

**INSTITUTO DE ESTUDOS SUPERIORES MILITARES**  
**CURSO DE PROMOÇÃO A OFICIAL SUPERIOR DA FORÇA AÉREA**

**2010/2011**



**TII**

**PATOLOGIAS EM EDIFÍCIOS EXISTENTES  
NA FORÇA AÉREA, ASSOCIADAS À  
LOCALIZAÇÃO E AOS SOLOS DE FUNDAÇÃO**

**O TEXTO CORRESPONDE A TRABALHO FEITO DURANTE A  
FREQUÊNCIA DO CURSO NO IESM SENDO DA RESPONSABILIDADE DO  
SEU AUTOR, NÃO CONSTITUINDO ASSIM DOCTRINA OFICIAL DA  
FORÇA AÉREA PORTUGUESA.**

**EMÍDIO LARANJEIRA MENDES**  
**CAP/TMI**



**INSTITUTO DE ESTUDOS SUPERIORES MILITARES**

**PATOLOGIAS EM EDIFÍCIOS EXISTENTES NA FORÇA  
AÉREA, ASSOCIADAS À LOCALIZAÇÃO E AOS SOLOS  
DE FUNDAÇÃO**

**CAP TMI Emídio Laranjeira Mendes**

Trabalho de Investigação Individual do CPOSFA 10/11

Lisboa 2011



**INSTITUTO DE ESTUDOS SUPERIORES MILITARES**

**PATOLOGIAS EM EDIFÍCIOS EXISTENTES NA FORÇA  
AÉREA, ASSOCIADAS À LOCALIZAÇÃO E AOS SOLOS  
DE FUNDAÇÃO**

**CAP TMI Emídio Laranjeira Mendes**

Trabalho de Investigação Individual do CPOSFA 10/11

Orientador:  
TCOR/PILAV - João Vicente

Lisboa 2011



## **Agradecimentos**

Ao concluir este trabalho não quero deixar de manifestar o meu agradecimento a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a sua realização.

Assim, deixo os meus agradecimentos:

Aos excelentíssimos entrevistados MGEN/ENGAED José Camisa, Director da Direcção de Infra-Estruturas (DI), COR/ENGAED Joaquim Veloso, Sub-Director da DI, COR/ENGAED Tiago Marques e TCOR/ENGAED Joaquim Salvado da Direcção de Infra-Estruturas pelo incentivo, pelas informações e apoio demonstrados.

Ao MAJ/TMI Carlos Afonso, Chefe da Secção de Mecânica da Direcção de Infra-Estruturas, por todo o seu apoio na realização deste trabalho.

Ao TEN/ENGAED Bruno Gomes, da Repartição de Património da Direcção de Infra-Estruturas, pela ajuda prestada na identificação do cadastro das infra-estruturas e apoio dado.

Uma palavra de muito apreço para o meu orientador, TCOR/PILAV João Vicente, pela sua disponibilidade, pela paciência, pela colaboração, pelas críticas e pelas sugestões relativas ao texto que agora apresento.

Ao Doutor João Maranha, Investigador do Departamento de Solos do LNEC, pelo seu interesse e informações disponibilizadas sobre solos e os assentamentos por colapso.

À Mestre em Engenharia Civil Ana Maria dos Santos Mourinha, pela sua disponibilidade e pela informação prestada relativa à sua investigação sobre danos em edifícios devidos a assentamentos por colapso em solos não saturados.

A todos que de uma forma anónima e isolada contribuíram com trabalho, com esclarecimentos e sugestões.

À minha esposa Maria do Rosário, um agradecimento muito especial pelo seu incedível esforço, multiplicado em tantas e diversas tarefas, e companheirismo que demonstrou ao longo destes longos meses.

Finalmente, mas não menos importante, às minhas filhas Adriana e Catarina, deixo também um especial agradecimento pela sua compreensão e demonstração contínua de incentivo e carinho.



## Índice

	<b>Página</b>
Introdução.....	1
1. Patologias associadas ao tipo de solo e fundação.....	4
a. Objectivo .....	4
b. Reconhecimento do solo.....	6
c. Tipologia de fundações.....	13
d. Patologias.....	17
2. Possibilidades de recuperação e custos envolvidos.....	23
3. Solução de fundação com compromisso técnico-económico.....	32
Conclusões.....	36
Bibliografia.....	39

## Índice de figuras

	<b>Página</b>
Figura 1: Assentamento de fundações - Interacção solo-estrutura.....	4
Figura 2: Carta geológica de Portugal - LNEG – laboratório Nacional de Energia e Geologia I.P.....	6
Figura 3: Estrutura tridimensional dos edifícios – identificação dos elementos.....	14
Figura 4: Estrutura tridimensional dos edifícios – identificação dos grupos.....	15
Figura 5: Critérios de escolha da solução.....	15
Figura 6: Torre de Pisa – Estado limite de serviço.....	17
Figura 7: Edifício de habitação na China - Estado limite último.....	18
Figura 8: Assentamento de pavimento.....	20
Figura 9: Assentamento pilar.....	20
Figura 10: Fissuração na estrutura viga.....	20
Figura 11: Fissuração na estrutura viga.....	20
Figura 12: Método de execução das estacas “ <i>jet-grouting</i> ”.....	26
Figura 13: Reforço do maciço de encabeçamento das estacas.....	27
Figura 14: Reforço com micro-estacas.....	27
Figura 15: Reforço estrutural para transferência de carga.....	27
Figura 16: Reforço estrutural no pilar.....	27
Figura 17: Reforço de pavimentos – viga de fundação.....	28
Figura 18: Recursos financeiros afectos.....	31



## **Índice de tabelas**

	<b>Página</b>
Tabela 1: – Classificação de solos coercivos quanto à consistência .....	8
Tabela 2: – Classificação de solos granulares/incoerentes quanto à compactidade .....	8
Tabela 3: – Sondagens Geotécnica – quantidade executadas.....	11
Tabela 4: – Parâmetros geotécnicos .....	11
Tabela 5: – Sondagens Geotécnica – quantidade executadas.....	12
Tabela 6: – Parâmetros geotécnicos .....	12
Tabela 7: – Sondagens Geotécnica – quantidade executadas.....	13
Tabela 8: – Parâmetros geotécnicos .....	13
Tabela 9: – Capacidade de carga de diversos tipos de fundação.....	16
Tabela 10: – Limites e consequências dos assentamentos diferenciais.....	19
Tabela 11: – Identificação das Unidades, edifícios e patologias.....	21
Tabela 12: – Identificação das Unidades, soluções e intervenções .....	24
Tabela 13: – Custos das intervenções.....	29
Tabela 14: – Estacas moldadas .....	33
Tabela 15: – Estacas de brita .....	34

## **Índice de anexos**

	<b>Página</b>
Anexo A - Definições .....	A-1
Anexo B - Corpo de Conceitos.....	B-1
Anexo C - Ensaios e Normas/ Especificações.....	C-1
Anexo D - Descrição de Ensaios .....	D-1
Anexo E - Métodos de classificação de solos .....	E-1
Anexo F - Tipologia de fundações .....	F-1
Anexo G - Fissuração típica provocada pelos assentamentos de fundações .....	G-1
Anexo H – Exemplos de Empresas .....	H-1
Anexo I - Custos e rendimentos de execução de fundações.....	I-1
Anexo J - Ensaio Geotécnico.....	J-1
Anexo K - Dimensionamento critérios de durabilidade das estruturas .....	K-1
Anexo L - Dimensionamento estimado das Estacas e Colunas.....	L-1
Anexo M - Identificação das Fundações e Patologias das Unidades em Estudo .....	M-1
Anexo N - Guião das Entrevistas Exploratórias.....	N-1



## **Resumo**

A existência de uma quantidade considerável de parque edificado da Força Aérea (FA) em locais que apresentam solos com fraca capacidade resistente, bem como o incremento de investimento em programas de intervenção para esses locais levou a que se questionasse o tipo de patologias encontradas, nomeadamente se são causadas por problemas com assentamentos de fundações.

Assim, e à luz do contexto actual, com a redução acentuada de verbas atribuídas quer para construções novas quer para acções de intervenção no âmbito da manutenção e da recuperação do parque edificado, parece surgir com toda a pertinência o tema proposto para este trabalho de investigação “Patologias em edifícios existentes na Força Aérea, associadas à localização e aos solos de fundação”.

Neste âmbito, crê-se que será de todo conveniente perceber se o aumento de custos verificado nos locais considerados de risco, atendendo à sua localização e tipo de solo de fundação, será baseado nalgum fenómeno associado a patologias provenientes de assentamentos de fundações. O objectivo é o poder propôr uma solução credível e eficaz que permita dar resposta à necessidade de redução do aparecimento de patologias causadas por assentamento de fundações, com a conseqüente redução de verbas dispendidas na recuperação e manutenção do parque edificado, em particular nos locais de risco já referidos, bem como o prolongamento da vida útil dos edifícios.

Nesta perspectiva, foi efectuada uma análise da situação existente para os locais considerados de risco, bem como foram analisadas as várias hipóteses de recuperação face aos problemas encontrados e aos custos envolvidos.

Com este trabalho foi possível esclarecer que as patologias causadas por problemas de assentamento de fundações são bastante gravosas para os edifícios e, por vezes, de difícil resolução quer técnica quer economicamente. Foi, ainda, tornado evidente que a utilização de um sistema de fundação mais eficaz, estacas de brita, permitirá uma resposta adequada ao problema inicialmente colocado.

As conclusões do trabalho permitiram identificar algumas recomendações, evidenciando-se a relativa à utilização do sistema de fundação por estacas de brita para os edifícios a construir na FA.



## **Abstract**

The existence of a considerable amount of the Air Force (AF) buildings in areas that have soils with low bearing capacity as well as an increased investment in intervention programs for these sites, has led to question the type of problems found, particularly whether they are caused by foundation settlements.

Thus, in the light of the current context, with the sharp reduction of funds allocated for new construction or to support maintenance and recovery actions of the buildings, seems to arise quite rightly the theme proposed for this research work "Pathologies of existing buildings in the Air Force, associated with the location and foundation soils".

In this context, it is believed to be appropriate to notice if the costs increase for the sites considered at risk, due to its location and soil type, is based in some phenomenon associated with problems from settlements of foundations. The aim is to be able to propose a credible and effective solution that allows to address the need to reduce the appearance of this kind of problems, with the consequent reduction of funds spent on maintenance and recovery actions, particularly at risk locations as above, as well as extending the lifespan of buildings.

From this perspective, it was made an analysis for the existing situation at the sites considered at risk, and also for the various technical possibilities to recover from problems caused by foundation settlements regarding the costs involved.

With this work it is clarified that the problems caused by foundation settlement are quite serious and sometimes difficult to resolve both technical and economically. It was also made clear that the use of a foundation system more effective, like gravel piles, allow an adequate response to the initial challenge.

The findings of the study have identified some recommendations, in particular regarding the use of the foundation system with gravel piles for the buildings to be constructed in the AF.



**Palavras-chave**

Colunas brita;

Consolidação;

Custos;

Eficiência;

Ensaio geotécnicos;

Estacas moldadas;

Fundações;

Fundações directas;

Fundações indirectas;

Manutenção;

Melhoria de solos;

Patologias;

Recuperação;

Solos Moles;



### Lista de abreviaturas

BA1	– Base Aérea Nº 1
BA6	– Base Aérea Nº 6
DGMFA	– Deposito Geral de Material da Força Aérea
DI	– Direcção de Infra-Estruturas
EUA	– Estados Unidos da América
FA	– Força Aérea
LNEC	– Laboratório Nacional de Engenharia Civil
UE	– União Europeia

### Letras maiúsculas latinas

A	– Área da secção transversal
AC	– Área da secção transversal do betão
AS	– Área da secção transversal de aço
AV	– Área de corte da secção
B	– Diâmetro da microestaca
CPT	– Cone Penetration Test
E50	– Módulo de deformabilidade
EC	– Módulo de elasticidade do betão
Eoed	– Módulo de deformabilidade endométrico
ES	– Módulo de elasticidade do aço
Eur	– Módulo de deformabilidade de descarga/recarga
EC0	– Eurocódigo 0
EC1	– Eurocódigo 1
EC2	– Eurocódigo 2
EC3	– Eurocódigo 3
EC7	– Eurocódigo 7
ELU	– Estados Limites Últimos
ELS	– Estados Limites de Serviço
EPD	– Estado Plano de Deformação
EPT	– Estado Plano de Tensão
FOREVER	– <i>Fondations Renforcées Verticalement</i>
FSS	– Factor de segurança do aço
FSC	– Factor de segurança do betão
I	– Momento de inércia da secção
KS/ES	– Módulo de reacção lateral do solo
L	– comprimento total da microestaca
MRd	– Valor de cálculo do momento resistente



Nc-admissível	– Carga admissível à compressão
Nt-admissível	– Carga admissível à tracção
NRd	– Valor de cálculo do esforço normal resistente
Npl,Rd	– Resistência plástica à compressão
Nt,Rd	– Resistência plástica à tracção
N	– Carga axial
P.I.O.	– Plano de Instrumentação e Observação
SPT	– <i>Standard Penetration Test</i>
VRd	– Valor de cálculo do esforço transversal resistente

***Letras minúsculas latinas***

$a_v$	– Coeficiente de compressibilidade
$c'$	– Coesão efectiva
$c_f$	– Módulo de reacção do solo
$c_u$	– Coesão não drenada
$c_v$	– Coeficiente de consolidação
$c_{incr}$	– Incremento de coesão em profundidade
$c_{incr}$	– Incremento de coesão em profundidade
$e$	– Índice de vazios
$e_0$	– Índice de vazios inicial
$h_0$	– Espessura inicial
$f_{cd}$	– Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctk}$	– Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{ctm}$	– Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_y$	– Tensão de cedência à tracção do aço
$f_{yd}$	– Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço
$f_{yk}$	– Valor da tensão característica de cedência do aço
$f_u$	– Tensão de rotura de aço
$k$	– Módulo de deformação
$k_x$	– Coeficiente permeabilidade horizontal
$k_y$	– Coeficiente permeabilidade vertical
$k_z$	– Coeficiente permeabilidade horizontal
$pref$	– Pressão média
$q_s$	– Limite de atrito lateral
$t$	– Espessura do elemento
$w$	– Módulo de flexão elástico
$w$	– Percentagem mecânica de armadura

***Letras minúsculas gregas***

$\gamma_{\text{não saturado}}$	– Peso volúmico húmido
--------------------------------	------------------------



$\gamma_{\text{saturado}}$	– Peso volúmico saturado
$\sigma'_p$	– Tensões de pré-consolidação
$\sigma'_v$	– Tensões
$\varepsilon$	– Deformação por extensão quando sujeito a esforço axial
$\varepsilon_{c2}$	– Extensão ao ser atingida a resistência máxima $f_c$
$\varepsilon_{cu2}$	– Extensão última do betão à compressão
$\lambda$	– Coeficiente de esbelteza
$\lambda_1$	– Valor de esbelteza para determinar a esbelteza relativa
$\mu$	– Momento flector reduzido
$\nu$	– Coeficiente de Poisson
$\varphi$	– Ângulo de atrito
$\chi$	– Factor de redução

***Letras maiúsculas gregas***

$\Delta_{\text{elástico}}$	– Deslocamento elástico vertical da microestaca
$\Delta_h$	– Variação da espessura da camada
$\varphi$	– Diâmetro da microestaca



## **Introdução**

No actual contexto de redução de recursos julga-se pertinente a tentativa de obter edifícios de custos mais económicos quer em termos de construção quer em termos de futura manutenção.

Sendo certo que para os custos da construção contribuem as várias componentes dos edifícios, normalmente, quando se quer economizar procura-se reduzir custos dos acabamentos descurando a possível redução de custos da optimização das estruturas e, nomeadamente, da adequação das fundações ao tipo de solo de fundação existente. O que, para este caso último, pode conduzir a grandes custos de manutenção a curto/médio prazo ou, inclusivamente, à redução da vida útil do edifício.

O surgimento de novos sistemas de armas, tais como F16, EH101, C295 e a modernização do P3P, levou a que, nestes últimos anos, a Força Aérea (FA) investisse em infra-estruturas novas e grandes remodelações para adaptação de infra-estruturas existentes às novas solicitações.

A alocação destes novos sistemas em Unidades já bastante envelhecidas e implantadas em zonas de solos aluvionares, portanto, com um historial de patologias a isso associado, foi uma problemática colocada aos projectistas no desenvolvimento dos estudos/projectos para estes locais.

O estudo de uma adequada solução face ao solo de fundação tornou-se um desafio, para os técnicos envolvidos nos projectos, com o objectivo de trazer à FA uma melhoria de soluções com compromissos de eficiência a longo prazo. Sendo a Base Aérea nº 1 (BA1), em Sintra, a Base Aérea nº 6 (BA6), no Montijo, e o Depósito Geral de Material da FA (DGMFA), em Alverca, os locais que estão sujeitos a este tipo de solos, o estudo incidiu sobre esses locais.

O presente trabalho teve como objectivos específicos:

- Estudar o tipo de solos e fundações existentes nos locais em foco;
- Analisar as patologias surgidas face às situações anteriores;
- Analisar o impacto financeiro decorrente das recuperações necessárias ou, em certos casos, da necessidade de construir de novo;
- Estudar e apresentar soluções mais favoráveis técnica e economicamente por forma a diminuir os custos de intervenção e prolongar a vida útil das infra-estruturas.



O seu desenvolvimento foi feito com base no método de Investigação em Ciências Sociais, proposto por Raymond Quivy e LucVan Campenhoudt (1995), segundo o qual foi formulada a pergunta de partida:

- **Em que medida os custos investidos pela Força Aérea em soluções de fundações mais eficientes, para Unidades com solos de fraca capacidade resistente, poderão reduzir custos a médio/longo prazo nas verbas dispendidas em intervenções nos edifícios e prolongar a sua vida útil?**

Associadas à questão central derivaram as seguintes perguntas:

- **Que tipo de solos existem e que problemas estruturais surgiram face às fundações preconizadas ou às alterações do tipo de utilização dos edifícios?**
- **Que investimentos de recuperação estão associados a assentamentos de fundações?**
- **Qual a solução de fundações mais eficiente para os novos edifícios a construir nas Unidades em estudo?**

Face às questões formuladas e para dar resposta à questão central, foram testadas as hipóteses seguintes:

- **Os problemas estruturais dos edifícios na BA1, BA6 e DGMFA são ocasionados pelo tipo de solos aí existentes, pela solução de fundação preconizada ou pela alteração das condições de utilização.**
- **Os custos de recuperação dos edifícios foram acrescidos devido a problemas com fundações.**
- **As fundações indirectas executadas por estacas de brita melhoram o desempenho das fundações e, conseqüentemente, reduzem os custos de intervenção.**

O modelo de análise utilizado neste trabalho partiu dos conceitos chave que sobressaem desta temática, considerando as suas dimensões, manifestadas pelos respectivos indicadores observáveis ou mensuráveis, tendo sido definido de acordo com a matriz apresentada no Anexo B.

Para o desenvolvimento deste estudo recorreu-se à recolha de dados através da:

- **Análise documental** - sobre obras publicadas em livros técnicos, em documentação técnica existente na internet, bem como estudos/ensaios elaborados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).
- **Análise de casos de estudo** - através de pesquisa no arquivo da Direcção de



#### Infra-Estruturas da FA.

- **Elaboração de Entrevistas** – a entidades do meio científico actual e da FA.

No primeiro capítulo será efectuada a abordagem ao conceito de solos e fundações, nomeadamente o reconhecimento de solo e a tipologia de fundações a adoptar para os mesmos, bem como serão analisadas as patologias associadas ao assentamento de fundações.

No segundo capítulo serão analisadas as soluções a ter em conta na recuperação face aos custos envolvidos.

No terceiro capítulo, tendo em conta o conceito de eficiência, será desenvolvido o estudo comparativo entre duas das soluções de fundação possíveis para os solos de fraca capacidade resistente, de modo a aferir os custos, a técnica e os resultados obtidos.

No final de cada capítulo será feita a análise dos resultados obtidos e testadas as hipóteses formuladas.

Por último, serão apresentadas as conclusões, no sentido de procurar dar resposta às questões derivadas e, conseqüentemente, à questão central, bem como as recomendações consideradas pertinentes e com interesse para a FA.



## 1. Patologias associadas ao tipo de solo e fundação

### a. Objectivo

A abordagem deste tema, conforme indicado pelo âmbito do trabalho, vai para além da identificação das patologias originadas pela deficiente execução ou retracção dos diferentes materiais, que surgem nos edifícios durante a sua vida útil<sup>1</sup>. Este centra-se nas patologias originadas pelos assentamentos (Figura 1) em fundações (diferenciais ou globais) as quais mais gravemente afectam os edifícios no seu desempenho e até, por vezes, criam instabilidades na estrutura comprometendo a sua segurança e levando à diminuição da sua vida útil.

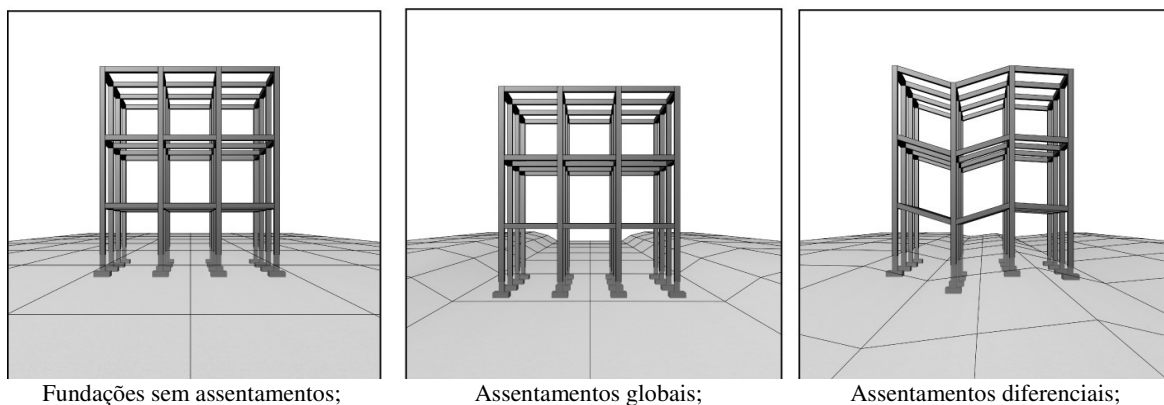


Figura 1: Assentamento de fundações - Interação solo-estrutura

As anomalias originadas pelos assentamentos diferenciais obrigam, necessariamente, pelos danos provocados na estrutura, a uma intervenção que, na maior parte das vezes, além de ocorrer na subestrutura, obriga também à intervenção na super estrutura, além da consequente necessidade de recuperação de alvenarias, revestimentos e vãos. Estas intervenções, quando necessárias, representam um custo muito elevado quando comparado ao custo inicial necessário ao investimento no projecto e no estudo do solo onde se pretende implantar a construção.

Há um consenso generalizado no meio técnico de que a origem da maior parte dos problemas das fundações é causado pela inexistência ou inadequada caracterização dos solos de fundação ou, ainda, pela má interpretação dos resultados obtidos no mesmo, o que pode originar indicações erróneas para o projectista logo uma tomada de decisão errada

<sup>1</sup> Neste contexto, considera-se vida útil de um edifício o período durante o qual ele desempenha adequadamente a função para a qual foi concebido.



quanto ao tipo de fundação a projectar (Silva e Bressani, 1994; Milititsky et al, 2005; Hachich et al, 1996).

Parece haver um contra-senso já que apesar de as fundações serem o elemento fundamental da estabilidade das estruturas, nem sempre a verificação da sua segurança é analisada com o cuidado que esta temática justificaria. Os técnicos envolvidos no projecto são, cada vez mais, pressionados em termos de prazos de realização do mesmo, devido ao interesse em dar resposta às execuções orçamentais, os quais são sempre inadequados e incompatíveis com a necessidade de considerar uma modelação de cálculo que inclua várias simulações de modo a tentar compreender a interacção entre a estrutura a projectar e o solo que foi caracterizado no estudo geotécnico.

Por outro lado, Portugal não dispunha de códigos ou regulamentos sobre fundações, existindo apenas algumas recomendações para fundações directas em edifícios correntes que só contemplam casos simples. Esta lacuna provoca, à partida, alguma dificuldade na definição dos critérios de verificação de segurança pois as combinações de acções previstas e definidas quer no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) quer no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) não são compatíveis com os critérios baseados em tensões de segurança, sem que se tenha de fazer algumas adaptações que têm sido deixadas ao critério dos projectistas (Camara e Correia, 1992).

Assim, esta matéria parece deixar alguma discricionariedade ao projectista, ao contrário da matéria referente ao cálculo dos outros elementos constituintes da estrutura, pois a transferência de esforços ocorre em ambientes e sobre material pré-existente que não podem ser escolhidos e inclusive não têm uma identificação/caracterização parametrizada dadas as inúmeras variáveis a que está sujeito. Por mais rigorosas que sejam feitas as recolhas de amostras de material “in situ”, existe sempre a possibilidade de “surpresas” geológicas, de comportamentos dos solos não previstos e de variações de solos não totalmente mensuráveis.

Apesar da importância do solo de fundação, no contexto da construção, o que se verifica é que não se procura o adequado solo de fundação, mas constrói-se nos locais disponíveis e com possibilidade de maior rentabilização para o seu promotor. No caso da FA, que apenas foi constituída como Ramo independente em 1952, os edifícios em estudo foram construídos em infra-estruturas que foram herdadas do Exército e da Marinha, portanto a sua localização estava, à partida, condicionada.



## b. Reconhecimento do solo

Podemos seguramente afirmar que o reconhecimento adequado do solo de fundação condiciona directamente o sucesso da nossa estrutura, pois é este que lhe dá suporte, permitindo-lhe atingir o horizonte de projecto, definido no Eurocódigo 0 (EC0) (1990), para a sua vida útil sem contribuir com custos, directa ou indirectamente, para a sua manutenção. Deste reconhecimento fica condicionada a solução de fundação a adoptar, não se podendo descurar a complexidade do edifício, tipo de estrutura e cargas associadas. Esta caracterização ou reconhecimento do solo está dependente de alguns indicadores, que serão aqui abordados, tais como a localização, os ensaios efectuados, a classificação apurada pelos ensaios e a correspondente resistência.

A tipologia dos solos está condicionada à sua localização e no caso de Portugal a carta geológica, que está disponível em diversa literatura, apresenta-se bastante diversificada. Isto faz com que as soluções de fundação também sejam diferentes consoante a localização onde a obra se vai efectuar.

No caso das Unidades em estudo, conforme se vê na Figura 2, a BA6 e o DGMFA estão localizadas em solos brandos, aluviões, terraços e depósitos glaciares. No entanto, a BA1 está localizada numa zona de calcários e grés.

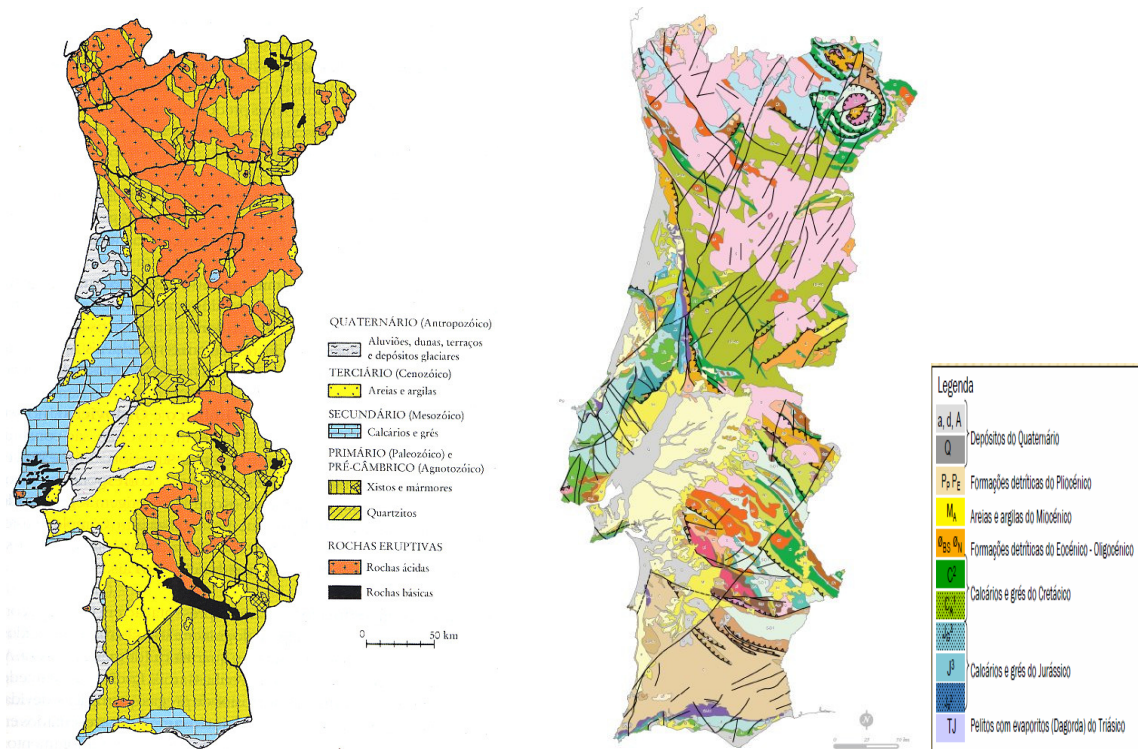


Figura 2: Carta geológica de Portugal - LNEG – laboratório Nacional de Energia e Geologia I.P.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> Fonte: [http://e-geo.ineti.pt/cartografia/cartas\\_papel.aspx](http://e-geo.ineti.pt/cartografia/cartas_papel.aspx).



Esta indicação, por si só, não permite ao técnico envolvido no desenvolvimento dos projectos decidir qual o tipo de solução de fundação a utilizar, de forma a minimizar ou anular problemas que possam advir desta. Se não vejamos, numa primeira análise, os solos identificados na carta geológica para a BA6 e DGMFA são tendenciosos à ocorrência de assentamentos (solos brandos, aluviões, terraços e depósitos glaciares) enquanto que para a BA1 a identificação do solo existente não pressupõe qualquer problema dessa natureza (calcários e grés). No entanto, neste local ocorreram problemas com assentamentos diferenciais, no hangar e anexos (Tabela 11), provocados pela sua proximidade a uma zona aluvionar (ribeira) que a carta geológica não consegue pormenorizar.

Assim sendo, o comportamento expectável de um solo dependerá da distribuição das camadas que constituem o terreno, das condições de coesão do mesmo, do posicionamento do nível freático e da profundidade do estrato capaz de suportar as cargas transmitidas, premissas que só podem ser conhecidas através de ensaios específicos. São estas variáveis ligadas ao solo em que se pretende implantar uma construção que influenciam e condicionam as soluções a escolher. Por outro lado, o tipo de equipamento disponível no mercado e na região onde se realiza a fundação e os custos de execução podem ser para o promotor/dono de obra dois exemplos bastante condicionantes e que podem inviabilizar o desenvolvimento de um projecto.

A identificação do solo baseia-se na sua classificação que é feita através de ensaios complementares realizados “*in situ*” e em laboratório, com a recolha de amostras em trabalho de campo.

Os métodos de prospecção geotécnica e geológica que existem são muitos e a selecção do mais adequado depende da dimensão e importância da obra, das construções existentes na proximidade e do conhecimento prévio do terreno de fundação que estas construções anteriores nos podem dar. No entanto, o Eurocódigo 7(EC7) (1999) identifica as exigências do estudo geotécnico consoante as categorias de complexidade das estruturas envolvidas subdividindo-as em três: Categoria 1, para edifícios com estruturas pequenas e relativamente simples; Categoria 2, tipos convencionais de estruturas e fundações que não envolvam riscos fora do comum ou condições do terreno e carregamento particularmente invulgares ou particularmente difíceis; Categoria 3, estruturas ou partes das estruturas não abrangidas pelas outras categorias.

De acordo com essa norma são seleccionados os ensaios mais adequados tendo em vista o objectivo final e a condicionante económica envolvida. De entre a panóplia de ensaios possíveis de realizar (Anexo C) os mais usuais em Portugal, e também na FA, de



acordo com o definido pelo EC7, parte 3, são os ensaios “*Standard Penetration Test*” (SPT) para ensaios “in situ” e o ensaio edométrico em laboratório. Como curiosidade refere-se que o primeiro ensaio SPT registado em Portugal foi no ano de 1953 e, só na região de Lisboa, foram até 1991 realizados mais de 16000 ensaios em cerca de 1800 sondagens<sup>3</sup>.

O ensaio SPT é um ensaio expedito porque permite determinar a tensão existente em cada camada ao longo da perfuração fazendo a correlação entre o número de pancadas com que um pilão normalizado faz penetrar o amostrador no solo, conforme descrito no Anexo D. O número de pancadas (N) necessárias para atingir a penetração de 30cm define o valor de  $N_{spt}$ .

O Eurocódigo 7 indica o número limite de 50 pancadas em cada ensaio como o  $N_{spt}$  a partir do qual se admite ter atingido a camada resistente (“bed rock” ou “firme”). Na prática, as empresas de sondagens, em geral, adoptaram como margem de segurança para os ensaios SPT o limite de 60 pancadas, em vez das 50 do EC7.

Os quadros seguintes traduzem a correlação mencionada e dão informação sobre a tensão a que o solo resiste, classificando-o de coerente ou incoerente.

**Tabela 1: Classificação de solos coerentes quanto à consistência**  
(Especificações LNEC, E 219 – 1968)

Terrenos coerentes	Consistência	Muito mole	Mole	Consistência média	Dura	Muito Dura	Rija
	Número de Pancadas no ensaio de penetração ( $N_{spt}$ )	0-2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
	Resistência à Compressão Simples - $\sigma_{or}$ (kPa)	< 25	25 - 50	50-100	100-200	200- 400	> 400

**Tabela 2: Classificação de solos granulares/incoerentes quanto à compactidade**  
(Especificações LNEC, E 219 – 1968)

Terrenos incoerentes	Compactidade	Muito solto	Solto	Medianamente compacto	Compacto	Muito compacto
	Número de Pancadas no ensaio de penetração ( $N_{spt}$ )	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
	Densidade relativa (%)	15	15 - 35	35-65	65-85	85-100

<sup>3</sup> Fonte: Seminário em Ciência e Engenharia da Terra - 2007.



No entanto, tal como recomendado (Farinha, 1992), esta relação entre ensaio de penetração e a resistência à compressão simples do terreno pode, em alguns terrenos, dar indicações muito úteis sobre primeiras ordens de grandeza das características de corte e capacidade de carga dos terrenos “*in situ*”. Contudo, considera-se conveniente a determinação directa de tais características por ensaios de corte ou ensaios de carga, conforme descrito no anexo D.

De entre os ensaios existentes o SPT é também dos menos dispendiosos e, por isso, é talvez o mais utilizado na prática para o reconhecimento das condições do terreno. Por outro lado, permite ainda, durante a execução das sondagens, recolher amostras que, para além de darem indicação da altura da camada, após embalagem e catalogação são enviadas para laboratório onde serão submetidas a uma panóplia de ensaios que complementarão o estudo.

A título exemplificativo apresenta-se no Anexo D um esquema do equipamento (Figuras 19, 20, 21 e 22) e amostras retiradas no ensaio (Figura 23).

Sendo certo que os materiais submetidos a uma determinada solicitação, força aplicada, se deformam no sentido de a suportar, ou seja, nenhum material sujeito a acções se mantém indeformável, o valor dessa deformação depende do tipo de acções a que está sujeito e do tipo de material em questão. A grandeza que caracteriza as variações volumétricas sofridas pelo material (estrato de solo) quando submetidas a carregamentos dá pelo nome de compressibilidade e caracteriza-se por uma redução acentuada do volume com o aumento do nível de tensão efectiva, em que as deformações que ocorrem apresentam uma reduzida parcela reversível.

O ensaio edométrico, que é realizado em laboratório com base nas amostras recolhidas no SPT, (Anexo D) permite obter os parâmetros do solo caracterizadores da sua deformação, ou seja da sua compressibilidade, estabelecendo uma relação entre o índice de vazios e a tensão efectiva para o cálculo do assentamento total e, por outro lado, definir curvas de assentamento em função do tempo para cada fase de carregamento, o que permite avaliar os assentamentos previsíveis. Desta análise considera-se que a amostra do solo estudado é representativa do todo o extracto existente “*in situ*”.

Ilustra-se no Anexo D, a título exemplificativo, o equipamento que efectua este ensaio (Figuras 26).

Da leitura destes ensaios ressalta que a quantificação dos assentamentos das fundações é envolvida de uma forte componente de empirismo e bastante condicionada quer pelos critérios que advêm dos parâmetros de rigidez (coesão, deformabilidade, etc.)



quer pela dificuldade em determinar, dentro da área de implantação e dos resultados dos ensaios, o centro de assentamentos face à variação da chegada de cargas/esforços às fundações (Anexo L, Figura 50). O posicionamento do centro de assentamento é fortemente dependente não só do tipo de solo, mas também dos perfis de variação da rigidez em profundidade. Assim, a determinação dos modelos de cálculo a partir do centro de assentamentos e, por conseguinte, a sua extrapolação, não permite estimar os valores reais dos assentamentos. A esta dificuldade também não é alheia a limitação do número de ensaios efectuados no local da implantação. Verifica-se, assim, que os ensaios introduzem algumas limitações na transposição para o real ficando a sua interpretação ao critério dos técnicos envolvidos.

Apesar da importância das grandezas já definidas nos ensaios referidos, o reconhecimento do solo só ficará completo com a complementaridade de outros ensaios laboratoriais que permitem classificá-lo dentro de um sistema de classificação de referência tendo como objectivo facilitar o seu estudo e caracterização, mas também antecipar as suas reacções comportamentais relativamente às acções a que a acção humana o submete. Assim, dado que a importância fulcral da classificação do solo será determinar a sua capacidade de carga e esta está directamente relacionada com a especificidade deste, importa assim identificar quantitativamente a sua composição.

Dos vários sistemas de classificação existentes (Anexo E) a legislação portuguesa adoptou e normalizou o “Sistema Unificado de Solos” tendo em vista as vertentes de aplicação. O objectivo das classificações de solos no geral e deste sistema em particular é descrever detalhadamente os vários grupos de solos e seus métodos de identificação, de modo que a classificação possa ser uniforme e independente dos intervenientes.

Estando identificados os diversos níveis (estratos) que compõem o subsolo da zona a edificar e o seu grau de debilidade face às exigências transmitidas pelos esforços da super-estrutura a edificar, o tipo de fundação a preconizar e a cota a que a mesma deve ser implantada é decorrente deste estudo.

No sentido de caracterizar os solos existentes nas Unidades, face à necessidade de construir novos edifícios, a FA promove a realização destes estudos geológicos-geotécnicos quer com recurso a empresas da especialidade quer com recurso ao laboratório de solos do Grupo de Engenharia de Aeródromos da Força Aérea (GEAFA), com vista a monitorizar e determinar as características dos solos e, conseqüentemente, as possíveis soluções de projecto em termos de fundações. As Unidades em estudo foram, nos últimos anos, objecto de campanhas donde importa realçar os valores obtidos nos ensaios (SPT e



edométrico). No Anexo J apresenta-se um dos estudos efectuados, sendo que os restantes valores aqui mencionados foram retirados por consulta aos relatórios constantes do arquivo da DI.

Assim, na BA1 foram realizadas as sondagens indicadas na Tabela 3, tendo sido detectado um ambiente geotécnico desfavorável pela presença de depósitos aluvionares com fraca capacidade de carga e muito deformáveis até a profundidades que variam entre os - 2,00 e os - 4,50 m; por outro lado, a presença de água próximo da superfície, -2,00 m, indica dificuldade na escavação e execução dos elementos de fundação. Dos ensaios em laboratório foram obtidos os seguintes parâmetros geotécnicos (Tabela 4), que serviram de base para efeitos de dimensionamento dos elementos de fundação.

**Tabela 3: Sondagens Geotécnica – quantidade executadas**  
(Estudo Geotécnico BA1 Geocontrolo -2009)

Sondagem nº	Furação (m)	Ensaio SPT (un.)
S1	12.10	8
S2	12.28	8
S3	13.83	9
S4	12.22	8
S5	7.60	5
S6	15.09	10
S7	19.87	13
S8	19.60	13
<b>TOTAIS</b>	<b>112.59</b>	<b>74</b>

**Tabela 4: Parâmetros geotécnicos**  
(Estudo Geotécnico BA1 Geocontrolo -2009)

Tensão Recomendada (kPa)	Peso volúmico $\gamma_0$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito interno $\varphi$ (°)	Coesão $c'$ (kN/mm <sup>2</sup> )	Módulo de deformabilidade $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )
100	18	27°	3	10 000

Do relatório também fazem parte algumas recomendações que indicam como solução possível as fundações indirectas, devendo estas ser encastradas no estrato com maior SPT, seu diâmetro, comprimento e capacidade de carga à compressão.

Na BA6, foram realizadas as sondagens indicadas no Tabela 5, tendo sido identificado um solo geotécnicamente desfavorável caracterizado pela presença de um depósito aluvionar lodoso que assenta sobre um estrato arenoso a grande



profundidade. Este ambiente, solos aluvionares entre os -2.50m e os -7.00m, é caracterizado por ter uma elevada deformabilidade e reduzida resistência ao carregamento sendo detectado o nível freático a variar entre os - 2.00m e -4,00m.

**Tabela 5: Sondagens Geotécnica – quantidade executadas**  
(Estudo Geotécnico BA6 Soper e Geocontrolo -2005 e 2011)

Sondagem nº	Furação (m)	Ensaio SPT (un.)
S1	39.45	26
S2	46.00	27
S3	13.95	9
<b>TOTAIS</b>	<b>99.40</b>	<b>62</b>

Obtiveram-se dos ensaios em laboratório os parâmetros geotécnicos (Tabela 6), que foram considerados para efeitos de dimensionamento dos elementos de fundação.

**Tabela 6: Parâmetros geotécnicos**  
(Estudo Geotécnico BA6 Soper e Geocontrolo -2005 e 2011)

solo	Profundidade (m)	Tensão Recomendada (kPa)	Peso volúmico $\gamma_0$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito interno $\phi$ (°)	Coesão $c'$ (kN/mm <sup>2</sup> )	Módulo de deformabilidade $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )
Areia média limpa	0-2	75	19	30°	0	6 000
Lodo preto	2-4	50	17	0°	15	600
Areia siltosa	4-6.50	100	18	27°	0	25 000
Areia siltosa	6.50-12	250	18	27°	0	25 000

Foram indicadas algumas soluções para a tipologia de fundações a ser adoptada como, por exemplo, fundações semi-directas através de pegões fundados entre os seis e os oito metros de profundidade, que permitiriam tensões da ordem dos 250 kPa, ou indirectas como micro-estacas a transmitir os esforços para a camada arenosa entre os oito e treze metros, que permitiriam cargas axiais na ordem dos 80 a 100 kN. No entanto, a solução mais adequada seria o recurso a estacas ou uma solução que passaria pela melhoria de solos com a utilização de estacas de brita.

Quanto ao DGMFA, foram realizadas as sondagens indicadas na Tabela 7, tendo sido detectado um ambiente geotécnico desfavorável caracterizado pela presença de, aproximadamente, 4.50 m de terreno heterogéneo, areno-argiloso, argiloso acastanhado, seixos, restos de conchas e alguns estratos argilo-lodosos, foi também



detectada a presença de água a partir da cota -2.95 m.

Os parâmetros geotécnicos identificados nos ensaios de laboratório e que foram considerados para efeitos de dimensionamento dos elementos de fundação estão reflectidos na Tabela 8.

**Tabela 7: Sondagens Geotécnica – quantidade executadas**  
(Estudo Geotécnico Tecnasol FGE -2001)

Sondagem nº	Furação (m)	Ensaio SPT (un.)
S1	26.15	26
S2	24.95	23
S3	22.65	20
<b>TOTAIS</b>	<b>73.75</b>	<b>69</b>

**Tabela 8: Parâmetros geotécnicos**  
(Estudo Geotécnico Tecnasol FGE -2001)

solo	Profundidade (m)	Tensão Recomendada (kPa)	Peso volúmico $\gamma_0$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito interno $\phi$ (°)	Coesão $c'$ (kN/mm <sup>2</sup> )	Módulo de deformabilidade $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )
Areia argilosa	0-4.50	100	18	25°	3	8 000
Lodo preto	4.5-6	50	17	0°	15	600
Argilosa-acastanhada	6-10.50	75	17	18°	0	1 000
Areia siltosa	10.50-14	250	18	27°	0	25 000

Neste caso são, também, indicadas as fundações indirectas como as mais recomendadas referindo-se alguns valores estimados para os assentamentos por consolidação primária, que resultam da expulsão da água do solo por compressão devido a tensões que lhe serão transmitidas.

Desta análise conclui-se que os solos existentes nas Unidades em estudo, pela sua fraca qualidade geotécnica para o fim em vista, propiciam a ocorrência de patologias associadas a assentamentos de fundações.

### c. Tipologia de fundações

Os edifícios são projectados para suportar esforços verticais e horizontais. Estes esforços vão sendo transmitidos aos diversos elementos constituintes da estrutura (Figura 3), lajes, vigas, pilares e fundação, de forma cumulativa e



transmitidos pela fundação ao solo envolvente que tem como função absorvê-los sem causar instabilidade à estrutura.

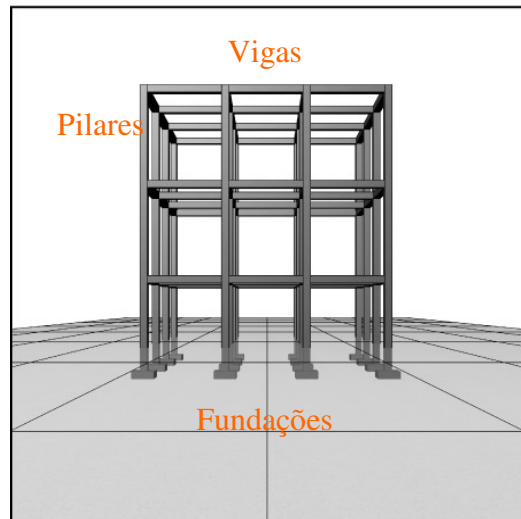


Figura 3: Estrutura tridimensional dos edifícios – identificação dos elementos.

Fonte: Adaptado do REBAP

O mecanismo estrutural dos edifícios está subdividido em dois conjuntos (Figura 4), os acima do solo, denominados de super-estrutura, e os enterrados, denominados subestrutura (fundações).

As fundações são geralmente divididas em dois grandes grupos, em função do mecanismo de transmissão de cargas ao terreno de fundação, as fundações directas ou superficiais e as fundações indirectas ou profundas. No entanto, é ainda importante salientar a técnica de melhoramento de solos que não sendo propriamente um sistema de fundação permite melhorar a capacidade resistente do solo levando a que a solução a adoptar na fundação dos edifícios fique ao nível das fundações directas, ensoleiramento gerais e pegões.

Dado que no âmbito deste trabalho se pretende comprovar a associação entre as patologias dos edifícios derivadas do tipo de solo de fundação e da solução preconizada para a mesma, no corpo do trabalho apenas se analisará os edifícios que foram identificados como tendo problemas de assentamentos, não invalidando que uma explanação mais ampla sobre tipologia de fundações seja apresentada no Anexo F.

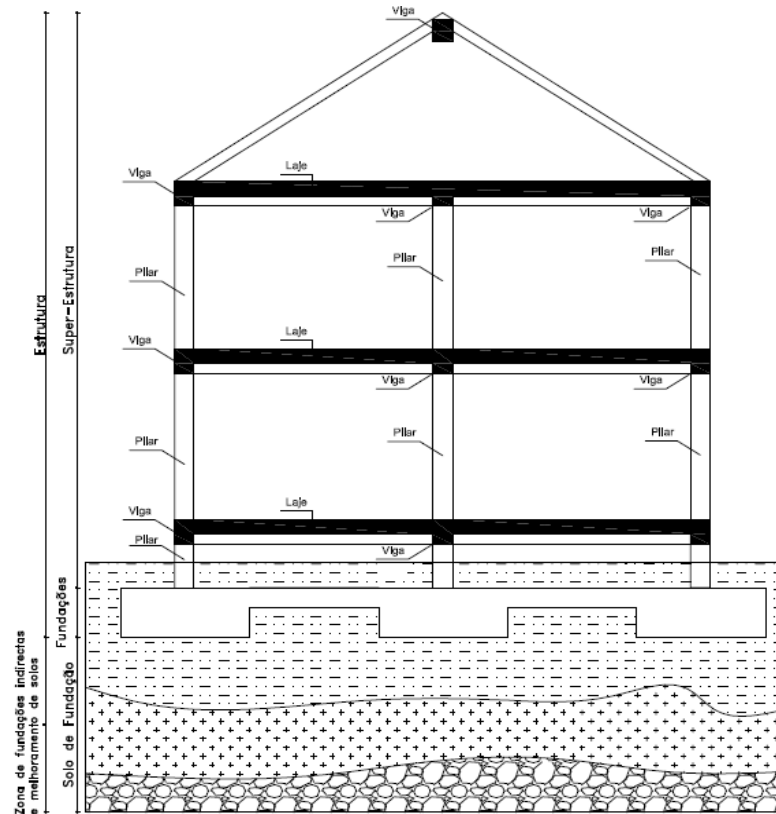


Figura 4: Estrutura tridimensional dos edifícios – identificação dos grupos

Fonte: Adaptado do REBAP

Os critérios ou constrangimentos à escolha do tipo de fundação dependem, como já vimos, do tipo de terreno, profundidade a que se situa a camada de maior resistência, cargas a transmitir e condições de inter-acção estrutura-solo, conforme ilustrado na Figura 5.

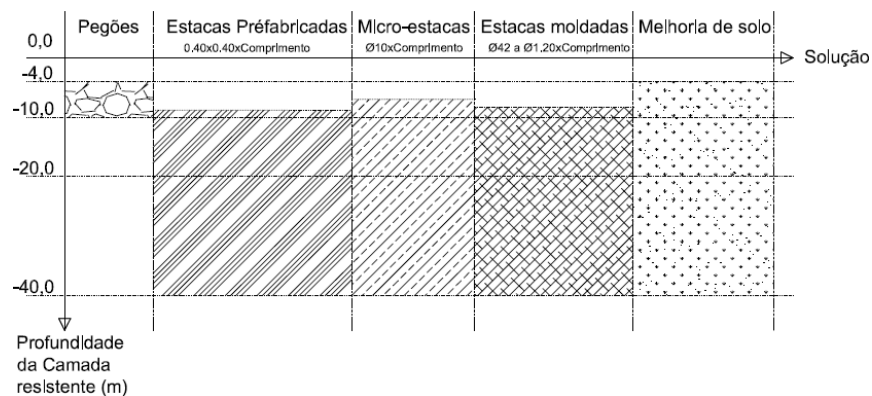


Figura 5: Critérios de escolha da solução.

Fonte: Adaptado do EC7, LNEC 217-1968, Ensaio geotécnicos e relação custo/cargas.

As fundações superficiais deverão ser utilizadas quando a camada resistente está a pouca profundidade, devendo ser utilizadas sapatas se a estrutura for leve e



ensoleiramento se a estrutura for pesada. As fundações profundas utilizam-se onde os terrenos superficiais forem pouco consistentes e a estrutura a fundar for de grande porte. A Tabela 9 indica a capacidade de carga em função da solução de fundação.

**Tabela 9: Capacidade de carga de diversos tipos de fundação**  
(Dimensões e cargas de referência indicadas pelos fabricantes- Anexo H)

Tipo de Fundação	Tensão de referência (em Serviço)	Capacidade de suporte de carregamentos verticais (axiais em serviço)		Absorção dos esforços não verticais
		$\varnothing$ mínimo	$\varnothing$ máximo	
Pegões de $\varnothing$ 400mm a $\varnothing$ 1200mm (secção Circular)	2,40 MPa	300 kN	2800 kN	<b>Pouca capacidade</b> , apesar de terem um grande módulo de flexão não transmitem os esforços de flexão eficazmente ao terreno
Estacas pré-fabricadas de [ ]400mm a [ ]1000mm de espessura (por metro de desenvolvimento)	5,0 MPa	2000 kN/m	5000 kN/m	<b>Grande capacidade</b> , devido a terem módulos de flexão elevados e atingirem grande profundidade
Micro-estacas de $\varnothing$ 110mm a $\varnothing$ 250mm de espessura (secção Circular)	11,0 MPa	200 kN	600 kN	<b>Grande capacidade</b> , estes permitem inclinações e assim absorvem esforços não verticais axialmente
Estacas de $\varnothing$ 400mm a $\varnothing$ 1200mm de espessura (secção Circular)	4,80 MPa	600 kN	5600 kN	<b>Grande capacidade</b> , apresentam bom módulo de flexão e não dispõem de limitação de comprimento
Estacas de brita $\varnothing$ 600mm a $\varnothing$ 1000mm de espessura e brita entre 10 e 30 mm (secção Circular)	8,70 MPa	450 kN	3600 kN	<b>Boa capacidade</b> , apresentam bom módulo de flexão e não dispõem de limitação de comprimento

Da pesquisa efectuada aos arquivos da DI da FA identificaram-se, desde 1952, as tipologias, por ordem cronológica de construção, indicadas na Tabela 27 do Anexo M.

Após análise da tabela, conclui-se que o tipo de fundações encontrado varia entre a melhoria de solos com a introdução de estacas de madeira, para as construções mais antigas, passando pelas estacas de betão e, já na década de 2000, a introdução da melhoria de solos através das colunas de brita (estacas de brita).





Figura 7: Edifício de habitação na China - Estado limite último<sup>6</sup>

Assim, para o caso dos assentamentos globais o que se verifica é um assentamento total e uniforme da estrutura que implicará a alteração da cota de entrada dos edifícios que será tanto mais gravosa quanto maior for o diferencial verificado. Esta situação foi verificada num dos edifícios em estudo (Tabela 11) em que houve um assentamento na ordem dos 40 cm o que implicou estabilização de fundações, refazer cotas de acesso e arranjos exteriores, bem como, intervenções de recuperação de estrutura e paramentos (entrevista ao COR Marques e Relatório da Inspeção à BA6, Maio 2000).

Já quanto aos assentamentos diferenciais estes podem ocorrer devido à presença de solos muito compressíveis, conforme vimos anteriormente, pela introdução ou alteração das sobrecargas de utilização nos edifícios que, por aumento das tensões aplicadas quer na estrutura quer nos terrenos envolventes, podem aumentar as tensões de consolidação do solo e permitir a ocorrência destes assentamentos. Estes serão tanto mais graves quanto maior for a distorção angular que provocam na estrutura. Esta situação verificou-se no edifício da esquadra de abastecimento (aumento de sobrecarga na armazenagem e ampliação do edifício), na esquadilha de transportes e no pavimento interior do hangar C130 na BA6; estes últimos comprovadamente devido ao aumento de sobrecargas de utilização sobre os pavimentos (utilização de viaturas e aeronaves de maior tonelagem do que previsto em projecto), bem como no pavimento do hangar Norte da BA1 em que se construíram armazéns de dois pisos no seu interior (cargas concentradas não previstas em

<sup>6</sup> Fonte: <http://www.sopecate.pt/catálogos>

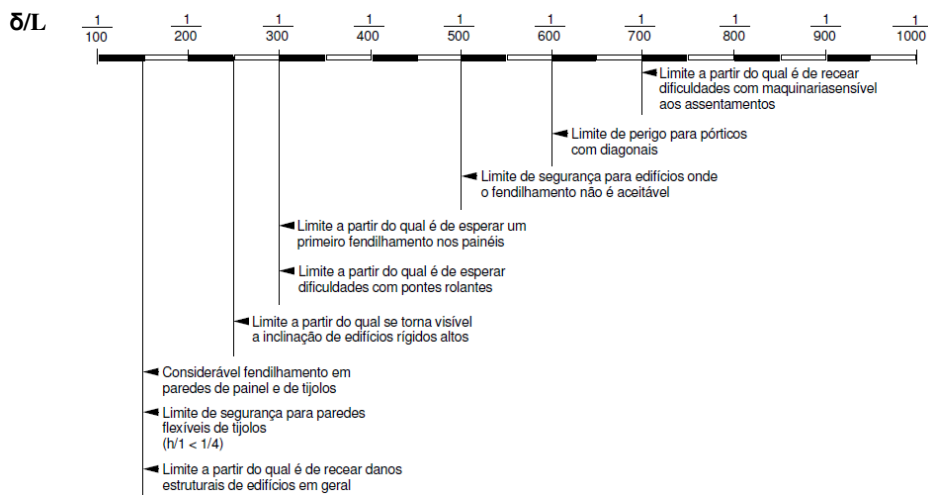


projecto).

Os efeitos rotativos, resultantes de assentamentos diferenciais entre elementos de fundação contíguos, são aceitáveis para valores até 1/500 na maioria das estruturas, no entanto para valores de 1/150 já resulta provavelmente num estado limite último de fendilhamento excessivo ou perda de equilíbrio do edifício.

Neste estudo far-se-á apenas uma abordagem ao estado limite de utilização dado que após aturada pesquisa aos arquivos da DI não foram identificadas situações que se enquadrem dentro do estado limite último.

**Tabela 10: – Limites e consequências dos assentamentos diferenciais  
(Eurocódigo 7, Anexo H)**



Para as Unidades em estudo identificam-se na Tabela 11 do Anexo M os edifícios e patologias associadas.

A caracterização do tipo de patologias encontradas nos edifícios mencionados identifica-se com a fissuração típica devido a assentamentos de fundações padronizados na Figura 42 do Anexo G (Pfeffermann, 1968). Numa tentativa de ilustrar situações ocorridas nos edifícios em estudo, apresentam-se algumas peças fotográficas que elucidam as patologias associadas. Estas apenas dizem respeito ao edifício da esquadra de abastecimento da BA6 por não terem sido encontrados mais registos desta natureza referentes a outros edifícios e/ou outras Unidades.



Figura 8: Assentamento de pavimento.

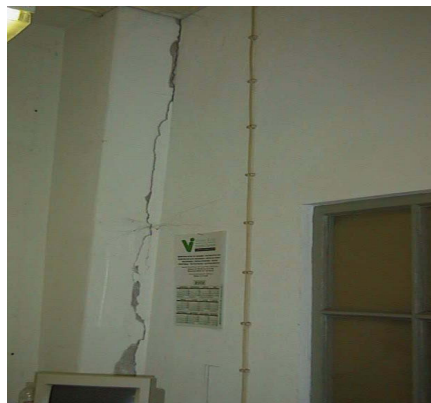


Figura 9: Assentamento pilar

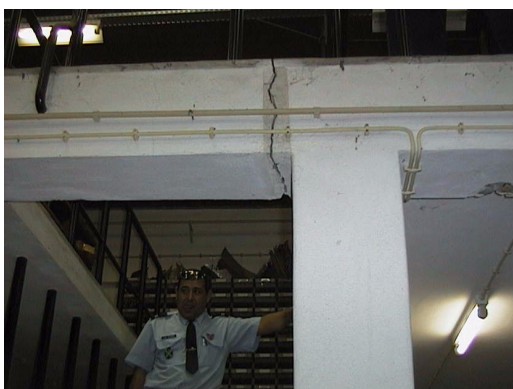


Figura 10: Fissuração na estrutura viga.



Figura 11: Fissuração na estrutura viga.

Fonte: Arquivo fotográfico da DI – Esquadra de Abastecimento da BA6

Relativamente ao edifício da cozinha e messe do DGMFA, construído em 1979, as patologias encontradas foram consequência do assentamento generalizado da estrutura, ocorrendo um afundamento geral, com maior incidência nas vigas de fundação perimetrais que ligam os maciços de encabeçamento das estacas, havendo a necessidade de estabilizar e reforçar as fundações bem como reparar a estrutura e refazer os arranjos exteriores de forma a compatibilizar as novas cotas entre estes e o edifício (Arquivo DI-Processo de concurso de empreitada).

Fazendo o cruzamento entre as Tabelas 27 e 28, do Anexo M, identifica-se para cada edifício o tipo de fundação e as patologias encontradas (Tabela 11).



Tabela 11: Identificação das Unidades, edifícios e patologias

Fonte: Entrevista e Relatórios das inspeções mencionados

Base Aérea nº 1 - Sintra							
Edifícios	Fachada	Vãos	Pavimentos	Estrutura			Tipo de Fundação
	Fissuras	Fissuras	Deslocamento Vertical	Fissura	Deslocamento Horizontal	Deslocamento Vertical	
Hangar	x	x	x			x	Estacas de betão moldadas Ø 40 e 9.00 m
Anexos	x	x	x			x	Ensoleiramento geral
Base Aérea nº 6 - Montijo							
Hangar (antigo Hangar C130)	x	x	x				Estacas de betão moldadas Ø 40 e 9.00 m
Anexos (antigo Hangar C130)	x	x	x	x	x	x	Ensoleiramento geral
Esquadilha de Abastecimento	x	x	x	x	x	x	Estacas pré-fabricadas de [0.40x0.40x9.00 m
Esquadilha de Transportes	x	x	x	x	x	x	Estacas de betão moldadas Ø 40 e 9.00 m
Oficinas gerais	x	x	x	x	x	x	Estacas de betão moldadas Ø 40 e 9.00 m
Camaratas 7 e 8 Pessoal em Trânsito	x	x	x	x	x	x	Estacas pré-fabricadas de [0.40x0.40x9.00 m
Depósito Geral de Material da Força Aérea - Alverca							
Cozinha e Messe geral	x	x	x	x	x	x	Estacas de betão moldadas Ø 42 e 9.00 m

Da análise efectuada verifica-se que, enquanto solução, as fundações preconizadas, para os edifícios em estudo, estão dentro dos métodos recomendados para esta tipologia de solos.

Verifica-se, ainda, que apesar de as soluções serem as adequadas houve a ocorrência de patologias comprovadamente devido a assentamentos de fundação.

Para o edifício da cozinha e messe geral do DGMFA verificou-se uma rotura generalizada de fundações, portanto os parâmetros geotécnicos considerados nos cálculos terão sido mal avaliados. Nos edifícios em que apenas os pavimentos sofreram assentamentos (hangar e anexos da BA1 e BA6), dado que estavam a funcionar como flutuantes, as alterações da sobrecarga originaram o seu assentamento. Há ainda outros edifício em que para além dos assentamentos dos pavimentos ocorreram assentamentos diferenciais, situações originadas quer pelas alterações das



condições de sobrecarga quer por uma rotura localizada do solo de fundação (esquadilha de transportes, esquadra de abastecimento e oficinas gerais da BA6).

Portanto, tudo nos leva a crer que, consoante os casos, os problemas advêm de alterações das premissas de utilização (sobrecargas), de uma má avaliação das condições do estrato de fundação “*bed rock*” ou, ainda, de má execução dos elementos de fundação. No entanto, quanto a estas validações referentes quer aos parâmetros de cálculo quer à execução (por ex: ensaios de integridade das estacas), cuja deficiente consideração se traduz em patologias, não cabe neste trabalho a sua quantificação nem haveria possibilidade de acesso a registos desta natureza os quais não constam dos arquivos da FA/DI.

Assim, de acordo com as considerações anteriores, e tendo em conta o ambiente empírico em que se trabalha, considera-se a primeira hipótese comprovada. Portanto, poder-se-á afirmar que os problemas estruturais (patologias) dos edifícios na BA1, BA6 e DGMFA foram ocasionados pela tipologia de solos encontrada ou pela alteração das premissas de projecto (sobrecargas) ou, ainda, pela má execução da solução de fundação.



## **2. Possibilidades de recuperação e custos envolvidos**

Perante o problema consumado da existência de patologias há que considerar a viabilidade da sua recuperação. É esta decisão, nem sempre fácil, que tem que ser tomada pelos promotores ou donos de obra sendo ponderados factores tais como: a idade do edifício, a adequabilidade à função a que está destinado, o seu estado de degradação, a sua adequação aos requisitos de conforto previstos na legislação actual e por último, mas não menos importante, o investimento previsto para a sua recuperação.

Os montantes envolvidos, a idade do edifício e a solução estrutural deste condicionam e podem até inviabilizar a sua recuperação ou reconversão. É exemplo disto a decisão tomada pela FA, em 2006, no sentido da demolição dos edifícios de alojamentos - Camaratas 7 e 8 da BA6 (Tabela 12). Estes edifícios, construídos nas décadas de 50-60, calculados para uma vida útil (horizonte de projecto) de 50 anos (Anexo K), apresentavam a necessidade de um investimento muito elevado, na ordem dos 200.000€ (Plano de Acções 2005) para recuperação e na ordem de 1.000.000€ (Plano de Acções 2005) para a recuperação e reconversão. Esta estimativa previa a necessidade de alterar o tipo de concepção estrutural, alterar a configuração das divisões interiores face as exigências actuais e corrigir as diversas patologias resultantes de assentamentos, incluindo todos os trabalhos de recuperação inerentes (fachadas, vãos, pavimentos). A mesma situação aconteceu para a esquadilha de transportes, a esquadra de abastecimentos e as oficinas gerais, todos edifícios da BA6 (Tabela 12).

Para os casos em que se considera viável a recuperação dos edifícios é necessário considerar em que termos esta é feita, nomeadamente quanto à solução a implementar para melhorar o desempenho da fundação e obviar a ocorrência de novas patologias. A recuperação deve ser iniciada no elemento que está a provocar a patologia (o solo, a fundação ou maciço de encabeçamento da fundação indirecta) pois caso contrário poder-se-á proceder a diversas intervenções de manutenção, durante anos, sem ser sanado o problema e com custos inoportáveis para o dono de obra. No entanto, muitas vezes uma das maiores dificuldades na identificação destes problemas é precisamente porque só é possível identificá-los após o aparecimento dos seus efeitos secundários em grande dimensão.



A tomada de decisão sobre a recuperação de uma estrutura leva-nos a uma nova questão, qual o sistema de recuperação a utilizar. A opção a tomar para solucionar o problema do assentamento pode ser seleccionada entre várias hipóteses existentes para fundações indirectas ou técnicas de melhoramento de solos (Tabela 9), mas a questão é que o edifício já existe e está em funcionamento portanto as hipóteses de escolha estão condicionadas por esta questão.

Após pesquisa, verifica-se que para os edifícios em estudo foram tomadas as opções de recuperação consideradas na Tabela 12 e sobre estas importa tecer algumas considerações relativamente aos métodos utilizados na recuperação da fundação.

Tabela 12: Identificação das Unidades, soluções e intervenções<sup>7</sup>

Base Aérea nº 1 - Sintra			
Edifícios/ Ano de Intervenção	Solução escolhida - Tipo de Intervenção		
	Paredes	Vão	Estrutura
Hangar/2004	Abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Retirar vãos, reparação das molduras substituição peitoris e soleiras, a abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura, colocação de novos vãos	Abertura de rasgos para introdução de vigas de fundação e reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado.
Anexos exteriores/2004	Abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Retirar vãos, reparação das molduras substituição peitoris e soleiras, a abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura, colocação de novos vãos	Abertura de rasgos para introdução de vigas de fundação e reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado.
Base Aérea nº 6 - Montijo			
Hangar (antigo Hangar C130)/ 1989	Reparação pontual com abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Não houve intervenções.	Recarga de pavimento interior, ensoleiramento geral, para reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado pregado ao pavimento antigo.

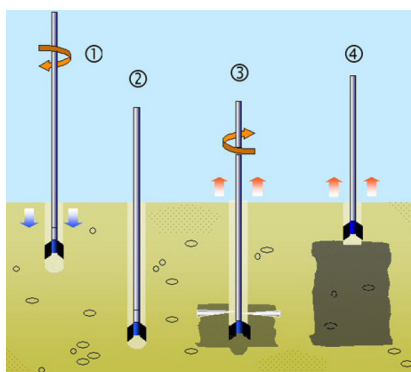
<sup>7</sup> Fonte : Arquivo da DI, Processos de Concurso.



Base Aérea nº 6 - Montijo			
Anexos (antigo Hangar C130)/ 1989	Abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Retirar vãos, reparação das molduras substituição peitoris e soleiras, a abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura, colocação de novos vãos	Recarga de pavimento interior, ensoleiramento geral, para reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado pregado ao pavimento antigo e intervenção exterior para refazer acessos.
Esquadilha de Abastecimento/ 1988	Introdução de pilar metálico para transferência de esforços, abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Retirar vãos, reparação das molduras substituição peitoris e soleiras, a abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura, colocação de novos vãos	Reparação pontual do pavimento interior, para reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado pregado ao pavimento antigo e intervenção exterior para refazer acessos.
Esquadilha de Transportes/ 1984	Abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	A abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura.	Reparação pontual do pavimento interior, para reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado pregado ao pavimento antigo, reparação das infra-estruturas de drenagem de esgotos e abastecimento de águas, bem como a intervenção exterior para refazer acessos.
Esquadilha de Transportes/2006	Demolição do edifício		
Oficinas gerais/1982	Abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura.	Reparação pontual do pavimento interior, para reposicionamento de pavimento, através de enchimento armado pregado ao pavimento antigo, bem como a intervenção exterior para refazer acessos.
Oficinas gerais/2006	Demolição do edifício		
Camaratas 7 e 8 Pessoal em Trânsito/1979	Abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Não foram feitas intervenções ao nível da fundação continua (pegões), reparação das infra-estruturas de drenagem de esgotos e abastecimento de águas, bem como a intervenção exterior para refazer acessos
Camaratas 7 e 8 Pessoal em Trânsito/2006	Demolição do edifício		

Depósito Geral de Material da Força Aérea - Alverca			
Cozinha e Messe geral/2006	Reparação pontual com abertura das fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura	Abertura fissuras, preenchimento com argamassas e colocação de rede sintética, reboco e pintura.	Estabilização de fundações e transferência de cargas através melhoramento de solos com a introdução de colunas de Jet Grouting, reparação das infra-estruturas de drenagem de esgotos e abastecimento de águas, bem como a intervenção exterior para refazer acessos.

No caso do edifício da cozinha e messe geral de DGMFA utilizou-se uma combinação de “micro-estacas e *jet grouting*”. A técnica de “*jet-grouting*” (Figura 12) consiste na melhoria de solos através da injeção sob pressão (entre 30 a 50 MPa) de calda de cimento no solo. Esta técnica envolve a rotura localizada, causadora do problema, e mistura simultaneamente, “*in situ*”, o solo com calda de cimento. A opção por esta técnica não foi, certamente, alheia ao facto de evitar trabalhos de escavação (com a conseqüente descompressão do solo), possibilitar execução em áreas confinadas e produzir poucas vibrações. Este tratamento da fundação serviu para recalçar a estrutura de forma a fazer uma transferência de esforços das fundações existentes para estas estacas.



- 1 - Perfuração
- 2 - Início da ruptura hidráulica e injeção ascendente
- 3 - Pré - ruptura do solo com ar e/ou água em alta pressão (350 kg / cm<sup>2</sup>)
- 4 - Injeção da coluna de calda de cimento dosando-se o avanço da subida em tempo, rotação por minuto e tamanho do bico de projecção (regular pressão e vazão)

Figura 12: Método de execução das estacas “*jet-grouting*”.<sup>8</sup>

Associado a esta técnica, e no sentido de aumentar a resistência destas estacas, foram também utilizadas micro-estacas (estacas cravadas nas anteriores), (Figuras 13 e 14), auto-perfurantes, que dão a possibilidade de com um só passo perfurar, injectar e

<sup>8</sup> Fonte : <http://preserva.com.br/wp-content/uploads/2010/08/JET-GROUTIN.jpg>.



selar permitindo, desta forma, a economia de tempo e meios humanos.



Figura 13: Reforço do maciço de encabeçamento das estacas

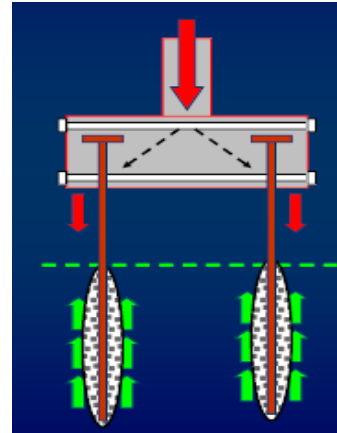


Figura 14: Reforço com micro-estacas

Fonte: Adaptado<sup>9</sup> – Esquadra de Abastecimento da BA6

Quanto à esquadilha de abastecimentos, o assentamento de uma sapata/estaca de fundação introduziu no pilar, e nas vigas que nele descarregam, deformações as quais provocaram fissuração quer no pilar quer nas vigas, o que obrigava à recuperação destes elementos, mesmo antes da recuperação da fundação. Assim, optou-se por não intervencionar a fundação, porque os custos envolvidos eram muito elevados face à dimensão do edifício, procedendo-se à introdução de novos pilares metálicos intermédios de forma a transferir os esforços e aliviar a fundação que estava a deformar e, seguidamente, por reforçar a estrutura dos elementos deformados (pilares e vigas).



Figura 15: Reforço estrutural para transferência de carga



Figura 16: Reforço estrutural no pilar

<sup>9</sup> Fonte : <http://www2.unochapeco.edu.br/~pavan/Arquivos/CINPAR-53.pdf>.



Fonte: Adaptado<sup>10</sup> – Esquadra de Abastecimento da BA6

Neste caso a solução de reforço passou por introduzir perfis metálicos longitudinais nos cantos e chapas de aço soldadas a ligá-los, para cintarem os elementos de betão, e assim absorverem os esforços de torção, compressão e flexão quer dos pilares quer das vigas (Figuras 15 e 16).

Neste edifício foi, ainda, necessário recuperar o pavimento térreo, com a criação de novas vigas de fundação ( Figura 17), para o estabilizar, e reposicionar os vãos de janelas e portas, que apresentavam deslocamentos acentuados e nalguns casos irre recuperáveis.



Figura 17: Reforço de pavimentos – viga de fundação

Fonte Adaptado<sup>11</sup> – Esquadra de Abastecimento da BA6)

Tentar-se-á, seguidamente, avaliar o impacto que estas intervenções tiveram no acréscimo dos custos de manutenções dos edifícios.

Esta avaliação do peso dos custos de intervenção, devido à necessidade de solucionar patologias decorrentes de assentamentos de fundações, será efectuada por comparação com os custos de intervenção que advêm dos normais programas de manutenção dos edifícios.

Para um edifício genérico são expectáveis, pelo menos, obras de manutenção<sup>12</sup> entre cada oito a dez anos de utilização e estas correspondem a cerca de 21% do custo

<sup>10</sup> Fonte : <http://www2.unochapeco.edu.br/~pavan/Arquivos/CINPAR-53.pdf>.

<sup>11</sup> Fonte : <http://www2.unochapeco.edu.br/~pavan/Arquivos/CINPAR-53.pdf>.

<sup>12</sup> obras que incluem pinturas, revisão da cobertura, revisão de impermeabilizações.



inicial do edifício (Pontes, 1994). Como exemplo<sup>13</sup>, para um edifício com uma área de implantação de 160m<sup>2</sup> teremos um valor de manutenção de cerca de 13.500€ considerando um valor médio de 115€/m<sup>2</sup> para pinturas, tratamento de cantaria, revisão de caixilhos, mais 125€/m<sup>2</sup> para revisão da cobertura, tendo uma incidência de 20% (Pontes, 1994).

Em contrapartida, nos casos em que temos uma recuperação profunda, como é o caso da ocorrência de patologias devido a assentamentos de fundação, os custos associados poderão ascender a cerca de 102% do custo inicial do edifício (Pontes, 1994). Neste tipo de recuperações, para além dos custos directos ligados à necessidade de corrigir os problemas na fundação há a considerar os custos indirectos que são consequência do problema da fundação e da própria intervenção para o solucionar.

Após pesquisa relativa às intervenções efectuadas nos edifícios em estudo, no âmbito da recuperação, elaborou-se a Tabela 13 que sintetiza os custos (directos e indirectos) dispendidos e os anos das mesmas.

**Tabela 13: Custos das intervenções**

**Fonte: Processos de Concurso**

Base Aérea nº 1 - Sintra			
Edifícios / Ano de Intervenção	Intervenção	Custos directos €	Custos Indirectos €
Hangar / 2004	Reparação de pavimento, vãos, paredes e pintura, na zona dos anexos interiores	12.352,00 €	16.423,00 €
Anexos exteriores / 2004	Reparação de paredes e pintura.	3.235,00 €	2.363,00 €
Base Aérea nº 6 - Montijo			
Anexos (antigo Hangar C130) / 1989	Reparação de pavimentos e pinturas	73.468,00 €	9.891,00 €
Esquadilha de Abastecimento / 1988	Reparação de paredes, vãos e pinturas.		10.978,00 €
Esquadilha de Transportes / 1984	Reparação de Pavimentos, reforço de pilar, paredes e pinturas.	5.989,00 €	2.455,00 €

<sup>13</sup> Valores fornecidos pelo sector de orçamentação da DI e utilizados nos últimos 5 anos.



Esquadilha de Transportes / 2006	Reparação de paredes, esgotos, pintura	3.157,00 €	2.105,00 €
Oficinas gerais / 1982	Demolição do edifício. (49.932,00 €)		
Oficinas gerais/2006	Reparação de pavimento, paredes e pintura	2.000,00 €	1.000,00 €
Camaratas 7 e 8 Pessoal em Trânsito / 1979	Demolição do edifício. (80.068,00 €)		
Camaratas 7 e 8 Pessoal em Trânsito/2006	Reparação de paredes e pintura		3.207,00 €
Anexos (antigo Hangar C130)/ 1989	Demolição do edifício. (27.000,00 €)		
<b>Depósito Geral de Material da Força Aérea - Alverca</b>			
Cozinha e Messe geral /2006	Estabilização de fundações, reparação de infra-estruturas de águas e esgotos, rede de vapor, reparação de paredes e pintura.	201.298,00 €	85.723,00 €

Sendo os edifícios dimensionados com determinado coeficiente de segurança de forma a não ocorrerem problemas estruturais, qualquer intervenção deste tipo acarretará custos adicionais para além dos expectáveis na sua manutenção, conforme já descrito, que, para o caso dos edifícios em estudo estão reflectidos no quadro anterior. Consoante a gravidade da patologia assim verificamos existir um acréscimo de custos. No caso da cozinha e messe geral do DGMFA que necessitou de uma intervenção profunda ao nível da fundação e estrutura, já descrita, a FA optou por incluir alterações a todos os níveis (redes, acabamentos, etc.) cujo custo total de obra ascendeu a 571.492,00€, dados retirados do concurso público de empreitada, sendo os valores do quadro correspondentes a 35% para custos directos na solução da patologia e 15% para custos indirectos decorrentes de necessidades provenientes da patologia.

De acordo com elementos disponíveis nos arquivos da DI, foi possível elaborar um gráfico (Figura 18) que traduz os recursos financeiros afectos às Unidades em estudo, consideradas em conjunto, comparativamente com o orçamento total disponível para a DI.

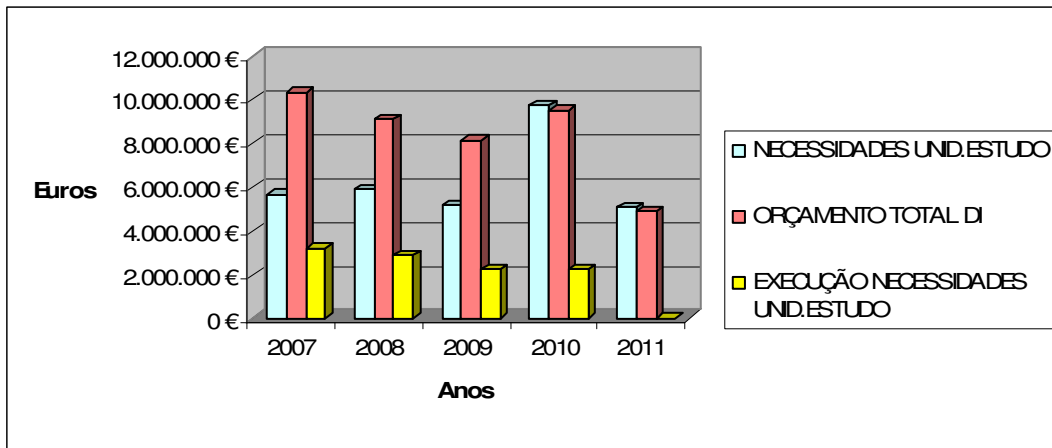


Figura 18: Recursos financeiros afectos.

Fonte: Plano de financiamento anual da DI

Ainda que relativamente à BA6 estes valores incluam investimentos em infra-estruturas para apoio ao novo sistema de armas, é notório que o conjunto das Unidades em estudo consumiria uma grande parcela dos recursos financeiros anuais, caso não houvesse necessidade de investimentos noutras Unidades. E a isto não é alheio o facto de nestes locais haver graves problemas com patologias derivadas de assentamento de fundações ao ponto de levarem à opção pela demolição de alguns edifícios. Por exemplo, nos anos de 2008 e 2009 foram construídos os edifícios de alojamentos de pessoal em trânsito e lavandaria<sup>14</sup> que substituíram os mesmos edifícios demolidos devido aos problemas de assentamento de fundações referenciados no Tabela 13.

Considerando que, pelo menos desde 2007 (não foi possível apurar elementos relativamente a anos anteriores), as Unidades que requerem um esforço financeiro acrescido são aquelas em que se verifica a necessidade de corrigir patologias devido a problemas de assentamentos de fundações, estando estas situadas em zonas de solos com fraca capacidade resistente, entende-se estar a segunda hipótese comprovada. Portanto, poder-se-á afirmar que os custos de manutenção dos edifícios na BA1, BA6 e DGMFA foram acrescidos devido a problemas de assentamento de fundações.

<sup>14</sup> Edifício não incluído no estudo por não haver elementos de arquivo.



### **3. Solução de fundação com compromisso técnico-económico**

De entre as soluções possíveis de fundação, que se enquadram para o tipo de solo apresentado e caracterizado no primeiro capítulo, a comparação que interessa fazer, quer pelo menor custo associado quer pela maior capacidade de carga quer, ainda, pelo rendimento (tempo de execução) apresentado, será entre as estacas moldadas e as estacas brita. A execução de ambas é feita com o recurso a equipamento de perfuração que passa por, em traços muito genéricos, executar um furo circular, a partir da superfície, com determinado diâmetro e comprimento, diferindo apenas no material que preenche o furo. Assim, enquanto que nas estacas moldadas o objectivo é transferir os esforços da superfície para o estrato em profundidade com maior capacidade resistente, sendo os esforços da super-estrutura transmitidos para os maciços de encabeçamento das estacas, nas estacas de brita pretende-se substituir o solo com fracas características mecânicas, por outro por nós controlado, até ao estrato de maior resistência, permitindo assim a execução de sapatas tradicionais (directas) sobre as estacas.

As estacas moldadas utilizam na sua execução o betão e aço o que as torna mais caras quer pelo preço do aço quer pela mão-de-obra envolvida, bem como pelos custos da argamassa de cimento que tem de ser de uma classe especial face à proximidade do nível freático e da sua agressividade química. No panorama nacional as mais utilizadas e rentáveis são as de diâmetro de 60cm dado o equipamento existente (Anexos H e I). Normalmente, estas estacas são dimensionadas para trabalhar por ponta sendo cravadas no estrato de maior resistência, no entanto a actuação do atrito lateral estará sempre presente.

No caso das estacas de brita, apesar da sua menor capacidade de carga, face às moldadas, o seu custo é também bastante menor porque estas só utilizam na sua composição brita, vibro-compactada. Assim, a vibro-substituição do solo com a realização das colunas de brita permite melhorar as características geotécnicas dos solos, conferindo ao terreno uma maior capacidade de carga, o que conduz a uma redução dos assentamentos totais e diferenciais. Em termos comportamentais podemos afirmar que, quanto mais confinada estiver a coluna, menores deslocamentos horizontais apresenta, mais se afasta do estado crítico, mais rígida se torna e mais tende a captar carga vertical, melhorando o seu desempenho em termos de redução e deslocamentos verticais (Domingues, 2006).



Para sustentar esta avaliação, foi efectuado um cálculo comparativo (Anexo L) entre a hipótese de utilização de estacas moldadas ou de estacas de brita; para tal, foram utilizados os esforços de cálculo de um edifício de alojamento tipo, conforme modelo reduzido apresentado no Anexo L. Com base nestes valores, procedeu-se à verificação da segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Utilização (ELUtil.), de acordo com o indicado no RSA e no Eurocódigo 7, já referidos.

O número de estacas calculado para cada situação é o apresentado nas Tabelas 14 e 15 e é, ainda, indicado o custo atribuído a cada caso. Os custos considerados têm por base a consulta efectuada ao mercado e que está reflectida no quadro apresentado no Anexo H.

Tabela 14: Estacas moldadas

Sapata do Pilar	Perm + P.P.Sap + Sobrec. (kN)	Dimensão (m3)	Secção (m2)	Tensão (kN/m2)	Nº. de Estacas moldadas 9,00m(un)	Custo de Execução € (euros)
P 1	231,16	1,50x1,50x0,60	2,25	102,74	1	1.125 €
P 2+P 4	1298,26	4,00x1,90x0,60	7,60	170,82	2	2.250 €
P 3+P 5	1103,42	4,00x1,90x0,60	7,60	145,19	2	2.250 €
P 6	250,08	1,50x1,50x0,60	2,25	111,15	1	1.125 €
P 7	227,78	1,50x1,50x0,60	2,25	101,24	1	1.125 €
P 8	968,44	2,00x3,00x0,60	6,00	161,41	2	2.250 €
P 9	957,79	2,30x2,30x0,60	5,29	181,06	2	2.250 €
P 10	228,73	1,50x1,50x0,60	2,25	101,66	1	1.125 €
P 11	115,32	1,50x1,50x0,60	2,25	51,25	1	1.125 €
P 12	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	1.125 €
P 13	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	1.125 €
<b>Total</b>					<b>15</b>	<b>16.875 €</b>

Da análise das Tabelas 14 e 15 verifica-se, claramente, que o custo de investimento inicial é inferior para o caso das estacas de brita permitindo um maior número de estacas. Por outro lado, o facto de ser necessário executar mais estacas, para os mesmos esforços, é comprovadamente benéfico pois dado que a introdução destas estacas produz um melhoramento de solo, quanto mais forem executadas, na área a implantar, maior área de solo será melhorada logo será melhorado o desempenho das fundações. Esta melhoria no desempenho das fundações torná-las-á



mais eficientes permitindo que toda a estrutura revele um compromisso de eficiência bastante mais elevado.

Tabela 15: Estacas de brita

Sapata do Pilar	Perm + P.P.Sap + Sobrec. (kN)	Dimensão (m3)	Secção (m2)	Tensão (kN/m2)	Nº. de Colunas brita 9,00m(un)	Custo de Execução € (euros)
P 1	231,16	1,50x1,50x0,60	2,25	102,74	1	585 €
P 2+P 4	1298,26	4,00x1,90x0,60	7,60	170,82	4	2.340 €
P 3+P 5	1103,42	4,00x1,90x0,60	7,60	145,19	3	1.755 €
P 6	250,08	1,50x1,50x0,60	2,25	111,15	1	585 €
P 7	227,78	1,50x1,50x0,60	2,25	101,24	1	585 €
P 8	968,44	2,00x3,00x0,60	6,00	161,41	3	1.755 €
P 9	957,79	2,30x2,30x0,60	5,29	181,06	3	1.755 €
P 10	228,73	1,50x1,50x0,60	2,25	101,66	1	585 €
P 11	115,32	1,50x1,50x0,60	2,25	51,25	1	585 €
P 12	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	585 €
P 13	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	585 €
<b>Total</b>					<b>20</b>	<b>11.700 €</b>

A solução aqui estudada apesar de já ter sido utilizada na FA, em 2005, passou por um processo de concepção-construção, sem a intervenção directa dos técnicos da DI, enquanto projectistas. Verifica-se, também, que por ser uma técnica inovadora e ainda pouco utilizada em Portugal (Maranha, 2011) os técnicos da FA continuam a não a considerar nos seus projectos (processo de concurso para a construção do novo hangar da BA1 em 2010). Nesta fase, passados 5 anos, constata-se que não há registos de problemas associados a estas fundações (Relatórios de inspecções técnicas da DI, 2005) e (Maranha, 2011).

Assim, entende-se que a terceira, e última, hipótese está comprovada, podendo afirmar-se que as fundações indirectas executadas por estacas de brita melhoram o desempenho das fundações e, conseqüentemente, reduzem os custos de intervenção.

Estão assim comprovadas as três hipóteses consideradas para verificação da pergunta de partida, indicada na introdução. Este estudo permitiu verificar que se a FA continuar a investir na utilização de soluções de fundação mais eficientes, no que diz respeito às Unidades em que os solos se apresentam com fraca capacidade resistente,



conseguirá reduzir custos nas verbas dispendidas em intervenções, sejam provenientes da recuperação derivada de patologias com assentamentos de fundação ou mesmo da necessidade de vir a demolir edifícios devido a esse problema. Neste sentido, será também conseguido o prolongamento da vida útil dos edifícios para esses locais. Está assim respondida à questão de partida levantada no início destes estudo.



## Conclusões

No contexto actual de redução drástica de custos atribuídos à FA esperando-se, ainda assim, o cabal desempenho da sua missão, revela-se de grande importância uma política de gestão de recursos adequada, nomeadamente quanto ao investimento em infra-estruturas sejam recuperações, manutenções ou novas edificações.

Neste sentido, o estudo incidiu especificamente sobre os edifícios existentes na BA6, BA1 e no DGMFA, com o objectivo de responder à questão principal “*Em que medida os custos dispendidos pela Força Aérea em soluções de fundações mais eficientes, para Unidades com solos de fraca capacidade resistente, poderão reduzir custos a médio/longo prazo nas verbas dispendidas em intervenções nos edifícios e prolongar a sua vida útil?*”.

Para dar corpo a este trabalho foi desenvolvida uma pesquisa exaustiva ao nível da análise documental, reflectida na bibliografia, com incidência em documentação técnica sobre os solos, fundações e suas patologias, bem como melhores soluções de recuperação e execução; foram também auscultados os técnicos directamente ligados ao meio em estudo (FA) ou ao meio científico, reflectindo-se essas opiniões em entrevistas.

Com o intuito de obter uma resposta eficaz à questão principal surgiu a necessidade de dar resposta às seguintes perguntas:

- *Que tipo de solos existem e que problemas estruturais surgiram face às fundações preconizadas ou às alterações do tipo de utilização dos edifícios?*
- *Que investimentos de recuperação estão associados a assentamentos de fundações?*
- *Qual a solução de fundações mais eficiente para os novos edifícios a construir nas Unidades em estudo?*

Assim, e de modo a obter resposta a estas perguntas, este trabalho teve como ponto de partida a formulação das hipóteses seguintes:

- *Os problemas estruturais dos edifícios na BA1, BA6 e DGMFA são ocasionados pelo tipo de solos aí existentes ou pela solução de fundação preconizada ou pela alteração das condições de utilização.*
- *Os custos de recuperação dos edifícios foram acrescidos devido a problemas com fundações.*
- *As fundações indirectas executadas por estacas de brita melhoram o*



*desempenho das fundações e, conseqüentemente, reduzem os custos de intervenção.*

Durante o desenvolvimento deste trabalho, o estudo efectuado teve como objectivo testar as hipóteses formuladas tendo as mesmas sido comprovadas conforme a seguir se descreve.

O primeiro capítulo desenvolveu-se em duas partes: uma referente aos conceitos sobre solos e fundações e outra referente ao conceito das patologias derivadas de assentamento de fundações. Na primeira parte do capítulo abordou-se o que diz respeito ao reconhecimento do solo e à tipologia de fundações encontrados nas Unidades da FA, tendo em vista caracterizar o solo existente, para perceber a influência que têm no aparecimento de patologias nos edifícios. Foi identificada a localização, a classificação e a resistência do solo, bem como os ensaios efectuados para a sua determinação; foram, ainda, identificados os diferentes tipo de fundações existentes e caracterizados quanto ao tipo, constituição e dimensão. Na segunda parte do primeiro capítulo foram caracterizadas as patologias existentes e derivadas de assentamento de fundações sendo verificada a sua existência ao nível da estrutura, fachadas e vãos. No final do primeiro capítulo, concluiu-se que os problemas estruturais existentes nos edifícios em estudo da BA1, BA6 e do DGMFA ocorreram devido à tipologia de solos encontrada ou pela alteração das premissas de projecto (sobrecargas) ou, ainda, pela má execução da solução de fundação.

O segundo capítulo abordou o conceito de recuperação associado aos problemas de assentamento de fundações, tendo em vista a caracterização do que foi efectuado para os edifícios em estudo, nomeadamente ao nível das fundações, estrutura, fachadas e vãos, bem como foi feita uma análise comparativa entre os custos de intervenção expectáveis, em termos de manutenção, e os custos de intervenção ocorridos devido a correcções de patologias derivadas de assentamentos de fundações. Esta análise permitiu concluir que os custos de manutenção nos edifícios em estudo foram acrescidos devido às necessidades de intervenção provenientes de patologias que ocorreram por causa de assentamento de fundações.

No terceiro capítulo foi efectuada uma simulação de cálculo com base em dois sistemas de fundação indirecta distintos, estacas moldadas e estacas de brita. Ficou comprovado que a utilização das estacas de brita torna a fundação mais eficiente pois a inclusão de colunas de brita no solo com fraca capacidade de carga conduz a uma redução dos assentamentos, um aumento da velocidade com que estes se processam e um aumento da capacidade de carga. Portanto, permite uma maior eficiência de toda a super estrutura e,



intrinsecamente, reduz a possibilidade do aparecimento de patologias derivadas quer do solo de fundação quer da própria solução de fundação.

Os resultados deste trabalho de investigação permitem evidenciar que para as Unidades que apresentem solos com fraca capacidade de carga será de todo útil a utilização do sistema de fundação indirecta que passe pelo melhoramento de solos (estacas de brita) de forma a conferir a esses locais um aumento substancial da sua capacidade de carga.

Também ficou evidente que a utilização deste tipo de fundação não tráz custos acrescidos numa primeira fase de execução e, posteriormente, permitirá reduzir custos associados às patologias decorrentes de assentamento de fundação.

Das entrevistas efectuadas, nomeadamente ao Dr. João Maranha do LNEC, foi evidenciado que a execução de fundações indirectas com uso de estacas de brita é uma solução aconselhável para os solos encontrados no estudo. Até esta data o LNEC ainda não foi confrontado com qualquer tipo de ocorrência de patologias derivadas da utilização desta solução.

Assim, tendo em conta tudo o que até aqui foi referido, recomenda-se à DI que, quando houver necessidade de novas construções nas Unidades estudadas, seja considerado, pelos técnicos da DI, como método preferencial de fundação indirecta o sistema de melhoria de solos através de estacas de brita.

A temática tratada “ Patologias em edifícios associadas à localização e aos solos de fundação” sendo condicionada por inúmeras variáveis, algumas quase impossíveis de ponderar, torna-se de difícil abordagem e o seu estudo aprofundado passaria pela necessidade de efectuar ensaios laboratoriais e criar modelos de comportamento o que não seria viável atendendo ao tempo disponível para estudo e investigação. Dada a importância da matéria e o seu peso para a FA em termos financeiros, julga-se pertinente recomendar à DI que considere um programa de investigação neste âmbito, que poderá passar por um intercâmbio entre o LNEC e a DI com a utilização dos estagiários do último ano do curso de engenharia da Academia da FA.

A engenharia só pode progredir se forem encontradas e testadas novas soluções. Então, parece pertinente afirmar, tal como referia Marie Curie

*“Nada na vida deve ser temido, somente compreendido. Agora é hora de compreender mais para temer menos”*



## **Bibliografia**

### **Livros, publicações, manuais e trabalhos:**

- ABOSHI, H., et al., The Compozer. A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. International Conference on soil reinforcement. Reinforced earth and other techniques. Vol I., Paris, 1979;
- ADALIER, K. e ELGAMAL, A., Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. Engineering Geology 72, 2004;
- ARQUIVO TÉCNICO DO CLAF/DI, Processos de Concurso, peças desenhadas, peças fotográficas, relatórios das inspeções sectoriais às Unidades e programas anuais de obras. Consultas efectuadas de Outubro de 2010 a Março de 2011;
- BEZELGA, Artur. Edifícios de Habitação, Caracterização e Estimação Técnico-económica, Universidade Técnica de Lisboa e Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa, 1985;
- BALAAM, N.P. e BOOKER, J.R.. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. vol. 9., 1985;
- BRITO, Jorge de. “Barretas”, Mestrado em Construção, Cadeira de Tecnologia de Contencções e Fundações, IST, Lisboa, 2001;
- BRITO, Jorge de. “Micro-estacas”, Mestrado em Construção, Cadeira de Tecnologia de Contencções e Fundações, IST, Lisboa, 1999;
- BRITO, Jorge de. “Tipologia de Estacas”, Sessão do Curso Fundec – Execução de Estacas, Lisboa, 2000;
- BRITO, Jorge de, “Estacas Moldadas no Terreno”, Folhas da Disciplina de Processos de Construção da Licenciatura em Engenharia Civil 1999/2000, IST, Lisboa, 1999;
- CAMARA, J. Noronha da e CORREIA, A. Gomes. “Dimensionamento de Fundações de edifícios”, Folhas da Disciplina de Processos de Estruturas da Licenciatura em Engenharia Civil, IST, Lisboa, 1992;
- CAMISA, MGEN, José (2011). *Entrevista com o autor*. Estado Maior da Força Aérea,



- Alfragide, Lisboa, Fevereiro e Abril de 2011;
- CANDEIAS, M.. Comunicação transmitida pessoalmente, 2004;
  - CARDOSO, A.S.. A técnica das pregagens em solos aplicada a escavações. Métodos de análise e dimensionamento. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, na FEUP. Porto, 1987;
  - CARRILLO, N.. Simple two or three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematics and Physics*. Vol. 21, 1942;
  - CASTRO, Guy de. “Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado”, LNEC Memória N° 743, Lisboa, 1989;
  - COELHO, Silvério. “Tecnologia de Fundações”, Edições EPGE, Lisboa, 1996
  - CPP 504 - Medições na Construção de Edifícios, LNEC, 1973;
  - CRISTÓVÃO, A.F., MACHADO, F. e BARROS, P.A.. “Tratamento de lodos por vibrosubstituição (colunas de brita), variante da ponte de canelas, Linha do Norte, Aveiro”, Comunicação apresentada ao 6º Congresso Nacional de Geotecnia. 15 a 18 Setembro de 1997. Instituto Superior Técnico. Lisboa, 1997;
  - DOMINGUES, T.S.S.. Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Dissertação para Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, na FEUP. Porto, 2006;
  - FOLQUE, J.. Melhoria de solos. Memória nº 673. Laboratório Nacional de Engenharia, 1986;
  - FONSECA, M.. Regras de Medição na Construção, LNEC, Lisboa, 1999;
  - FARINHA, J. S. Brazão; REIS, A. Correia dos; Tabelas Técnicas, 1992;
  - HACHICH, W. (Coord.) et al. Fundações: Teoria e prática. São Paulo, Pini, 1996;
  - MARANHA, INV. João, (2011). *Entrevista com o autor*. LNEC, Lisboa, Dezembro, Fevereiro e Março de 2011;
  - MARQUES, COR, Tiago, (2011). *Entrevista com o autor*. Estado Maior da Força Aérea, Alfragide, Lisboa, Janeiro e Fevereiro de 2011;
  - MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.. Patologia das fundações. São Paulo, Oficina de Textos, 2005.



- MOURINHA, Ana (2011). *Entrevista com o autor*. ISEL, Lisboa, Fevereiro e Março de 2011;
- PONTES, J.A. e MANSO, A.C., Estrutura de custo de reabilitação de edifícios antigos em Lisboa. 2º ENCORE, Lisboa, LNEC, 1994;
- KELLER GROUP, Processos de vibração profunda de solos. Catálogo 10-2 PT. Keller Grundbau GmbH., 2004.
- PINTO, Alexandre, “*Curso de Concepção de Obras Geotécnicas*”, Módulo 2, Braga, 10 de Fevereiro 2006;
- PFEFFERMANN, O. "Les fissures dans les constructions: conséquence de phénomènes physiques naturels". Supplément aux ANNALES DE L'ITBTP n° 250, Paris, October 1968;
- PRIEBE, H. J.. The design of vibro replacement. Ground Engineering. Vol. 28, n° 10, . 1995.
- PRIEBE, H. J.. Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Ground Engineering Revue, 1998;
- SANTOS, J. R. dos e BRITO, J. De. “Poços ou Pegões”, Mestrado em Construção, Cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações, IST, Lisboa, 1999;
- SALVADO, TCOR, Joaquim, (2011). *Entrevista com o autor*. Estado Maior da Força Aérea, Alfragide, Lisboa, Dezembro e Janeiro de 2011;
- SILVA, D. A. e BRESSANI, A.. Patologia das fundações, resultados de um estudo de casos ocorridos no Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1994.
- SILVA PEREIRA, J. C.. Tratamento de solos de fundação – Uma introdução à estaca de brita injectada e à estaca de betão vibrado, Keller Portugal, 1983;
- TERZAGHI, K.. Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons. New York, 1943;
- WOOD, D.M. e HU, W.. Mechanisms of load transfers deduced from failure modes of model stone column foundations. International Symposium on deformation and progressive failure in Geomechanics. 5-7 Oct 1997, Nagoya , Japan, 1997.



**Normas e recomendações Comunitárias:**

- EUROCÓDIGO 0, Bases para o projecto de estruturas (EC0), Abril 2002.
- EUROCÓDIGO 1, Acções das estruturas (EC1), Novembro 2002.
- EUROCÓDIGO 2, Projecto de estruturas de Betão (EC2), Dezembro 2004.
- EUROCÓDIGO 3, Projecto de estruturas de aço (EC3), Maio 1999
- EUROCÓDIGO 7, Projecto Geotécnico(EC7), Maio 1999.

**Legislação Nacional:**

- RSA - Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei nº 385/83 de 31 de Maio, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa, 1988;
- REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa, 1988.

**Sítios da Internet:**

- Seminário em Ciência e Engenharia da Terra - 2007. Disponível na Internet em: < <http://www.geomuseu.ist.utl.pt> >; (19FEV11);
- Técnica de execução de colunas de *Jet Grouting*. Disponível na Internet em: <[www.preserva.eng.br](http://www.preserva.eng.br)>; (10FEV11);
- Patologia e Reabilitação de Estruturas. CINPAR 2009. Junho / 2009. Recuperação das fundações e da estrutura de um edifício devido a recalques originados da inadequação de investigação do subsolo: < [www2.unochapeco.edu.br](http://www2.unochapeco.edu.br) >; (24FEV11)



## **Anexo A - Definições**

- Bolbo de Tensão – Designa-se pela zona do maciço de fundação afectada pela carga, EC7, Maio 1999;
- Densidade – Relação entre a massa de um corpo e o volume que ocupa;
- Dobra – Deformação, geralmente de origem tectónica, sofrida pelas rochas em forma de encurvamento;
- Durabilidade das estruturas – Uma estrutura é considerada durável se durante a sua vida conserva os requisitos de projecto em termos de segurança, de funcionalidade e estética, sem custos de manutenção não previstos;
- Eficiência – Compromisso técnico e económico para atingir um determinado fim;
- Eurocódigos – São um conjunto de normas europeias que pretendem unificar, dentro do espaço Europeu, critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas;
- Fundação – É o elemento estrutural que transfere ao terreno as cargas que são aplicadas à estrutura;
- Fundações Superficiais – São fundações que são assentes directamente sobre um solo resistente a pouca profundidade (Sapatas isoladas, sapatas contínuas, ensoleiramentos);
- Fundações Profundas – São fundações que são assentes em estratos resistentes a grande profundidade (Estacas, *Jet Grouting*, Micro-estacas e melhoramento de solos);
- Investigação geotécnica do subsolo – Reconhecimento de um solo de uma região a partir de visitas ao local, exame de mapas geológicos ou outros dados existentes sobre a região, sondagens do terreno com perfuração e obtenção de amostras, visando traçar o seu perfil geotécnico (definição das camadas, composição e determinação das propriedades mecânicas);
- Identificação de estratos (perfil geotécnico) – É o levantamento geológico do solo e das suas características, permite determinar a extensão, profundidade, espessura e composição de cada camada com descrição detalhada do solo, incluindo características quanto a consistência (solos coesivos) e compactidade (solos não coesivos);



- Manto rochoso – Camada de solo que é formada por rochas muito densas que podem estar à superfície ou a determinada profundidade. O estudo geotécnico permite determinar as suas características, definindo camadas, espessura, classificação, estado de alteração, composição, qualidade e fraturamento;
- Nível freático – Levantamento, a partir do ensaio geotécnico, da localização, profundidade, posição do lençol de água e suas possíveis variações, análise de artesianismos ou de lençóis suspensos, fluxos de águas subterrâneas;
- Natureza do subsolo – São informações sobre a origem geológica, histórico sobre aterros, características de drenagem, risco de inundação, viabilidade de exploração mineral, obtidas a partir da investigação geotécnica;
- Patologias – Manifestação de danos, fissuras, deslocamentos nos elementos que constituem os edifícios;
- Pressões de Contacto – São as pressões da zona transmissão de uma carga através da uma fundação ao terreno;
- Propriedades de mecânica do solo – São parâmetros determinados a partir de ensaios realizados em “*in situ*” ou laboratório, de resistência à ruptura, compressibilidade, expansibilidade e permeabilidade dos solos e/ou rochas, etc;
- Reconhecimento do solo – Investigação e recolha documental referente às características dos solos, que permite uma boa identificação em termos geotécnicos das formações encontradas.
- Recuperação – Acções, intervenções tendentes a repôr as condições de habitabilidade dos edifícios e aumentar-lhes a vida útil;
- Solo – É um conjunto de materiais minerais, contem matéria orgânica, água e ar;
- Sondagem – Tipo de amostragem do sub-solo que se destina a reconhecer em profundidade a natureza e características das rochas ou solos que aí ocorrem.



### Anexo B – Mapa Conceptual

Conceitos	Dimensões	Indicadores
Fundações e Solos	Reconhecimento do Solo	Localização
		Ensaio
		Classificação
		Resistência
	Tipologia de Fundações	Tipo
		Constituição
Dimensão		
Patologias	Fachadas	Fissuras
	Vãos	Deslocamentos
	Estrutura	Fissuras
		Deslocamento Vertical
		Deslocamento Horizontal
Recuperação	Fundações	Micro-Estacas
		Jet-Ground
	Fachadas	Reposicionamento
		Substituição de revestimentos
	Vãos	Reposicionamento
		Substituição
	Estrutura	Reforço Estrutural
	Custos de Intervenção	Custos directos
Custos Indirectos		
Eficiência	Sistema a Implementar	Constituição
	Custos de Intervenção	Custos Investimento Inicial (projecto)

#### – Corpo de Conceitos

- Eficiência – Compromisso técnico e económico para atingir um determinado fim;
- Fundação – É o elemento estrutural que transfere ao terreno as cargas que são aplicadas à estrutura;



- Patologias – Manifestação de danos, fissuras, deslocamentos nos elementos que constituem os edifícios;
- Recuperação – Acções, intervenções tendentes a repôr as condições de habitabilidade dos edifícios e aumentar-lhes a vida útil;
- Solo – É um conjunto de materiais minerais, contem matéria orgânica, água e ar;
- Patologias – Manifestação de danos, fissuras, deslocamentos nos elementos que constituem os edifícios;



## Anexo C - Ensaios e Normas/ Especificações

### Ensaios de laboratório:

Descrição do Ensaio	Norma ou Especificação
• Preparação por via seca para ensaios de identificação	LNEC E 195
• Análise Granulométrica por peneiração	LNEC E 239
• Análise Granulométrica por sedimentação	LNEC E 196
• Limites de Consistência	NP 143
• Determinação de Pesos Específicos	
• Densidade -Determinação de Pesos Específicos das Partículas Sólidas	NP 83
• Determinação do teor em água (NP 84)	NP 84
• Equivalente de areia	LNEC E 199
• Determinação do valor do azul de metileno	AFNOR P 18-592
• Teor em matéria orgânica (LNEC E201)	LNEC E 201
• Ensaio de Compactação (LNEC E197)	LNEC E 197
• Ensaio CBR Índice Californiano de suporte de carga	LNEC E 198
• Teor em matéria orgânica	LNEC E 201
• Classificação unificada de solos	ASTM D 2487
• Ensaios compressão simples	ASTM D 2850
• Ensaios triaxiais	
• Ensaios de permeabilidade	
• Ensaios edométricos clássicos com diâmetros de 50, 75, 100 e 125 mm, com registo automático.	ASTM D 2435
• Ensaios de corte directo em caixa quadra de 60x60 mm e 100x100mm, e circular com 100 mm de diâmetro, com registo automático.	ASTM D 3080

### Ensaios “*in Situ*”:

• Prospeção Geotécnica de Terrenos: colheita de amostras	LNEC E 218 (1968 )
• Ensaio de penetração dinâmica (DP's) – DPL, DPM e DPSH.	DIN 4094
• Ensaios de penetração dinâmica com SPT.	SPT
• Ensaios de penetração estática com piezocone sísmico (SCPTu).	SCPTu
• Ensaios Vane Test.	NP 83
• Ensaios com pressiómetro de Ménard – PMT.	PMT
• Ensaios com dilatómetro de Marchetti – DMT.	DMT
• Ensaios de carga com placa – PLT.	LCPC CT2-69
• Ensaios de carga com Screw –Plate (SP).	
• Ensaios com SPT-Analyzer.	SPT-Analyzer
• Controle de compactação de solos por Rigidez e Módulo “ <i>in situ</i> ”; H-4140 GeoGaugeTM.	LNEC E 198 H-4140 GeoGaugeTM
• Controlo de compacidade “ <i>In situ</i> ”- Método: garrafa de areia	
• Controlo de compacidade “ <i>In situ</i> ”- Método: Nucleo densímetro	LNEC E 204
• Condutividade hídrica “ <i>In situ</i> ”- Permeâmetro de Guelph	ASTM D 2922
• Furação com trado mecânico contínuo.	ASTM D 5126/90



- Detecção de níveis freáticos em furos de sondagem.
- Execução de perfis sísmicos tomográficos com avaliação da velocidade de propagação das ondas P e S e parâmetros elásticos  $\nu$ (E0, G0,



## Anexo D - Descrição de Ensaios

### Ensaio *Standar Penetration Test* (SPT)

O ensaio SPT foi desenvolvido em 1927, nos Estados Unidos, estando normalizado pela norma ASTM D 1586, e é hoje um dos ensaios mais correntemente usados sendo, dos ensaios de campo, o mais económico para obter informação sobre os solos de fundação.

Este ensaio (SPT) é realizado durante a campanha de sondagens a executar no local na base de um furo de sondagem e consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia de cravação normalizadas, pilão com 63,5 kg de massa que cai livremente de uma altura de 33'' (76 cm). O ensaio é realizado com a cravação do amostrador no solo. Numa primeira fase o amostrador é cravado 15 cm, registando-se o respectivo número de pancadas ou a penetração conseguida com 30 pancadas. Esta fase corresponde em regra aos solos remexidos pelo que o valor obtido é meramente indicativo. Na fase dois e três o amostrador é cravado mais 30 cm, ou a penetração conseguida, com 60 pancadas. Se após 60 pancadas a penetração não atingir os 30 cm termina-se o ensaio medindo a penetração obtida. O Eurocódigo 7, indica o número limite de 50 pancadas em cada ensaio, a partir do qual se admite ter atingido o “*bed rock*” ou “firme”. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, desprezam-se os resultados obtidos na primeira fase. No caso de se ter atingido esse número limite de pancadas na primeira fase (15 cm), ou na segunda, sem atingir neste caso os 30 cm de penetração, regista-se a penetração encontrada para as 50 pancadas. Na prática muitas empresas ou entidades que realizam ensaios SPT usam o limite de 60 pancadas, em vez das 50 do EC7. O número de pancadas (N) necessárias para atingir a penetração de 30cm, da segunda e terceira fase, define o valor de N (SPT).

O EC7 recomenda que o número N original do SPT seja multiplicado por um factor  $\lambda$  para ter em conta a profundidade do ensaio (número de varas). O factor de correcção  $\lambda$  é dado pelo Tabela 18.



Tabela 15: Factor de Correção<sup>1</sup>

Comprimento das varas abaixo do batente (m)	Factor de correção $\lambda$
>10	1,0
6-10	0,95
4-6	0,85
3-4	0,75

Este ensaio de penetração dinâmica (SPT) envolve as seguintes tarefas (figuras 20 e 21):

- a) Estabelecimento do critério de espaçamento dos ensaios ao longo da sondagem, sendo frequentes espaçamentos de 1,5 m e de 1 m.
- b) Início da furação até à profundidade prevista para execução do primeiro ensaio.
- c) Preparação do furo procedendo à respectiva limpeza.
- d) Introdução do amostrador e trem de varas, através do trado oco, até atingir o terreno da ponta do trado.
- e) Realização do ensaio SPT.
- f) Após a realização do ensaio, extracção do trem de varas e do amostrador.
- g) A amostra conseguida é seccionada para selecção de testemunho com 7 a 10 cm de comprimento, representativo da amostra, que é acondicionado em copo de plástico com tampa, para evitar a secagem do testemunho, devidamente etiquetado.
- h) O resultado do ensaio SPT é anotado na parte diária da sondagem, devendo constar o valor de cada fase do ensaio.

<sup>1</sup> - Fonte Eurocódigo 7.

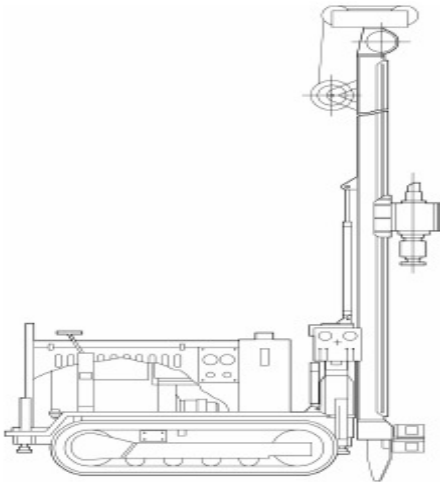


Figura 19: Equipamento de furação

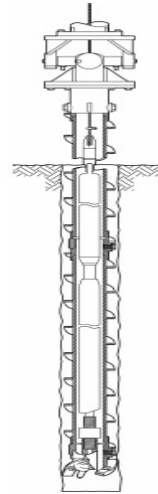


Figura 20: Trado oco

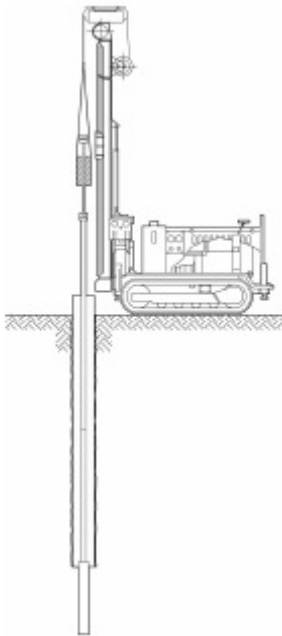
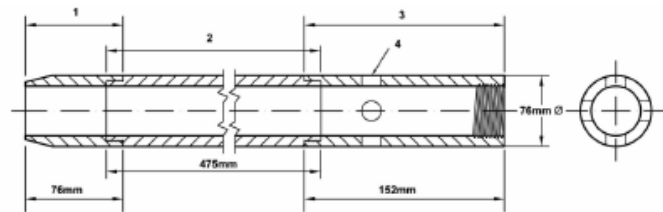


Figura 21 : Execução do ensaio SPT



- 1 - Barra de união
- 2 - Cilindro de divisão
- 3 - União
- 4 - Respirador

Figura 22: Amostrador tipo Terzaghi

Trata-se de um ensaio expedito, pouco dispendioso, que permite determinar as propriedades mecânicas dos solos e, por isso, é talvez o ensaio mais utilizado na prática para o reconhecimento das condições do terreno. Por outro lado, permite, durante a execução das sondagens, recolher amostras que após embalagem e catalogação são enviadas para laboratório onde serão executados uma panóplia de ensaios que complementarão este estudo.



Figura 23: Caixa de sondagem com a indicação das profundidade e ensaios a realizar<sup>2</sup>

### Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico é realizado num aparelho designado por edómetro (Figura 26), onde uma amostra que terá a forma cilíndrica, com dimensões, em geral, de 19 mm de espessura e 70 mm de diâmetro é carregada de acordo com as três hipóteses base da Teoria de Consolidação Unidimensional de Terzaghi:

- o solo saturado (submerso);
- o solo está confinado ao anel rígido, sendo as deformações unicamente verticais;
- o fluxo é vertical (anel impermeável);

Após a preparação e corte da amostra ela é colocada no edómetro e submetida a carregamentos por meio de um sistema de pesos e alavancas, respeitando em geral as seguintes condições:

- cada carregamento é mantido por um período de 24h, durante o qual se fazem leituras da deformação vertical da amostra ao longo do tempo (0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 min);
- na fase de carga, cada carregamento adicional duplica, o que se encontrava aplicado;
- o ensaio abrange um nível de variação de tensões aplicadas relevante para o problema em estudo de tal modo que permite definir com rigor os parâmetros de compressibilidade mais importantes do solo.

<sup>2</sup> Fonte: LNEC.



Assim, o valor das tensões  $\sigma'_v$  no final deste processo de consolidação relativa a cada escalão de carga ou descarga, é igual à tensão total aplicada sobre a amostra pois  $u_e = 0$  ( $u \approx u_e = 0$ ).

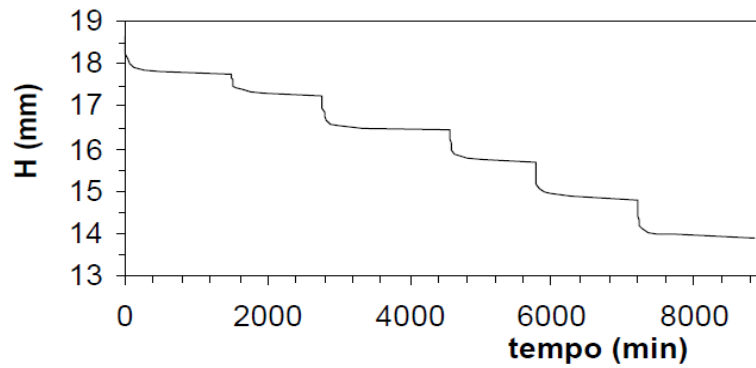


Figura 24: Curva de assentamento(H/t) para um ensaio com seis escalões de carga<sup>3</sup>

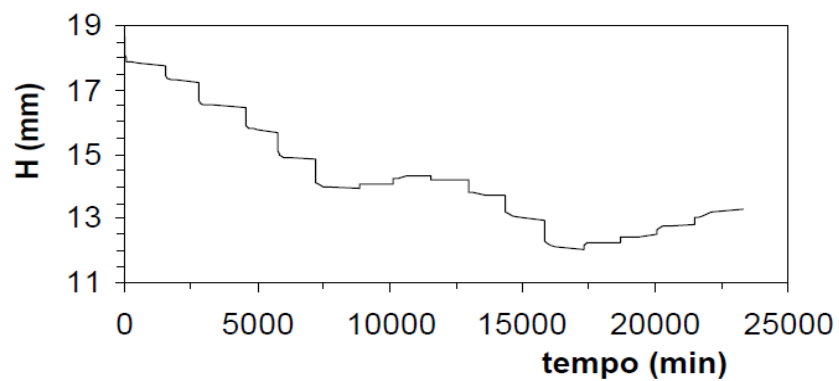


Figura 25: Curva de assentamento (H/t) para um ensaio com seis escalões de carga<sup>4</sup>

Com base nos diagramas anteriores, é possível estabelecer:

- uma relação entre o índice de vazios e a tensão efectiva para o cálculo do assentamento total;
- curvas de assentamento em função do tempo para cada fase de carregamento, o que permite a avaliação dos assentamentos no tempo.

O estudo da compressibilidade dos solos envolve duas grandezas, a quantificação das deformações e do tempo que estas se demoram a processar, e caracteriza-se por apresentar, em geral, uma redução acentuada do seu volume com o aumento do nível de tensão efectiva e as deformações que ocorrem apresentarem uma reduzida parcela reversível.

<sup>3</sup> Fonte: Especificações do ensaio LNEC.

<sup>4</sup> Fonte: Especificações do ensaio LNEC.



Figura 26: Ensaio edométrico<sup>5</sup>

Com esta relação entre a variação do índice de vazios e a deformação, considera-se que a camada de solo compressível, em estudo, é representativo de todo o estrato. Este estrato a ensaiar, de espessura inicial  $h_0$ , é comprimido de um valor  $\Delta h$ , sendo  $h_{v0}$  a altura correspondente ao volume de vazios inicial.

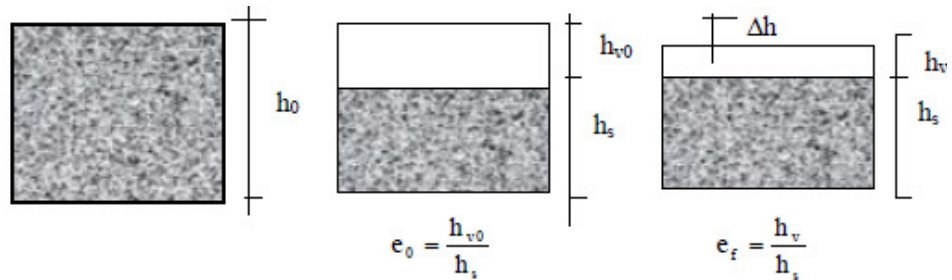


Figura 27: Caracterização da deformação vertical sofrida pelo solo<sup>6</sup>

$$\Delta e = e_f - e_0 = (h_v - h_{v0}) / h_s = \Delta h / h_s \quad \text{com } h_s = \text{Const.}$$

$$h_0 = h_s + h_{v0} \rightarrow h_0 / h_s = 1 + h_{v0} / h_s = 1 + e_0 \rightarrow \text{com } h_s = h_0 / (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \Delta h (1 + e_0) / h_0$$

$h_0$  – Espessura inicial da camada de solo compressível;

$\Delta h$  – Variação da espessura da camada;

$e_0$  – índice de vazios inicial da amostra;

A partir destes valores é possível obter:

- uma curva (DH-log t) por cada intervalo de carga ou descarga (Figura 28), que permitem estimar o parâmetro do solo que determina o tempo de consolidação - coeficiente de consolidação,  $c_v$ ;

<sup>5</sup> - Fonte: Especificações do ensaio LNEC.

<sup>6</sup> - Fonte: Departamento de Solo da Engenharia Geológica - 2003/04.



- o valor do índice de vazios,  $e$ , em cada instante, com base em  $e_0$  ou, de preferência,  $e_f$  :

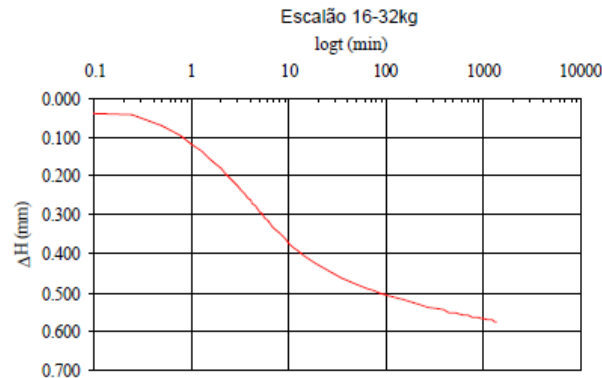


Figura 28: Curva ( $\Delta h - \log t$ ) para um escalão de carga<sup>7</sup>

- uma relação ( $e - \Delta \sigma'_v$ ) (Figura 11), que permite estimar o valor das deformações numa camada de solo sob um determinado carregamento:

$$\Delta_h = \Delta_e / (1 + e_0) \times h_0$$

$$\Delta_h = m_v \times \Delta \sigma'_v \times h_0 \quad \text{com } m_v = a_v / (1 + e_0) \quad (\text{kPa}^{-1}) \quad \text{e } a_v = |\Delta_e / \Delta \sigma'_v| \quad (\text{kPa}^{-1})$$

sendo,  $a_v$  o coeficiente de compressibilidade;

- uma relação ( $e - \log \sigma'_v$ ) (Figura 30), que permite estimar o valor da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) e o valor das deformações numa camada de solo sujeito a um determinado carregamento:

$$\Delta_h = h_0 / (1 + e_0) \times C_R \times \text{Log}(\sigma'_p / \sigma'_{v0}) + C_R \times \log(\sigma'_{vf} / \sigma'_p)$$

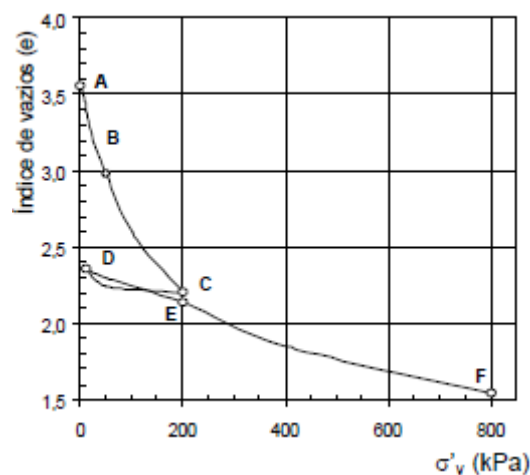


Figura 29: Caracterização da deformação vertical sofrida pelo solo<sup>8</sup>

<sup>7</sup> - Fonte: Departamento de Solo da Engenharia Geológica - 2003/04.

<sup>8</sup> - Fonte - Departamento de Solo da Engenharia Geológica - 2003/04.

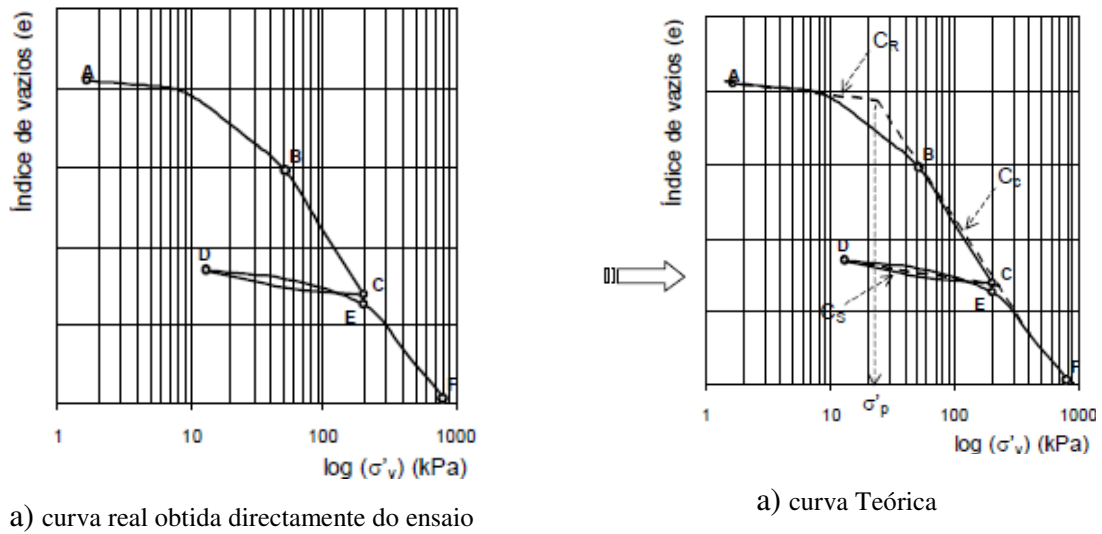


Figura 30: Curva ( $e-\log\sigma'_v$ ) obtida a partir do ensaio edométrico a um escalão de carga<sup>9</sup>

É com base nestas fórmulas, empíricas, deduzidas a partir de curvas que traduzem a variação do índice de vazios com as tensões efectivas, índices estes que variam na forma logarítmica, que se representa o comportamento de tensões-deformações dos solos e sobre as quais, ao longo da história geológica, se calculam os assentamentos dos solos.

<sup>9</sup> - Fonte - Departamento de Solo da Engenharia Geológica - 2003/04.



## **Anexo E - Métodos de classificação de solos**

Na mecânica de solos, através de dados obtidos em ensaios, criou-se um sistema de classificação de solos que permitiu agrupar os solos dotados de características semelhantes tanto na vertente física como do seu comportamento. A enorme variedade de sistemas de classificação (Tabela 16) procura, de forma mais ou menos aleatória, encontrar uma forma universal que possibilite qualificar e agrupar em classes a enorme variedade de solos existentes.

**Tabela 16: Métodos de classificação de solos <sup>1</sup>**

- Classificação do antigo Bureau of Public Roads (BPR), órgão rodoviário federal dos EUA, atualmente Federal Highway Administration (FHA).
- Classificação de Highway Research Board (HRB), que faz parte da National Academy of Science (EUA).
- Classificação pedológica
- Classificação do Prof. Arthur Casagrande
- Classificação pelo índice-de-suporte California (CBR)
- Sistema Unificado de classificação de solo

Dos vários sistemas de classificação existentes a legislação portuguesa adoptou e normalizou o sistema Unificado tendo em vista as vertentes de aplicação.

O objectivo das classificações de solos no geral e do sistema unificado em particular é descrever detalhadamente os vários grupos de solos e seus métodos de identificação, de modo que a classificação possa ser uniforme e independente dos intervenientes.

Assim, numa primeira aproximação os solos são distinguidos em “solos grosseiros” ou “solos finos” consoante a sua granulometria e de acordo com a tabela do tabela 17.

---

<sup>1</sup> -Fonte: Folque, José 1995.



Tabela 17: Classificação de solos <sup>2</sup>

Dimensão das partículas	Partícula
$\varnothing > 2$ mm	Seixos
$0,06 < \varnothing < 2$ mm	Areias
$0,002 < \varnothing < 0,06$ mm	Siltos
$\varnothing < 0,002$ mm	Argilas

No âmbito dos “solos grosseiros” a sua classificação final dependerá dos seguintes factores: distribuição da granulometria, forma e características da superfície das partículas e compactidade.

Para os “solos finos” além da avaliação das características granulométricas e de plasticidade deve ser verificada a consistência.

Para além destes grupos de solos temos, ainda, as rochas cuja classificação não cabe no âmbito deste trabalho.

Dado que a importância fulcral da classificação do solo será determinar a sua capacidade de carga e esta está directamente relacionada com a especificidade deste, importa assim identificar quantitativamente a sua composição. Para o caso dos “solos finos” poderemos classificá-los consoante o predomínio em argila, silte e areia (Figura 31)

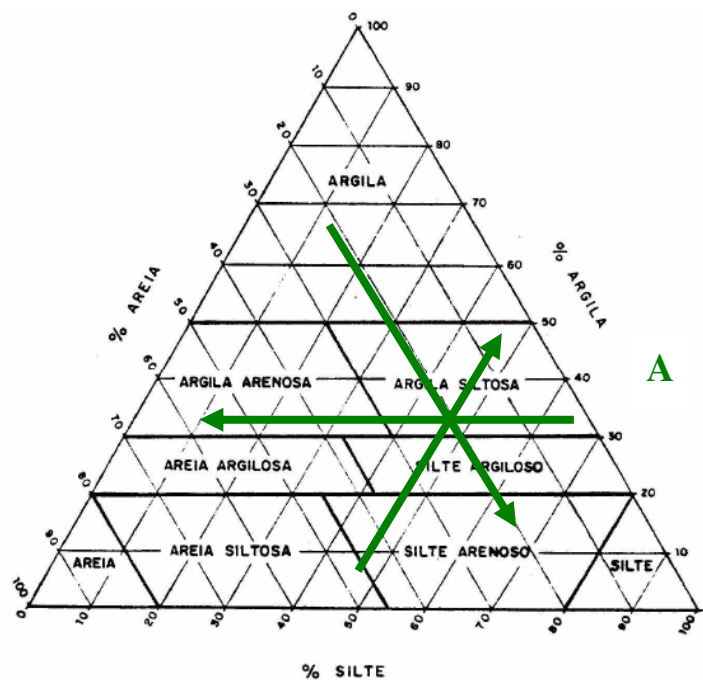


Figura 31: Classificação Unificada de solos <sup>3</sup>

Especificação do LNEC-E 219 – 1968 – Propecção Geotécnica dos Terrenos

Por exemplo, o solo correspondente ao ponto “A” da figura é formado por 20%

<sup>2</sup> -Fonte: Folque, José 1995.

<sup>3</sup> -Fonte: Tabelas Técnicas, Farinha, J.S Farinha 1992.



de areia, 48% de silte e 32% de argila. Este foi classificado como “argila siltosa”. Portanto, as características genéricas e intrínsecas a cada tipo de solo estão parametrizadas e correspondem os valores apresentados (Tabelas 18,19 e 20).

Tabela 18: – Características dos terrenos no estado natural <sup>4</sup>

Natureza do terreno	Porosidade $n$	Índice de vazios $e$	Teor de humidade $w$ (%)	Massa volúmica (g/cm <sup>3</sup> )		Ângulo de atrito interno $\phi_0$	Coeficiente de coesão $c$ (N/mm <sup>2</sup> )
				Seco $\gamma_0$	Saturado $\gamma$		
Areia solta de grão uniforme....	0,46	0,85	32	1,43	1,89	28	0
Areia compacta de grão uniforme.....	0,34	0,51	19	1,75	2,09	35	0
Areia de boa granulometria, solta .....	0,40	0,67	25	1,59	1,99	34	0
Areia de boa granulometria, compacta.....	0,30	0,43	16	1,86	2,16	46	0
Areia de argilosa de boa granulometria.....	0,20	0,25	9	2,12	2,32	-	-
Argila mole.....	0,55	1,20	45	-	1,77	-	-
Argila dura .....	0,37	0,60	22	-	2,07	-	-
Argila mole com muita matéria orgânica.....	0,66	1,90	70	-	1,58	-	-
Argila mole com muita matéria orgânica.....	0,75	3,00	110	-	1,43	-	-

Tabela 19: – Classificação de solos coersivos quanto à consistência <sup>5</sup>

Terrenos coerentes	Consistência	Muito mole	Mole	Consistência média	Dura	Muito Dura	Rija
	Número de Pancadas no ensaio de penetração (Nspt)	0-2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
Resistência à Compressão Simples - $\sigma_{or}$ (kPa)	< 25	25 - 50	50-100	100-200	200- 400	> 400	

Tabela 20: – Classificação de solos granulares/incoerentes quanto à compactidade <sup>6</sup>

Terrenos incoerentes	Compactidade	Muito solto	Solto	Medianamente compacto	Compacto	Muito compacto
	Número de Pancadas no ensaio de penetração (Nspt)	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Densidade relativa (%)	15	15 - 35	35-65	65-85	85-100	

4 -Fonte: Especificações LNEC, E 219 - 1968.

5 -Fonte: Especificações LNEC, E 219 - 1968.

6 -Fonte: Especificações LNEC, E 219 - 1968.



## Anexo F - Tipologia de fundações

Importa definir os grupos de fundações para conseguir tipificar as mesmas de modo a identificar as soluções existentes para a realização de fundações de edifícios, tecendo algumas considerações sobre os métodos construtivos, o custo de execução e a sua aplicabilidade em função da magnitude das cargas transmitidas, o tipo de terreno de fundação e a tolerância do edifício à ocorrência de assentamentos.

Assim, nas fundações superficiais o solo onde se vai fundar o edifício suporta os esforços que lhe vão ser aplicados pela estrutura; o terreno que a vai envolver lateralmente e por cima, aquando do seu aterro, apenas actua como sobrecarga. A carga é transmitida ao solo, exclusivamente, através da parte inferior da sapata e desta acção advém a designação de “directa”. Como exemplo destas fundações superficiais temos as sapatas isoladas, sapatas contínuas e ensoleiramentos.



Figura 32: Sapata isolada <sup>1</sup>



Figura 33: Sapatas Contínuas<sup>2</sup>



Figura 34: Ensoleiramento geral <sup>3</sup>

1 -Fonte: <http://t1.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSr4HZzvrTtd2AX6kTjUc7OqHWRJRjNGN6iiwyR6>.

2 -Fonte: <http://t1.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSr4HZzvrTtd2AX6kTjUc7OqHWRJRjNGN6iiwyR8>.

3 -Fonte: Arquivo fotográfico da DI – BA6.



Para o caso das fundações profundas ou indirectas a transmissão dos esforços é feita pela ponta da estaca ao estrato de solo que apresenta maior resistência, mas também através da aderência lateral, atrito lateral estaca terreno, sendo assim chamadas indirectas. Com exemplo de fundações profundas temos as estacas, cravadas ou moldadas, e os pegões.

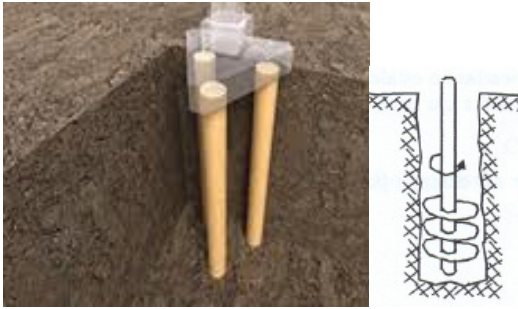


Figura 35: Estacas<sup>4</sup>



Figura 36: Cabeça da Estaca<sup>5</sup>

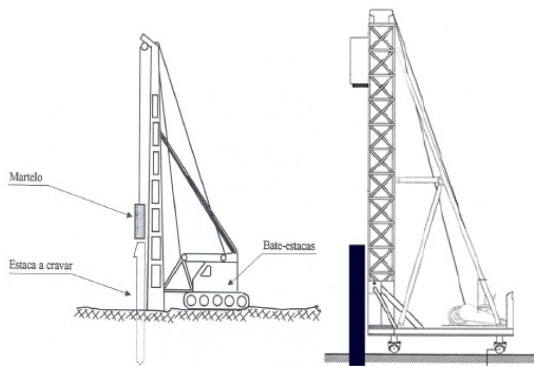


Figura 37: Estacas cravadas<sup>6</sup>



Figura 38: Estacas préfabricadas<sup>7</sup>

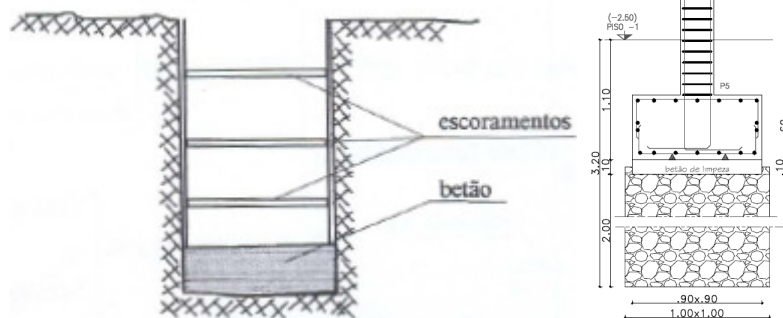


Figura 39: Pegões - execução<sup>8</sup>

4 - Fonte : <http://t0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcRs-uXvmN64awRoyvUTq6mg9Gc27xa0Ok>.

5 - Fonte : <http://t0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcRs-uXvmN64awRoyvUTq6mg9Gc27xa0Ok>.

6 - Fonte : <http://www.sopecate.pt/catálogos>.

7 - Fonte : <http://www.sopecate.pt/catálogos>.

8 - Fonte : Arquivo próprio.



Os critérios ou constrangimentos à escolha do tipo de fundação dependem do tipo de terreno, profundidade a que se situa a camada de maior resistência, do carregamento e das condições de assentamentos, conforme ilustrado na figura 40.

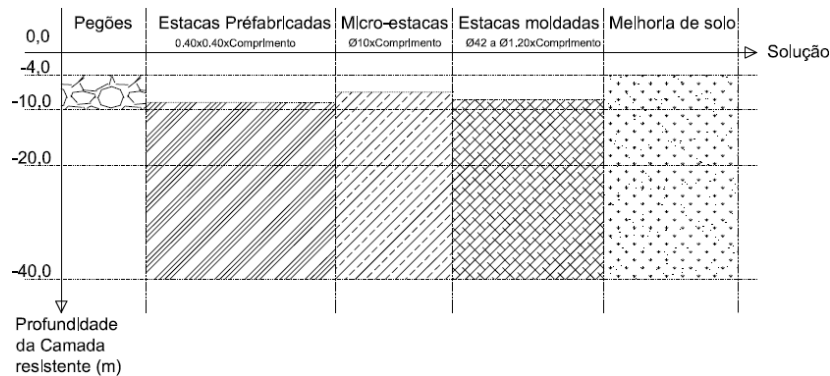


Figura 40: Critérios de escolha da solução<sup>9</sup>

**Legenda:** As fundações superficiais deverão ser utilizadas quando a camada resistente está a pouca profundidade. Utilizaremos sapatas se a estrutura for leve e ensoleiramentos se a estrutura for pesada.

As fundações profundas utilizam-se onde os terrenos superficiais forem pouco consistentes e a estrutura a fundar for de grande porte.

Tabela 21: – Capacidade de carga de diversos tipos de fundação<sup>10</sup>

Tipo de Fundação	Tensão de referência (em Serviço)	Capacidade de suporte de carregamentos verticais (axiais em serviço)		Absorção dos esforços não verticais
		Ø Mínimo	Ø Máximo	
Pegões de Ø 400mm a Ø 1200mm (secção Circular)	2,40 MPa	300 kN	2800 kN	<b>Pouca capacidade</b> , apesar de terem um grande módulo de flexão não transmitem os esforços de flexão eficazmente ao terreno
Estacas pré-fabricadas de [ ]400mm a [ ]1000mm de espessura (por metro de desenvolvimento)	5,0 MPa	2000 kN/m	5000 kN/m	<b>Grande capacidade</b> , devido a terem módulos de flexão elevados e atingirem grande profundidade
Micro-estacas de Ø 110mm a Ø 250mm de espessura (secção Circular)	11,0 MPa	200 kN	600 kN	<b>Grande capacidade</b> , estes permitem inclinações e assim absorvem esforços não verticais axialmente
Estacas de Ø 400mm a Ø 1200mm de espessura (secção Circular)	4,80 MPa	600 kN	5600 kN	<b>Grande capacidade</b> , apresentam bom módulo de flexão e não dispõem de limitação de

9 -Fonte Arquivo próprio.

10 -Fonte Estudo Geotécnico Tecnasol FGE -2001.



				comprimento
Estacas de brita Ø 600mm a Ø 1000mm de espessura e brita entre 10 e 30 mm (secção Circular)	87,60 MPa	450 kN	3600 kN	<b>Boa capacidade</b> , apresentam bom módulo de flexão e não dispõem de limitação de comprimento

É ainda importante referir nesta abordagem a técnica de melhoramento de solos que não sendo propriamente um sistema de fundação permite melhorar a capacidade resistente do solo levando a que a solução a adoptar na fundação dos edifícios fique ao nível das fundações directas, ensoleiramentos gerais e pegões. Historicamente esta técnica é usada desde há mais de 3000 anos (exemplo: construção dos templos da antiga Babilónia), sendo uma das formas de reforço do solo a utilização de madeira, bambu ou palha. Com a evolução técnica, o aparecimento da cal e, posteriormente, do cimento, passou a utilizar-se mistura cal/terreno ou cimento/terreno, bem como a utilização de elementos com melhor capacidade resistente (mais atrito e capacidade de carga) como é o caso de britas, areões, etc.

A nível nacional as técnicas e os materiais de construção mais utilizados na construção de fundações são a alvenaria argamassada, sobre estacas de madeira ou directamente sobre o solo, em edifícios mais antigos, e o betão armado nas fundações mais actuais. Até ao século XVIII foi utilizada a mistura argamassada produzida através da mistura de argila, areia, cascalho e água, com uma utilização quase exclusiva nas fundações e no interior de paredes de alvenaria <sup>11</sup> (APPLETON, 2003).

A introdução do betão armado teve lugar durante a primeira metade do século XX, quando surge com a criação da fábrica de cimento Tejo em Alhandra, em 1894, que produziu e estudou a composição do cimento, de que resultou na aprovação da patente do cimento Portland <sup>12</sup>(APPLETON, 2003).

A introdução deste novo material na construção permitiu uma evolução das fundações que, até esta altura eram utilizadas, passando do sistema de mero prolongamento das paredes resistentes para os arcos de alvenaria e a descarregar sobre pegões de alvenaria de pedra argamassada ou mesmo directamente sobre estacas de madeira, para a utilização das estacas cravadas/moldadas de betão, que permitem a mobilização de terrenos mais competentes mecanicamente.

11 - Fonte: APPLETON, J., Construções em Betão–Nota histórica obre a sua evolução, [artigo disponível online em https://woc.uc.pt/darq/getFile.do?tipo=2&id=299](https://woc.uc.pt/darq/getFile.do?tipo=2&id=299), consultado em 17-01-11.

12 - Fonte: APPLETON, J. – Construções em Betão–Nota histórica obre a sua evolução, [artigo disponível online em https://woc.uc.pt/darq/getFile.do?tipo=2&id=299](https://woc.uc.pt/darq/getFile.do?tipo=2&id=299), consultado em 17-01-11.

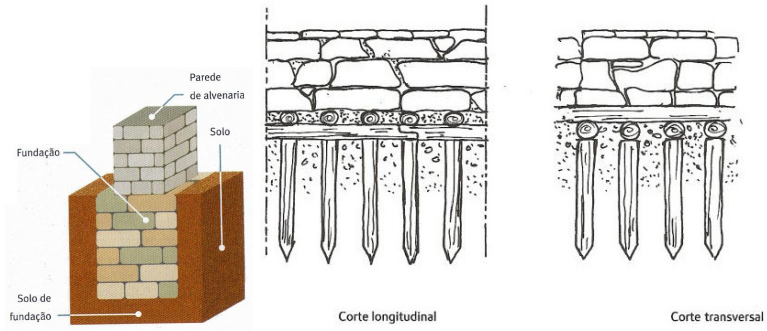


Figura 41: Pegões corridos - execução<sup>13</sup>

13 -Fonte: APPLETON, J., Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e técnicas de intervenção – Edições Orion, 1ª Edição, Amadora, Setembro 2003.



## Anexo G - Fissuração típica provocada pelos assentamentos de fundações

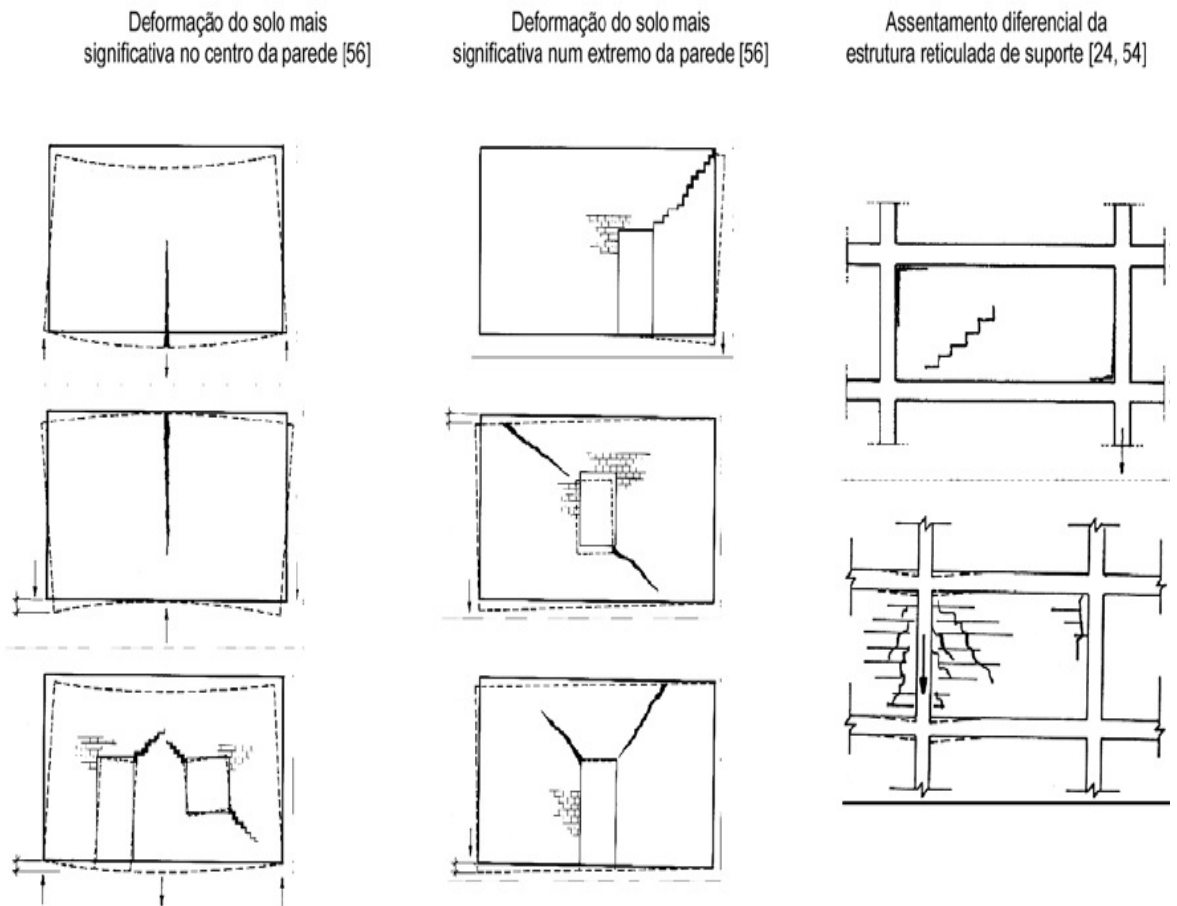


Figura 42 - Exemplos de fissuração devida a movimentos da fundação - Padronizados

### Exemplos de fissuração devida a movimentos da fundação - Reais



Figura 43: Fissuração na estrutura viga<sup>1</sup>



Figura 44: Fissuração na estrutura Pilar<sup>2</sup>

1 - Fonte <http://t3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcR2k6xbCz9Ved0CdLTDnxk-mkFvjmr5wSNnaSC3fli6Z8oKmHV1d>.



Figura 45: Fissuração em Fachadas<sup>3</sup>



Figura 46: Fissuração Fachadas vãos<sup>4</sup>



Figura 47: Fissuração Fachadas vãos<sup>5</sup>



Figura 48: Fissuração Pilar/Fachadas<sup>6</sup>

2 - Fonte <http://t3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcR2k6xbCz9Ved0CdLTDnxk-mkFvjmr5wSNaSC3fli6Z8oKmHV1d>.  
3 - Fonte <http://t3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcR2k6xbCz9Ved0CdLTDnxk-mkFvjmr5wSNaSC3fli6Z8oKmHV1d>.  
4 - Fonte <http://t1.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTtbDQMqyfz1uiS4hmNQnCK7pL21V7QxjN7w9Ja-iiyFduRz5nrng>.  
5 - Fonte <http://t3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcR2k6xbCz9Ved0CdLTDnxk-mkFvjmr5wSNaSC3fli6Z8oKmHV1d>.  
6 - Fonte <http://t1.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTtbDQMqyfz1uiS4hmNQnCK7pL21V7QxjN7w9Ja-iiyFduRz5nrng>.



## Anexo H – Exemplos de Empresas

Tabela 22: – Empresas de sondagens e Fundações <sup>1</sup>

EMPRESAS DE SONDA GENS E FUNDAÇÕES ESPECIAIS	
Empresa	Actividades realizadas
Bel, Engenharia e Reabilitação de Estruturas	Ss, Sl, Pm, Aa, As, Gj
Mota – Engil Engenharia e Construção	Ss, Sl, Pb, Pm, Rd, Rb, Rso, Aa, As, Gg
OPCA – Obras Públicas e Cimento Armado	Ss, Sl, Pb, Pd, Pm, Rd, Rb, Rsh, Rso, Aa, As, Gg, Gj, D, U
Sondagens Rodio, Geotecnia e Engenharia de Fundações	Ss, Pb, Pd, Pm, Rd, Rb, Rsh, Rso, Aa, As, Gd, Gv, Gg, Gj, Gf, Gs, U, H
SOPECATE - sociedade de Pesquisas de Capt De Água e Transportes	Ss, Pb, Pd, Pm, Rd, Rb, Rso, Aa, As
Tecnasol – FGE Fundações e Geotecnia	Ss, Pb, Pd, Pm, Rd, Rb, Rsh, Aa, As, Gd, Gj, D
Teixeira Duarte Engenharia e Construções	Ss, Pb, Pm, Rd, Rb, Rsh, Rso, Aa, As, Gg, Gj

### Legenda:

- Ss – site investigation fieldwork ;
- Sl – laboratory testing
- Pb – bored piles ;
- Pd – displacement piles ; Pm – micro piles
- Rd – diaphragm & slurry walls ;
- Rb – bored pile walls ;
- Rsh – sheet pile walls ;
- Rso – soldier pile walls
- Aa – anchors ;
- As – soil nails
- Gd – dynamic compaction ;
- Gv – vibrocompaction ;
- Gg – grouting ;
- Gj – jet grouting ;
- Gf – ground freezing ;
- Gs – soil mixing ; Gvd – vertical drains
- D – dewatering
- U – underpinning
- H – horizontal drilling

<sup>1</sup> -Fonte Consulta de Mercado.



### Anexo I - Custos e rendimentos de execução de fundações

Tabela 23: – Custo e rendimentos da execução de cada solução de fundações <sup>1</sup>

Estimativa Custo de cada solução													
Custo/ Rendimento	Estacas Moladas			Estacas Brita Vibrocompactadas			Pegões 1,0 m <sup>2</sup> /m	Barretas		Micro- Estacas 0,15 – 0,25	Jet Grouting 0,15 – 0,25	Ensoleiramento 1,0m <sup>2</sup> /m	Sapatas isoladas 1,0m <sup>2</sup> /m
	Ø40 cm	Ø60 cm	Ø100 cm	Ø50 cm	Ø80 cm	Ø120 cm		[[0,40 cm/ml	[[1,0 cm/ml				
Total (furação, armadura, betão/brita)	50 €/ml	125 €/ml	150 €/ml	35 €/ml	65 €/ml	145 €/ml	125 €/ml	125 €/ml	250 €/ml	80 €/ml	80 €/ml	90 €/m <sup>3</sup> média	125 €/m <sup>3</sup> média
Rendimentos	150 a 200 m/dia			60 a 100 m/dia			10 a 20 m/dia	40 a 60 m/dia		100 m/dia	100 m/dia	70 m <sup>3</sup> /dia	80 m <sup>3</sup> /dia

<sup>1</sup> -Fonte Consulta às Empresas.



## **Anexo J - Ensaio Geotécnico**

### **Terrenos na Base Aérea n.º 6, Montijo** **Reconhecimento Geotécnico**

Índice do texto

1. INTRODUÇÃO
2. TRABALHOS REALIZADOS
3. CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS
4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Anexo de Prospeção      Sondagens Mecânicas: S1  
Amostras Intactas n.º 37035

#### **1. Introdução**

Segundo solicitação do Comando Logístico e Administrativo da Força Aérea Portuguesa, a Geocontrolo - Gabinete de Geotecnia e Topografia, Lda, foi incumbida de efectuar o reconhecimento geológico-geotécnico dos terrenos onde está prevista a implantação de 2 edifícios na Base Aérea n.º 6, no Montijo.

Como apoio à realização deste trabalho, dispôs-se de planta de localização com a implantação do conjunto em análise à escala 1/500.

Ao longo desta memória são referidos os trabalhos realizados e a metodologia utilizada assim como o conjunto de resultados obtidos. Tecem-se ainda as considerações emergentes da interpretação da prospeção, visando a definição das condições de fundação a adoptar para as estruturas em questão.

#### **2. Trabalhos Realizados**

O plano de reconhecimento envolveu a realização de três sondagens geotécnicas, S1 a S3, cuja localização é referenciada na planta anexa ao texto – constante na fig.1.

O avanço da furação foi conseguido pelo método «hollow stem auger» de 200mm de diâmetro externo, com recurso a sonda «Mobile Drill B47-HD», auto-



transportada em veículo todo-o-terreno.

No decurso da furação foram efectuados com carácter sistemático e com 1.5m de espaçamento, ensaios de penetração dinâmica normalizada SPT-Terzaghi. Pretendeu-se desta forma, avaliar in situ os estados de compacidade e/ou consistência dos solos prospectados e, em última análise, estabelecer o zonamento geotécnico do dispositivo ocorrente.

No decurso da furação foram recolhidas cinco amostras indeformadas, aproximadamente entre os 3m e 5m de profundidade, na dependência de terrenos lodosos muito moles. Estas amostras foram alvo de programa de ensaios de laboratório, incluindo ensaios de identificação e determinação dos parâmetros de deformabilidade e de resistência ao corte (ensaios edométricos e triaxiais), visando a definição dos parâmetros geotécnicos dos solos atravessados.

As amostras indeformadas foram sujeitas ao seguinte programa de ensaios laboratoriais, efectuados no laboratório de Mecânica dos Solos da Geocontrole.

Análise Granulométrica por peneiração

Limites de consistência de Atterberg

Teor em água natural

Peso específico aparente

Ensaio de consolidação triaxial tipo consolidado/não drenado (CU)

Ensaio edométrico

Ensaio de corte directo tipo CU

Os resultados obtidos são sintetizados no quadro constante na página seguinte, sendo apresentados em anexo o conjunto completo dos ensaios realizados, agrupados por número de amostra.

Os resultados da campanha de furação são apresentados em diagramas individuais de sondagem, anexos ao texto. Entre outras informações de carácter mais geral, referenciam-se com o devido detalhe as sequências lito-estratigráficas atravessadas, os resultados dos ensaios de penetração normalizada SPT-Terzaghi (valores de NSPT) e os dados relativos à furação (tipo e diâmetros).

O quadro seguinte discrimina as quantidades de trabalho e os ensaios efectuados para cada uma das sondagens:



Ponto de Prospecção	Furação (m)	Ensaio SPT	Colheita de Amostras Intactas
S1	39.45	26	-
S2	46.0	27	2
S3	13.95	9	3
<b>TOTAL</b>	<b>99.4</b>	<b>62</b>	<b>5</b>

### 3. Condições Geológico-Geotécnicas

O dispositivo geológico local caracteriza-se pela ocorrência de depósito aluvionar (a) muito espesso, geneticamente relacionado com o leito maior do Rio Tejo. O substrato geológico tem idade Plio-Plistocénica (PQ) e natureza essencialmente arenosa, com cores alaranjadas e amareladas. Contudo, esta unidade não foi interceptada pelos trabalhos de prospecção, estando localmente, a mais de 50m de profundidade.

As sondagens realizadas no âmbito desta investigação atingiram profundidades muito elevadas, superiores a 45m nalgumas situações e progrediram sempre nas aluviões do Tejo.

Superficialmente foi interessada cobertura vegetal (tv) na dependência dos espaços ajardinados (S1 e S2), com menos de 0.5m de desenvolvimento vertical a composição predominantemente arenosa. Nas áreas pavimentadas (S3), atravessou-se um aterro constituído por camada de tout-venant com 20 cm de espessura sobre 60 cm de material argiloso com fragmentos líticos dispersos.

O ambiente aluvionar caracteriza-se pela ocorrência de várias camadas de areias alternadas com lodos argilosos e argilas siltosas, de comportamento geotécnico sistematicamente fraco a mediano.

A camada superficial é constituída por 2m de areias soltas ( $6 \leq \text{NSPT} \leq 7$ ), de granulometria mediana, sem finos e monogranulares. Sobrepõem-se a lodos argilosos com cerca de 5m de espessura, globalmente muito moles, conforme atestam os valores de  $0 \leq \text{NSPT} \leq 1$  obtidos na sua dependência.

Seguem-se em profundidade, areias médias silto-argilosas e com fragmentos de conchas, com cerca de 6m de espessura. A caracterização geotécnica destes solos, materializada na forma dos resultados dos ensaios de SPT indicou a presença de areias medianamente compactas e compactas, de acordo com os resultados mais frequentes situados entre 26 e 49 pancadas.



Abaixo destas desenvolvem-se argilas siltosas finamente micáceas, com 7m de espessura média e comportamento geotécnico medianamente consistente e duro, conforme os resultados dos ensaios de SPT, estabelecidos entre 5 e 16 pancadas.

Inferiormente desenvolvem-se argilas ricas em matéria orgânica com 23m de espessura, atingindo cerca de 40m de profundidade. Apresentam características geotécnicas muito moles a duras, segundo os resultados dos ensaios de SPT, compreendidos entre 3 e 16 pancadas.

Finalmente, foram interceptadas areias médias aproximadamente entre 41m e 46m de profundidade na dependência da sondagem S2, com desenvolvimento de gradiente hidráulico muito forte ao longo do trem de varas da sondagem, com arrastamento de grandes quantidades de areias para dentro do trem de furação, impossibilitando deste modo, a realização da caracterização mecânica na sua dependência.

O nível freático localizou-se entre cerca de 4m e 6m de profundidade abaixo do terreno natural, estando certamente sujeito a variações de marés.

#### **4. Disposições Construtivas**

A realização das sondagens S1 a S3 permitiu caracterizar o ambiente geológico que virá a ser interessado pela estrutura a implantar, tendo sido encontrado dispositivo geotécnico muito desfavorável, materializado por depósito aluvionar lodoso e arenoso muito espesso, assente sobre substrato plio-pleistocénico arenoso, o qual, devido à grande profundidade a que ocorre, não foi interceptado pela prospecção de campo.

A elevada deformabilidade e a reduzida resistência ao carregamento que caracterizam os solos aluvionares, são passíveis de condicionar severamente a hipótese de fundação directa do edifício projectado, levando á necessidade de recurso a estruturas de fundação indirectas ou semi-directas.

Seguidamente, procede-se a análise dos condicionalismos inerentes da aplicação de cargas á superfície, bem como as suas implicações na definição das possíveis soluções construtivas.

A existência de solos aluvionares lodosos com 4.5m de desenvolvimento vertical estabelecidos entre 2.5m e 7m de profundidade, sugerem uma abordagem cuidada em termos de análise de compressibilidade destes materiais, considerando-se a hipótese de a estrutura ser fundada superficialmente, mediante a aplicação de cargas ligeiras, como sejam, por exemplo, tensões de 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa.



Para determinação dos assentamentos esperáveis, idealizou-se um perfil geotécnico para o solo de fundação, com base nos parâmetros resultantes dos ensaios edométricos e de corte triaxial realizados sobre as amostras indeformadas, e nos ensaios SPT efectuados durante a furação.

Recorreu-se, para efeitos de cálculo, à teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi, onde se assume que os assentamentos a longo prazo resultam do processo de consolidação primária, durante a qual se processará a dissipação das tensões neutras geradas pela introdução de cargas, mediante a expulsão da película aquosa existente nos vazios; bem como de alguma compressão do esqueleto mineral formado pelas partículas constituintes do solo.

A estimativa dos assentamentos por consolidação primária, resultantes da expulsão da água no solo, pode ser efectuada através da seguinte expressão:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$$

sendo:

$\Delta H$  - assentamento por consolidação primária

$H$  - espessura da camada compressível

$C_c$  - índice de compressibilidade da formação considerada

$e_0$  - índice de vazios inicial

$\sigma'_0$  - tensão efectiva inicial a meio da camada compressível

$\Delta\sigma'$  - acréscimo de tensão vertical efectiva

Para aplicação desta metodologia, dividiu-se a camada de solos compressíveis constituída pelas aluviões lodosas com 4.5m de espessura total, em 3 sub-camadas com 1.5m de espessura cada uma. Considerou-se ainda que o horizonte compressível está recoberto por camada com 2.5m de espessura, constituída por aluviões arenosas.

Os assentamentos respectivos foram calculados em função de acréscimos de tensões induzidos pelas fundações do edifício, assumindo-se que o acréscimo da tensão vertical nas camadas compressíveis é praticamente idêntico à tensão provocada pelo peso da estrutura. Os assentamentos esperados correspondem ao somatório dos assentamentos parciais.

No quadro seguinte apresenta-se um resumo dos cálculos efectuados para os três níveis de tensões de carga considerados:



SOLO DE FUNDAÇÃO				
Camada N.º	Hi (m)	Zi (m)	$\sigma'_0$ (kPa)	$C_c$ /(1+e <sub>0</sub> )
1	1.50	1.50	70.6	0.32
2	1.50	3.00	93.7	0.32
3	1.50	4.50	116.8	0.32

$\Delta \sigma'$			
$\Delta h_i$ (m)	50 kPa	75 kPa	100 kPa
i =1.50m	0.112m	0.151m	0.185m
i =3.00m	0.054m	0.076m	0.096m
i =4.50m	0.037m	0.053m	0.068m
<b><math>\Delta h</math> Total</b>	0.20m	0.28m	0.35m

Os valores dos assentamentos obtidos, considerando a aplicação de cargas superficiais situadas entre 50 kPa e 100 kPa, correspondem a assentamentos totais entre cerca de 20cm e 35 cm, tendo já em consideração o factor de degradação de cargas com a profundidade. Tratam-se de deformações elevadas, embora se admita que possam incorporar algum empolamento, uma vez que foram calculados a partir de índice de compressibilidade singularmente elevado, que pode eventualmente não reflectir adequadamente o comportamento dos materiais.

A ordem de grandeza dos tempos de consolidação em sistemas homogéneos poderá ser avaliada através da expressão:

$$t = \frac{T_v}{C_v} d^2$$

sendo:

t – tempo em segundos (s)

$T_v$  – factor tempo (adimensional) ; para  $U = 90\% \Rightarrow T_v = 0.848$

d - comprimento do percurso de drenagem (m);  $d = 0.5 H$

H – espessura da formação compressível;  $H = 4.5m$

$C_v$  – coeficiente de consolidação vertical

Considerando como valor representativo do coeficiente de consolidação vertical para a globalidade da camada o resultado do ensaio edométrico, de  $C_v = 3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  para uma espessura média de 5m, em situação de dupla drenagem e impondo um grau de consolidação de 90%; obtêm-se um período aproximado de 6 anos.

Face aos resultados encontrados, quer quanto à amplitude dos assentamentos esperáveis, quer em relação ao tempo necessário para o processamento dessa deformação, considera-se que o grau de deformação dos terrenos inviabilizará a mobilização dos níveis superiores pelos elementos de fundação da estrutura, podendo obrigar à adopção de solução de fundações profundas.

A alternativa que permitirá a prática de tensões da ordem de 250 kPa, consistirá



no recurso a fundações semi-directas, através da construção de pegões fundados no horizonte aluvionar arenoso medianamente compacto, estabelecido abaixo de 6-8m de profundidade. Os pegões poderão ser materializados, por exemplo, através da cravação de manilhas no sub-solo e preenchimento das mesmas com betão. No entanto, a escavação dos próprios pegões, aliada com a bombagem forçada de água, é susceptível de descomprimir a camada arenosa subjacente. Para obviar tal, poderá ser vazada uma camada de materiais pétreos, de modo a constituir uma base estabilizante sob o limite inferior do próprio pegão.

O tipo de condições encontradas poderá, eventualmente, privilegiar a sustentação dos maciços de fundação mediante o recurso a micro-estacas, a transmitirem as cargas na camada arenosa ocorrente aproximadamente entre 8m e 13m de profundidade, embora as cargas axiais de serviço tenham de ser necessariamente reduzidas, com cargas máximas de 80 a 100 kN.

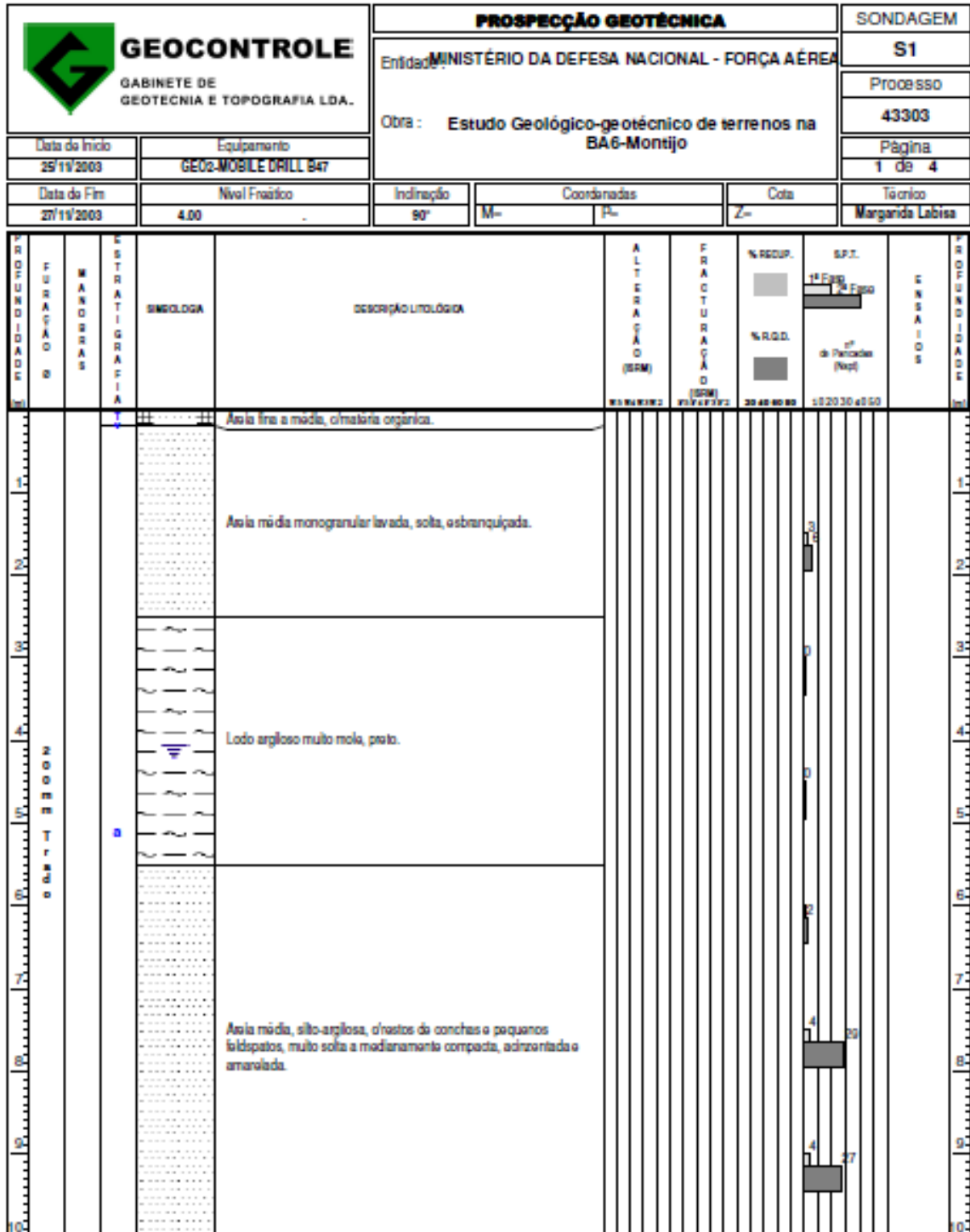
Hipótese alternativa que eventualmente se poderia revelar mais adequada, face aos inconvenientes associados às soluções apontadas, poderá consistir no recurso a solução de tratamento dos solos, com soluções do tipo geodrenos ou estacas de brita, embora seja conveniente, para qualquer destes sistemas, e em particular para o primeiro, associar as disposições de tratamento a um sistema de pré-carga, com realização de aterros com amplitude não muito diversa dos carregamentos finais a induzir com a estrutura.

Lisboa, 14 de Maio de 2011

**Geocontrole, Lda.**

**DEPARTAMENTO TÉCNICO:**

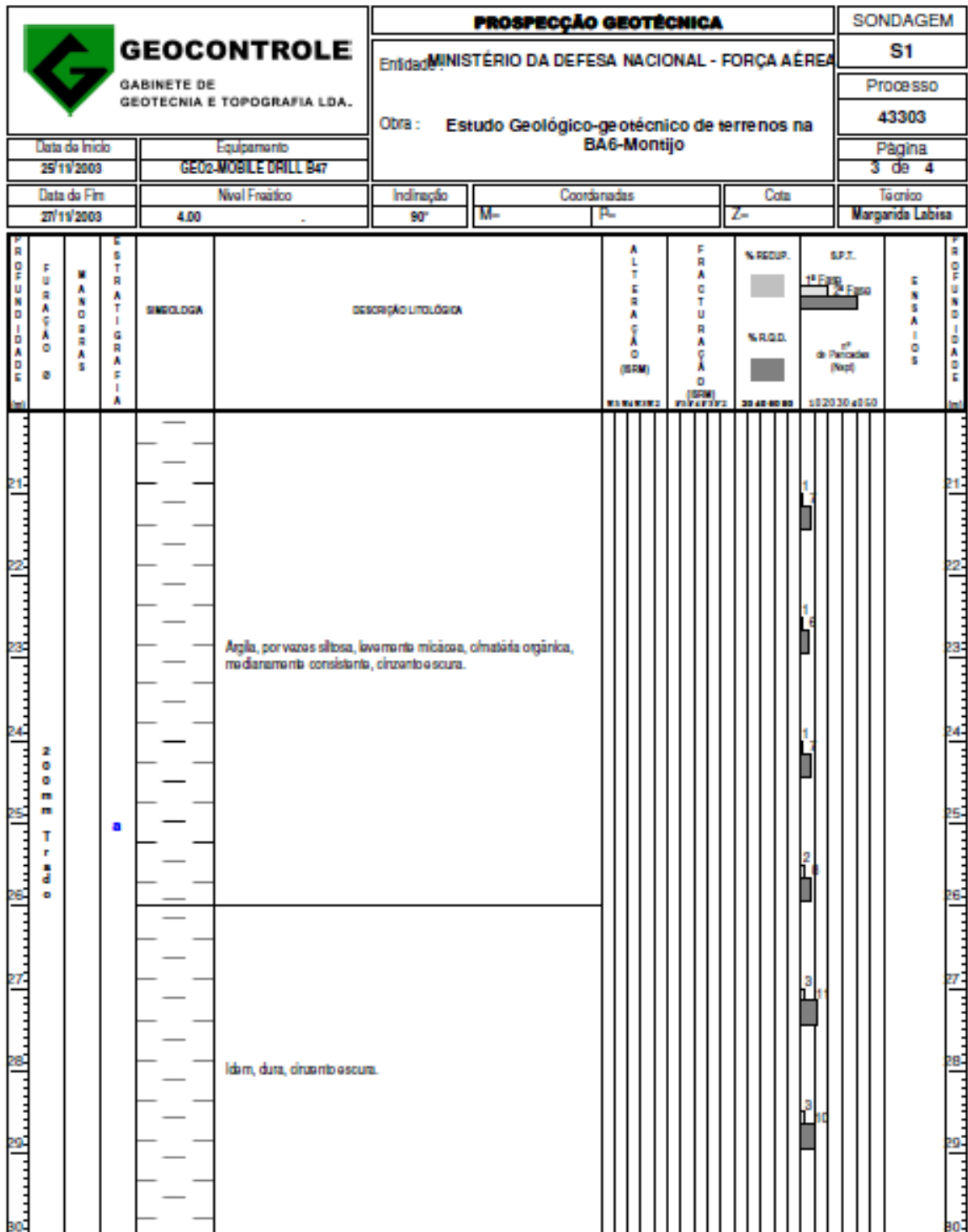
**Anexo de Prospeção      Sondagens Mecânicas: S1**  
**Amostras Intactas n.º 37035**



Observações:


Rua D. João II, 1400-001 Lisboa, Portugal. Tel: (+351) 211 521111 Fax: (+351) 211 521400 Móvel: (+351) 910 022011 E-mail: mal@geocontrol.pt  
 Sem ser para o fim a que se destina este relatório de ensaio só pode ser reproduzido na íntegra ou parcialmente com autorização expressa da Geocontrol.

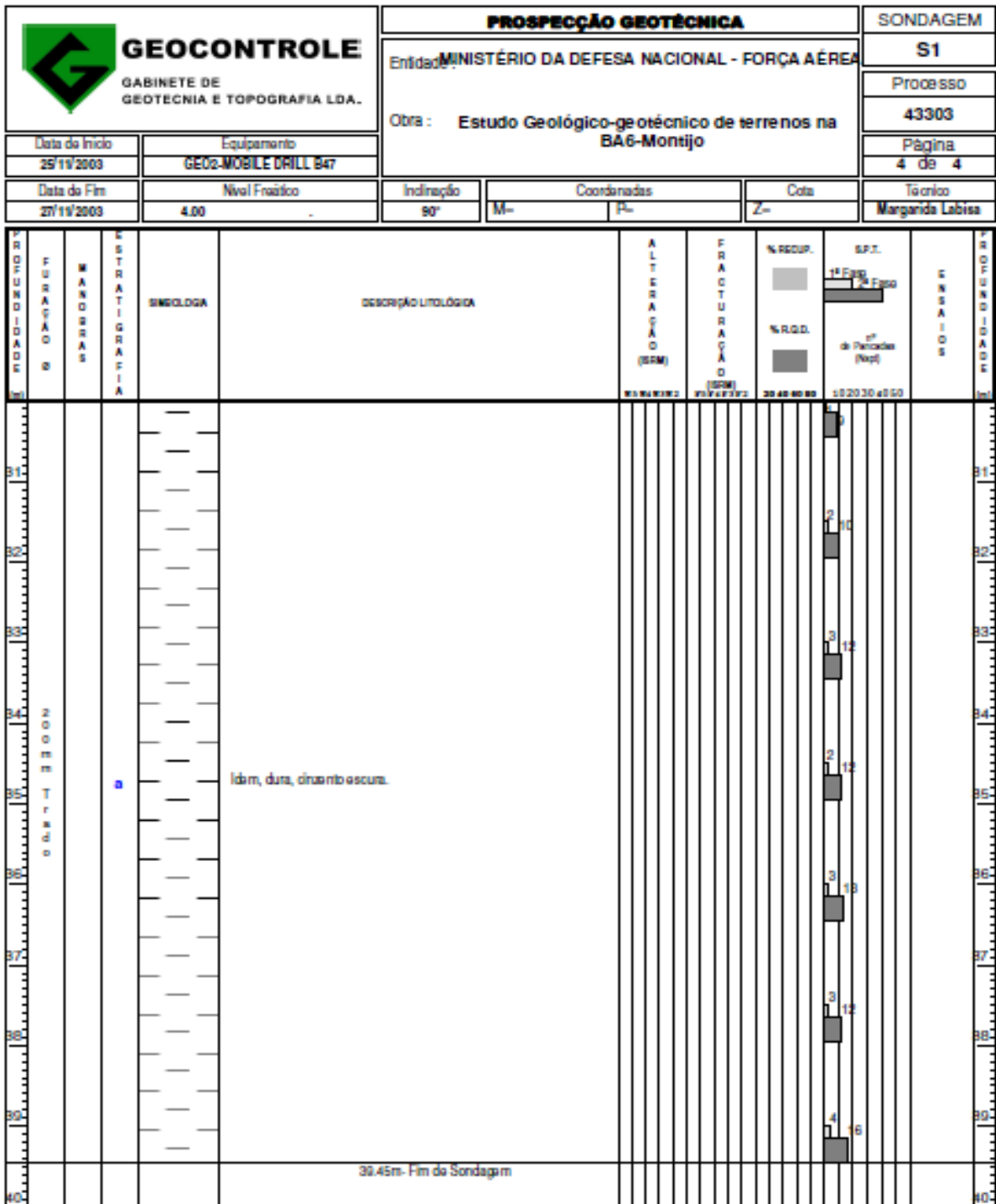




Observações:


Rua do João de Deus, Nº13, 1500-000 Lisboa, Portugal. Tel: (+351) 217 152111 Fax: (+351) 217 152488 Móvel: (+351) 910026507 E-mail: mail@geocontrol.pt  
 Sem ser para o fim a que se destina este relatório de ensaio, não pode ser reproduzido na íntegra ou parcialmente, sem autorização expressa de Geocontrol.





Observações:

Rua D. João Vitor, 1400-201 Lisboa, Portugal. Tel: (351) 217 152111 Fax: (351) 217 152468 Móvel: (351) 90005507 E-mail: mt@gcocontrol.pt  
 Sem ser para o fim a que se destina este relatório de ensaio só pode ser reproduzido na íntegra ou parcialmente com autorização expressa da Geocontrol.





## Anexo K - Dimensionamento critérios de durabilidade das estruturas

### Eurocódigos

São os Eurocódigos que determinam as condicionantes do cálculo e estabelecem um limite mínimo à vida útil expectável dos elementos estruturais, de acordo com o tipo de ambiente a que estão sujeitos.

Os Eurocódigos são um conjunto de normas europeias que pretendem unificar critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas. A Futureng recorre a este conjunto de documentos para a realização dos cálculos de dimensionamento das estruturas que projecta. São especialmente usados os Eurocódigos 3 (EC3 - Projecto de estruturas de aço) e 5 (EC5 - Projecto de estruturas de madeira).

O Eurocódigo 0 (EC0 - Bases para o projecto de estruturas) determina qual a vida expectável das estruturas. As Regras Aplicáveis são fornecidas no ponto 2.3 da EN 1990. A vida útil é uma parte importante do cálculo, ou seja, o período expectável durante o qual uma estrutura poderá ser usada para o seu propósito intencionado originalmente, com eventual manutenção mas sem necessidade de reparações. Assim, qualquer material usado em estruturas e sujeito ao cálculo de engenharia deverá enquadrar-se na seguinte tabela:

Tabela 24: Critérios do horizonte de projecto <sup>1</sup>

Categoria	Vida Útil	Tipo de Construção
1	10 Anos	Estruturas temporárias
2	10 a 25 anos	Elementos estruturais substituíveis
3	15 a 30 anos	Estruturas agrícolas e similares
4	50 anos	Edifícios e outras estruturas comuns
5	100 anos	Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de grandes dimensões

<sup>1</sup> -Fonte: Especificações EN1990 e EC0.



### Anexo L - Dimensionamento estimado das Estacas e Colunas

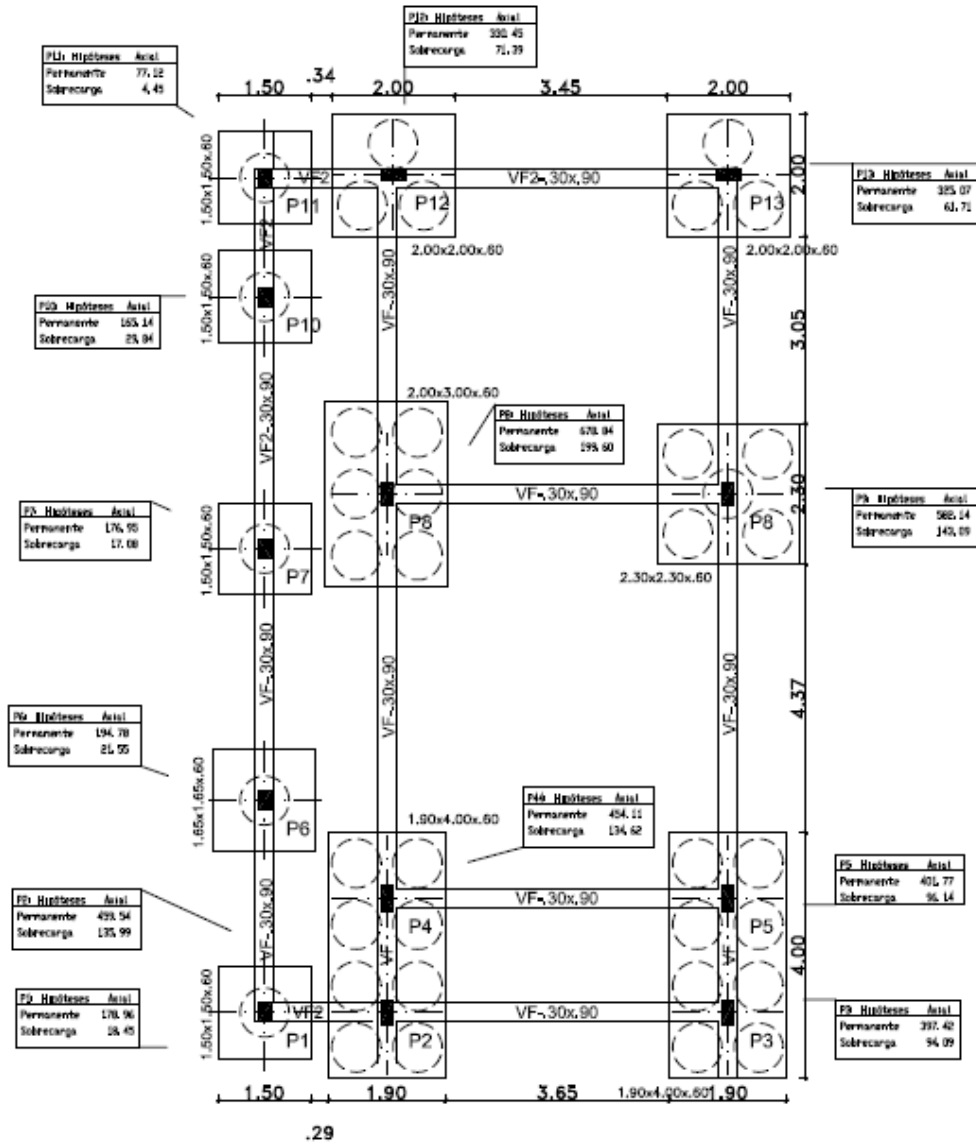


Figura 50: Exemplo de esforços que chegam às fundações<sup>1</sup>

Estacas de moldadas com 9.00 m:

A capacidade de carga correspondente à rotura  $Q = R_{bd} + R_{sd}$

$$\Gamma R = 1.3 \times 10 \times 12 + 0.80 \times 15 \times 0.2 \times 1 + (15 \times 9) \times 8 = 1670 \text{ Kpa}$$

$$R_{bd} = 1670 \times (P_{ix} 0.60^2) / 4 = 471.95 \text{ Kn}$$

$$R_{sd} = 3.14 \times 0.60 \times 12.5 = 23.55 \text{ Kn}$$

$$Q = 495.5 \text{ Kn} \Rightarrow Q_s = 99.5 < \text{Esforço aplicado}$$

<sup>1</sup> - Fonte: Arquivo Próprio – Exemplo de um edifício de alojamento de dois Pisos.



Area de aço:

Nsd = 590 kn Msd =236 Kn.m, C30/37 e A400 NR

$$\mu = 236/(0.196 \times 0.60 \times 13.3 \times 10^3) = 0.15$$

$$v = 600/(0.196 \times 13.3 \times 10^3) = 0.23$$

$$\omega = 0.2 \wedge \alpha = 0.6$$

$$A_s = 15.00 \text{ cm}^2$$

Tabela 25: Dimensionamento e custo de estacas moldadas<sup>2</sup>

Sapata do Pilar	Perm + P.P.Sap + Sobrec. (kN)	Dimensão (m3)	Secção (m2)	Tensão (kN/m2)	Nº. de Estacas moldadas 9,00m(un)	Custo de Execução € (euros)
P 1	231,16	1,50x1,50x0,60	2,25	102,74	1	1.125 €
P 2+P 4	1298,26	4,00x1,90x0,60	7,60	170,82	2	2.250 €
P 3+P 5	1103,42	4,00x1,90x0,60	7,60	145,19	2	2.250 €
P 6	250,08	1,50x1,50x0,60	2,25	111,15	1	1.125 €
P 7	227,78	1,50x1,50x0,60	2,25	101,24	1	1.125 €
P 8	968,44	2,00x3,00x0,60	6,00	161,41	2	2.250 €
P 9	957,79	2,30x2,30x0,60	5,29	181,06	2	2.250 €
P 10	228,73	1,50x1,50x0,60	2,25	101,66	1	1.125 €
P 11	115,32	1,50x1,50x0,60	2,25	51,25	1	1.125 €
P 12	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	1.125 €
P 13	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	1.125 €
<b>Total</b>					<b>15</b>	<b>16.875 €</b>

<sup>2</sup> -Fonte: Simulação adaptado do alojamento de pessoal em trânsito da BA6.

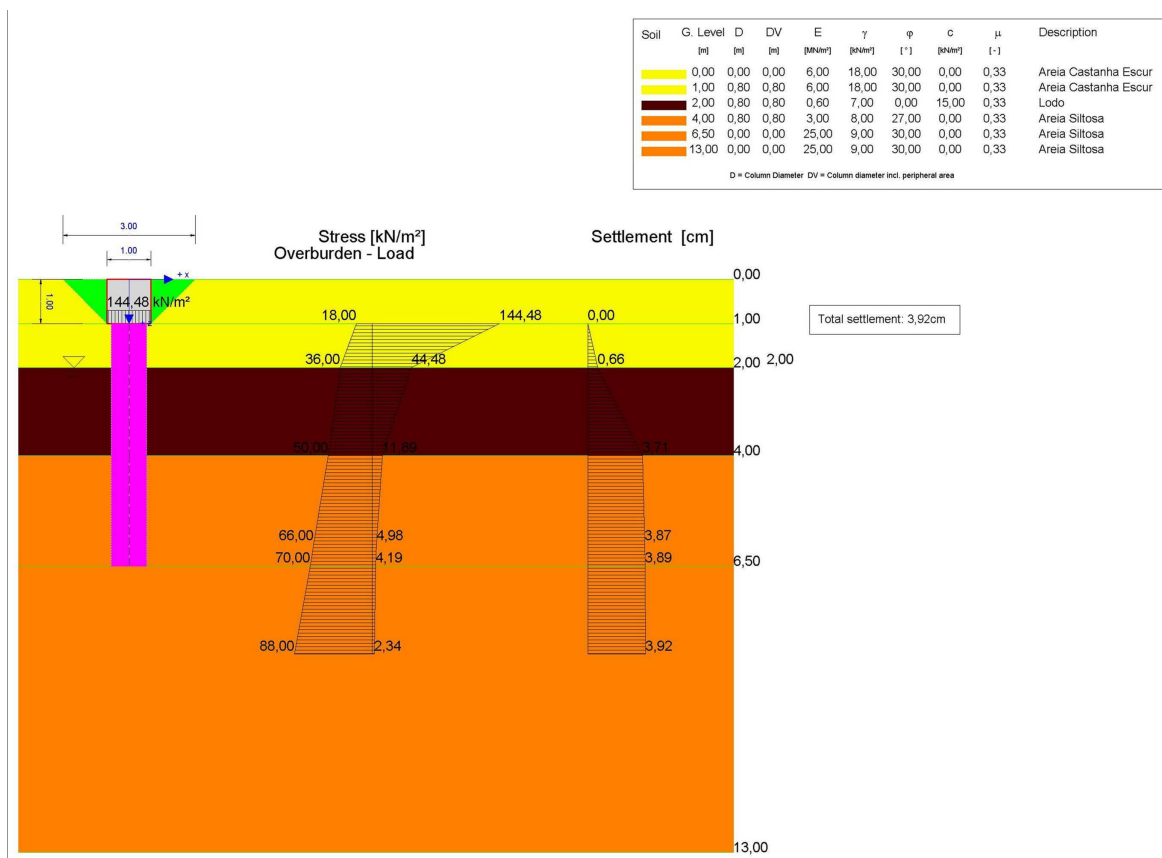


Figura 50: Diagrama de Tensões no solo de fundação<sup>3</sup>

Tabela 26: – Dimensionamento e custo de colunas de brita<sup>4</sup>

Sapata do Pilar	Perm + P.P.Sap + Sobrec. (kN)	Dimensão (m3)	Secção (m2)	Tensão (kN/m2)	Nº. de Colunas brita 9,00m(un)	Custo de Execução € (euros)
P 1	231,16	1,50x1,50x0,60	2,25	102,74	1	585 €
P 2+P 4	1298,26	4,00x1,90x0,60	7,60	170,82	4	2.340 €
P 3+P 5	1103,42	4,00x1,90x0,60	7,60	145,19	3	1.755 €
P 6	250,08	1,50x1,50x0,60	2,25	111,15	1	585 €
P 7	227,78	1,50x1,50x0,60	2,25	101,24	1	585 €
P 8	968,44	2,00x3,00x0,60	6,00	161,41	3	1.755 €
P 9	957,79	2,30x2,30x0,60	5,29	181,06	3	1.755 €
P 10	228,73	1,50x1,50x0,60	2,25	101,66	1	585 €
P 11	115,32	1,50x1,50x0,60	2,25	51,25	1	585 €
P 12	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	585 €
P 13	461,84	2,00x2,00x0,60	4,00	115,46	1	585 €
<b>Total</b>					<b>20</b>	<b>11.700 €</b>

<sup>3</sup> - Fonte: Arquivo Próprio – Exemplo de um edifício de alojamento de dois Pisos.

<sup>4</sup> -Fonte: Simulação adaptado do alojamento de pessoal em trânsito da BA6.



## Anexo M - Identificação das Fundações e Patologias das Unidades em Estudo

Tabela 27: – Tipologia de fundações existentes nas Unidades em estudo<sup>1</sup>

Anos de referência	Edifícios	Solução utilizada	Dimensão/constituição
1952 - 1960	Alojamentos	Pegões c/ Melhoria de solos e Pegões corridos c/ Melhoria de solos	2x2x4 m ou 1x2x L m e estacas de madeira
	Serviços	Pegões c/ Melhoria de solos e Pegões corridos c/ Melhoria de solos	2x2x4 m ou 1x2x L m e estacas de madeira
	Hangares	Estacas de betão	Ø 40 e 9.00 m
		Ensoleiramento geral	Dimensão do edifício
1960 - 1980	Alojamentos	Pegões c/ Melhoria de solos	2x2x4 m ou 1x2x L m e estacas de madeira
	Serviços	Pegões c/ Melhoria de solos	2x2x4 m ou 1x2x L m e estacas de madeira
	Serviços	Estacas pré-fabricadas e moldadas	[ ]0.40x0.40x9.00 m Ø 42 e 9.00 m
	Hangares	Estacas de betão	Ø 60 e 8.00 m
Ensoleiramento geral		Dimensão do edifício	
1980 - 2010	Alojamentos	Melhoria de solos	Estacas de brita Ø 80 e L=9.00 m
	Serviços	Melhoria de solos	Estacas de brita Ø 80 e L=9.00 m
	Hangares	Estacas de betão	Ø 60 e 8.00 m
		Ensoleiramento geral	Dimensão do edifício

Tabela 28: – Identificação das Unidades, edifícios e patologias<sup>2</sup>

Base Aérea nº 1 - Sintra						
Edifícios	Fachada Fissuras	Vãos Fissuras	Pavimentos Deslocamento Vertical	Estrutura		
				Fissura	Deslocamento Horizontal	Deslocamento Vertical
Hangar e anexos	x	x	x			x
Base Aérea nº 6 - Montijo						
Hangar (antigo Hangar C130)	x	x	x			
Anexos (antigo Hangar C130)	x	x	x	x	x	x
Esquadriha de Abastecimento	x	x	x	x	x	x
Esquadriha de	x	x	x	x	x	x

1 - Arquivo da DI.

2 - Fonte - Arquivo da DI, Relatórios das inspeções.



*Patologias em edifícios existentes na Força Aérea, associadas à localização e aos solos de fundação*

Transportes						
Oficinas gerais	x	x	x	x	x	x
Camaratas 7 e 8						
Pessoal em Trânsito	x	x	x	x	x	x
<b>Depósito Geral de Material da Força Aérea - Alverca</b>						
Cozinha e Messe geral	x	x	x	x	x	x



## **Anexo N - Guião das Entrevistas Exploratórias**

### **Modo de Comunicação:**

- Atribuição de liberdade comunicacional ao entrevistado
- Abertura e flexibilidade
- Menor número possível de perguntas

Guião de entrevista ao Director da Direcção de Infra-Estruturas da Força Aérea, Sr. **MGEN/ENGAED José Camisa, COR/ENGAED Tiago Marques e TCOR/ENGAED Joaquim Salvado**

### **Introdução ao tema:**

Este trabalho pretende abordar a temática das patologias numa vertente muito específica e relacionada com os solos e tipos de fundação preconizada. Dada a possível extensão de hipóteses, considerou-se a análise e estudo de situações encontradas na BA6, na BA1 e na DGMFA.

Portanto, será analisado o existente numa perspectiva de verificação do solo e das anomalias encontradas e sua tipificação, bem como tentar-se-á aferir qual o adequado sistema de fundação tendo em vista a sua eficiência, ou seja, a relação custo/benefício, por oposição ao encontrado actualmente.

Para tal, gostaria de saber qual a sua percepção, que desde já agradeço, sobre questões que vou explorar de modo a dar corpo à análise a desenvolver.

### **Questões colocadas:**

1. Do seu conhecimento e experiência, esta temática tem sido observada no parque edificado da FA, nomeadamente em infra-estruturas situadas nos locais em estudo?
2. Se sim, qual o impacto percentual nas intervenções efectuadas referente a patologias causadas por problemas em fundações?
3. Que percentagem de edifícios foram desactivados/demolidos por não poderem responder às solicitações necessárias face à ocorrência de graves patologias devido às fundações?
4. Que tipos de concepção de fundações estes edifícios apresentavam?



5. Em termos de novas construções para estes locais, que recorreram a novos métodos de fundações, estas apresentam algum indício de patologia?
5. Em sua opinião é relevante, e se sim em que medida, haver na fase de projecto uma preocupação acrescida com o tipo de fundação a projectar para zonas de solos baixa consistência/compacidade, com valores de SPT (Nspt) até às 20 pancadas?

Guião de entrevista ao Eng<sup>o</sup> Civil, Investigador Principal no Departamento de Solos e Fundações do LNEC, **João Maranhã**.

### **Introdução ao tema:**

Este trabalho pretende abordar a temática das patologias numa vertente muito específica e relacionada com os solos e tipos de fundação preconizada. Dada a possível extensão de hipóteses, considerou-se a análise e estudo de situações encontradas no Montijo (Base Aérea nº6), Pero Pinheiro – Sintra ( Base Aérea nº 1) e em Alverca (Depósito Geral de Material da Força Aérea).

Portanto, será analisado o existente numa perspectiva de verificação do solo e das anomalias encontradas e sua tipificação, bem como tentar-se-á aferir qual, de entre as soluções possíveis, fundações directas (sapatas isoladas, ensoleiramento geral, etc), indirectas (estacas cravadas de madeira e betão, executadas em “situ” de betão), e melhoramento de solos através de estacas de brita vibro-compactadas, e já utilizadas pela Força Aérea, o adequado sistema de fundação tendo em vista a sua eficiência, ou seja, a relação custo/benefício, por oposição ao encontrado actualmente.

Para tal, gostaria de saber qual a sua percepção, que desde já agradeço, sobre questões que vou explorar de modo a dar corpo à análise a desenvolver.

### **Questões colocadas:**

1. Do seu conhecimento e experiência qual a solução de fundação indirecta que melhor se adapta a este tipo de solos de acordo com os relatórios geotécnicos em anexo?
2. Em termos de custo de obra qual, não sua opinião e experiência, é a percentagem de incremento nesse tipo de fundações face às fundações directas?
3. A FA (Força Aérea) utilizou, para fundações de edifícios de dois pisos, nas unidades referidas, fundações indirectas de betão, moldadas “in situ” e a trabalhar por ponta, tendo tido alguns problemas de assentamento de infra-estrutura, arranjos exteriores, de pavimentos térreos dos edifícios e,



pontualmente, assentamento de fundações. Tem conhecimento de algumas patologias, dentro desta tipologia, que o Laboratório tenha acompanhado ou estudado?

4. Para que problemas, da sua experiência como investigador, tem o Laboratório sido solicitado a analisar/estudar dentro deste tipo de solos e soluções?
5. Para esses casos, que tipo de concepção de fundações esses edifícios apresentavam?
6. Em termos de novas construções para os locais já designados, a FA utilizou em 2005, com base num concurso de concepção-construção, estacas de brita vibro-compactadas de Ø 0.80 e 9,00m de comprimento, conseguindo a melhoria do solo de fundação de um edifício de 2 pisos. Tem conhecimento de problemas ou patologias associadas a este tipo de solução?

Guião de entrevista, à Mestre em Eng<sup>o</sup> Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, **Ana Mourinha**.

#### **Introdução ao tema:**

Este trabalho pretende abordar a temática das patologias numa vertente muito específica e relacionada com os solos e tipos de fundação preconizada. Dada a possível extensão de hipóteses, considerou-se a análise e estudo de situações encontradas no Montijo (Base Aérea nº6), Pêro Pinheiro – Sintra ( Base Aérea nº 1) e em Alverca (Depósito Geral de Material da Força Aérea).

Portanto, será analisado o existente numa perspectiva de verificação do solo e das anomalias encontradas e sua tipificação, bem como tentar-se-á aferir qual, de entre as soluções possíveis, fundações directas (sapatas isoladas, ensoleiramento geral, etc), indirectas (estacas cravadas de madeira e betão, executadas em “situ” de betão), e melhoramento de solos através de estacas de brita vibro-compactadas, e já utilizadas pela Força Aérea, o adequado sistema de fundação tendo em vista a sua eficiência, ou seja, a relação custo/benefício, por oposição ao encontrado actualmente.

Para tal, gostaria de saber qual a sua percepção, que desde já agradeço, sobre questões que vou explorar de modo a dar corpo à análise a desenvolver.

#### **Questões colocadas:**



1. Do seu conhecimento e experiência adquirida durante o desenvolvimento dos ensaios para a sua tese qual a solução de fundação indirecta que melhor se adapta a este tipo de solos de acordo com os relatórios geotécnicos em anexo?
2. Em termos de custo de obra qual, não sua opinião, é a percentagem de incremento nesses tipo de fundações face às fundações directas?
3. A FA (Força Aérea) utilizou, para fundações de edifícios de dois pisos, nas unidades referidas, fundações indirectas de betão, moldadas “in situ” e a trabalhar por ponta, tendo tido alguns problemas de assentamento de infra-estrutura, arranjos exteriores, de pavimentos térreos dos edifícios e, pontualmente, assentamento de fundações. Teve conhecimento de algumas patologias, dentro desta tipologia, durante o desenvolvimento do seu trabalho de investigação?
4. Que problemas, da investigação que fez para a sua tese, são mais visíveis quando se implantam edifícios neste tipo de solos e soluções?
5. Em termos de novas construções para os locais já designados, a FA utilizou em 2005, com base num concurso de concepção-construção, a estacas de brita vibro-compactadas de Ø 0.80 e 9,00m de comprimento, conseguindo a melhoria do solo de fundação de um edifício de 2 pisos. Tem conhecimento de problemas ou patologias associadas a este tipo de solução?