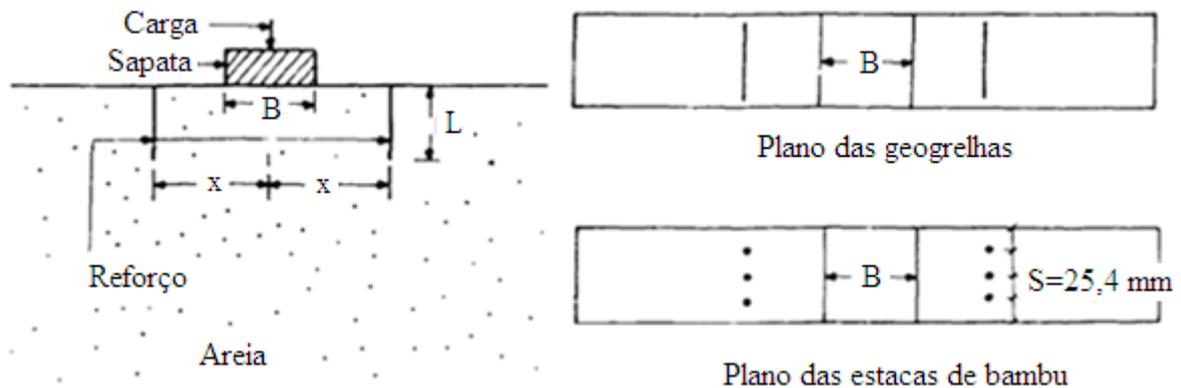


Figura 2.1 – Nomenclatura e reforço padrão (adaptado de Mandal e Manjunath, 1994).

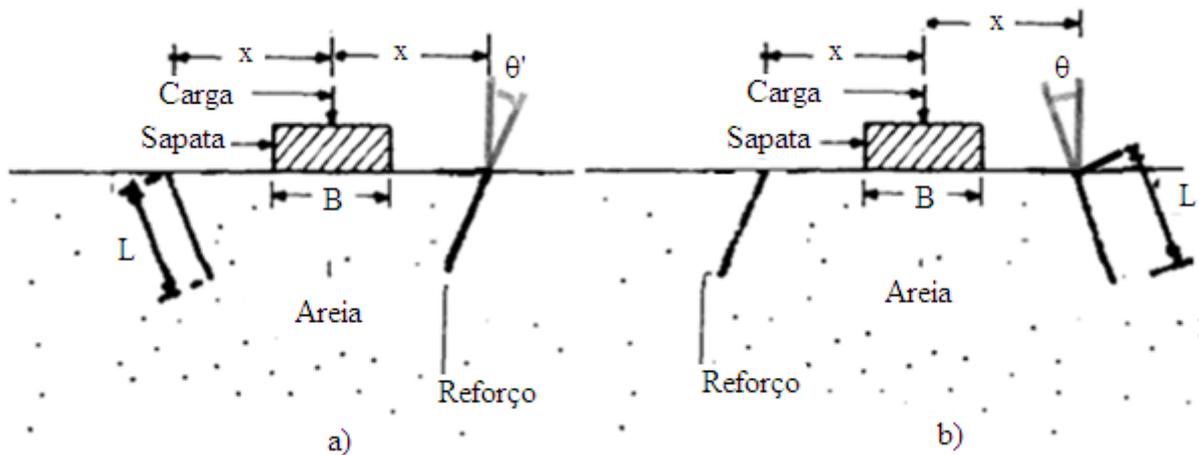


Figura 2.2 – Inclinação do reforço padrão: a) inclinação do reforço para dentro; b) inclinação do reforço para fora (adaptado de Mandal e Manjunath, 1994).

Na análise de comparação dos resultados foi definido um rácio de capacidade de carga (BCR).

$$BCR = \frac{q_{ultr}}{q_{ult0}} \quad (1)$$

onde q_{ultr} e q_{ult0} representam a capacidade de carga última para a fundação com reforço e sem reforço, respetivamente.

Estes autores concluíram, que no reforço vertical ocorrem maiores valores de BCR, parâmetro adimensional, para a relação $x/B=0,5$ e $L/B=2$, sendo esta a solução que apresenta melhores resultados tanto para as geogrelhas como para as estacas de bambu. Quanto ao reforço inclinado, $\theta=\theta' \neq 0$, $x=0,5B$ e $L/B=2$, esta revelou que o reforço inclinado para fora (θ) é o que apresenta melhor eficiência. Contudo, o elemento geogrelha colocado na vertical é o reforço mais eficaz.

Posteriormente, surgiu um dos trabalhos mais relevantes para esta dissertação. O trabalho experimental realizado consistiu na aplicação de uma carga vertical centrada sobre uma placa retangular rígida de 300x120mm em planta, com saias estruturais de espessuras 6 e 12mm, numa fundação de areia ($\gamma_d=16,54\text{kN/m}^3$, $I_D=86\%$ e $\phi=47,5^\circ$) dentro de um tanque de 2000x300 mm em planta e 1400mm de altura. Este teste foi concebido para simular uma fundação contínua, caracterizada por uma condição de estado plano de deformação. Nesta investigação é proposta uma equação de capacidade de carga modificada para considerar o efeito da ação saia estrutural com base nos estudos experimentais. A equação fundamenta-se na clássica equação de Terzaghi (1943) e respetiva envolvente de rotura (Figura 2.3). Vários fatores, tais como o atrito da base da fundação (δ_f), profundidade da saia (D_s), rugosidade da saia (δ_s), espessura da saia (B_s) e a compressibilidade do solo foram considerados no estudo experimental e os seus efeitos incorporados na equação de capacidade de carga, estando a gama de valores estudados presente no Quadro 2.1 (Aghbari e Mohamedzein, 2004). A equação proposta é:

$$q_{ultr} = \gamma(D_f + D_s)N_q + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_\gamma \quad (2)$$

Para o fator da saia, F_γ , foi proposta a seguinte equação:

$$F_\gamma = 1,15 \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{\tan \theta'}{\tan \delta_f} \right) \right) \times \left(0,57 + 0,8 \left(\frac{D_s}{B'} \right) + 0,37 \left(\frac{\tan \delta_s}{\tan \delta_f} \right) \right) \times (1,2 - 0,002I_D) \quad (3)$$

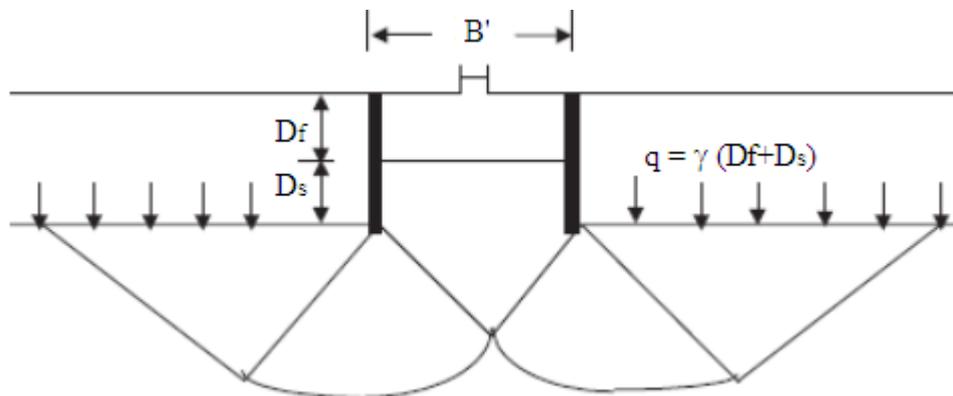


Figura 2.3 – Nomenclatura e envolvente de rotura (adaptado de Al-Aghbari e Mohamedzein, 2004).

Quadro 2.1 – Tabela de parâmetros e gama de valores utilizados na equação proposta (adaptado de Al-Aghbari e Mohamedzein, 2004).

Parâmetros	Intervalo de valores
Ângulo de atrito da base da fundação, δ_f (graus)	27 - 37
Ângulo de atrito dos lados da saia, δ_s (graus)	15 - 37
Densidade relativa entre a saia, I_D (%)	12 - 89
Profundidade da saia/largura da sapata, D_s/B'	0,4 – 1,6
Espessura da saia, B_s	0,25 - 6

Os autores recorreram ao rácio q_{ultr}/q_{ult0} e ao fator de redução de assentamentos (SRF) para analisar o efeito da saia. Este é dado pela seguinte equação:

$$SRF = \frac{S_r}{S_0} \quad (4)$$

onde S_r e S_0 são, respetivamente, o assentamento da sapata com e sem saia.

O fator SRF depende das dimensões da sapata e da saia, do ângulo de atrito da saia e da tensão aplicada na sapata (σ). Al-Aghbari e Mohamedzein estabeleceram uma correlação entre os vários fatores tendo por base o resultado de 75 ensaios e a investigação produzida por Al-Aghbari (2002), tendo resultado na seguinte equação:

$$SRF = (1,3 - 0,0011\delta_s) \times \exp\left(-0,035\sigma\sqrt{\frac{D_s}{B'}}\right) \quad (5)$$

As conclusões a retirar deste estudo são que a utilização deste reforço melhora a capacidade de suporte do solo à medida que a profundidade e o ângulo de atrito da saia aumentam. O maior rácio (q_{ultr}/q_{ult0}) de melhoramento foi de 3,12, este ocorreu para $\delta_s=37^\circ$, $D_s/B'=0,91$ e $B_s=6\text{mm}$. Além disso, as saias estruturais reduzem os assentamentos da fundação. Quando as estimativas realizadas com as fórmulas propostas são comparadas com os resultados dos ensaios verifica-se que estas apresentam um erro inferior a 5%.

Seguidamente os mesmos autores realizaram um novo trabalho onde estudaram os assentamentos em sapatas circulares com saias estruturais numa fundação em areia (Al-Aghbari e Mohamedzein, 2006).

Neste trabalho, como ilustra a Figura 2.4, o modelo físico utilizado consistiu numa placa de 120mm de diâmetro com 30mm de espessura que assentava numa areia uniforme ou mal graduada ($C_C=1,11$; $C_U=1,89$; $\gamma_d=16,5\text{kN/m}^3$ e $\phi=42^\circ$) que se encontra dentro de um tanque de $1000 \times 1000 \text{ mm}^2$ em planta e 800mm de altura.

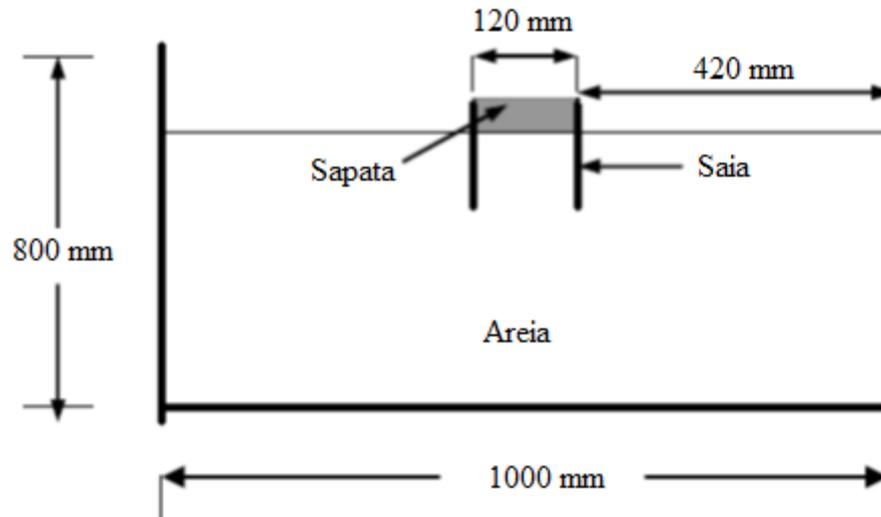


Figura 2.4 – Esquemática e medidas do modelo (adaptado de Al-Aghbari e Mohamedzein, 2006).

Foi proposta uma nova equação para o fator de redução de assentamentos para fundações circulares, utilizando uma regressão linear com uma boa aproximação. A equação é:

$$\text{SRF} = \exp\left(-0,18 \frac{D_s}{B} \sqrt{\sigma}\right) \quad (6)$$

Tal como os ensaios anteriores este estudo indica que o uso deste tipo de reforço reduz os assentamentos e modifica o comportamento da curva de carga-deslocamento. Os resultados obtidos experimentalmente apresentam uma boa correlação com a equação de SRF proposta e revelam que o método de Terzaghi e Peck (1967) subestima os assentamentos por volta dos 30%.

O trabalho seguinte evidencia uma nova vertente que é o estudo da eficácia das saias estruturais em sapatas na proximidade de taludes formados por areia. O material utilizado para a construção do modelo foi uma placa rígida de aço (2cm de espessura, 10cm de largura e 59cm de comprimento). Foi utilizado um tanque (2050x600 mm em planta e 90mm de altura) para acomodar o solo de fundação (areia com $\gamma_d=18,54\text{kN/m}^3$, $I_D=86\%$ e $\phi=41^\circ$). O objetivo é a simulação das condições de uma fundação contínua no estado plano de deformação (Azzam e Farouk, 2010).

Os parâmetros estudados foram, (Figura 2.5):

- i. Relação entre a profundidade da saia e a largura da sapata (D_s/B);
- ii. Relação entre a distância da saia ao talude e a largura da sapata (b/B);
- iii. Inclinação do talude (β);

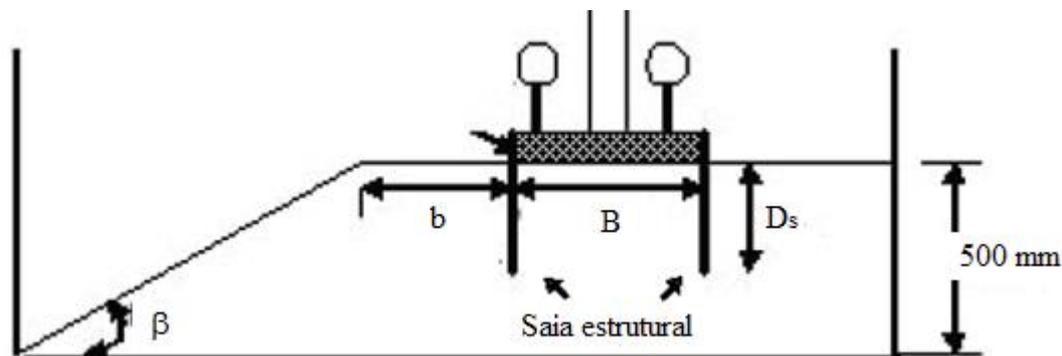


Figura 2.5 – Geometria da encosta e parâmetros estudados (adaptado de Azzam e Farouk, 2010).

Os pontos essenciais a retirar são que as sapatas com saias estruturais junto a taludes são tanto mais eficazes quanto: maior for a relação D_s/B , até um limite de $D_s/B=2$ a partir do qual o aumento do comprimento de saia deixa de ser eficaz e maior for a relação b/B e menor for β . Isto é, a existência das saias reduz os assentamentos, controla os deslocamentos horizontais do solo no interior da saia, debaixo da sapata, e diminui a deformação do talude (Azzam e Farouk, 2010).

Outro estudo deveras interessante e que engloba novos parâmetros foi realizado por Shabana e Joseph (2010). Do ponto de vista geral, é analisado o efeito da saia estrutural numa sapata quadrada tendo em consideração quatro aspetos, sendo eles:

- i. A análise do efeito da profundidade da saia (D_s) na capacidade de carga da sapata quadrada;
- ii. A formulação de uma equação do fator de melhoramento quando a sapata é provida de saia;
- iii. A avaliação do custo-eficácia de ensoleiramentos gerais com saia;
- iv. A avaliação da performance de sapatas reforçadas apenas de um dos lados sobre condições de solo não uniforme, onde uma porção de solo é mais fraco que o outro.

As Figuras 2.6 e 2.7 apresentam o esquema experimental analisado.

A série de testes laboratoriais foi conduzida num tanque com dimensões interiores 900×900 mm² em planta e 750mm de altura. O modelo da sapata quadrada era de aço (rígida) de 180mm de lado e 25mm de espessura. O solo usado foi uma areia do rio para simular o depósito de um solo denso ($\gamma_d=18,05\text{kN/m}^3$, $\phi=41^\circ$ e $I_D=80\%$) e uma areia do mar para simular um solo fraco ($\gamma_d=15,6\text{kN/m}^3$, $\phi=29,5^\circ$ e $I_D=18\%$).

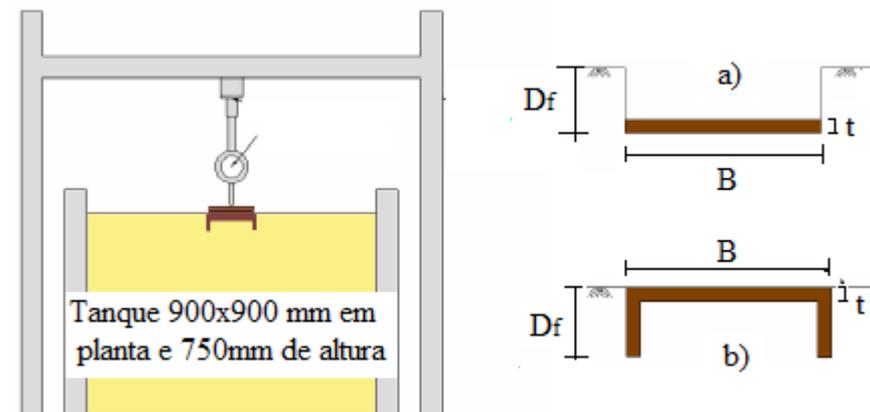


Figura 2.6 – Esquema experimental para sapata provida de saia; a) modelo da sapata; b) modelo da sapata com saia (adaptado de Shabana e Joseph, 2010).

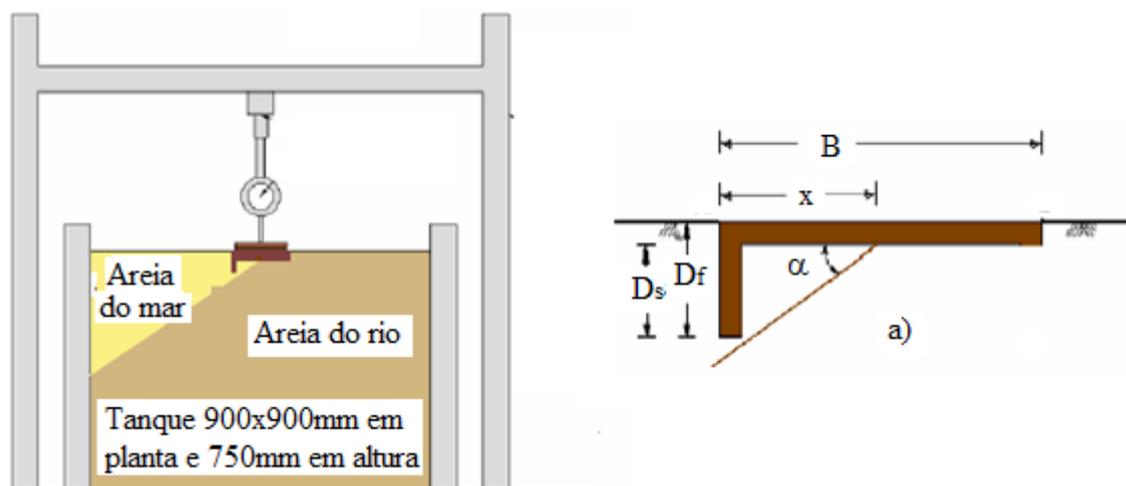


Figura 2.7 – Esquema experimental da sapata reforçada de um dos lados; a) Parâmetros geométricos da sapata reforçada de um dos lados (adaptado de Shabana e Joseph, 2010).

No tratamento dos resultados os autores definiram o melhoramento da capacidade de carga por um fator adimensional designado por fator de melhoramento (IF) este é definido como a relação entre a carga última de um fundação com saia ou uma fundação convencional em profundidade (Figura 2.6 a)) e a carga última da fundação direta à superfície, sendo definido por:

$$IF = \frac{q_{ultr}}{q_{ulto}} = \frac{q_{ults}}{q_{ulto}} \quad (7)$$

Através de regressões lineares, comparativamente aos ensaios de carga sobre a sapata com e sem saia, desenvolveram uma equação que estabelece a relação entre o fator de melhoramento (IF) e a relação D_f/B :

$$IF = -0,032 \left(\frac{D_f}{B}\right)^2 + 0,075 \left(\frac{D_f}{B}\right) + 0,915 \quad (8)$$

Deste estudo experimental retira-se que, em condições de solo uniforme, e comparando a sapata com e sem saia, a capacidade de carga é melhorada por um fator de 1,08 a 1,64 quando a saia apresenta um rácio D_f/B de 0,25 a 1,0. A comparação do IF das sapatas com saia e das sapatas convencionais em profundidade revela que, à medida que a relação D_f/B aumenta, o comportamento das últimas sapatas aproxima-se do das sapatas reforçadas, para $D_f/B=1$ os fatores de melhoramento em ambas soluções são iguais. Contudo, a análise de custo mostra que o ensoleiramento geral provido de saia torna-se mais económico do que o sem saia para a mesma profundidade. A taxa de economia aumenta com o aumento da profundidade, e que em condições de solo não uniforme, a inclinação da sapata pode ser controlada introduzindo o reforço na zona de solo fraco. Quando $\alpha=30^\circ$, e para o rácio x/B de 0,25, 0,5 e 0,75 foi encontrado o valor ótimo da relação D_f/B de 0,30, 0,38 e 0,48, respetivamente.

Apesar de todos os estudos já referidos terem sido efetuados em sapatas sobre areias, o comportamento deste tipo de fundações sobre solos argilosos foi também merecedor de estudo. Para o efeito, Nazir e Azzam (2010) satisfizeram esse estudo, a investigação destes tratou do efeito de uma “estaca” de areia com e sem confinamento numa fundação constituída por um solo argiloso. No caso com confinamento este foi conferido através de um tubo de aço circular (saia estrutural rígida) de 4mm de espessura e diâmetro interno de 102mm, tal como representado na Figura 2.8. Para simular a sapata foi usada uma placa circular de aço (rígida) com um diâmetro de 100 mm e 20 mm de espessura. A fundação era constituída por argila ($G=2,63$; $\gamma=15,50\text{kN/m}^3$ e $c_u=22\text{kN/m}^2$) sobre uma base de areia ($G=2,65$; $\gamma_{d\text{ máx}}=17,96\text{kN/m}^3$; $\gamma_{d\text{ min}}=15,6\text{kN/m}^3$; $I_D=80\%$; $\phi=40^\circ$; $e_{\text{máx}}=0,699$ e $e_{\text{min}}=0,472$). A “estaca” de areia era formada pela mesma areia da base da fundação. A construção desta “estaca” foi feita introduzindo a saia na argila seguindo-se a substituição do solo argiloso por areia no interior da saia, de modo a obter uma densidade relativa de 80%. Para ensaios sem confinamento a saia foi retirada após a construção da “estaca”. O Quadro 2.2 mostra os detalhes do trabalho experimental.

Para a análise dos resultados os autores utilizaram o rácio de capacidade de carga (BCR), definido anteriormente, o rácio E_m/E_i , que traduz a relação entre o módulo de deformabilidade modificado devido à introdução da “estaca” de areia e o inicial sem a “estaca”, e o valor de percentagem de redução de assentamentos (PRS) que é traduzido pela seguinte expressão:

$$PRS = (s_0 - s_r)/s_0 \quad (9)$$

As ilações a recolher desta investigação laboratorial são que, independentemente, da profundidade do reforço usado, há melhoramento da capacidade de carga da fundação, modificação substancial do comportamento da curva carga-assentamento e aumento da relação E_s/E_i . A percentagem de melhoria da capacidade de carga vai aumentando à medida que se aumenta a profundidade do reforço e com o aumento da espessura de argila. O PRS depende

fortemente do solo de fundação e do reforço. A “estaca” de areia com saia estrutural comporta-se como uma fundação profunda. A utilização de saia estrutural que confere confinamento à “estaca” de areia é, sem dúvida, a solução mais eficaz na redução de assentamentos, eliminando os movimentos horizontais da “estaca”, apresentando melhor relação E_s/E_i e prevenindo a ocorrência de abaulamento.

Quadro 2.2 – Detalhes dos ensaios laboratoriais (adaptado Nazir e Azzam, 2010).

Ensaio	Tipo de ensaio	Parâmetros constantes	Parâmetros variáveis
1	Sem qualquer reforço	$H = 4B = 40 \text{ cm}$	$h/H = 1; 1,5 \text{ e } 2$
2	Com “estaca” de areia e sem saia estrutural	$h/H = 1; H = 40 \text{ cm}$	$L/h = 0,25; 0,50; 0,75 \text{ e } 1,00$
3		$h/H = 1,5; H = 40 \text{ cm}$	$L/h = 0,25; 0,50; 0,75 \text{ e } 1,00$
4		$h/H = 2; H = 40 \text{ cm}$	$L/h = 0,25; 0,50; 0,75 \text{ e } 1,00$
5	Com “estaca” de areia e com saia estrutural	$h/H = 1; H = 40 \text{ cm}$	$L/h = 0,25; 0,50; 0,75 \text{ e } 1,00$
6		$h/H = 1,5; H = 40 \text{ cm}$	$L/h = 0,25; 0,50; 0,75 \text{ e } 1,00$
7		$h/H = 2; H = 40 \text{ cm}$	$L/h = 0,25; 0,50; 0,75 \text{ e } 1,00$

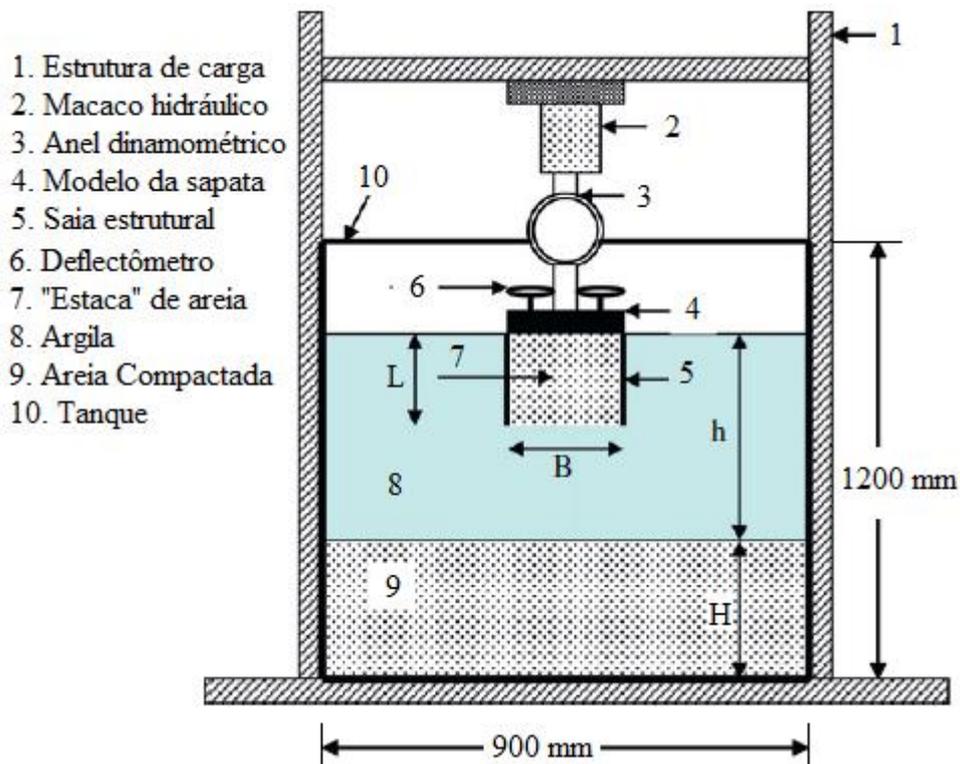


Figura 2.8 – Esquema da configuração dos ensaios (adaptado Nazir e Azzam, 2010).

Pouco tempo depois foi desenvolvido um trabalho experimental que investiga o efeito da espessura e da profundidade da saia estrutural. Na realização dos ensaios laboratoriais foi utilizado um modelo físico composto por uma placa de alumínio (rígidas) de 25mm de espessura, três chapas de alumínio de 1, 3 e 5mm de espessura em forma de caixa (Figura 2.9), que foi assente numa areia uniforme ou mal graduada ($C_C=1,04$; $C_U=3,2$; $\gamma_d=17,67\text{kN/m}^3$; $I_D=61\%$ e $\phi=36^\circ$) acomodada numa caixa de aço com dimensões de $440\times 420\text{mm}^2$ em planta e 450mm de altura (Rowshanzamir e Golmoghani-Ebrahimi, 2013).

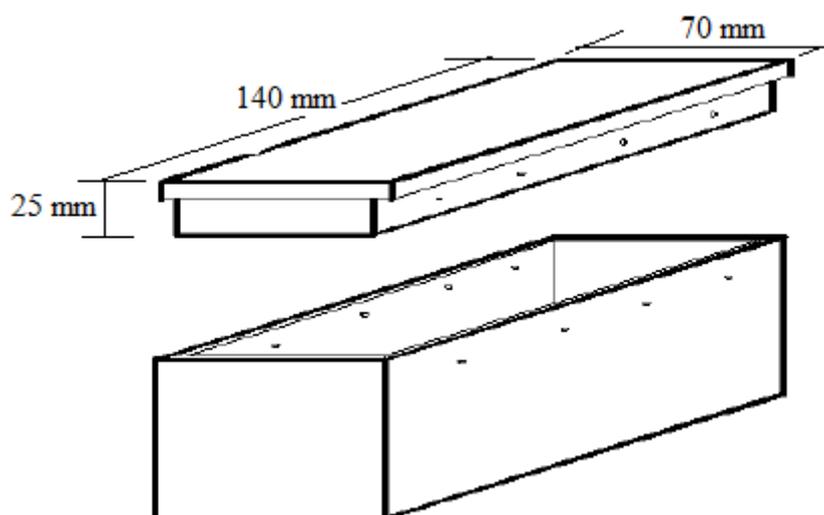


Figura 2.9 – Especificações do modelo sapata com saia estrutural (adaptado de Rowshanzamir e Golmoghani-Ebrahimi, 2013).

As considerações finais a assimilar focam-se na espessura do reforço e na relação D/B. O reforço flexível (1mm espessura) proporcionou maior capacidade de suporte para assentamentos maiores, enquanto para os rígidos (acima de 3mm) a espessura não teve efeitos significativos. As saias conferem à fundação uma melhor eficiência no controlo de deslocamentos e uma diminuição de volume de escavação em relação a sapatas convencionais colocadas à mesma profundidade que as saias. Além disso, os resultados experimentais mostraram que o aumento da capacidade de carga se dá de forma não linear com a profundidade da saia, enquanto os valores de capacidade de carga de métodos convencionais (Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963), Hansen (1970) e Vesic (1973)) apresentam um crescimento aproximadamente linear com a profundidade do reforço.

Recentemente foi realizada uma investigação por Chandrawanshi et al. (2014) com vista a determinar a influência de saias estruturais circulares com diâmetros e profundidades diferentes numa areia de média densidade. O trabalho experimental foi realizado num tanque circular de aço de 250mm de diâmetro interno e 300mm de profundidade (Figura 2.10 a)). Para simular a sapata foi usada uma placa circular de aço de 50mm de diâmetro (Figura 2.10 b)). Quanto às

saias, foram utilizados tubos rígidos de policloreto de vinilo não plastificado (PVC-U), com seis diâmetros exteriores diferentes (32, 50, 63, 75, 90 e 110 mm) e para cada diâmetro sete comprimentos diferentes (25, 50, 75, 100, 125, 150 e 175 mm) com a espessura a variar em função do diâmetro de 1,5 a 3 mm. A areia utilizada apresenta as seguintes características: $G=2,67$; $C_C=1,28$; $C_U=2,82$; $\gamma_d=15,23\text{kN/m}^3$; $I_D=50\%$; $\phi=40^\circ$; $e_{\text{máx}}=0,885$ e $e_{\text{min}}=0,623$. Na construção da fundação, o ponto a salientar é que as saias foram cravadas, ou seja, foi construído primeiro as camadas de areia e depois é que se introduziram as saias. O Quadro 2.3 sumaria todos os ensaios e modelos utilizados no trabalho experimental.

Quadro 2.3 - Síntese dos modelos físicos ensaiados (adaptado de Chandrawanshi et al., 2014).

Série de Ensaio	Parâmetros Constantes	d_s/B	D_r (%)	Nº de testes
A	$D_s=0$ mm; $D_s/B=0$	-	50	1
B	$D_s=25$ mm; $D_s/B=0,5$	0,58; 0,92; 1,18; 1,42; 1,7 e 2,08		6
C	$D_s=50$ mm; $D_s/B=1$			6
D	$D_s=75$ mm; $D_s/B=1,5$			6
E	$D_s=100$ mm; $D_s/B=2$			6
F	$D_s=125$ mm; $D_s/B=2,5$			6
G	$D_s=150$ mm; $D_s/B=3$			6
H	$D_s=175$ mm; $D_s/B=3,5$			6

Os dados deste trabalho foram analisados usando o BCR (rácio de capacidade de carga).

Com base nesta investigação experimental deduz-se que o confinamento do solo, conferido pelas saias, melhora significativamente a capacidade de carga da fundação. Esta solução pode ser usada, em estruturas sensíveis a assentamentos, para obter a mesma capacidade de carga com menores assentamentos. Em relação aos diferentes diâmetros de saia, verifica-se que o sistema sapata-saia-areia assenta como um só e a rotura dá-se no solo circundante à saia para diâmetros mais pequenos desta do que o da sapata. Pelo contrário, para diâmetros superiores ao da sapata o sistema comporta-se inicialmente como se estivesse solidário com a sapata+saia, mas próximo da rotura a sapata assenta enquanto a saia parece não ser afetada. À medida que a saia aumenta verifica-se uma melhoria da capacidade de carga, verificando-se as maiores

melhorias para $d_s/B=1,42$. Assim a solução ótima foi a fundação que apresenta os parâmetros $d_s/B=1,42$ e $D_s/B=3$.

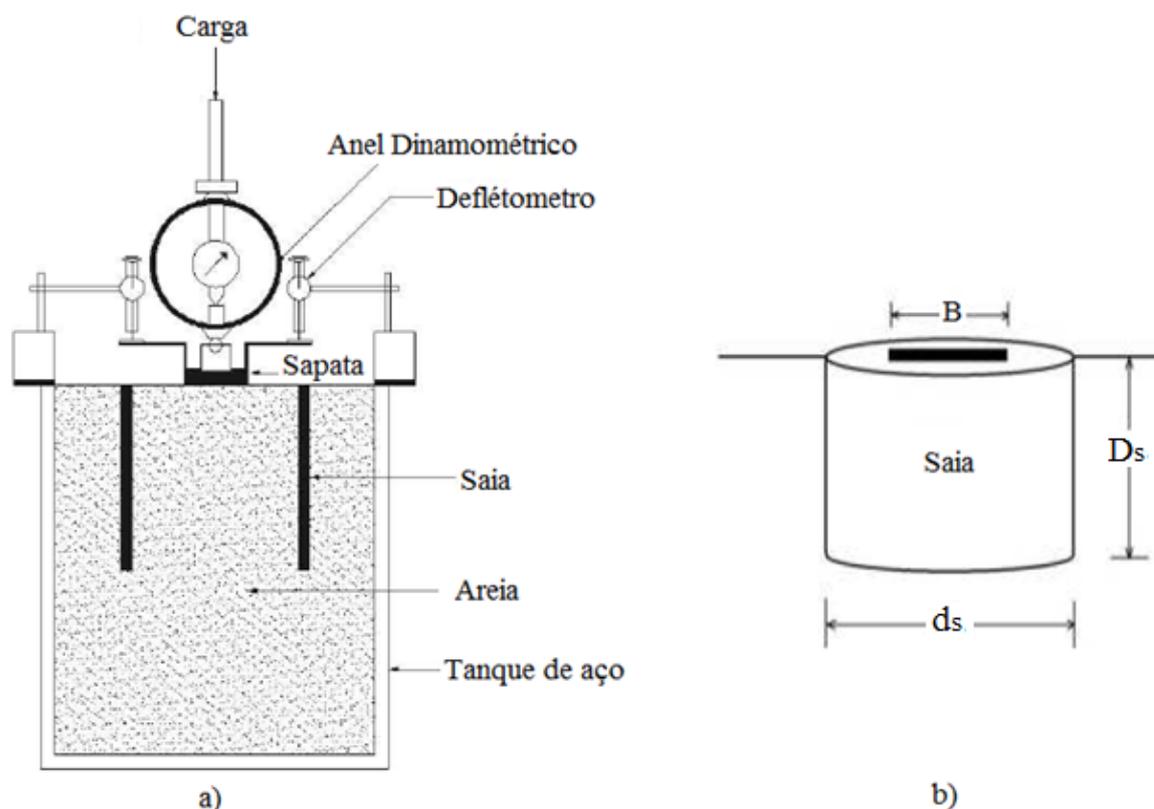


Figura 2.10 – Esquematização do modelo físico estudado; a) Corte transversal do tanque e os intervenientes do modelo; b) Esquema da fundação sapata mais saia (adaptado Chandrawanshi et al., 2014).

2.3 Sapatas reforçadas lateralmente sob ação de cargas excêntricas

A excentricidade do carregamento é um parâmetro de grande relevância, pois na realidade não há carregamentos centrados perfeitos. É importante referir que na maior parte das fundações as cargas são excêntricas. Por isso neste subcapítulo é feito um breve resumo de trabalhos experimentais que investigam este tipo de carregamento. De modo geral, apesar de carga excêntrica ser prejudicial, verifica-se que a saia estrutural confere um aumento da capacidade de carga. Um dos trabalhos desenvolvidos foi investigado com o auxílio de uma centrífuga com um nível de aceleração de 162g. Este difere dos outros estudos não só pelo facto de utilizar uma metodologia de ensaio diferente mas também por pretender simular a resistência ao arranque provocado pela flutuação e/ou forças da natureza de uma estrutura offshore em maciços argilosos. Neste estudo verifica-se que a excentricidade da carga tem um efeito

prejudicial sobre a capacidade de carga e que as pressões neutras provocadas pela saia produzem forças de sucção superiores às que uma fundação convencional provoca, conseqüentemente, causam o aumento da resistência ao arranque (Acosta-Martinez et al., 2011). As restantes pesquisas utilizam o ensaio de carga em placa em fundações quadradas para estudar o efeito da saia sobre carga excêntrica (Singh et al., 2007; Saleh et al., 2008 e Joshi e Mahiyar, 2009). Para além da excentricidade da carga, outros parâmetros são estudados como é o caso da inclinação da carga, reforço de um só lado e a inclinação do reforço. Para os trabalhos em que o reforço é colocado em apenas um dos lados da sapata, como ilustra a Figura 2.11, conclui-se que quanto maior for a inclinação do reforço maior é a área de contacto e adesão entre o solo e a sapata, conseqüentemente, provocam o melhoramento da estabilidade da sapata e diminuição dos assentamentos verticais (Saleh et al., 2008 e Joshi e Mahiyar, 2009). O aumento da inclinação da carga provoca a diminuição da capacidade de carga (Singh et al., 2007 e Saleh et al., 2008). O confinamento do solo produzido pela saia estrutural aumenta significativamente a capacidade de carga da fundação quando sujeita a um carregamento excêntrico e/ou inclinado (Singh et al., 2007).

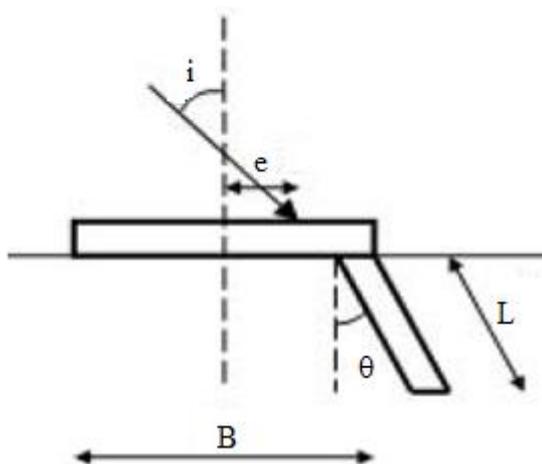


Figura 2.11 – Parâmetros geométricos utilizados na análise (adaptado Saleh et al., 2008)

3 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentadas as principais teorias usadas para o cálculo da capacidade de carga, os autores estudados para o presente trabalho e os mais relevantes no desenvolvimento da compreensão teórica da capacidade de carga de fundações superficiais são: Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963), Hansen (1970) e Vesic (1973). Bowles (1996) faz uma síntese de todo esse trabalho, apresentado a expressão geral da capacidade de carga e as suas extensões para os distintos casos de aplicabilidade prática.

3.2 Expressão base da capacidade de carga

Há diversas propostas de expressões para o cálculo da capacidade de carga que, apesar de apresentarem uma formulação idêntica, diferem apenas na grandeza dos parâmetros intervenientes. Contudo, todos estes parâmetros partem da teoria da plasticidade (Pinto, 2013), que são:

- O solo apresenta um comportamento rígido-plástico;
- O solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- O solo acima da base da sapata atua apenas como sobrecarga;
- O atrito e a adesão entre o solo e a sapata são nulos;
- O atrito e a adesão entre o solo acima e abaixo da base da sapata são nulos;
- A sapata tem desenvolvimento infinito.

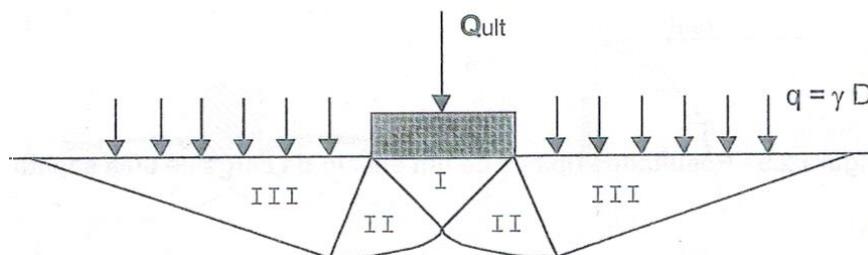


Figura 3.1 – Superfícies de rotura de uma fundação superficial (zona ativa (I), zona em corte radial (II), zona passiva (III)) (adaptado de Pinto, 2013)

A expressão base para o cálculo da capacidade de carga é:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{A} = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (10)$$

3.3. Extensão da expressão base ao caso prático em estudo

A necessidade de adequar a expressão de cálculo da capacidade de carga de sapatas a outras situações conduziu à correção da expressão base. Com base em numerosas investigações, foram propostos fatores corretivos (que variam consoante o autor) que permitiram estender a diversos casos a aplicação da expressão base mais útil. Assim, esta permite ter em conta situações de sapatas de desenvolvimento finito, carga excêntrica e/ou inclinada, base inclinada, saia estrutural, inclinação da superfície do terreno, existência de um estrato rígido a determinada profundidade ou a consideração da resistência ao corte do solo a acima da fundação. Contudo, no presente trabalho investiga-se apenas o caso de sapatas com saia estrutural sujeitas a carga centrada.

As expressões e os fatores corretivos utilizados no cálculo da capacidade de carga de sapatas sujeitas a cargas centradas são apresentadas nos quadros 3.1 e 3.2 respetivamente.

Quadro 3.1 – Expressões de capacidade de carga (Bowles, 1996).

	Expressão de capacidade de carga
Terzaghi (1943)	$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma$
Meyerhof (1951, 1963)	$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$
Hansen (1970)	
Vesic (1973)	

Quadro 3.2 – Fatores corretivos (Bowles, 1996).

		Fatores corretivos	
Terzaghi (1943)	$N_q = \frac{e^{(0,75\pi - \frac{\phi}{2}) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$	Sapata	
		Contínua:	$s_c=1,0$ $s_\gamma=1,0$
		Circular:	$s_c=1,3$ $s_\gamma=0,6$
Meyerhof (1951, 1963)	$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$	$s_c = 1 + 0,2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \frac{B}{L}$ <p>Para qualquer ϕ</p> $s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \frac{B}{L}$ <p>Para $\phi > 10^\circ$</p> $s_q = s_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0^\circ$	
		$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \frac{D}{B}}$ <p>Para qualquer ϕ</p> $d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \frac{D}{B}}$ <p>Para $\phi > 10^\circ$</p> $d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0^\circ$	

Quadro 3.2 continuação – Fatores corretivos (Bowles, 1996).

Hansen (1970)	$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\phi)$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$ $s_c = 1 \text{ para sapatas contínuas}$ $s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \text{ para qualquer } \phi$ $s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6$
		$d_c = 1 + 0,4k \begin{cases} k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \\ k = \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \end{cases}$ <p style="text-align: center;">k em radianos</p> $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$ $d_\gamma = 1 \text{ para qualquer } \phi$
Vesic (1973)	$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi)$	Os fatores forma (s_i) e de profundidade (d_i) são os mesmos que Hansen (1970)

3.3.1 Inclusão da saia estrutural

A investigação feita para complementar este ponto é muito reduzida. Os autores do primeiro passo para o desenvolvimento de uma equação que satisfaça este tipo de fundação foram Al-Aghbari e Mohamedzein (2004). Como retratado no Capítulo 2, estes autores propuseram a equação (2) e a (3), tendo, na sua formulação, considerado os efeitos do atrito da base da fundação (δ_f), a compressibilidade e os parâmetros relativos à saia, tais como a profundidade (D_s), rugosidade (δ_s) e a rigidez. As fórmulas propostas apresentam uma boa aproximação (erro menor que 5%), em relação aos resultados obtidos nos ensaios à escala reduzida efetuados pelos autores.

3.3.2 Influência do índice de rigidez do solo

As fundações superficiais assentes em solos arenosos são definidos, essencialmente, por três tipos de rotura. Esta distinção depende da profundidade e da compressibilidade do solo subjacente à fundação direta. Geralmente um solo, solto apresenta uma rotura por punçoamento (Figura 3.2 d)), mediamente compacto apresenta uma rotura localizada (Figura 3.2 c)) e compacto apresenta uma rotura generalizada (Figura 3.2 b)).

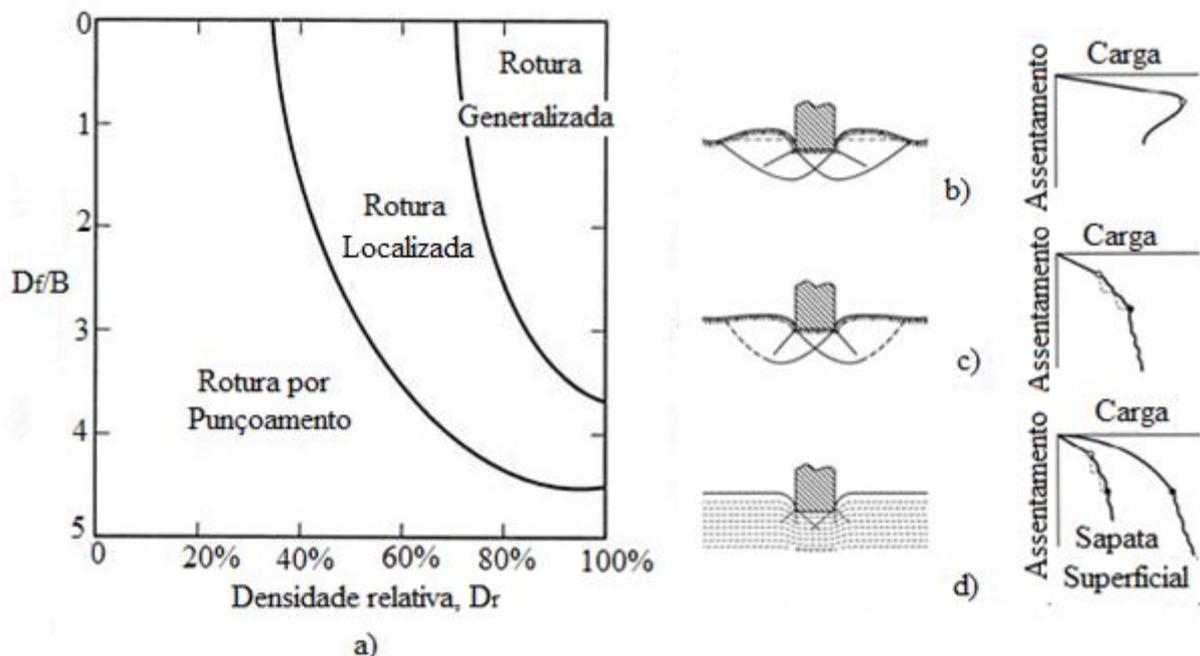


Figura 3.2 – Modos de Rotura das fundações superficiais: a) Gráfico de modos de rotura em função da densidade relativa e da profundidade subjacente à fundação direta; b) Rotura Generalizada; c) Rotura Localizada; d) Rotura por Punçoamento (adaptado de Vesic, 1963).

Um solo compacto apresenta pouca capacidade de se deformar, pelo que se pode enquadrar mais facilmente, segundo a teoria da plasticidade, como o comportamento rígido-plástico. No caso de um solo se deformar com facilidade, como no caso de solos soltos, o seu comportamento afasta-se do rígido-plástico, podendo conduzir a erros consideráveis na estimativa da capacidade de carga e da sua superfície de rotura. Para interpretar a questão da compressibilidade do solo, Vesic (1975) propôs a introdução do índice de rigidez, I_r :

$$I_r = [E_s / (2 * (1 + \nu))] / (c + q_{D/2} \tan \phi) \quad (11)$$

Para determinar o comportamento do solo é necessário comparar o índice de rigidez com o índice de rigidez crítico, I_{rc} , definido por:

$$I_{rc} = 0,5 \exp \left[(3,30 - 0,45) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (12)$$

Se o índice de rigidez for superior ao índice de rigidez crítico, isso significa que o comportamento é rígido-plástico tornando-se válida a expressão geral da capacidade de carga. Caso contrário, se $I_r < I_{rc}$, a expressão deixa de ser válida e a Equação (11) assume um material elástico perfeito. No entanto, se o solo sofrer deformações plásticas o valor do índice de rigidez deverá ser reduzido através da seguinte expressão:

$$I_{rr} = I_r / (1 + I_r \Delta) \quad (13)$$

A Equação 13 tem em conta a extensão volumétrica média, Δ , na cunha ativa de Rankine. Para $I_r < I_{rc}$ a extensão volumétrica será nula. No quadro 3.3, são apresentados os valores de Δ , para solos soltos.

Quadro 3.3 – Valores típicos de Δ para solos soltos (adaptado de Pinto, 2013).

Nível de Tensão (kPa)	Δ
100 - 500	0 - 0,025
500 - 1000	0,025 - 0,05

Vesic (1975) refinou a expressão de capacidade de carga, para poder incorporar a rotura localizada e por punçoamento, passando a ser:

$$q_{ult} = cN_c \zeta_{cr} + qN_q \zeta_{qr} + 0,5\gamma BN_\gamma \zeta_{\gamma r} \quad (14)$$

Em que,

$$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r} = \exp \left[\left((-4,4 + 0,6) \tan \phi + 3,07 \sin \phi (\log 2I_r) / (1 + \sin \phi) \right) \right] \quad (15)$$

$$\zeta_{cr} = \zeta_{qr} - 1 - \zeta_{qr} / N_c \tan \phi \quad \text{para } \phi > 0 \quad (16)$$

$$\zeta_{cr} = 0,32 + 0,12 + 0,6 \log 2I_r \quad \text{para } \phi = 0 \quad (17)$$

Nota: As equações dispostas nesta subsecção foram adaptadas para fundações circulares.

3.4. Módulo de deformabilidade e Coeficiente de reação vertical

Nesta secção pretende-se dar a conhecer a formulação usada para determinação do módulo de deformabilidade tendo como fundamento a teoria da elasticidade.

A estimativa de assentamentos imediatos pela teoria da elasticidade assume a seguinte forma:

$$\Delta h_i = qD(1 - \nu^2) \times I_s/E_s \quad (18)$$

Tendo como base a equação dos assentamentos imediatos e que para fundações circulares rígidas com diâmetro D , o fator $I_s = \pi/4$, sob ação de uma carga uniforme, sobre um solo isotrópico semirrígido, temos que o módulo de deformabilidade assume a seguinte expressão:

$$E_s = \pi qD(1 - \nu^2)/4s \quad (19)$$

Da curva carga-assentamento, produzida pelo ensaio de carga em placa, tendo em conta a teoria da elasticidade, compreende-se que o declive inicial da curva, até ser atingida a tensão admissível, corresponde ao coeficiente de reação vertical (k_s). Se a curva de carga-assentamento apresentar forte não linearidade para se obter um k_s representativo para a análise em questão deve-se retirar esse valor após um ciclo de carga descarga-recarga, k_{s1} (Figura 3.3). Assim, temos:

$$k_s = \frac{q}{s} = E_s/(D(1 - \nu^2)I_s) = 4E_s/[\pi D(1 - \nu^2)] \quad (20)$$

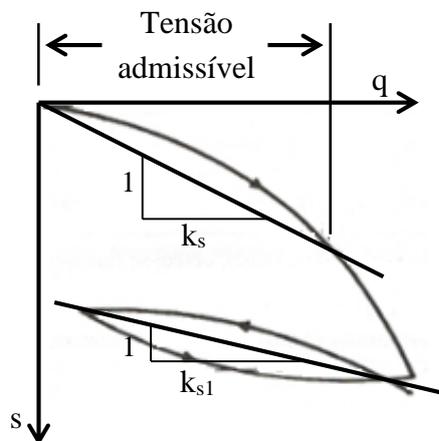


Figura 3.3 – Curva carga-assentamento teórica de um ensaio de carga em placa para obtenção de k_s (adaptado de Hachich et al., 1998).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Considerações iniciais

O presente projeto experimental tem como propósito investigar o comportamento mecânico da fundação reforçada com saia estrutural, através das curvas carga-deslocamento, obtidas em ensaios de carga em placa realizados no laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC. A essência desta investigação é dar os primeiros passos no desenvolvimento do conhecimento sobre o uso de sapatas com saias estruturais, em Portugal. Estudando o comportamento das curvas carga-assentamento, através de ensaios de carga em placa com um reforço na placa em forma de saia. A análise bibliográfica revela que o comportamento tensão-deformação da fundação reforçada é influenciado por fatores relacionados com a matriz do solo (granulometria, índice de vazios, densidade relativa, etc.), com as características do reforço (espessura, profundidade, inclinação, diâmetro, etc.) e da sapata (dimensões, forma, etc.), assim como pela forma como a carga é aplicada (centrada, inclinada e excêntrica). No contexto do presente trabalho a investigação restringe-se ao estudo da influência do índice de compactação do solo (I_D) e da profundidade da saia (D_s) sob uma carga centrada. Neste capítulo é descrito, detalhadamente, todo o programa experimental.

4.2 Equipamento utilizado nos ensaios

4.2.1 Tanque e sistema de aplicação de carga

Para a acomodação das camadas recorreu-se a um tanque de dimensões $1500 \times 2000 \text{ mm}^2$ em planta e 1500mm de altura. Este foi dividido em duas partes iguais, através de uma placa de aglomerado com cerca de 3mm de espessura, de forma a poderem-se executar dois enchimentos em paralelo, cada um deles aproximadamente com dimensões em planta de $1500 \times 1000 \text{ mm}^2$ (Figura 4.1). O tanque é dotado de reforços laterais, constituídos por perfis IPE cujo número teve de ser aumentado no caso dos ensaios com saia estrutural longa em fundações em areia densa, tal como ilustrado na Figura 4.2. O sistema de reação é constituído por uma viga IPE 220 com oito furos coincidentes com os furos dos apoios (Figura 4.3). A ligação entre a viga e os apoios foi feita com oito parafusos M12 de classe 8.8. A aplicação de carga foi feita com a ajuda de um macaco hidráulico de 25MPa de capacidade com veios extensíveis ligados (Figura 4.4).



Figura 4.1 – Placa divisória do tanque com marcações para o controlo da altura.

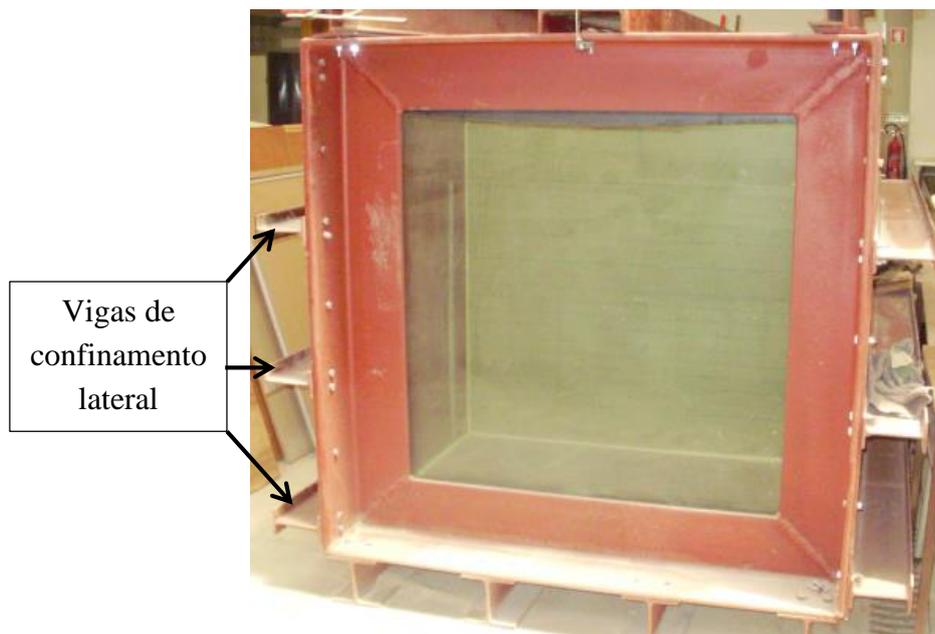


Figura 4.2 – Tanque com as vigas de confinamento lateral.

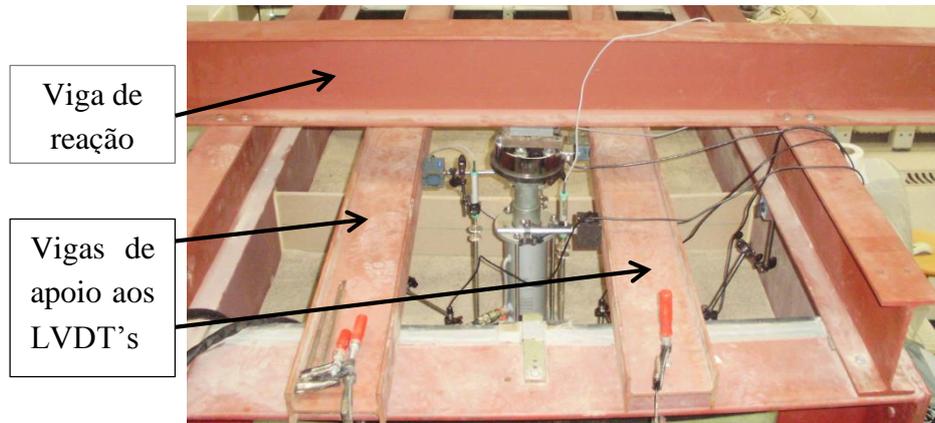


Figura 4.3 – Sistema de reação e de apoio aos LVDT's.

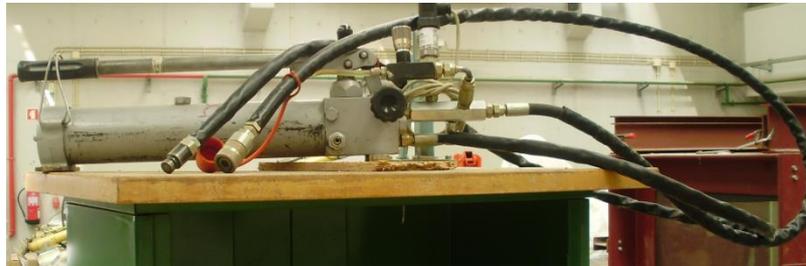


Figura 4.4 – Macaco hidráulico.

4.2.2 Sistema de aquisição de dados

O sistema de medição é constituído por uma célula de carga, para medição da força aplicada, e por seis transdutores de deslocamentos (LVDT) para medir assentamentos e deformações. A célula de carga é da marca REP TC4 e tem uma capacidade de 200kN, tendo a sua calibração sido previamente executada por Veiga (2014). Os deslocamentos da placa foram medidos por três transdutores com curso de 50mm, enquanto os assentamentos da superfície da areia por três transdutores com curso de 25mm. O sistema de monitorização e processamento de dados é constituído por um “data logger” da marca National Instruments e modelo USB 6343 X Series, associado ao software de aquisição de dados LABVIEW. A Figura 4.5 ilustra o equipamento de aquisição de dados, assim como os dispositivos de medição utilizados.



Figura 4.5 – Equipamento que constitui o sistema de medição, monitorização e processamento de dados.

4.3 Solo de Fundação

4.3.1 Origem e Granulometria

A areia utilizada é proveniente de depósitos de Coimbra localizados em terrenos adjacentes ao rio Mondego na Vila de Tentúgal (Ferreira, 2014). A caracterização física da areia foi efetuada previamente por Paulo (2013), de onde se obtiveram os seguintes resultados compilados por Ferreira (2014) com interesse para a presente dissertação:

- A curva granulométrica apresentada na Figura 4.7;
- Os índices físicos apresentados no Quadro 4.1.

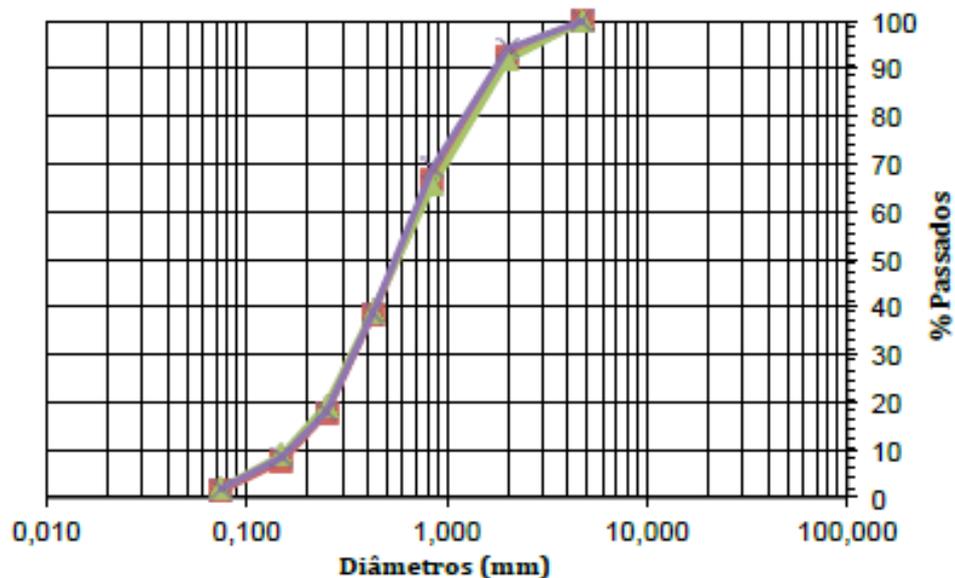


Figura 4.6 – Curva granulométrica da areia de Coimbra (adaptado de Ferreira, 2014).

Quadro 4.1 – Índices físicos da areia de Coimbra (adaptado de Ferreira, 2014).

Índices Físicos	Areia de Coimbra
Coeficiente de uniformidade, C_U	4,97
Coeficiente de curvatura, C_C	1,10
Densidade das partículas, G	2,64
Peso volúmico máximo, $\gamma_{dmáx}$	18,13
Peso volúmico mínimo, γ_{dmin}	15,06
Índice de vazios mínimo, e_{min}	0,43
Índice de vazios máximo, $e_{máx}$	0,72

4.3.2 Colocação e compactação do solo

A areia foi colocada no tanque por camadas, tendo-se utilizado para o efeito sacos com capacidade de 500kg, uma ponte rolante com capacidade de 5000kg, uma balança com capacidade de 3000kg e precisão da ordem do kg. O controlo da espessura das camadas foi feito com auxílio de marcas espaçadas de 50mm, previamente marcadas nas paredes do tanque (Figura 4.1) e na placa de aglomerado. O material utilizado neste processo de uniformização e compactação, assim como a balança e os sacos de areia encontram-se na Figura 4.7.

Na construção de cada camada a metodologia usada varia em conformidade com o índice de compacidade pretendido ($I_D = 35\%$ e $I_D = 80\%$). Relativamente à construção da camada de menor índice de compacidade o processo utilizado consiste no enchimento de um saco com 237kg de areia, transportado com o auxílio de uma ponte rolante. A areia é descarregada para o interior do tanque seguindo-se a sua uniformização de modo a obter uma camada o mais uniforme possível de 100mm de espessura. Estes passos são repetidos até se perfazer 1000mm (altura total das camadas). Quanto à construção das camadas de maior índice de compacidade, optou-se por diminuir a altura de cada camada, passando a corresponder a uma massa de 129kg correspondente a uma altura de 5cm, de forma a melhorar o controlo e uniformidade da compacidade. As Figuras 4.8 e 4.9 ilustram o processo descrito. Nos ensaios com a saia estrutural longa (237mm), aumentou-se a altura da camada em mais 100mm passando a 1100mm. O motivo deste aumento foi o de tentar minimizar o efeito do fundo do tanque para o caso em que a fundação poderá transmitir as cargas a maiores profundidades. Importa referir que o processo de enchimento foi feito em simultâneo em ambos os lados do tanque, de forma alternada em cada camada, de maneira a não introduzir pressões excessivas na parede divisória do tanque. No final da construção verificaram-se volumes diferentes aos inicialmente pretendidos, o que levou a recalcular os novos índices de compacidade efetivamente existentes. Para o cálculo destas novas densidades assumiu-se um erro de $\pm 500g$ para cada camada, atendendo à precisão da balança. O controlo das densidades foi, sem dúvida, um dos desafios

deste trabalho experimental. O Quadro 4.2 apresenta a determinação dos novos índices de compactidade. A numeração atribuída ao Tanque 1 e Tanque 2 advém do facto de o primeiro e o segundo ensaio de cada nível de compactidade serem realizados nos respetivos tanques.



Figura 4.7 – Material de compactação e uniformização, balança e saco de areia.

Quadro 4.2 – Determinação do intervalo das densidades de cada tanque.

Tanque	Volume Total (cm ³)	Massa (kg)	ρ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)	e	I _d (%)
1	150x95x98	2370±5	1,664±4E-2	16,32±6E-2	0,585±3E-3	41,6±1
2	150x97x96	2370±5	1,665±5E-2	16,31±4E-2	0,586±3E-3	41,3±1
1	150x95x108	2607±5,5	1,664±4E-2	16,32±6E-2	0,585±3E-3	41,6±1
2	150x97x106	2607±5,5	1,659±3E-3	16,27±3E-3	0,589±3E-3	40,5±1
1	150x95x100	2580±10	1,848±8E-3	18,12 ±7E-2	0,427±5E-3	86,8±1,6
2	150x97x98	2580±10	1,847±7E-3	18,11 ±7E-2	0,427±5E-3	86,7±1,6
1	150x95x110	2838±11	1,844±7E-3	18,09±7E-2	0,429±6E-3	86±1,6
2	150x97x108	2838±11	1,839±6E-3	18,05±7E-2	0,433±5E-3	85,1±1,6



Figura 4.8 – Fase de enchimento e pesagem dos sacos.

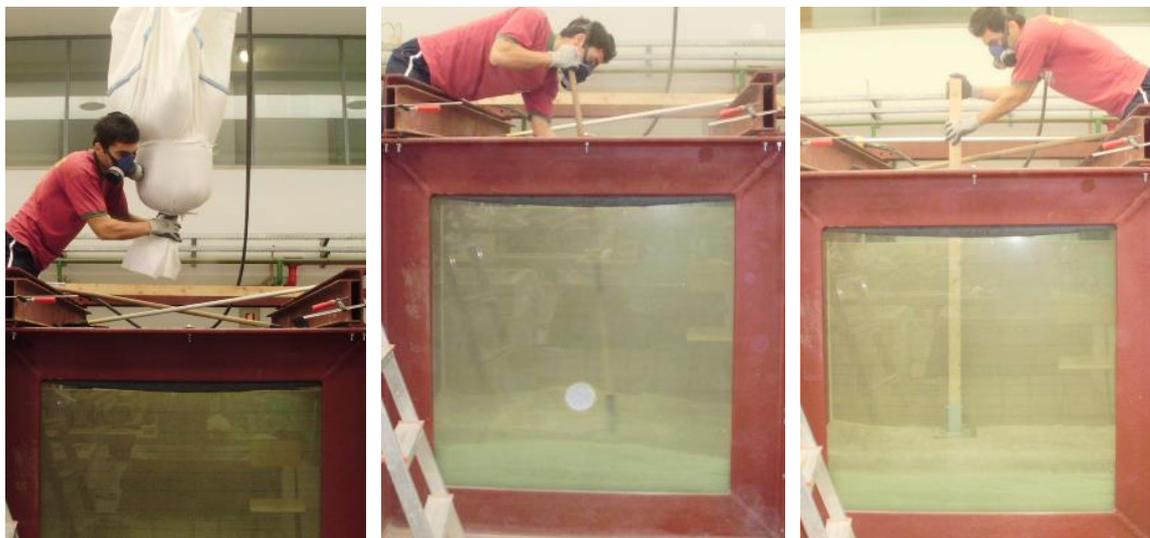


Figura 4.9 – Método de enchimento, uniformização e compactação das camadas.

4.3.3 Estimativa das propriedades

Com base nos valores apresentados no Quadro 4.2, foram determinados os valores médios dos índices de compactação, I_D , e pesos volúnicos, para ambas as categorias de densidades ensaiadas. No Quadro 4.3 pode-se verificar que os menores valores de I_D andam por volta dos 40%, o que, segundo Matos Fernandes (2006), é o valor limite entre uma areia solta e medianamente compacta, tendo-se optado, neste trabalho, pela designação de areia solta. Já para os maiores valores de I_D , da ordem dos 86%, segundo o mesmo autor a designação a atribuir é a de areia muito densa. Estas designações estão presentes no Quadro 4.3. A estas densidades relativas fizeram-se corresponder valores do ângulo de atrito, calculados por meio de interpolação com base em valores para outras compactidades através de ensaios triaxiais

desenvolvidos por Ferreira (2014). Os valores assim calculados são apresentados, igualmente, no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Índice de compactidade, peso volúmico e parâmetros de resistência da areia.

Designação	I_D (%)	γ_d (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Solta	41%	16,31	0	39,2
Muito Densa	86%	18,1		48,9

4.4 Modelos físicos utilizados

O modelo físico utilizado para simular a fundação não reforçada consiste numa placa de aço galvanizado (rígida) de 300mm de diâmetro e 40mm de espessura (Figura 4.11 a)) ligada a um macaco com veio extensível e com três suportes para a colocação dos transdutores. Para simular as saias estruturais foram utilizados dois perfis tubulares ocos de aço liso com $d_s=273$ mm e de 4mm de espessura ligados a duas chapas de aço de 40mm de espessura. A saia curta e a longa têm 136mm e 273mm de altura (D_s), respetivamente (Figura 4.11 b)). Cada chapa detém quatro peças em forma “L” de modo a centrar a placa de carga. A ligação da placa ao perfil tubular foi feita com quatro parafusos M10 embebidos da classe 8.8 (Figura 4.11 c)). Esta ligação é feita através de cantoneiras soldadas no diâmetro interior dos perfis, como se pode ver na Figura 4.10.

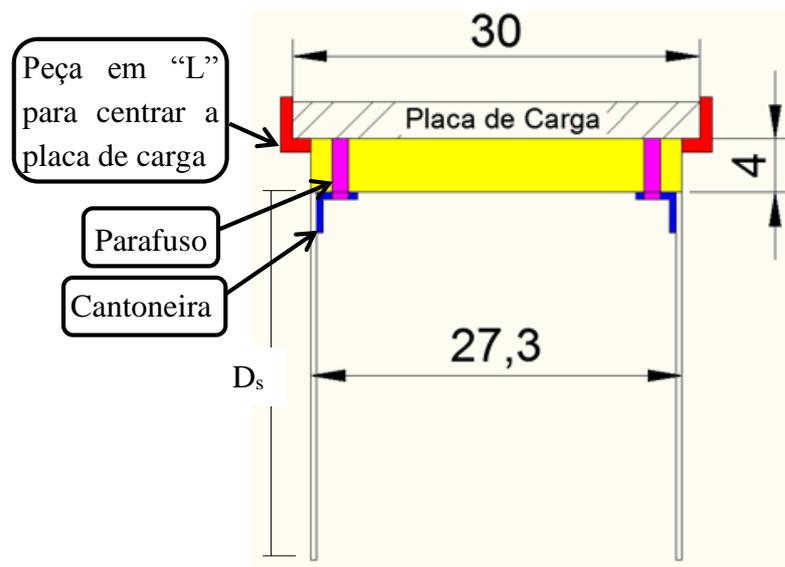


Figura 4.10 – Vista em corte transversal do modelo físico reforçado (unidades cm).

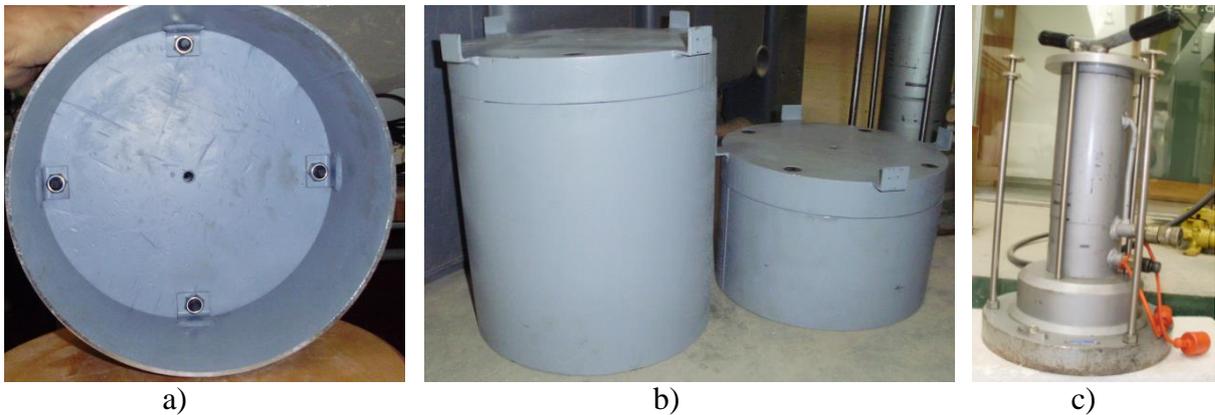


Figura 4.11 – Modelos físicos das saias estruturais e da sapata: a) Saia vista do seu interior; b) Saia longa e saia curta vista em perfil; c) Placa de carga vista em perfil.

4.5 Procedimento dos ensaios

O ensaio de carga em placa, genericamente, consiste em colocar uma placa de carga sobre o solo e medir as deformações produzidas pela aplicação sucessiva das cargas sobre esta placa, de forma controlada. As cargas são aplicadas através de um macaco e de uma bomba hidráulica utilizando uma viga como carga de reação (Pinto, 2013). As deformações são medidas através de defletómetros ou transdutores de deslocamentos, dispostos sobre a placa.

Os faseamentos de aplicação das cargas encontram-se esquematizados no Quadro 4.4 e consistem num carregamento inicial até 4kN atingido com incrementos de 1kN, seguido de um ciclo de descarga-recarga, em que a descarga se efetuou com reduções de 2kN em cada patamar. Depois de reposta a carga máxima aplicada, então o ensaio prosseguiu até à rotura do solo de fundação, tendo-se estabelecido, em todos os casos, que a duração de cada patamar de carga era de 5 minutos. A única diferença entre os dois faseamentos consiste nos incrementos de carga após aquele ciclo: enquanto o Faseamento 1, que foi o mais frequente e inicialmente seguido, corresponde à aplicação de incrementos de 1kN de carga, no Faseamento 2 esses incrementos são de 2kN. A adoção deste último procedimento deveu-se à duração exagerada dos ensaios com areia muito densa, pois a rotura ocorria para níveis de carga muito elevados. Este facto foi constatado no 3º ensaio (areia com $I_D=86\%$), em que o procedimento de carga com o Faseamento 1 a rotura só foi atingida ao fim de 6 horas ininterruptas de ensaio.

Quadro 4.4 – Ciclos de carga-descarga realizados nos ensaios.

	t (minutos)	Ciclo	Faseamento 1 (kN)	Faseamento 2 (kN)
Carga	5	0	0	0
Carga	5	1	1	1
Carga	5	2	2	2
Carga	5	3	3	3
Carga	5	4	4	4
Descarga	5	5	2	2
Descarga	5	6	0	0
Carga	5	7	1	2
Carga	5	8	2	4
Carga	5	9	3	6
			
		X	Rotura	Rotura

Posteriormente, à construção das camadas de areia (4.3.2), montou-se o equipamento necessário para dar início ao ensaio. A montagem do equipamento utilizado nos ensaios sem saia subdivide-se em 4 fases. Na primeira fase, foi colocada a placa de carga no centro da superfície da “cama” de areia, com a ajuda de uma ponte rolante, seguida da ligação dos cabos do macaco hidráulico à placa e do nivelamento desta. Na fase seguinte procedeu-se à instalação da viga de reação na respetiva posição e à colocação da célula de carga associada a uma peça rotulada, entre a viga e a placa de carga. Posteriormente seguiu-se a fase da instrumentação que consistiu em colocar os seis transdutores nas respetivas posições: os três transdutores de curso de 50mm foram colocados em suportes acoplados à placa de carga, com bases magnéticas fixadas a duas vigas IPE 160; os outros três transdutores, com curso de 25mm, foram dispostos na superfície da areia sobre umas pequenas placas metálicas cravadas, conforme ilustra a Figura 4.13. Importa referir que a partir do 4º ensaio (D_0B_2 no Quadro 4.5) substituiu-se um LVDT da placa por este apresentar bloqueio nos registos de leitura, não tendo, todavia, sido prejudicial para os resultados. Por fim, efetuaram-se os últimos ajustes, verificou-se a verticalidade dos transdutores, estabeleceram-se as ligações destes e da célula de carga ao data logger e verificou-se a funcionalidade dos dispositivos de aquisição de dados. As Figuras 4.12 e 4.14 a) ilustram a sequência do ensaio sem saia e o posicionamento inicial do equipamento, respetivamente.



Figura 4.12 – Placa de carga sem saia estrutural: sequência do ensaio

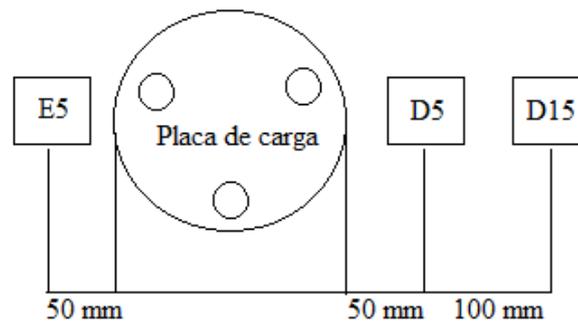


Figura 4.13 – Esquemática, em planta, da localização dos defletômetros.

O procedimento dos ensaios com saia é em tudo semelhante ao dos ensaios sem saia. Contudo, para estes ensaios, a primeira parte é referente à cravação da saia estrutural. Antes disso, emparelhou-se a saia à placa de carga através de grampos (Figura 4.14 b) a fim de se proceder à colocação do conjunto no centro da camada de areia, seguindo-se a instalação da viga de reação e a colocação da célula de carga. Posteriormente foram feitas todas as ligações necessárias para o funcionamento adequado dos equipamentos. Nesta fase inicial, antes da cravação da saia mais longa ($D_s=237\text{mm}$), foi necessário o posicionamento da viga de reação a um nível mais elevado, o que foi realizado com a ajuda de varões de aço Classe 8.8. Deste modo já foi possível colocar a célula de carga associada à peça rotulada, tendo terminado este processo com o nivelamento da viga (Figura 4.15). Procedeu-se à cravação da saia até esta oferecer resistência, isto é, ser cravada até todo o seu volume interior ser ocupado. Após esta etapa, procedeu-se à colocação dos LVDT's, seguindo-se a realização de todas as verificações necessárias se dar início ao ensaio. É importante referir que nos Ensaio D_1B, por lapso, não foi associada à célula de carga a peça rotulada. De qualquer forma, houve o cuidado de manter a placa de carga e a viga de reação sempre niveladas. A sequência destes procedimentos é ilustrada na Figura 4.16, podendo observar-se na Figura 4.17 a marca deixada pelo modelo físico, após a execução do ensaio.

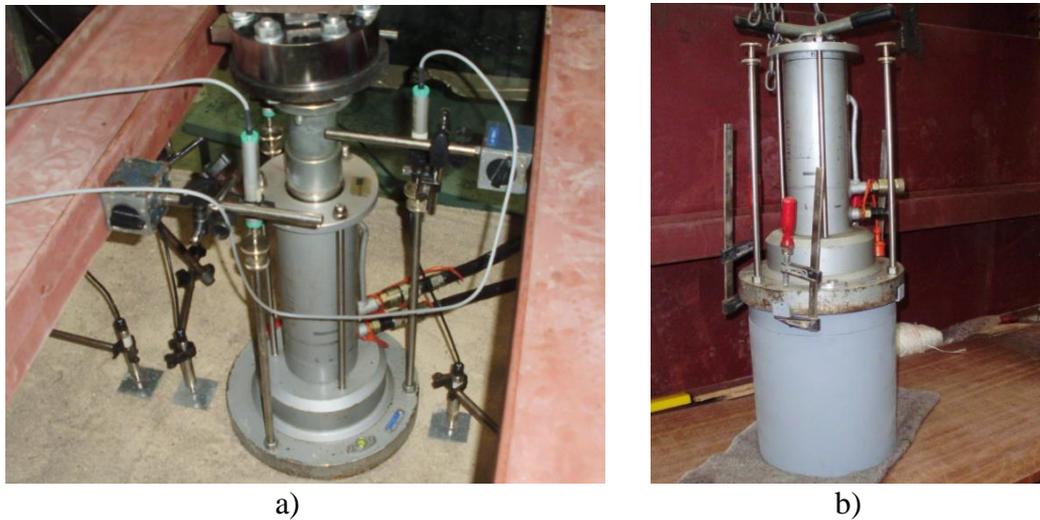


Figura 4.14 – a) Equipamento de ensaio na posição inicial; b) Placa de carga acoplada à saia através de pegas.

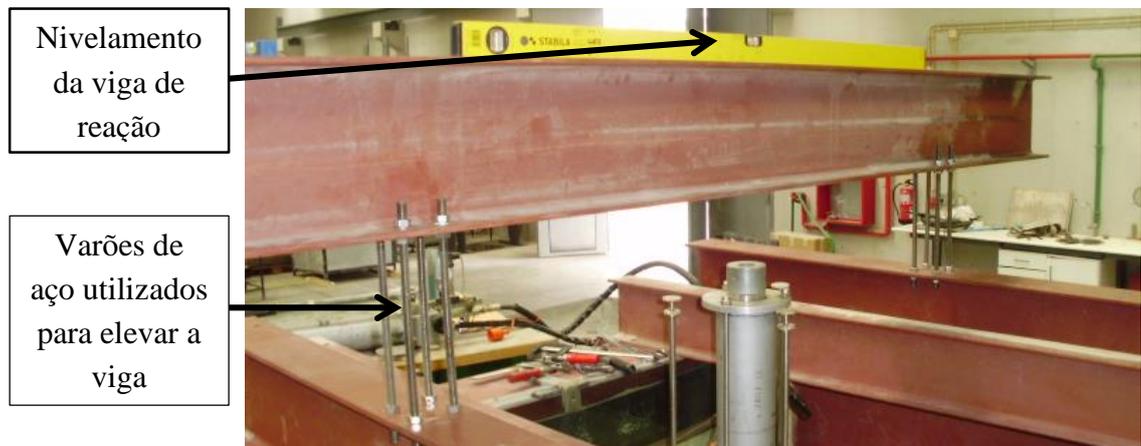


Figura 4.15 – Viga de reação montada com os varões e seu nivelamento.



Figura 4.16 – Placa de carga com saia estrutural: sequência do ensaio.



Figura 4.17 – Final do ensaio, após retirar a placa de carga.

4.6 Síntese dos ensaios

No total foram realizados doze ensaios. A cada ensaio foi atribuído um nome tendo em conta as características do ensaio, onde a primeira letra é referente à compactidade da areia (Solta – S; muito Densa – D), a segunda parte é referente à profundidade da saia (D_s) e a terceira parte à ordem de execução da série de ensaios (1 – primeiro ensaio da série no tanque; 2 – segundo ensaio da série no tanque), para o mesmo enchimento do tanque. No Quadro 4.5 é sintetizado o trabalho experimental realizado e apresentada a ordem de cada ensaio dentro do programa experimental desenvolvido.

Quadro 4.5 – Síntese dos ensaios de carga em placa.

Ensaio	I_D (%)	Areia	D_s (mm)	Ordem de Execução
S_0B_1	41,6	Solta	0	1°
S_0B_2	41,3			2°
S_0,5B_1	41,6	Solta	136	7°
S_0,5B_2	41,3			8°
S_1B_1	41,6	Solta	273	9°
S_1B_2	40,5			10°
D_0B_1	86,8	Muito Densa	0	3°
D_0B_2	86,7			4°
D_0,5B_1	86,8	Muito Densa	136	5°
D_0,5B_2	86,7			6°
D_1B_1	86,0	Muito Densa	273	11°
D_1B_2	85,1			12°

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados bem como o seu tratamento, interpretação e discussão. Serão também apresentados os resultados previstos com base nas fórmulas mencionadas no Capítulo 3 e posteriormente comparados com os resultados obtidos nos ensaios. O critério utilizado para definir a carga de rotura é o que assume que esta ocorre para um assentamento de 10% do valor do diâmetro da placa.

5.2 Ensaio em areia solta

5.2.1 Fundações sem saia estrutural

Os ensaios realizados sem reforço revelam o comportamento esperado para um ensaio de carga em placa convencional, com uma rigidez aproximadamente constante na descarga e na recarga e uma perda sucessiva desta rigidez com o aumento da carga aplicada até à rotura (Figura 5.1). Sabendo que o diâmetro da placa tem um diâmetro de 300mm, aplicando o critério anteriormente mencionado, define-se o valor da tensão de rotura, q_{ult} , de 112,6kPa e 127,3kPa, respetivamente, para os Ensaio S_0B_1 e S_0B_2.

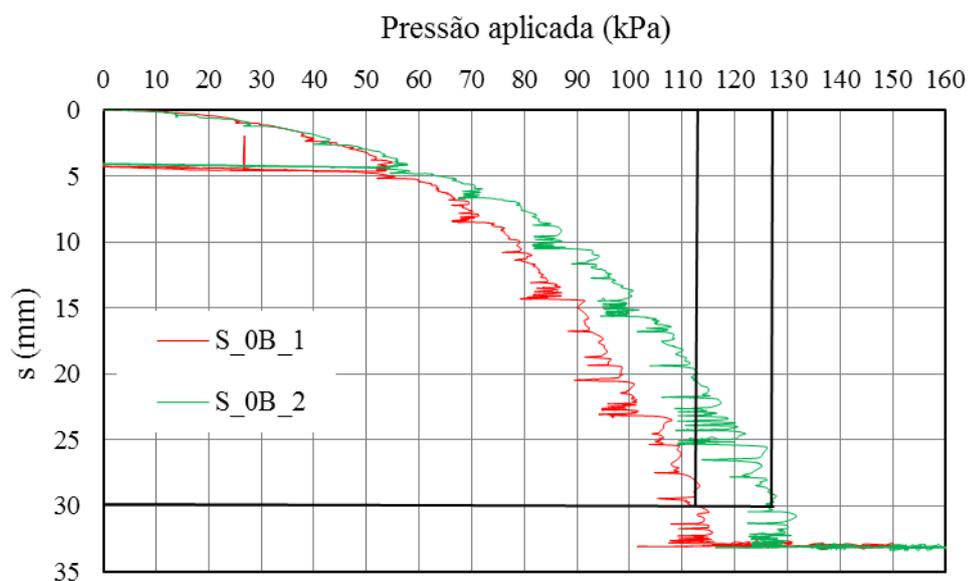


Figura 5.1 – Curva carga-assentamento para os Ensaio S_0B.

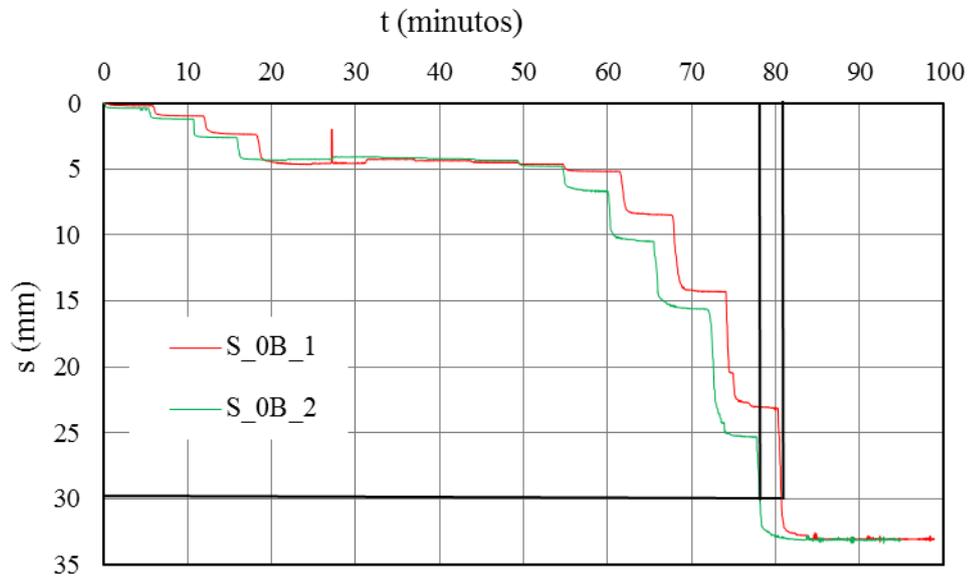


Figura 5.2 – Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio S_0B.

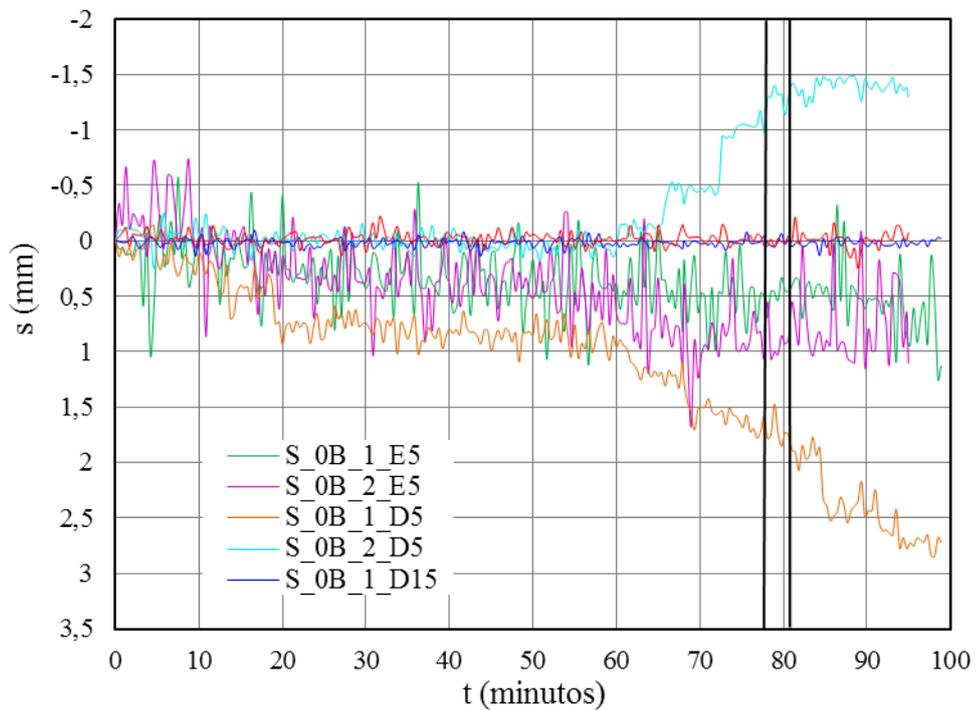


Figura 5.3 – Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio S_0B.

Ao minuto 28 verificou-se um bloqueio de leitura de um LVDT situado na placa, resolvido de imediato mas que originou o “salto” que se pode observar nas Figuras 5.1 e 5.2. Todavia, este problema não foi prejudicial para o controlo de deslocamentos.

É importante referir que todos os resultados relativos aos deslocamentos verticais à superfície do solo de fundação referentes aos ensaios em areia solta foram truncados de 50 em 50 leituras de forma a reduzir os efeitos causados pelo meio envolvente (ruído, vibrações provocadas por trabalhos no laboratório, etc.).

A Figura 5.2 traduz a evolução dos assentamentos na placa durante o tempo de realização do ensaio. Já a Figura 5.3 representa as deformações à superfície da camada de areia, a 50mm e a 150 mm da placa, respetivamente, conforme representado na Figura 4.13. Numa análise conjunta da Figura 5.2 e 5.3 pode-se verificar que para o deslocamento em S_0B_1_D5 o comportamento da curva de assentamento acompanha o da própria placa de carga, se bem que com valores muito inferiores de deslocamentos. Já no Ensaio S_0B_2_D5 isso não se verifica, pois só a partir do minuto 60 é que se começa verificar a ocorrência de deslocamentos verticais superficiais no solo

Como se pode notar, na Figura 5.3 o comportamento da curva dos deslocamentos em S_0B_1_D5 é diferente da que se verifica em S_0B_2_D5, e até mesmo nas restantes leituras desta série: no deslocamento em S_0B_1_D5 ocorre um assentamento (s positivo) e no Ensaio S_0B_2_D5 um empolamento (s negativo). Uma justificação coerente para este fenómeno seria a ocorrência de assentamentos diferenciais significativos de modo a fazer rodar a fundação, mas o que se conclui das leituras dos LVDT's e da bolha centrada do nível da placa é que a fundação assenta de forma uniforme em ambos os ensaios. Aquele efeito de empolamento só poderia ser comprovado através da realização de um maior número de ensaio para estas condições. Ainda se pode observar que a 150mm da placa, em ambos da série (S_0B_1_D15 e S_0B_2_D15), não houve deslocamentos verticais observáveis da superfície do solo.

5.2.2 Fundações com saia curta ($D_s=0,5B$)

Os ensaios com a saia curta (S_0,5B) mostram que o comportamento das curvas carga-assentamento se encontram dentro do expectável, tendo em conta o referido no Capítulo 2. Nestes ensaios, o diâmetro da placa do modelo que simula a fundação é de 273mm, o que, pelo critério de rotura adotado, significa que a rotura ocorre para um assentamento de 27,3mm. Assim, obtiveram-se valores de tensão de rotura de q_{ult} de 197,3kPa e 183,9kPa para os Ensaio S_0,5B_1 e S_0,5B_2, respetivamente.

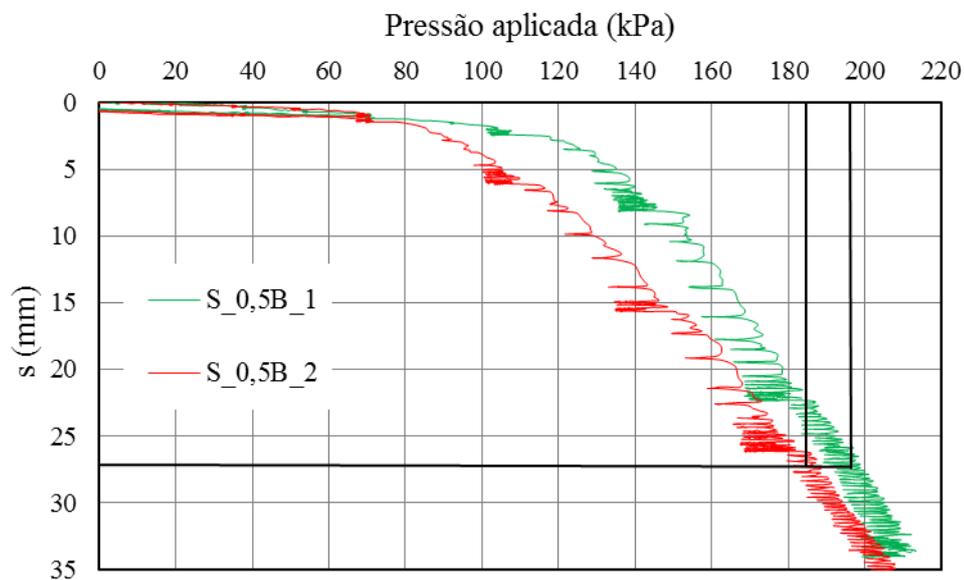


Figura 5.4 - Curva carga-assentamento para os Ensaio S_0,5B.

Observando-se as Figura 5.5 e 5.6 pode-se verificar que apesar de haver assentamentos da placa nos primeiros 15 minutos tal não se faz sentir na superfície do solo, sendo neste período as leituras bastante uniformes. A partir do minuto 42, tanto para o Ensaio S_0,5B_2 como para o Ensaio S_0,5B_1, começam a ocorrer os primeiros deslocamentos verticais consideráveis na superfície da areia. Também a partir deste instante se começa a observar um assentamento acentuado da placa no Ensaio S_0,5B_2; já para o Ensaio S_0,5B_1 tal só começa a verificar-se a partir do minuto 47. Ainda, segundo o representado na Figura 5.6, se verifica que todos os LVDT's assentes sobre a superfície de areia sofrem assentamentos, independentemente da sua distância em relação à placa.

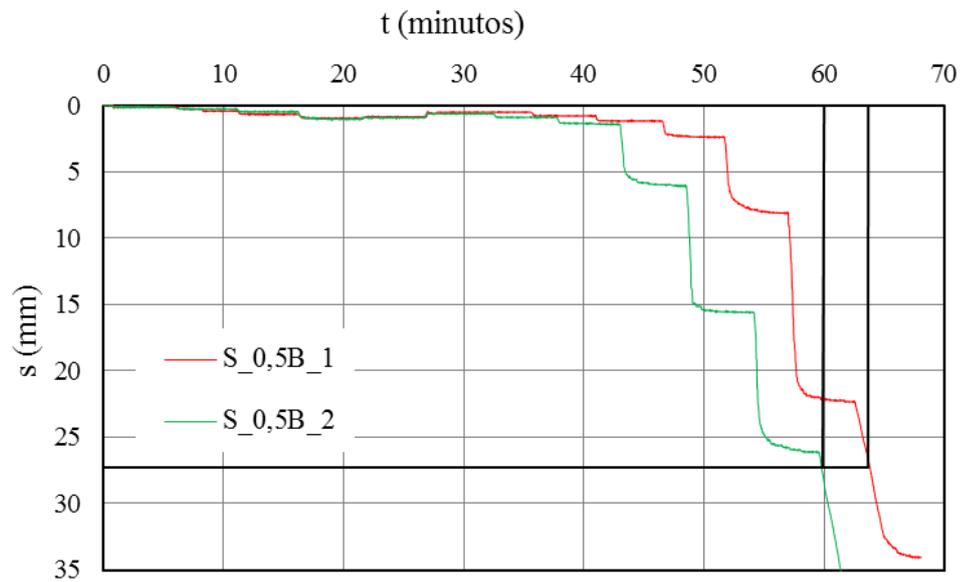


Figura 5.5 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio S_0,5B.

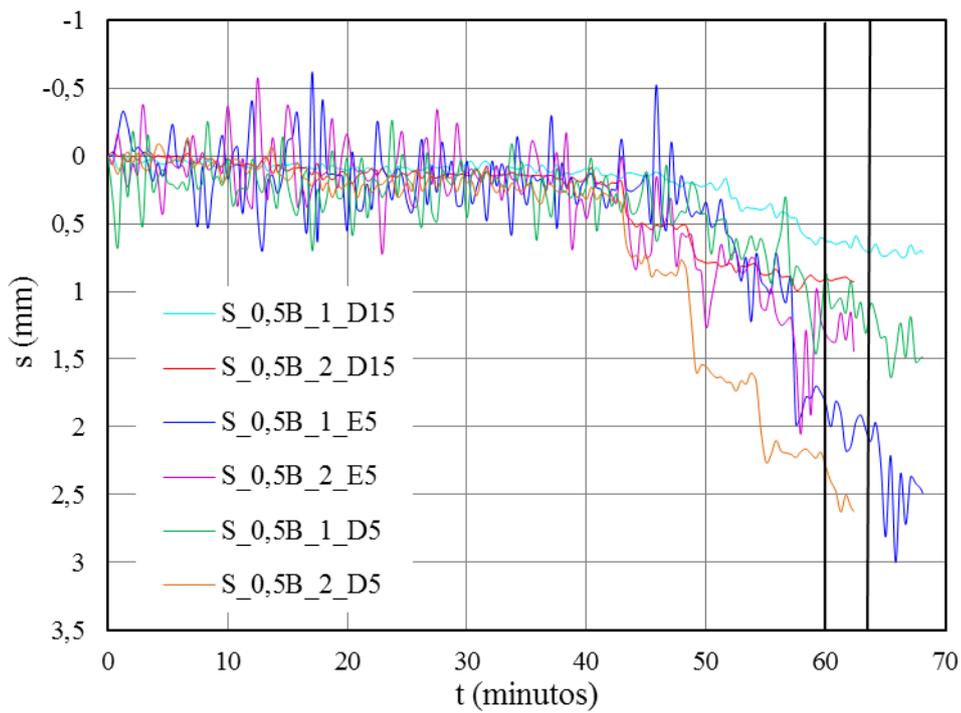


Figura 5.6 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio S_0,5B.

5.2.3 Fundações com saia longa ($D_s=1B$)

As curvas carga-assentamento dos Ensaio S_1B apresentam, também, o comportamento esperado. A tensão de rotura para o Ensaio S_1B_1 é de 231,6kPa, já no Ensaio S_1B_2 é de 272,1kPa. O Ensaio S_1B_1 foi levado até maiores assentamentos já que, tendo sido o primeiro a ser realizado com esta saia, se tentou confirmar que foi atingida a rotura da fundação. O ensaio foi terminado quando se observou que a placa acoplada à saia ficou completamente soterrada.

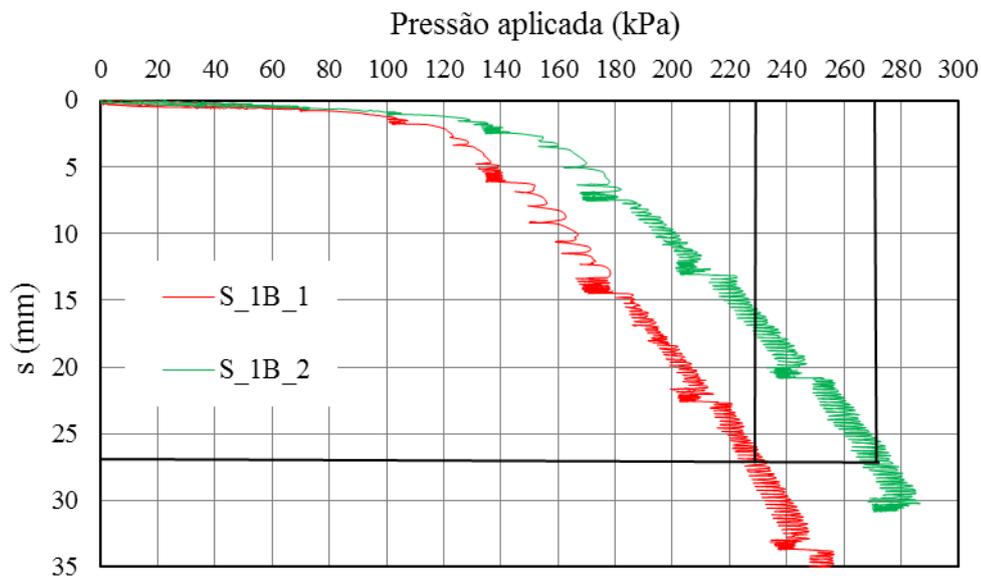


Figura 5.7 - Curva carga-assentamento para os Ensaio S_1B.

Pela análise das Figuras 5.8 e 5.9 pode-se concluir que a partir do minuto 48, no Ensaio S_1B_1, começam a surgir os assentamentos significativos, tanto na placa como na superfície do solo. No Ensaio S_1B_2 esse aumento mais significativo ocorre a partir do minuto 51.

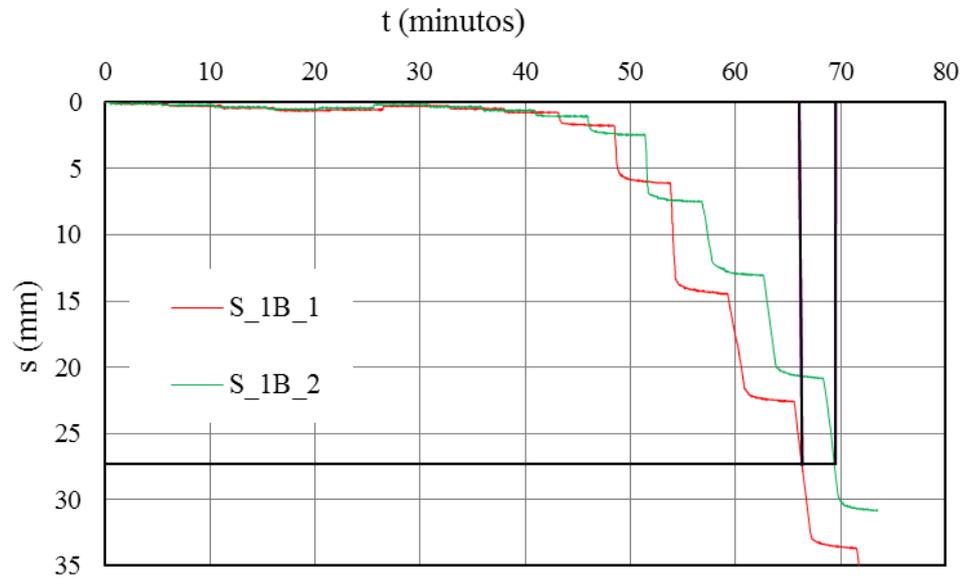


Figura 5.8 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio S_1B.

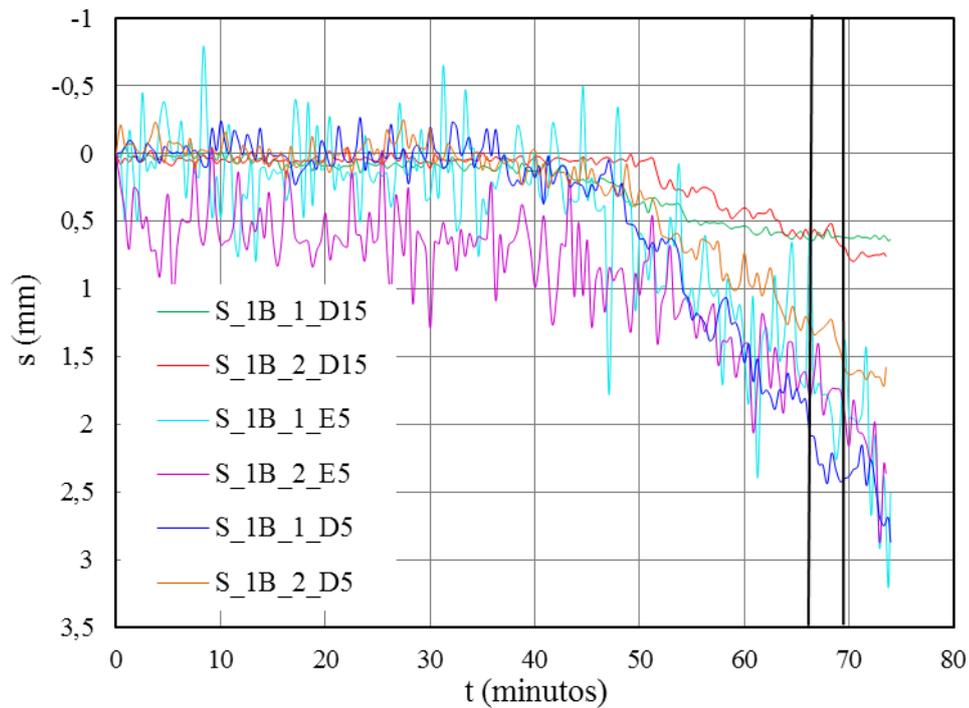


Figura 5.9 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio S_1B.

5.2.4 Comparação dos ensaios em areia solta

Na análise comparativa dos ensaios em areia solta é, sem dúvida, evidente o melhoramento do comportamento da curva carga-assentamento à medida que se aumenta a altura do reforço (D_s), como se pode ver na Figura 5.10. A comparação dos ensaios sem e com saia estrutural não pode ser feita de forma direta, pois os diâmetros são diferentes nas duas situações. Todavia, se os diâmetros fossem iguais é muito provável que essa evidência ainda fosse mais acentuada, de acordo com o exposto no Capítulo 2 e por Cerato e Lutenegeger (2007). Ainda, em relação à Figura 5.10, observa-se que os Ensaio S_0,5B_1 e S_1B_1 apresentam curvas carga-assentamento muito aproximadas na fase inicial, contrariando o que seria expectável. A possível explicação para esta semelhança poderia ser o facto de o índice de compacidade ser bastante maior no Ensaio S_0,5_B em relação ao Ensaio S_1B_1. No entanto, como apresentado no Quadro 4.5, tal não se verifica, não se encontrando qualquer justificação para este comportamento.

Uma possível justificação, mais evidente teoricamente, para as diferenças de carga de rotura em séries de ensaios, seria a influência da realização do primeiro ensaio (Tanque 1) na compactação do solo do Tanque 2. Ou seja, o solo no Tanque 1, ao ser comprimido durante o ensaio, iria exercer pressão sobre a placa divisória (sem características estruturais) que por sua vez densificaria o solo do Tanque 2. Assim, com o aumento da compacidade do solo no Tanque 2, a carga de rotura no segundo ensaio deveria ser superior ao do ensaio no Tanque 1, realizado em primeiro lugar. Esta diferença entre as cargas de rotura deveria acentuar-se com o aumento da profundidade da saia, porque está diretamente associada ao aumento de volume de solo associado à envolvente de rotura, o que levaria a uma maior pressão sobre a placa divisória. Contudo, verifica-se que para os ensaios com saia curta esta diferença é a que menos se faz notar e que o ensaio com maior carga de rotura corresponde ao que foi realizado em primeiro lugar.

Apesar de não ser possível fazer um cálculo correto do rácio de capacidade de carga (BCR^*), que indica a melhoria da capacidade de carga no uso de saia estrutural (ver Eq. 1), devido à uso de modelos com diâmetros diferentes (300mm sem saia e 273mm com saias), os valores obtidos para este parâmetro são, ainda assim, calculados e apresentados no Quadro 5.1.

De forma a minimizar o efeito da utilização de diferentes diâmetros, foi estabelecida uma relação de melhoramento da capacidade de carga (BCR_s) entre as duas profundidades de saia (Quadro 5.2), que estabelece a relação entre a capacidade de carga última da saia de 273mm e a de 136mm, podendo se traduzir na seguinte equação:

$$BCR_s = \frac{q_{ultr(1B)}}{q_{ultr(0,5B)}} \quad (21)$$

Ensaio	$q_{ultm\u00e9dia}$ (kPa)	BCR*
S_0B	119,95	1,6
S_0,5B	190,60	
S_0B	119,95	2,1
S_1B	251,85	

Quadro 5.1 – C\u00e1lculo do BCR* para a areia solta.

Ensaio	$q_{ultm\u00e9dia}$ (kPa)	BCR _s
S_0,5B	190,60	1,3
S_1B	251,85	

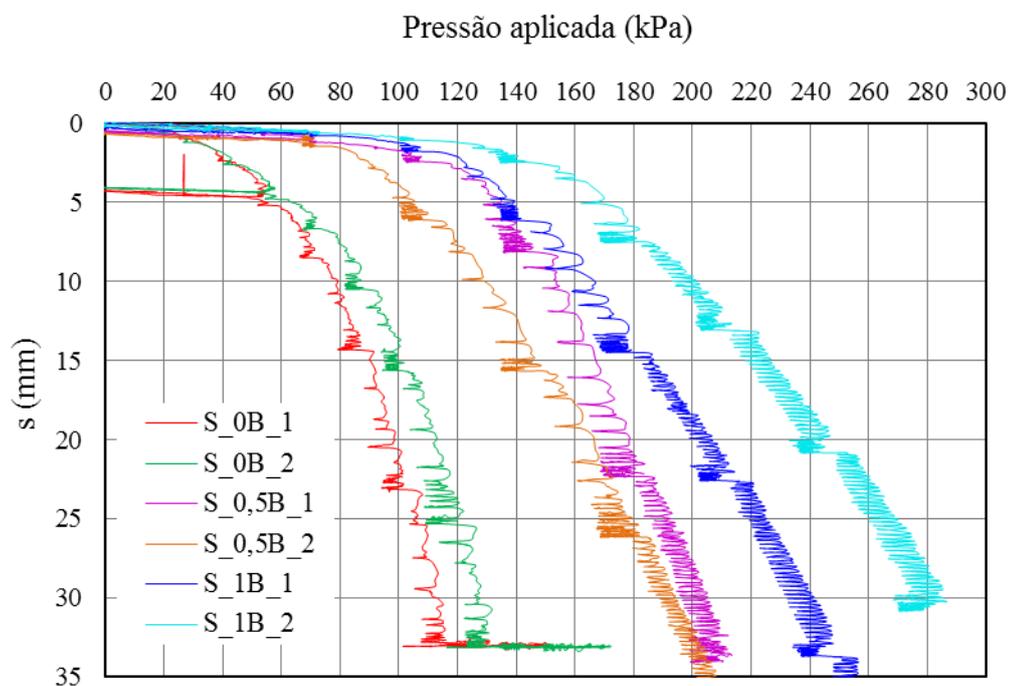
Quadro 5.2 – C\u00e1lculo do BCR_s para a areia solta.

Figura 5.10 - Curva carga-assentamento para os ensaios em areia solta.

A Figura 5.11 apresenta recupera\u00e7\u00f5es de assentamentos na placa de carga, nos dois patamares de descarga, a partir de valores zerados. Pode-se verificar que para os Ensaio S_0B, S_0,5B e S_1B correspondem, respectivamente, valores destas recupera\u00e7\u00f5es por s\u00e9rie de 0,4 e 0,25, 0,5 e 0,37, 0,35 e 0,35mm. Desta forma, conclui-se que nas saias curtas se consegue uma ligeiramente maior capacidade de recupera\u00e7\u00e3o relativamente \u00e0s saias longas.

Outra comparação relevante pode ser retirada das Figuras 5.3, 5.6 e 5.9, que correspondem aos deslocamentos verticais da superfície no decorrer do ensaio. Aqui verifica-se que o transdutor localizado a 150mm da placa só apresenta deformações para os ensaios com saia estrutural. A razão para esta ocorrência pode prender-se com o facto de a envolvente de rotura para fundações reforçadas compreender um maior volume de solo.

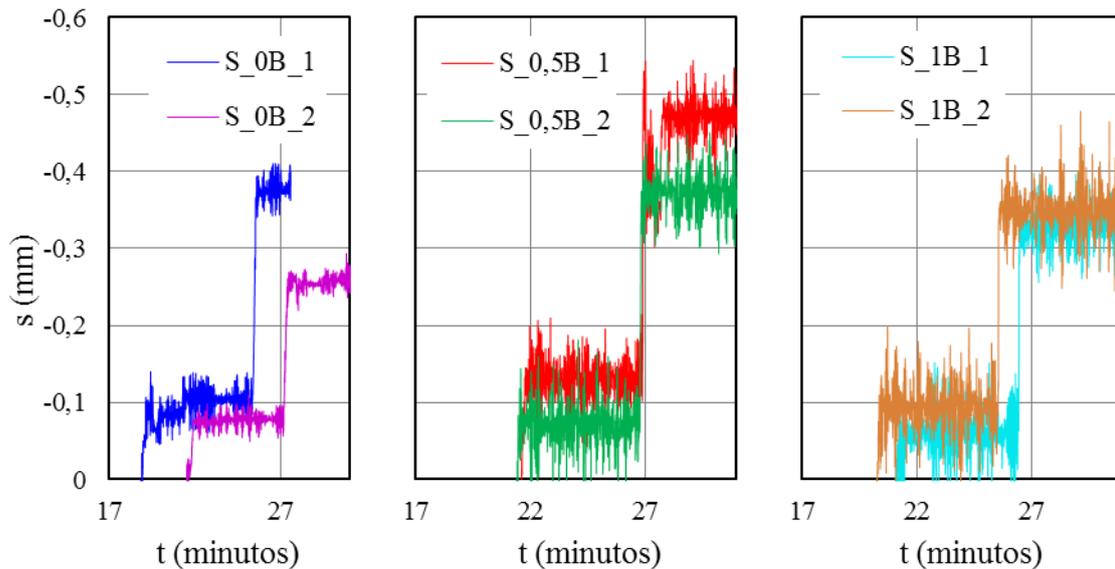


Figura 5.11 – Assentamentos da placa na fase de descarga nos ensaios em areia solta.

5.3 Ensaaios em areia muito densa

5.3.1 Ensaaios sem reforço

A Figura 5.12 exibe as curvas carga-assentamento obtidas nos Ensaaios D_0B. Estas revelam o comportamento de uma rotura generalizada, Figura 3.2 b). Na curva do Ensaio D_0B_1 pode-se reparar que por volta dos 360kPa ocorre assentamentos sem aumento de carga seguido de uma descarga, isto deveu-se a um problema com a célula de carga que parou de fazer as leituras apropriadas. Aprofundando, a célula de carga chegou a um certo patamar de carga aplicada que bloqueou a leitura, não ultrapassando desse valor. No entanto, continuou-se a aplicar carga para ver se a carga desbloqueava mas sem efeito, somente ocorria o aumento dos deslocamentos verticais. Para fazer face a esta adversidade descarregou-se o macaco, retirou-se a célula de carga e inverteu-se a leitura que esta estava a gerar, passando de leituras de tração para compressão. Procedeu-se de novo ao carregamento até ao último patamar de carga lido, como a nova leitura só começou a ser feita a partir dos 256kPa a razão da curva apresentar um patamar linear entre os 180kPa e os 256kPa. Prosseguiu-se o ensaio até à rotura. Importa referir que após conclusão do Ensaio D_0B_1 testou-se a célula de carga na prensa dos triaxiais para

verificar a anomalia sucedida, mas o que se observou foi a leitura da célula sem qualquer bloqueio. Porém, os ensaios seguintes foram realizados com a célula de carga em compressão. Apesar das contrariedades, ambos os ensaios apresentam o comportamento aguardado. Neste caso como as curvas apresentam uma perda de capacidade de carga o critério de rotura até agora utilizado não é o mais pertinente. Por isso assumiu-se que a rotura ocorreu, no momento em que a curva muda de trajetória, para o valor máximo. Assim temos uma carga de rotura de 760,6kPa e de 682,6kPa para o Ensaio D_0B_1 e D_0B_2 respetivamente.

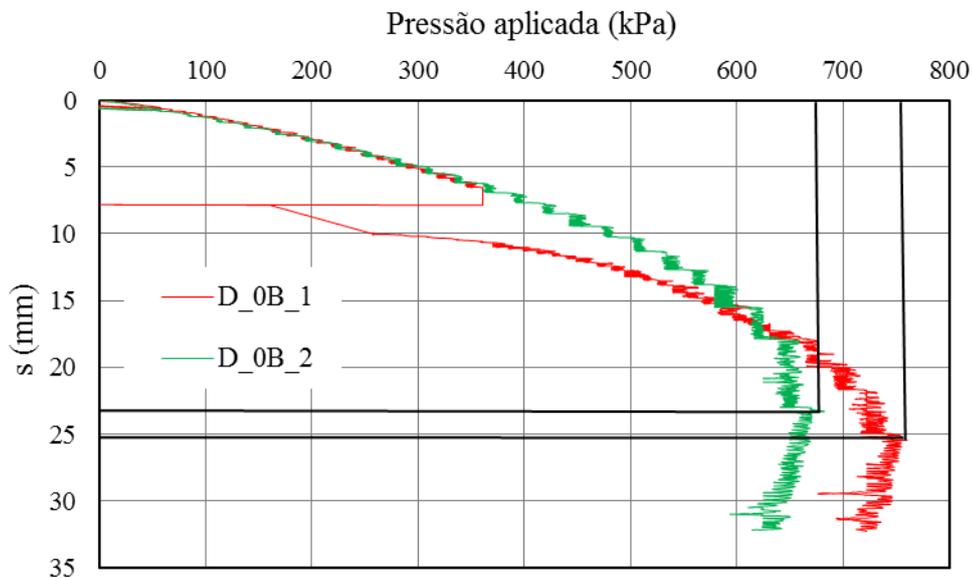


Figura 5.12 - Curva carga-assentamento para os Ensaios D_0B.

Na Figura 5.13 a primeira impressão que se retira é que o Ensaio D_0B_1 tem uma duração muito superior ao Ensaio D_0B_2, isto justifica-se com o mencionado na Subsecção 4.5. Entre os minutos 150 e 200 observa-se que há um grande assentamento para o mesmo tempo, isto é devido ao imprevisto da célula de carga.

Como produzido na seção dos ensaios em areia solta, todos os resultados relativos aos deslocamentos verticais na superfície de areia muito densa (Figuras 5.14, 5.17 e 5.22) foram truncados de 100 em 100 leituras de forma a reduzir as oscilações devidas ao meio envolvente (ruído, vibrações provocadas por trabalhos no laboratório, etc.). A Figura 5.14 ilustra as deformações verticais da superfície da camada de areia dos Ensaios D_0B. Como previsto, as curvas da figura exibem o empoamento do terreno. Este comportamento sustenta o facto de se estar perante uma superfície de rotura generalizada.

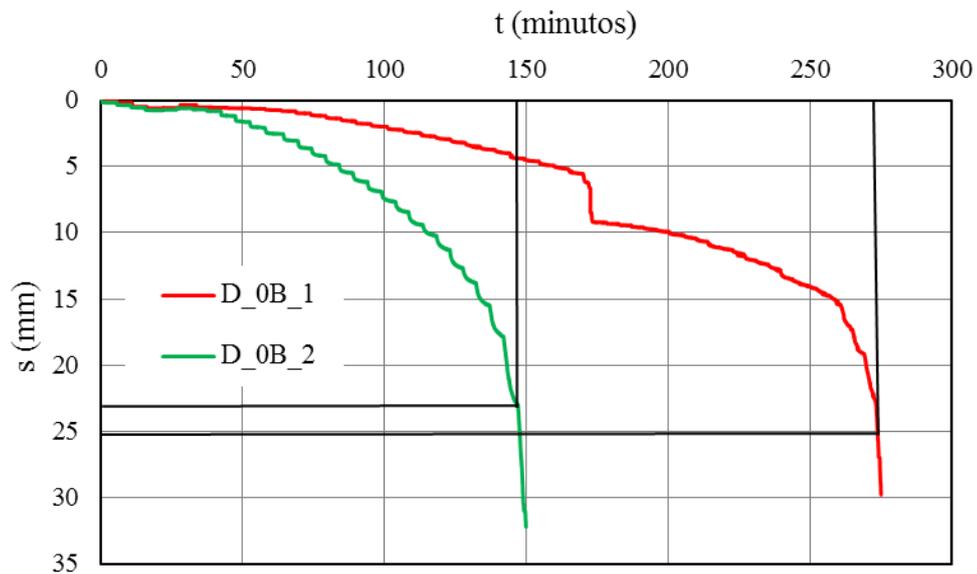


Figura 5.13 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio D_0B.

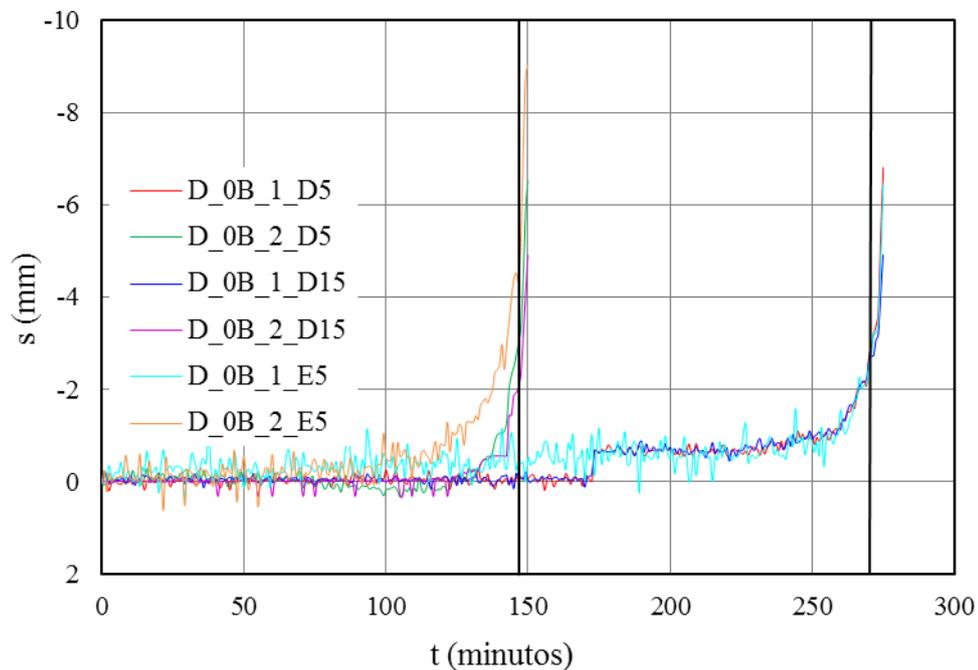


Figura 5.14 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio D_0B.

Comparando as Figuras 5.13 e 5.14 verifica-se que o primeiro ensaio a ser realizado (Ensaio D_0B_1) só começa a sofrer deslocamentos significativos na superfície da areia a partir do minuto 250 coincidindo com o momento em que a placa começa a sofrer assentamentos muito acentuados, anunciando assim a proximidade da rotura do solo. O Ensaio D_0B_2 verifica-se

o mesmo mas partir do minuto 120. Mais uma vez se pode notar a influência da troca do Faseamento 1 para o Faseamento 2.

5.3.2 Fundações com saia curta ($D_s=0,5B$)

As curvas carga-assentamento obtidas para os Ensaio D_0,5B_1 e D_0,5B_2 (Figura 5.15) não apresentam o comportamento característico de uma rotura generalizada (Figura 3.2 b)), ou seja, a parte final da curva deveria exibir um aumento de assentamentos para uma perda de resistência. Todavia, estas curvas satisfazem o pretendido porque o estudado no Capítulo 2 indica que um dos efeitos da saia estrutural é a modificação do comportamento da curva carga-assentamento. Pelo critério assumido têm-se um q_{ultr} de 1205kPa para o Ensaio D_0,5B_1 e de 1270kPa para o Ensaio D_0,5B_2. A curva do Ensaio D_0,5B_1 exibe mais assentamentos por este ser o primeiro ensaio do tipo e por isso não ter o conhecimento do indicador de provável rotura. Dando-se por terminado este ensaio após se ver que a placa acoplada à saia se encontrava soterrada. Com este ensaio verificou-se que seria o empolamento lido no LVDT localizado na posição T15 (Figura 4.13). Assim, para os ensaios com saia em areia muito densa quando se verificou este empolamento deu-se por terminado o ensaio.

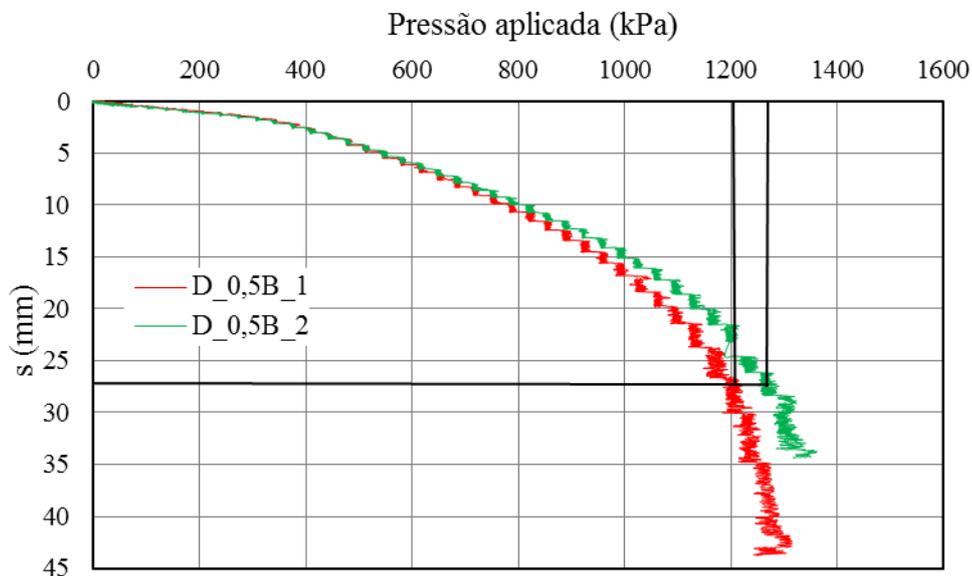


Figura 5.15 - Curva carga-assentamento para os Ensaio D_0,5B_1 e D_0,5B_2.

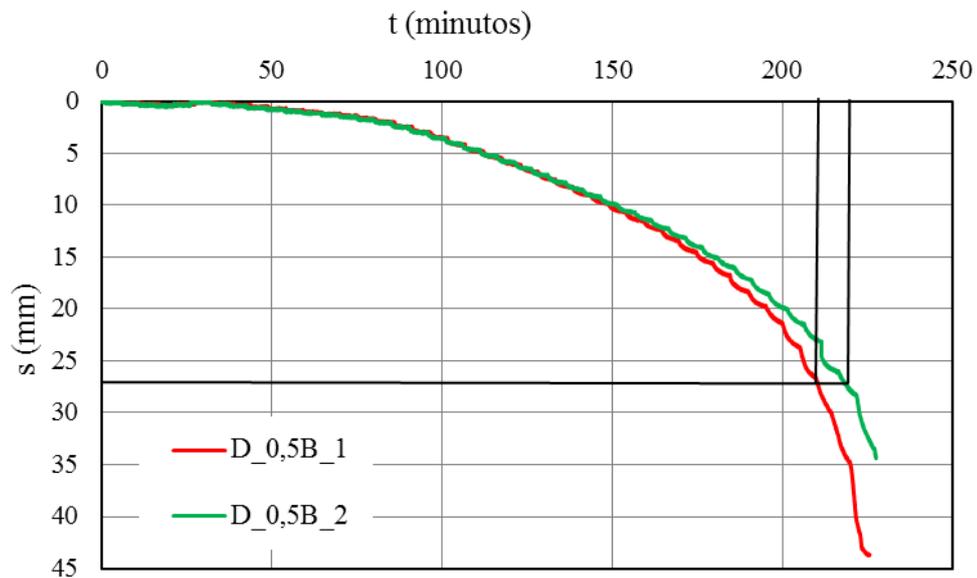


Figura 5.16 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio D_0,5B.

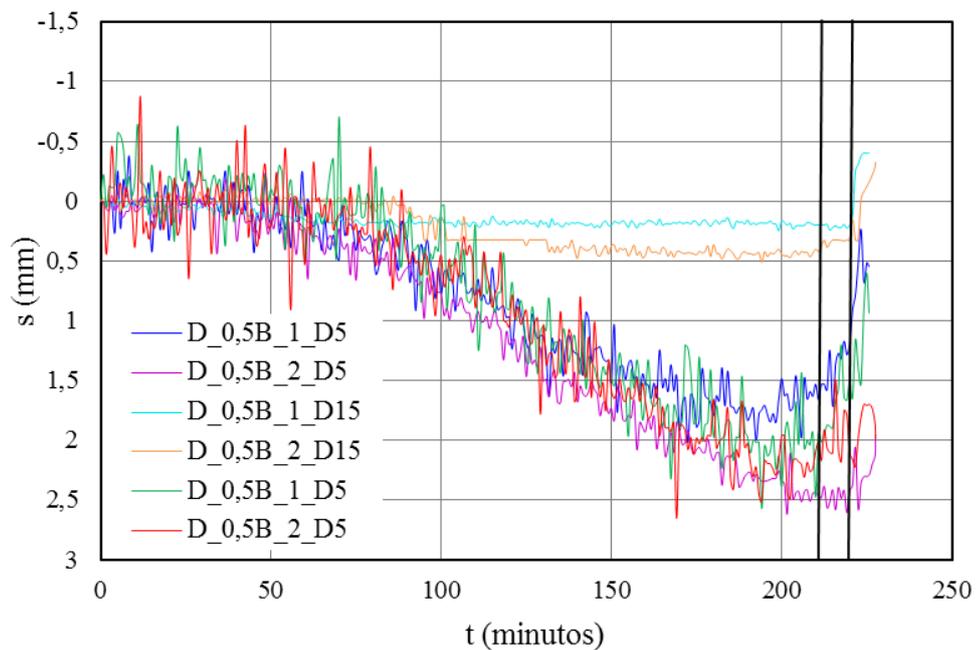


Figura 5.17 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio D_0,5B.

Os deslocamentos verticais da placa em função do tempo são exibidos na Figura 5.16. Numa primeira análise desta figura verifica-se, novamente, que o Ensaio D_0,5B_1 é o que apresenta maiores assentamentos. Os deslocamentos superficiais da areia dos Ensaio D_0,5B_1 e D_0,5B_2, podem ser observados na Figura 5.17, indicam que a 50mm da placa todos os LVDT's sofreram assentamentos numa fase inicial e empolamentos na fase final. Os LVDT's

que se situam a 150mm da placa (posição T15) os assentamentos não são de tão fácil análise, pois estes inicialmente sofrem um deslocamento muito reduzido mantendo-se constante até ao instante ($t=221$ minutos para o Ensaio D_0,5B_1 e $t=223$ minutos para o Ensaio D_0,5B_2) em que sofrem um empolamento momentâneo. Analisando comparativamente as Figuras 5.16 e 5.17 verifica-se que para os dois ensaios o comportamento é muito idêntico, consequentemente, pode-se concluir que para os LVDT's a 50mm da placa (localizados na posição P5 e T5) a partir do minuto 75 até ao minuto 190 ocorrem assentamentos da superfície da areia significativos e a partir desse momento começa-se a verificar o empolamento da superfície.

5.3.3 Fundações com saia longa ($D_s=1B$)

Interpretando a Figura 5.20, referente às curvas carga-assentamento, assegurar-se o analisado na Figura 5.15. Em poucas palavras, confirma-se que o comportamento das curvas carga-assentamento não apresenta as características de uma rotura generalizada. Partindo do critério de rotura escolhido, as cargas de rotura são 1643kPa e 1793kPa relativas aos Ensaios D_1B_1 e D_1B_2 respetivamente. A distinção de cargas de rotura pode ser esclarecida pela ocorrência de um imprevisto durante o Ensaio D_1B_1. Passando a cita-lo, no final deste ensaio constatou-se que ao ser descomprimido o solo este exerceu uma força que fez levantar o modelo físico que simula a fundação reforçada, ou seja, após o descarregamento do macaco verificou-se um empolamento da placa de carga. Para além disso, foi observado uma pequena porção de areia debaixo do tanque e uma cavidade na cama de areia do lado do ensaio. As Figuras 5.18 e 5.19 ilustram o observado. O sucedido justifica-se pelo elevado valor de carga atingido associado à elevada densidade e à saia de maior dimensão. Isto é, pensa-se que estas condições conduzem a uma envolvente de rotura que agrega um grande volume de solo, fazendo uma maior pressão sobre as paredes do tanque e como este não estava bem contraventado teve uma ligeira flexão que levou à perda de uma pequena porção de areia. A medida tomada para contrariar esta adversidade foi colocar mais uma viga como referido no ponto 4.2.1. Procedeu-se assim à execução do Ensaio D_1B_2, verificou-se mesmo assim o empolamento da placa mas não houve qualquer perda de massa de solo. Portanto, é de evidenciar que nestas condições o efeito fronteiro pode ser um fator que influenciou os resultados.



Figura 5.18 – Anomalias observadas.



Figura 5.19 – Empolamento da placa.

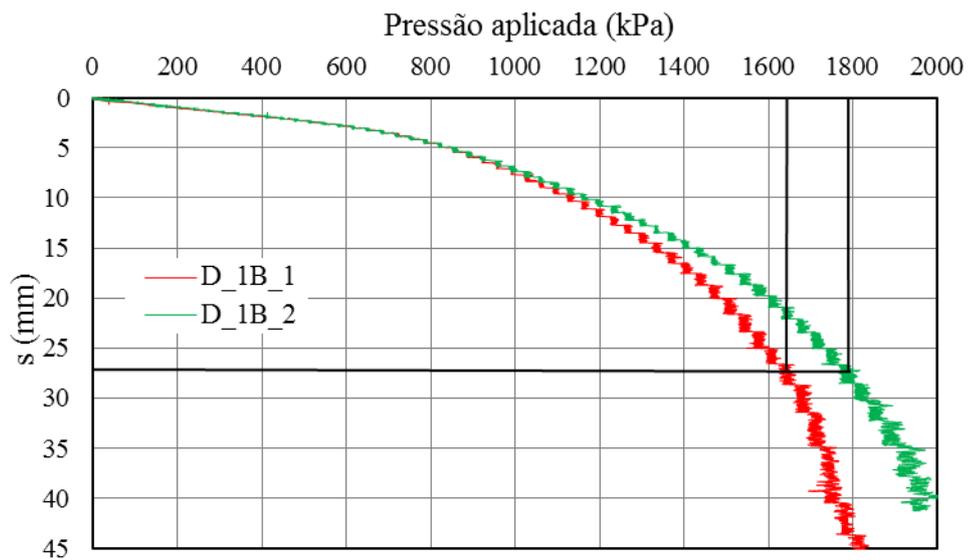


Figura 5.20 - Curva carga-assentamento para os Ensaio D_1B.

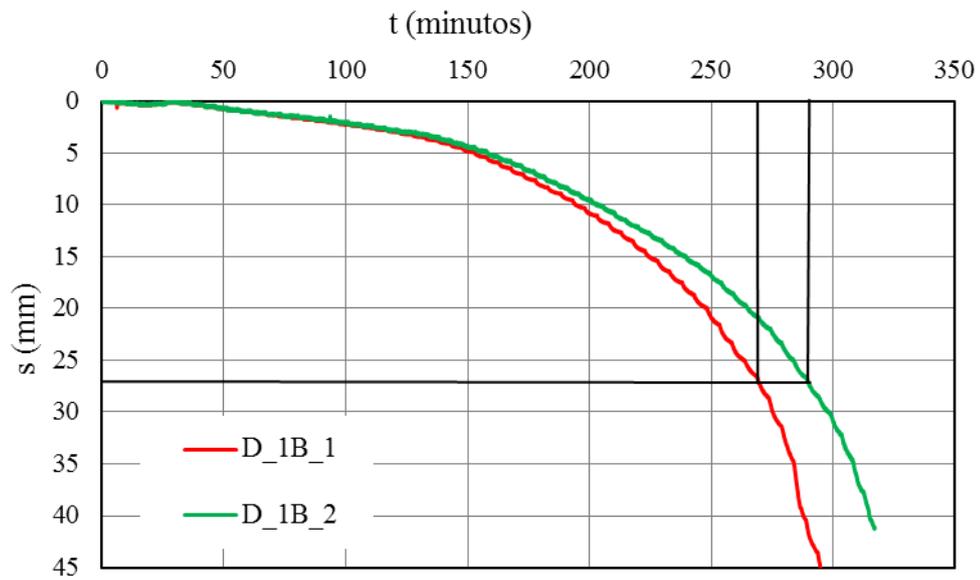


Figura 5.21 - Assentamento da placa no decorrer dos Ensaio D_1B.

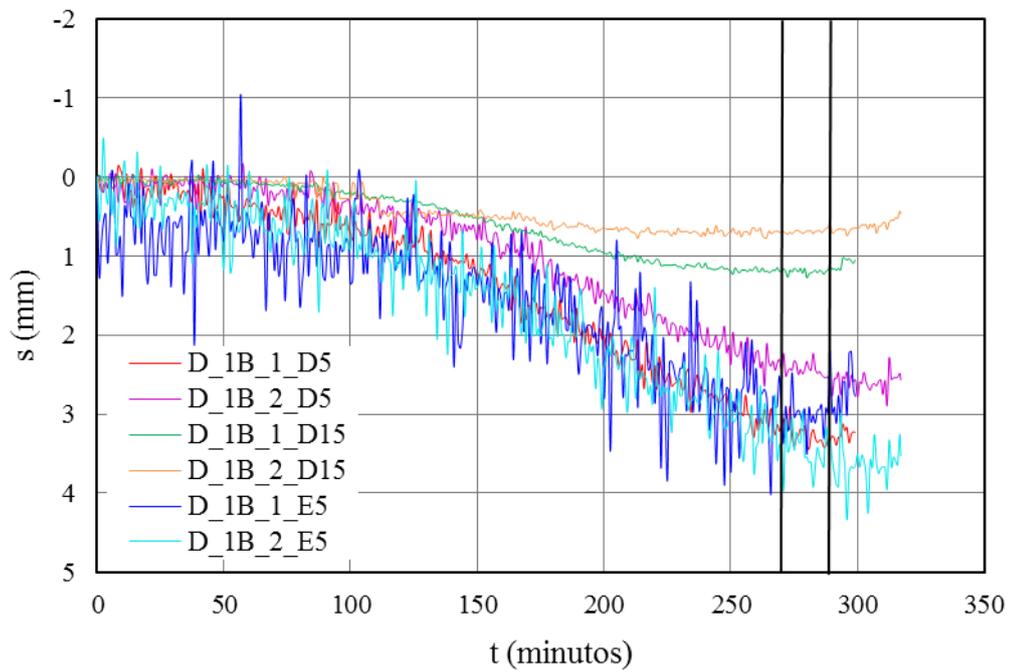


Figura 5.22 - Deslocamentos verticais à superfície do solo para os Ensaio D_1B.

A análise mútua da Figura 5.21 e 5.22 leva a concluir que na zona onde há o aumento acentuado dos assentamentos na placa ($t \in [270; 320]$) verifica-se o começo, embora pouco evidente, dos deslocamentos na superfície da areia negativos (empolamentos). Como estudado para os Ensaio D_0,5B_1 e D_0,5B_2, a referência para dar por concluído cada experiência laboratorial foi o LVDT na posição T15. Ao se verificar um ligeiro deslocamento negativo (empolamento) deu-se por concluído os Ensaio D_1B_1 e D_1B_2. Esse deslocamento não ficou bem definido como se pode constatar na Figura 5.22 porque a placa acoplada à saia estava, na sua totalidade, enterrada e para evitar que a placa de 300mm entrasse em contato com a superfície do solo, podendo, a *posteriori*, influenciar os resultados obtidos, deu-se por terminado os ensaios.

5.3.4 Comparação dos ensaios em areia muito densa

Os resultados dos testes laboratoriais em areia muito densa são confrontados na Figura 5.23. Estes reforçam o estudo feito na subseção 5.2.4, isto é, há sem dúvida melhoramento da resistência da fundação à medida que se aumenta D_s . Não é demais salientar o facto de esta comparação não ser coerente, como justificado anteriormente (5.2.4).

A diferença de cargas de rotura para os ensaios homólogos pode ser justificada do mesmo modo que no ponto 5.2.4. Contudo, os ensaios pelos quais esta explicação não é admissível são os Ensaio D_0B_1 e D_0B_2, pois a carga de rotura é maior no primeiro ensaio realizado. Esta situação pode dever-se aos seguintes factos: i) o ensaio ter sido interrompido e reiniciado após verificação da célula de carga; ii) a alteração do Faseamento 1 para o Faseamento 2 (explicado em 4.5, Quadro 4.6); iii) o controlo da espessura das camadas de areia ser feita a olho nu. É provável que os dois primeiros pontos sejam os que poderão ter maiores implicações nos resultados desta série.

Outro ponto relevante nesta comparação prende-se ao comportamento da curva carga-assentamento. Os ensaios sem saia estrutural apresentam uma curva típica de uma superfície de rotura generalizada (Figura 3.2 b)). Já nos ensaios com saia não se confirma essa tendência de perda de resistência e consequente aumento de assentamentos na parte final da curva. Isto só vem evidenciar a conclusão retirada pelos diversos autores, expostos no Capítulo 2, que é o facto deste tipo de reforço alterar a curva carga-assentamento.

Do mesmo modo que o ponto 5.2.4, foi concebida uma relação entre as capacidades de carga últimas (BCR^* e BCR_s). Os Quadros 5.3 e 5.4 exibem essa conceção.

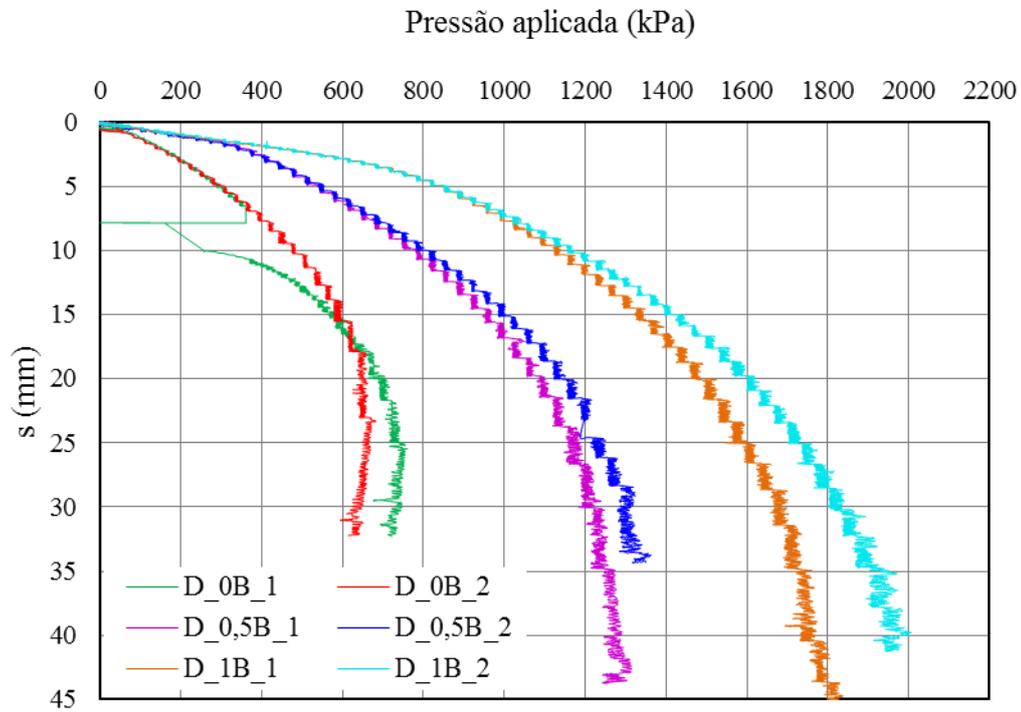


Figura 5.23 - Curva carga-afundamento para os ensaios em areia muito densa.

Ensaio	$Q_{ult\text{média}}$	BCR*
D_0B	721,6	1,7
D_0,5B	1237,5	
D_0B	721,6	2,4
D_1B	1718	

Quadro 5.3 – Cálculo do BCR* para a areia muito densa.

Ensaio	$Q_{ult\text{média}}$	BCR _s
D_0,5B	1237,5	1,4
D_1B	1718	

Quadro 5.4 – Cálculo do BCR para a areia muito densa.

Na Figura 5.24 pode-se observar as recuperações de assentamentos na placa de carga, nos dois patamares de descarga, a partir de valores zerados. Pode-se verificar que para os Ensaio D_0B, D_0,5B e D_1B correspondem as seguintes recuperações de assentamentos 0,15 e 0,15, 0,23 e 0,18, 0,18 e 0,18mm, respetivamente. Assim, conclui-se que as saias conferem ao solo maior capacidade de recuperação, embora que não seja significativo, e mais uma vez se verifica que a saia curta é a que confere maior capacidade de recuperação ao solo.

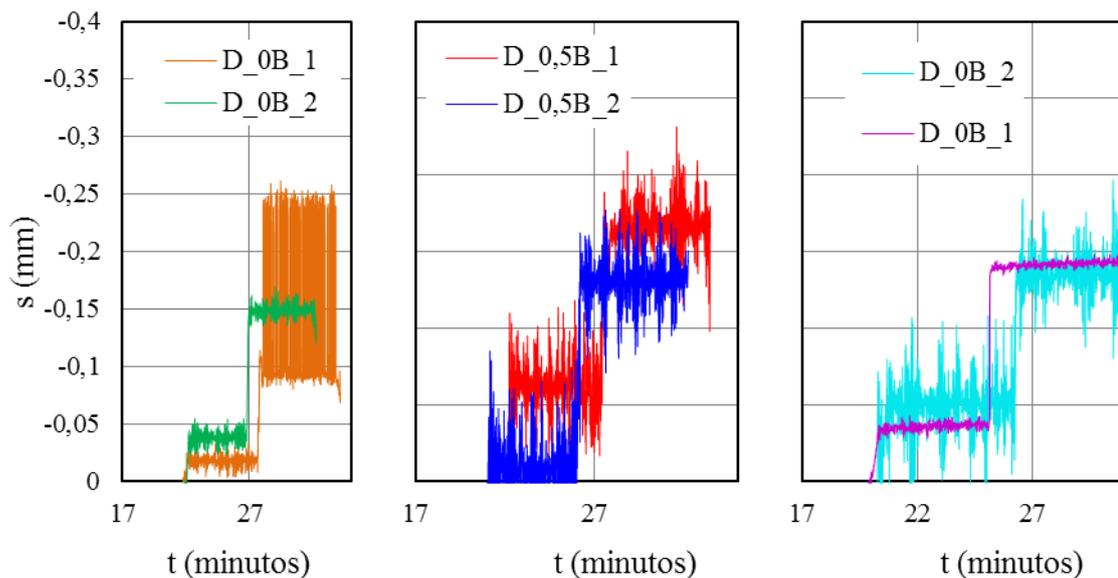


Figura 5.24 – Assentamentos da placa na fase de descarga nos ensaios em areia muito densa.

5.4 Comparação entre resultados previstos e obtidos

5.4.1 Resultados previstos/obtidos em areia solta

Em conformidade com o mencionado na subsecção 3.3, foram analisadas as zonas de carga e descarga das curvas de carga-assentamento dos ensaios e com a ajuda das expressões 19 e 20, assumindo-se que a carga admissível é um valor próximo de 4kN, estimou-se os coeficientes de reação vertical e módulos de deformabilidade para cada ensaio (Quadro 5.5). A Figura 5.25 apresenta o declive inicial para cada ensaio homólogo que corresponde ao valor médio de k_s (Quadro 5.6).

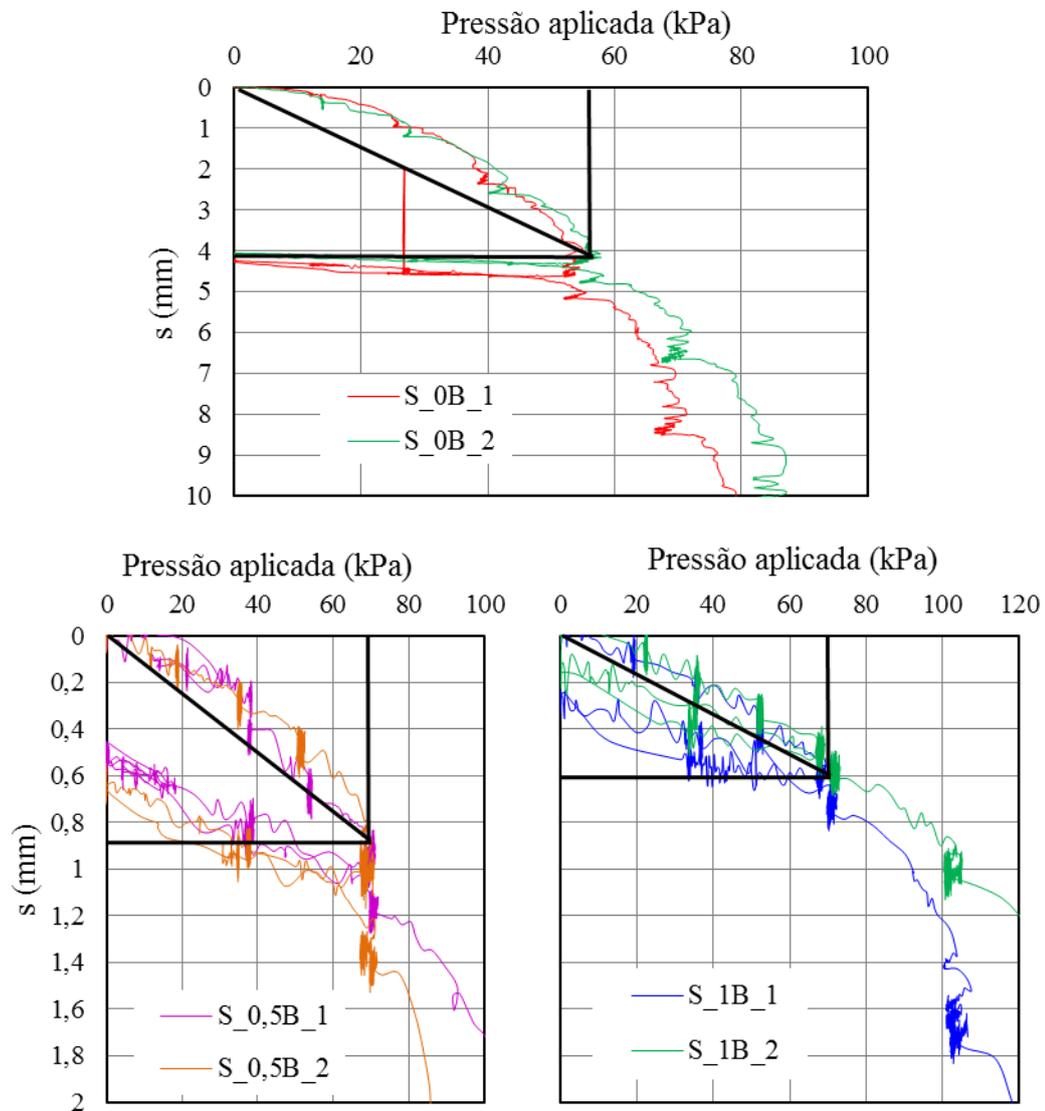


Figura 5.25 – Zona de carga-descarga-recarga das curvas carga-assentamento dos ensaios em areia solta.

Quadro 5.5 – Determinação de k_s e E_s nos ensaios em areia solta.

Ensaio	ν	q (kPa)	s (mm)	k_s (kPa/mm)	E_s (kPa)
S_0B_1	0,3	55,0	4,0	13,8	2948,2
S_0B_2		57,6	4,1	14,0	3012,3
S_0,5B_1		68,4	1,0	68,4	13346,0
S_0,5B_2		67,7	1,0	67,7	13209,4
S_1B_1		67,3	0,6	112,2	21885,6
S_1B_2		67,3	0,5	134,6	26262,7

Analisando o Quadro 5.5, para os ensaios homólogos, os valores tanto do coeficiente de reação vertical como o módulo de deformabilidade são idênticos. Como seria de esperar a saia estrutural aumenta a rigidez do solo, querendo com isto dizer que à medida que o D_s aumenta provoca o aumento do módulo de deformabilidade.

Quadro 5.6 – Determinação dos valores médios de k_s e E_s nos ensaios em areia solta.

Ensaio	v	q (kPa)	s (mm)	k_s (kPa/mm)	E_s (MPa)
S_0B	0,3	56	4,1	13,66	2,929
S_0,5B		68	0,9	75,56	14,74
S_1B		67	0,6	111,7	21,79

Após a determinação do módulo de deformabilidade, efetuou-se o cálculo do índice de rigidez do solo de cada ensaio para presumir o tipo de rotura previsto pela correção de *Vesic*. Contudo, esta correção só poderá ser executada para os ensaios sem reforço porque os testes laboratoriais realizados com saia apresentam características de fundações profundas.

Através do Quadro 5.7 pode-se retirar que o tipo de rotura previsto para as condições do Ensaio S_0B é a generalizada.

Quadro 5.7 – Tipo de rotura previsto pela correção de *Vesic* em areia solta.

Ensaio	q_{ultV} (kPa)	$q_{B/2}$ (kPa)	N_c	I_r	I_{rc}	Δ	I_{rr}	$I_{rr} < I_{rc}$	Tipo de rotura
S_0B	127,4	2,4	69,28	565	202	0,002	265	Falso	Generalizada

Seguindo-se a determinação dos coeficientes dependentes do índice de rigidez e consequente correção do q_{ult} , como se pode ver no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Valor de q_{ult} corrigido nos ensaios em areia solta.

Ensaio	N_q	$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r}$	$\zeta_{cr}(\phi > 0)$	q_{ult} (kPa)
S_0B	57,50	1	1	127,4

Através do Quadro 2.1 assumiu-se um valor para δ_s e δ_f , visto que a saia é lisa e que a base da fundação é areia em contacto com areia. O Quadro 5.9 apresenta os dados adicionais.

Quadro 5.9 – Dados adicionais das previsões para os ensaios em areia solta.

Ensaio	D _s (mm)	D (mm)	δ _s	δ _f	φ (°)	γ _d (kNm ⁻³)
S_0B	0	300	-		39,2	16,3
S_0,5B	136	273	15	37		
S_1B	273	273	15	37		

Procedeu-se ao cálculo das cargas de rotura previstas, tendo como base de cálculo as expressões apresentadas nos Quadros 3.1 e 3.2. O Quadro 5.10 apresenta os resultados previstos.

Quadro 5.10 – Cálculo dos q_{ult} 's previstos para os ensaios em areia solta.

	Ensaio S_0B	Ensaio S_0,5B	Ensaio S_1B
Autor	q_{ult} (kPa)	q_{ult} (kPa)	q_{ult} (kPa)
Meyerhof	258,0	507,83	759,5
Hansen	92,3	323,2	602,1
Vesic	127,4	384,3	694,6
Terzaghi	3,31	164,3	326,4
Al-Aghabari e Mohamedzein	-	376,1	552,6

A seguir determinou-se a relação entre as capacidades de carga últimas previstas com os valores médios das cargas de rotura obtidos nos ensaios. O Quadro 5.11 traduz essa relação.

Quadro 5.11 – Valores da relação q_{ultp}/q_{ultm} dos ensaios em areia solta.

Ensaio	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	Al-Aghabari e Mohamedzein
S_0B	2,15	0,77	1,06	0,03	-
S_0,5B	2,66	1,70	1,22	0,86	1,97
S_1B	3,02	2,39	0,68	1,30	2,19

Interpretando o Quadro 5.11, pode-se concluir que para o ensaio S_0B, Vesic (1973) é o que apresenta o resultado mais próximo do obtido, já para os restantes ensaios isto verifica-se para Terzaghi (1943), embora para o Ensaio S_0,5B este autor subestime o resultado obtido na ordem dos 14%. Os resultados mais conservativos são os previstos com base em Meyerhof (1951, 1963).

5.4.2 Resultados previstos/obtidos em areia muito densa

Da mesma maneira que na subseção 5.4.1, os valores estimados de k_s e E_s para cada ensaio são apresentados no Quadro 5.12. A estimativa do valor médio de k_s é ilustrado na Figura 5.26, enquanto os valores deste e do valor médio de E_s estão presentes no Quadro 5.13.

Quadro 5.12 – Determinação de k_s e E_s em areia muito densa

Ensaio	ν	q (kPa)	s (mm)	k_s (kPa/mm)	E_s (kPa)
D_0B_1	0,2	51,4	0,6	85,7	19377,3
D_0B_2		55,3	0,7	79	17869,4
D_0,5B_1		69,3	0,4	173,3	35661,3
D_0,5B_2		69,1	0,5	138,2	28446,7
D_1B_1		68,7	0,4	171,8	35352,5
D_1B_2		68,4	0,3	228	46930,9

Numa primeira análise do Quadro 5.12, verifica-se que o Ensaio D_0,5B_1 apresenta um módulo de deformabilidade superior ao do Ensaio D_1B_1 contrariando o que era previsto, este resultado vêm evidenciar o já mencionado em 5.2.4. Todavia, pode-se concluir os Ensaio D_0B_1 e D_0B_2 apresentam valores de módulo de deformabilidade muito semelhantes e, como expectável, estes são os ensaios onde o solo exibe menor rigidez.

Quadro 5.13 – Valores médios de k_s e E_s nos ensaios em areia muito densa.

Ensaio	ν	q (kPa)	s (mm)	k_s (kPa/mm)	E_s (MPa)
D_0B_1	0,2	53	0,7	75,7	17,13
D_0,5B_1		69	0,5	138	28,41
D_1B_1		68	0,4	170	34,99

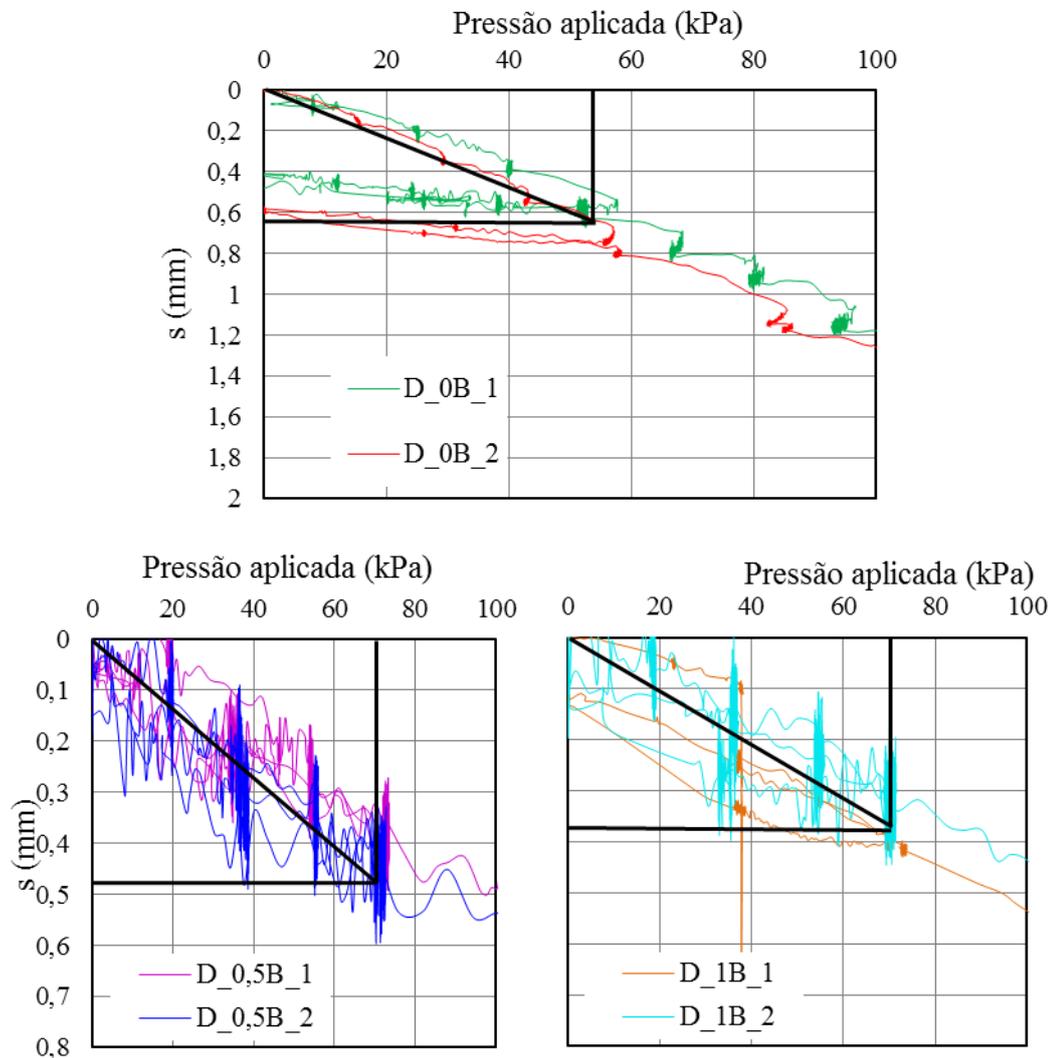


Figura 5.26 – Zona de carga-descarga-recarga das curvas carga-assentamento dos ensaios em areia muito densa.

Antes de proceder à previsão do tipo de rotura através da correção de *Vesic* (Quadro 5.12), é importante referir que para solos densos as deformações são pequenas o que implica que o efeito da extensão volumétrica tem de ser menor. Assim, assumiu-se um decréscimo de Δ tendo em conta a deformabilidade do solo, isto é, dividiu-se o E_s do Ensaio S_0B pelo do Ensaio D_0B e com essa relação reduziu-se o valor da extensão volumétrica apresentado no Quadro 5.6. A determinação dos coeficientes do I_r está presente no Quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Tipo de rotura previsto pela correção de *Vesic* em areia muito densa.

Ensaio	$E_{s41\%}/E_{s86\%}$	$q_{B/2}$ (kPa)	N_c	I_r	I_{rc}	Δ	I_{rr}	$I_r < I_{rc}$	Tipo de rotura
D_0B	0,171	2,7	226,6	2293	1001	3E-4	1358	Falso	Generalizada

Quadro 5.15 – Valores de q_{ult} corrigido nos ensaios em areia muito densa.

Ensaio	N_q	$\zeta_{qr}=\zeta_{\gamma r}$	$\zeta_{cr}(\phi>0)$	q_{ult} (kPa)
D_0B	260,75	1	1	127,4

Quadro 5.16 – Dados adicionais para as previsões em areia muito densa.

Ensaio	D_s (mm)	D (mm)	δ_s	δ_f	ϕ (°)	γ_d (kNm ⁻³)
D_0B	0	300	-		48,9	18,1
D_0,5B	136	273	15	37		
D_1B	273	273	15	37		

Após a correção de *Vesic*, procedeu-se ao cálculo das cargas de rotura previstas e consequente determinação da relação q_{ultp}/q_{ultm} , tendo em conta os dados do Quadro 5.16 e as expressões dos Quadros 3.1 e 3.2. Os resultados determinados encontram-se nos Quadros 5.17 e 5.18.

Quadro 5.17 – Cálculo dos q_{ult} 's previstos para os ensaios em areia muito densa.

	Ensaio D_0B	Ensaio D_0,5B	Ensaio D_1B
Autor	q_{ult} (kPa)	q_{ult} (kPa)	q_{ult} (kPa)
Meyerhof	3058,0	4544,3	6318,7
Hansen	727,6	1865,7	3236,1
Vesic	977,6	2362,8	4040,1
Terzaghi	41,1	867,1	1706,2
Al-Aghabari e Mohamedzein	-	3902,4	4946,5

Quadro 5.18 – Valores da relação q_{ultp}/q_{ultm} dos ensaios em areia muito densa.

Ensaio	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	Al-Aghabari e Mohamedzein
D_0B	4,24	1,01	1,35	0,06	-
D_0,5B	3,67	1,51	1,91	0,70	3,15
D_1B	3,68	1,88	2,35	0,99	2,88

Nestas condições, com base no Quadro 5.18, pode-se verificar que para os ensaios com saia estrutural tanto Terzaghi (1943) como Hansen (1970) são os autores que apresentam melhores aproximações aos valores obtidos, embora o primeiro autor subestime os resultados em 30% e 1%. Quanto aos ensaios que são desprovidos de qualquer tipo de reforço nota-se que Hansen (1970) é o mais adequado, ou seja, o que conduz a melhores aproximações. Mais uma vez se verifica que Meyerhof (1951, 1963) apresenta os resultados mais conservativos.

6 CONCLUSÕES/TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Os resultados e a experiência adquirida com a realização deste trabalho experimental permitem concluir que a utilização da saia estrutural melhora a capacidade de carga das fundações em solos arenosos. Este melhoramento é mais expressivo quanto mais compacto for o solo e maior for a profundidade da saia. O melhoramento mais significativo verificado foi de $BCR^*=2,4$, como se pode observar no Quadro 5.3. Por fim, ainda se conclui que as saias estruturais modificam o comportamento das curvas carga assentamento, como seria de esperar segundo o referenciado no Capítulo 2.

As ilações que se pode retirar dos deslocamentos verticais à superfície da areia são subdivididas em três pontos fulcrais. O primeiro é referente aos ensaios em areia solta, onde se verifica que ocorrem assentamentos (s positivo) em todos os LVDT's a 50mm da placa. Todavia, para os situados a 150mm só se verificam assentamentos para os Ensaio S_0,5B e S_1B esta situação é justificada pelo facto destes, teoricamente, apresentarem uma envolvente de rotura que engloba um maior volume de solo. O segundo ponto é alusivo aos ensaios em areia muito densa, onde se observa que os LVDT's sofrem empolamento (s negativo) quando supostamente ocorre a rotura. Porém, no Ensaio D_0B verifica-se que inicialmente há um patamar de deslocamentos constante que em certo instante sofre empolamentos quase instantâneos, enquanto nos ensaios com saia estrutural verifica-se inicialmente assentamentos seguindo-se os empolamentos. Mais uma vez, a explicação para este acontecimento pode derivar da envolvente de rotura abranger maior quantidade de solo. Terceiro e último ponto, tendo em conta todo o conhecimento adquirido, pode-se atribuir, pelo comportamento das curvas de deformação superficial em função do tempo, que todos os ensaios em areia solta têm uma rotura por punção ou localizada. Os relativos à areia muito densa têm uma rotura generalizada. Assim, é de todo coerente afirmar que o tipo de rotura observado nos ensaios em areia solta corresponde à previsão estabelecida pela correção de *Vesic*.

Relativamente às previsões das capacidades de carga das fundações seria de esperar que as previsões com base em Al-Aghbari e Mohamedzein (2004) apresentassem os valores mais próximos dos obtidos nos ensaios com saia estrutural, mas na verdade os autores que apresentaram melhores previsões para esta fundação foram Terzaghi (1943), Vesic (1973) e

Hansen (1970). Ainda se pode concluir que o aumento do índice de compactação do solo favorece, no sentido de diminuir a diferença entre a carga de rotura prevista e a obtida, a hipótese de Hansen (1970) e pelo contrário as de Vesic (1973), Meyerhof (1951, 1963), Al-Aghbari e Mohamedzein (2004), enquanto o cálculo de Terzaghi (1943) não sofre grande alteração.

As dimensões do tanque, como se observou nos Ensaio D_1B, poderão não ser as ideais para estas condições. Contudo, no restante trabalho experimental não foi identificado qualquer problema a esse nível. Segundo Cerato e Lutenegeger (2007) para eliminar qualquer efeito barreira por baixo da fundação os ensaios devem ser executados sobre uma areia com 3B de espessura, e para contornar os efeitos da rigidez lateral da parede do tanque a distância mínima é de 3,25B. Assim, conclui-se que os Ensaio D_0B e D_0,5B só cumpriram a condição relativa à espessura de areia e que os Ensaio D_1B não cumpriram nenhuma. Cerato e Lutenegeger (2007) afirmam ainda que o efeito fronteira agrava com a densidade verificando abaulamento. Portanto, o que se observou nos Ensaio D_1B pode ser os efeitos deste fenómeno de abaulamento (embarrigamento) que se estendeu até às laterais do tanque. Sendo assim, é coerente findar que o efeito fronteira afeta a capacidade de carga da fundação nos Ensaio D_1B.

Visando os dois últimos ensaios realizados (Ensaio D_1B_1 e D_1B_2), pode-se concluir que, apesar de não ter sido utilizado uma peça rotulada para evitar a produção de momentos indesejáveis, de maneira geral apenas foram aplicados esforços axiais ou ainda que as excentricidades geradas foram de tal forma ínfimas que os esforços provindos deste fenómeno foram anulados pela saia estrutural.

Por fim, a realização de ensaios de carga em placa em modelos à escala reduzida, no Laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC, revelou grande utilidade tanto como instrumento de estudo de capacidade de carga de fundações, como ferramenta de conhecimento para melhorar os trabalhos futuros. É ainda relevante evidenciar que a exequibilidade deste tipo de trabalho laboratorial requer a disponibilidade do técnico responsável pelo laboratório, de equipamento que simule os modelos físicos pretendidos, de equipamento de transporte e da existência de solo.

6.2 Trabalhos Futuros

Ao longo da realização deste trabalho experimental é evidente assinalar a diversidade de dificuldades somadas à falta de experiência, bem como o processo trabalhoso do método implementado. Por isso, é de grande importância propor algumas sugestões para melhorar nos trabalhos futuros.

Em primeiro, a dificuldade mais visível foi o controle do índice de compactação, será de grande interesse desenvolver um sistema de pluviação do tipo chuveiro de areia que permita o controle da altura e velocidade de queda, como clarificou Veiga (2014).

Outra problemática, não menos importante, é a condicionante provocada pelo sistema de aplicação de carga, isto é, é um processo manual que requer o trabalho conjunto de duas pessoas de modo a conferir, de certa forma, o ciclo de carga pretendido. Mas na verdade este sistema não permite gerar, muito menos manter constante a carga desejada. Logo, será muito importante obter um sistema de transmissão de carga automático que para além de ser mais preciso/eficaz traria benefícios a nível de realização do ensaio, pois assim não será necessária uma constante e exaustiva vigilância do ensaio.

É da opinião do autor frisar a importância da utilização de uma peça rotulada, na zona de carregamento, de modo a evitar a produção de excentricidades de leitura inexequível, ou seja, para ter a certeza de que só se aplica esforços axiais.

Relativamente ao efeito fronteira sugere-se que este tipo de ensaios seja produzido em conformidade com Cerato e Lutenegeger (2007). Outras soluções tendo em vista o material disponível no Laboratório de Geotecnia, passa por retirar a placa divisória, conseqüente aumento das dimensões do tanque, mas a mais eficiente será a utilização do tanque circular. Claro que esta última será mais eficiente se for mantida a forma circular da fundação.

Com o objetivo de tornar direta a análise comparativa das experiências desenvolvidas é necessário realizar ensaios que apresentem o mesmo diâmetro, pois as dimensões da sapata influenciam a capacidade de carga de uma fundação.

Por último, tendo em vista aumentar o campo de ação deste tipo de estudo, deverão ser realizados ensaios variando as formas da fundação, as densidades relativas, o tipo de solo, o tipo de material constituinte dos modelos físicos que simulam o conjunto sapata reforço (aço, PVC-U, etc.), o tipo de carregamento (excêntrico, inclinado, etc.) e a proximidade de taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acosta-Martinez, H. E., Gourvenec, S. M. and Randolph, M. F. (2011). “Centrifuge study of capacity of a skirted foundation under eccentric transient and sustained uplift”. *Géotechnique*, Vol. 62, Issue 4, pp. 317-328.
- Al-Aghbari, M. Y. (2002). “Settlement of shallow square foundation with structural skirts resting on sand.” *Proceedings of the 2nd International Conference on Geotechnical and Geoenvironmental Engineering in Arid Lands, Riyadh*, 189–194. (Citado por Al-Aghbari e Mohamedzein, (2004))
- Al-Aghbari, M.Y., Mohamedzein, Y.E.-A. (2004). “Bearing capacity of strip foundations with structural skirts”. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 22, No. 1, pp. 43-57.
- Al-Aghbari, M.Y. and Mohamedzein, Y.E. (2006) “Improving the Performance of Circular Foundations Using Structural Skirts”. *Journal of Ground Improvement*, Vol. 10, No. 3, pp. 125-132.
- Azzam, W. R. and Farouk, A. (2010). “Experimental and Numerical Studies of Sand Slopes Loaded with Skirted Strip Footing”, *Lecturer, Soil Mechanics and foundation Engineering, Faculty of Engineering, Tanta University, Egypt*.
- Bowles, Joseph E. (1996). “*Foundation Analysis and Design*” 5th Edition.
- Bransby, M. F. and Randolph, M. F. (1998). “Combined loading of skirted foundation” *Géotechnique*, 48, No. 5, 637–655.
- Cerato, A. B. and Lutenecker, A. J. (2007). “Scale Effects of Shallow Foundations Bearing Capacity on Granular Material”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 10, 1192–1202.
- Chandrawanshi, S., Kumar, R., Kaur, Dr. S and Jain, Dr. P.K. (2014). “Effect of Skirt on Pressure Settlement Behaviour of Model Circular Footing in Medium Dense Sand”. *International Journal of Advanced Engineering Technology*, Vol. V, Issue II.
- Ferreira, Cárin Alexandra Afonso Cardoso (2014). “*Modelação Numérica de Ensaios de Carga em Placa em Modelos à Escala Reduzida*”. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol.
-

-
- Hansen, J. B. (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bull. N° 28, 21 pp.(successor to Bull. N° 11) (Citado por Bowles, 1996).
- Hachich, W., Falconi, F.F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. e Niyama, S. (1998). "Fundações Teoria e prática" 2º edição.
- Hu Y., Randolph M. F. and Watson P. G. (1999). "Bearing response of skirted foundation on nonhomogeneous soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No.11, 924-935.
- Joshi, D. P., and Mahiyar H. (2009). "Angle Shaped Rectangular Footing with Variable Angle of Footing Projection under Eccentric Vertical Load". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 14, Bundle J.
- Nazir, A. K. and Azzam W. R. (2010). "Improving the bearing capacity of footing on soft clay with sand pile with/without skirts", Alexandria Engineering Journal. Department of Structural Engineering, Faculty of Engineering, Tanta University, Tanta, Egypt. Vol. 49, pp. 371-377.
- Mandal, J. N. e Manjunath, V. R. (1994). "Bearing capacity of strip footing resting on reinforced sand subgrades", "Construction and Building Materials", Vol. 9, No. 1, pp. 35-38, 1995.
- Matos Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais." FEUP Edições, Porto.
- Meyerhof, G. G. (1951). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, vol. 2, No. 4, pp. 301-331 (Citado por Bowles, 1996).
- Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Piles", CGJ, vol. 1, No. 1, Sept, pp. 16-26 (Citado por Bowles, 1996).
- Paulo, S. F. V. (2013). "Comportamento Interfacial de Solos". Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal. (Citado por Ferreira 2014)
- Pinto, P. L. (2013). "Apontamentos sobre Fundações Superficiais". Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Coimbra.
- Rowshanzamir, M. A. and Golmoghani-Ebrahimi, S. (2013). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Skirted Footings". Civil Engineering and Architecture, vol. 1(4), pp. 103 - 108
-

- Saleh, N. M., Alsaied, A. E. and Elleboudy, A. M. (2008). "Performance of Skirted Strip Footing Subjected to Eccentric Inclined Load". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 13, Bundle F.
- Singh, V. K., Prasad, A. and Agrawal, R. K. (2007). "Effect of Soil Confinement on Ultimate Bearing Capacity of Square Footing Under Eccentric-Inclined Load". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 12, Bundle E.
- Shabana, S. K. and Joseph, M. (2010). "Effect of Structural Skirt on Square Footing", Department of Civil Engineering College of Engineering Trivandrum.
- Terzaghi, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 510 pp. (Citado por Bowles, 1996).
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley and Son Inc. (Citado por Al-Aghbari e Mohamedzein, 2006).
- Veiga, C. V. S. (2014). "Desenvolvimento e avaliação do desempenho de um novo equipamento laboratorial para ensaios de carga em placa em modelos à escala reduzida". Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol.
- Vesic, A. S. (1963). Vesic (1963) "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," Highway Research Record, No. 39, p.112-153, Highway Research Board; National Academy of Sciences; Washington, DC. (Citado por Pinto, 2013)
- Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *JSMFD, ASCE*, Vol. 99, SM 1, Jan, pp.45-73. (Citado por Bowles, 1996).
- Vesic, A. S. (1975). "Bearing Capacity of Shallow Foundations", cap.3, in *Foundation Engineering Handbook*, Ed. H. Winterkorn and H.Y. Fang, Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, pp. 121-147 (Citado por Pinto, 2013)
- Watson, P. G. and Randolph, M. F. (1998). "Skirted foundations in calcareous soil". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, Vol. 131, No. 3, 171-179.