INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Técnicas de melhoramento de solos e metodologia de seleção

PEDRO NUNO DE NORONHA ANTUNES
Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador (es):
Doutora Maria da Graça Dias Alfaro Lopes
Mestre Eduardo Manuel de Mira Fernandes

Júri:
Presidente: Doutor Pedro Miguel Soares Raposeiro da Silva
Vogais:
Mestre Jorge Alexandre Dias dos Reis de Barros
Doutora Maria da Graça Dias Alfaro Lopes
Mestre Eduardo Manuel de Mira Fernandes

Outubro de 2016

RESUMO

Com o crescimento das cidades a construção de edifícios tem-se desenvolvido cada vez mais sobre terrenos mais compressíveis, sedimentos recentes e não consolidados, gerando patologias de natureza arquitetónica, funcional ou mesmo estrutural. O que fazer para evitá-las é sempre objeto de intensa preocupação no meio técnico e académico, sobretudo tendo em vista que as estruturas atuais estão mais deformáveis inclusive devido à tendência atual em empregar maiores vãos, maiores tensões admissíveis, maior fragilidade dos materiais de alvenaria e revestimento e maiores unidades estruturais.

Sob o ponto de vista geotécnico, admite-se que um local tem as melhores condições para a implantação de uma obra quando o solo de fundação possui nomeadamente adequada resistência ao corte, boa capacidade resistente e baixa compressibilidade. Como muitos locais não possuem estas características torna-se necessário saber prever o comportamento desses solos para escolher a técnica não só mais adequada para melhorar as suas propriedades, mas também a economicamente mais viável.

Um edifício necessita de fundações para transferir ao terreno o peso da superstrutura e cargas aplicadas. As fundações têm de garantir sob a ação das cargas atuantes as condições mínimas de segurança e funcionalidade, mas também de economia. A escolha do tipo de fundação depende das características do solo, nomeadamente da sua resistência e deformabilidade, que nem sempre são as adequadas para a utilização prevista. Assim foram desenvolvidas muitas técnicas para o melhoramento dessas características do solo, cuja seleção pressupõe o conhecimento da respetiva aplicabilidade técnica mas também da sua viabilidade económica. Considerou-se que fazer uma análise comparativa das diferentes técnicas e indicar os fatores que influenciam a respetiva seleção constituiria uma ferramenta importante para o projeto deste tipo de obras.

O objetivo do presente trabalho é fazer uma análise comparativa das diferentes técnicas, indicar os fatores que influenciam a respetiva seleção e procurar, através de um caso de estudo, mostrar como pode ser efetuada a seleção de uma técnica de melhoramento de um solo para construção de tanques de evaporação, incluindo a avaliação da sua eficácia.

ABSTRACT

With the growth of cities the construction of buildings has developed increasingly on more compressible land, sediments and unconsolidated, generating conditions of architectural nature, functional or structural. What to do to avoid them is always intense object of concern in technical and academic circles, especially considering that the current structures are more deformable including due to the current trend to employ larger spans, higher allowable stresses, increased fragility of masonry and coating and larger structural units.

Under the geotechnical point of view, it is assumed that a site has the best conditions for a construction implementation when the foundation soil has particularly appropriate shear resistance, adequate load capacity and low compressibility. As many sites do not have these characteristics it is necessary to know how to predict the behavior of these soils to select the most suitable technique to improve their properties, and also to be economically feasible.

The foundations transfer the self-weight of the superstructure and applied loads to the soil, and must guarantee, under the acting loads, the minimum conditions of security, functionality and economy. The choice of the foundation type depends on the soil characteristics, in particular its shear strength and deformability, which are not always appropriate for the intended use. Thus many techniques were developed to improve these soil characteristics, and the selection of the best technique needs knowledge about their technical applicability and economic viability. So it was considered an important tool for the design of this type of solutions, to do a comparative analysis of the different improvement techniques and to indicate the factors influencing the adequate selection.

So, one of the goals of this work is to make a comparative analysis of the different techniques and to indicate the factors that influence the best selection. The other goal is to present a case study to show how it was done the selection of the soil improvement technique for the construction of evaporation ponds, including the assessment of its effectiveness.

PALAVRAS-CHAVE

Fundações de edifícios

Técnicas de tratamento de solos

Capacidade resistente de fundações

Assentamentos de fundações

Prospeção geotécnica

KEY-WORDS

Building foundations

Ground improvement techniques

Foundation bearing resistance

Foundation settlements evaluation

Geotechnical investigation

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 ENQUADRAMENTO 1

1.2 OBJETIVOS 2

1.3 ESTRUTURA 2

2 ABORDAGEM PARA A AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE APLICAR TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DO SOLO 5

2.1 COMPORTAMENTO ADMISSÍVEL DAS ESTRUTURAS 7

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO 8

2.2.1 ENSAIOS *IN-SITU* 11

2.2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS 12

2.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DA FUNDAÇÃO 14

2.3.1 MÉTODO ANALÍTICO 16

2.3.2 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO 19

2.3.3 MÉTODO PRESCRITIVO 21

2.4 AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS 22

2.4.1 ASSENTAMENTO IMEDIATO (ELÁSTICO) 25

2.4.2 ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO PRIMÁRIA 26

2.4.3 ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA (FLUÊNCIA) 30

2.4.4 ASSENTAMENTO SUPLEMENTAR 31

3 TÉCNICAS DE REFORÇO E MELHORAMENTO DE SOLOS 33

3.1 SANEAMENTO E SUBSTITUIÇÃO DO TERRENO 34

3.2 PRÉ-CARREGAMENTO 37

3.3 DRENOS VERTICAIS (AREIA / GEODRENOS) 41

3.4 COMPACTAÇÃO DINÂMICA PROFUNDA 46

3.5 VIBROCOMPACTAÇÃO / VIBROFLUTUAÇÃO 48

3.6 COMPACTAÇÃO POR EXPLOSIVOS 52

3.7 EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS 54
3.8 COLUNAS DE BRITA 56
3.9 JET-GROUTING 59
3.10 MISTURA DE SOLOS 62
3.11 GEOSSINTÉTICOS 64
3.12 ELECTRO-OSMOSE 67
3.13 CONSIDERAÇÕES FINAIS 69
4 METODOLOGIA DE SELECÇÃO DE UM MÉTODO DE TRATAMENTO DE SOLOS 75
4.1 1ª FASE – IDENTIFICAÇÃO DOS POTENCIAIS PROBLEMAS DA FUNDAÇÃO A TRATAR E DOS MÉTODOS DE TRATAMENTO APLICÁVEIS 75
4.2 2ª FASE – IDENTIFICAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DA OBRA 77
4.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS 80
5 CASO DE ESTUDO 83
5.1 CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 84
5.1.1 PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA 85
5.1.2 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO 88
5.2 SELECÇÃO DA TÉCNICA DE TRATAMENTO 98
5.3 ACOMPANHAMENTO EM OBRA 108
5.4 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO 112
5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 121
6 CONCLUSÕES 123
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS 127

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO I – Quadros de metodologia de seleção de um método de tratamento de solos

ANEXO II – Boletins dos trabalhos de prospeção geotécnica inicial

ANEXO III – Boletins dos trabalhos de prospeção geotécnica complementar

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Gráfico de evolução do custo de prospeção (Melâneo, 2008). 9
Figura 2-2 – Esquema da realização do ensaio de carga (Bowles, 1996). 21
Figura 2-3 – Valores limite para as rotações relativas provenientes de assentamentos diferenciais segundo *Bjerrum* (Martins, 2002). 23
Figura 2-4 – Definição gráfica das funções F1 e F2 (Bowles, 1996). 26
Figura 2-5 – Gráfico da relação entre o grau de consolidação médio ($\overline{U_z}$) e o fator tempo (T). 30
Figura 3-1 – Representação esquemática (a) e imagem da substituição do solo de fundação por expulsão (b) (Fernandes e Saim, 2008). 35
Figura 3-2 – Esquema da evolução dos assentamentos durante a aplicação da técnica de pré-carregamento (Lopes, 1992). 38
Figura 3-3 – Processo de aplicação da técnica de pré-carregamento do terreno (Fernandes e Monteiro, 2007). 41
Figura 3-4 – Processo executivo dos drenos verticais em areia. 43
Figura 3-5 – Vista geral (a) e pormenor dos drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) instalados (b) (Matos Fernandes, 2008). 44
Figura 3-6 – Representação esquemática da instalação de geodrenos (obtida na internet: http://www.solotrat.com.br). 45
Figura 3-7 – Equipamento (a) e aspeto final da superfície do terreno no final da compactação (b) (obtidas na internet www.terrasystemsonline.com / www.geo-solutions.com). 47
Figura 3-8 – Gráfico de distribuição granulométrica das partículas admissíveis para a técnica de compactação dinâmica profunda (FHWA, 1995 – tradução livre). 48
Figura 3-9 – Esquema do processo executivo da técnica de vibrocompactação (obtida na internet: http://www.kellergrundbau.com). 50
Figura 3-10 – Vista geral de um vibrador em funcionamento (arquivo Elsamex Portugal). 50
Figura 3-11 – Gráfico de distribuição granulométrica das partículas admissíveis para a técnica de vibrocompactação (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1999 – tradução livre). 51
Figura 3-12 – Esquema do processo executivo da técnica de compactação por explosivos. a) Vista geral durante a detonação; b) Libertação da água à superfície através de drenos verticais instalados para o efeito (obtidas na internet: www.pacificblasting.com / http://www.rapidimpact.ca). 53
Figura 3-13 – Esquema de execução de estacas moldadas em betão armado. a) Implantação e início da furação; b) Furação do solo, com eventual recurso a tubo moldador; c) colocação da armadura da estaca e início da betonagem; d) betonagem da estaca (Brito, 2010). 55

Figura 3-14 – Execução de colunas de brita com recurso à vibrosubstituição (arquivo Elsamex Portugal). 58
Figura 3-15 – Execução de colunas de brita com perfuração e tubo moldador recuperável (a) e aspeto final das mesmas (b). Colunas com malha triangular e afastamento de 1,5m (arquivo Elsamex Portugal). 58
Figura 3-16 – Diagrama esquemático da técnica de melhoria de solos por Jet-Grouting (Carreto, 2000). 60
Figura 3-17 – Representação esquemática dos sistemas de *Jet-Grouting* (Carreto, 2000). 61
Figura 3-18 – Vista geral do equipamento de execução de Jet-Grouting, com demonstração do jacto de água para desagregação em funcionamento à superfície (a) e pormenor da coluna de perfuração e injeção (b) (arquivo Elsamex Portugal). 61
Figura 3-19 – Representação esquemática da execução da técnica de mistura de solos (obtida na internet: www.haywardbaker.com). 63
Figura 3-20 – Representação esquemática da aplicação de geossintéticos na fundação de uma edificação para distribuição das tensões. 66
Figura 3-21 – Método de electro-osmose (Lopes, 1992). 68
Figura 4-1 – Aplicabilidade dos métodos de tratamento em função da granulometria dos materiais (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1999). 79
Figura 4-2 – Aplicabilidade dos métodos de tratamento em função do custo e prazo de execução. 79
Figura 5-1 – Extrato da planta com a localização das duas zonas. 83
Figura 5-2 – Extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a localização da prospeção geotécnica existente. 85
Figura 5-3 – Extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a localização da prospeção geotécnica complementar. 87
Figura 5-4 – Resultados dos ensaios de penetração dinâmica na zona superior. 89
Figura 5-5 – Resultados dos ensaios de penetração dinâmica na zona intermédia. 90
Figura 5-6 – Resultados dos ensaios de penetração dinâmica na zona inferior. 90
Figura 5-7 – Aspeto geral do equipamento do ensaio de CPT. 92
Figura 5-8 – Pormenor da ponteira utilizada no ensaio de CPT. 92
Figura 5-9 – Resultados obtidos nos ensaios CPT sobre a carta simplificada de classificação dos solos (*Robertson* e *Campanella*, 1983). 93
Figura 5-10 – Resultados obtidos nos ensaios CPT sobre o diagrama de classificação de solos (*Robertson* e *Wride*, 1990). 94
Figura 5-11 - Resultados obtidos aplicando a classificação de *Robertson* e *Wride* (1990). 96
Figura 5-12 - Resultados obtidos aplicando a classificação de *Robertson et al* (1986). 97

Figura 5-13 - Extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a identificação das zonas em análise e dimensão dos tanques..... 99
Figura 5-14 – Extrato da planta com a indicação da malha de tratamento a realizar. 107
Figura 5-15 – Vista geral da zona dos tanques de evaporação, de natureza arenosa. 108
Figura 5-16 – Vista geral do equipamento de vibrocompactação..... 109
Figura 5-17 – Aspeto geral do vibrador utilizado e depressão criada na sua envolvência. Notar saturação dos solo na envolvente do local tratado. 109
Figura 5-18 – Aspeto geral do tratamento por vibrocompactação em curso, sendo colocadas areias de modo a ir preenchendo o espaço resultante, criado pela compactação dos níveis inferiores..... 110
Figura 5-19 – Representação gráfica do tempo total de tratamento de cada ponto da malha. 111
Figura 5-20 – Resultado comparativo dos ensaios de PDM realizados na zona inferior, antes do tratamento (linha fina) e após o tratamento (linha grossa)..... 113
Figura 5-21 – Resultado comparativo dos ensaios CPT realizados na zona inferior, antes do tratamento (linha fina) e após o tratamento (linha grossa)..... 114
Figura 5-22 – Resultado comparativo dos ensaios CPT realizados nas zonas intermédia e superior, antes do tratamento (linha fina) e após o tratamento (linha grossa)..... 115
Figura 5-23 – Geometria e definição dos estratos considerados no cálculo, sem tratamento..... 118
Figura 5-24 – Resultados dos assentamentos, sem tratamento. 118
Figura 5-25 – Geometria e definição dos estratos considerados no cálculo, após tratamento.... 119
Figura 5-26 – Resultados dos assentamentos, após tratamento. 119
Figura 5-27 – Bolbo de tensões na fundação devido à execução da estrutura..... 121

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 – Meios e técnicas de prospeção associados a cada um dos níveis de análise. 10
Quadro 2-2 – Principais ensaios *in situ* e âmbito de aplicação, realizados na avaliação da capacidade resistente e deformabilidade de um solo. 12
Quadro 2-3 – Principais ensaios laboratoriais e âmbito de aplicação, realizados na avaliação da capacidade resistente e deformabilidade do solo. 14
Quadro 2-4 – Valores mínimos de F_S global a adotar na capacidade resistente da fundação para fundações superficiais..... 15
Quadro 2-5 – Equações para avaliação da capacidade resistente da fundação..... 17
Quadro 2-6 – Coeficientes, adimensionais, para o cálculo da capacidade resistente da fundação.18
Quadro 2-7 – Valores de I_p para maciços semi-indefinidos..... 26
Quadro 2-8 – Relação entre o grau de consolidação médio ($\overline{U_z}$) e o fator tempo (T)..... 29
Quadro 3-1 – Técnicas de reforço e melhoramento do solo a abordar. 34
Quadro 3-2 – Quadro resumo das características dos métodos de melhoramento de solos. 70
Quadro 4-1 – Potenciais problemas da fundação e métodos de tratamento mais adequados..... 76
Quadro 4-2 – Fatores a considerar na escolha do método de melhoramento do solo a executar. . 78
Quadro 4-3 – Identificação dos quadros com a matriz de decisão..... 80
Quadro 4-4 – Estrutura de organização das matrizes de decisão de seleção da técnica de tratamento. 81
Quadro 5-1 – Trabalhos de prospeção realizados..... 85
Quadro 5-2 – Trabalhos de prospeção complementares..... 87
Quadro 5-3 – Características dos equipamentos de ensaio de penetração dinâmica. 88
Quadro 5-4 – Ensaios de penetração dinâmica por zona de análise. 89
Quadro 5-5 - Índices de comportamento e tipos de solo (*Lunne et al*, 1997)..... 95
Quadro 5-6 – Estratificação e parâmetros geotécnicos do solo de fundação. 98
Quadro 5-7 – Características dos tanques a executar, em função da zona..... 99
Quadro 5-8 – Avaliação da capacidade resistente do solo, em função da zona..... 101
Quadro 5-9 – Assentamentos imediatos estimados, em função da zona. 102
Quadro 5-10 – Fatores relativos à execução dos tanques de evaporação, a considerar na seleção da técnica de tratamento..... 104
Quadro 5-11 – Matriz de decisão da técnica de tratamento de solos para redução dos assentamentos imediatos..... 105
Quadro 5-12 – Definição do tratamento por vibrocompactação a aplicar, por zona. 107
Quadro 5-13 – Estratificação e parâmetros geotécnicos do solo de fundação, após o tratamento. 116

Quadro 5-14 – Assentamentos imediatos estimados, em função da zona, após o tratamento. ... 116

Quadro 5-15 – Assentamentos estimados na zona inferior, antes e após o tratamento, em função do método de cálculo. 120

LISTA DE ABREVIATURAS

ASTM	American Society for Testing and Materials – Sistema de Normalização Americano
CPT	*Cone Penetration Test* – Ensaio de penetração estática
CPTu	*Cone Penetration Test with pore pressure measurement (piezocone test) – Ensaio de penetração estática com medição das pressões intersticiais*
DPSH	Ensaio de Penetração Dinâmica Super Pesado
EC0	Eurocódigo 0 – NP EN 1990:2009 – Bases para o projeto de estruturas
EC7	Eurocódigo 7 – NP EN 1997-1:2010 – Projeto geotécnico
ECP	Ensaio de Carga com Placa
ELU	Estados Limites Últimos
ELS	Estados Limites de Serviço
EN	Norma Europeia
FVT	Ensaio de Corte Rotativo (*Field Vane-Test*)
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NP EN	Versão Portuguesa da Norma Europeia
PDL	Ensaio de Penetração Dinâmica Leve
PDM	Ensaio de Penetração Dinâmica Médio
PDP	Ensaio de Penetração Dinâmica Pesado
SPT	*Standard Penetration Test* – Ensaio de penetração dinâmica

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da base de uma fundação (A = B x L)
B	Menor dimensão (largura) do elemento de fundação
B'	Largura efetiva da fundação
c	Coesão
c_u	Coesão não drenada
C_α	Coeficiente de consolidação secundária
C_c	Índice de compressibilidade
C_v	Coeficiente de consolidação
D	Profundidade da base de uma fundação
e_0	Índice de vazios inicial
E	Módulo de deformabilidade
f_s	Valor da resistência lateral atrítica, obtida no ensaio CPT
FS	Fator de segurança
K_0	Coeficiente de impulso em repouso
K_p	Coeficiente de impulso passivo
L	Maior dimensão (comprimento) do elemento de fundação
L'	Comprimento efetivo da fundação
m_v	Compressibilidade volumétrica
$N_{(...)}$	Número de pancadas obtidas nos ensaios de penetração (SPT, PDL, *etc.*)
q_c	Valor da resistência de ponta, obtida no ensaio CPT
q_{ult}	Capacidade resistente (tensão) da fundação
R	Capacidade resistente da fundação
u	Tensão neutra / pressão intersticial
V	Carga atuante sobre a fundação
ϕ	Ângulo de atrito interno
γ	Peso volúmico
ν	Coeficiente de *Poisson*
σ_V	Tensão vertical total ao nível da base da fundação

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Com o crescente desenvolvimento das cidades, a ocupação de espaços para a construção de edifícios tem sofrido um desenvolvimento cada vez maior, interessando terrenos compressíveis, sedimentos recentes e não consolidados, que pode gerar patologias de natureza arquitetónica, funcional ou mesmo estrutural. O que fazer para evitá-las é sempre objeto de intensa preocupação no meio técnico e académico, sobretudo tendo em vista que as estruturas atuais estão mais deformáveis inclusive devido à tendência atual em empregar maiores vãos, maiores tensões admissíveis, maior fragilidade dos materiais de alvenaria e revestimento e maiores unidades estruturais.

A água, que se constitui como meio de subsistência básico para toda a vida existente no geral, e para o ser humano em particular, tem levado desde cedo as populações a procurar estabelecerem-se junto dos principais cursos de água existentes (rios, ribeiras, lagos, *etc.*), onde o acesso à mesma é mais facilitado. A evolução dos tempos e das técnicas disponíveis para a captação de água, nomeadamente através do recurso à captação de água em níveis freáticos profundos, através de poços, veio permitir algum afastamento das pessoas relativamente aos cursos de água de superfície mantendo-se, no entanto, a proximidade com cursos de água subterrâneos.

Do ponto de vista geotécnico, as zonas de proximidade dos cursos de água de superfície e subterrâneos constituem-se, de uma forma geral, por terrenos de menor capacidade resistente e maior deformabilidade, quer devido à ação da erosão e alteração das características dos materiais provocada pela percolação de água e saturação dos terrenos, quer ainda devido ao desenvolvimento de formações aluvio-coluvionares de reduzida consistência ou compacidade, por sedimentação de materiais arrastados ao longo das linhas de água.

Aliado a estas questões, existe ainda o facto de a crescente evolução das técnicas construtivas ter conduzido à indução de ações de carregamento tendencialmente mais

elevados e com menores tolerâncias à ocorrência de deformações, conduzindo à crescente necessidade de prevenir a ocorrência destes fenómenos.

Um edifício necessita de fundações para transferir ao terreno o peso da superstrutura e das cargas aplicadas. As fundações têm de garantir sob a ação das cargas atuantes as condições mínimas de segurança e de funcionalidade, mas também de economia. A escolha do tipo de fundação depende das características do solo, nomeadamente da sua resistência e deformabilidade, que nem sempre são as adequadas para a utilização prevista. Assim, foram desenvolvidas muitas técnicas para o melhoramento dessas características do solo, cuja seleção pressupõe o conhecimento da respetiva aplicabilidade técnica mas também da sua viabilidade económica. Considerou-se que fazer uma análise comparativa das diferentes técnicas e indicar os fatores que influenciam a respetiva seleção constituiria uma ferramenta importante para o projeto deste tipo de obras.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho são:

i. Apresentar algumas ferramentas existentes que permitem avaliar as características dos terrenos de fundação, assim como a necessidade de aplicação de técnicas de tratamento dos mesmos;

ii. Fazer a descrição e a avaliação das diferentes técnicas de tratamento de fundação de edifícios quando em presença de terrenos de baixa capacidade de resistente e/ou de elevada deformabilidade;

iii. Realizar uma análise comparativa entre elas, de forma a escolher a que se considera melhor, do ponto de vista técnico e económico;

iv. Indicar os fatores que podem influenciar a respetiva seleção;

v. Apresentar um caso de estudo, para mostrar como pode ser efetuada a seleção de uma técnica de melhoramento de um solo para construção de tanques de evaporação, incluindo a avaliação da sua eficácia.

1.3 ESTRUTURA

A presente dissertação está organizada em 6 capítulos, incluindo este capítulo inicial onde se faz o enquadramento do trabalho e se apresenta a forma como está estruturada.

Neste capítulo 1 é efetuado o enquadramento do tema, bem como a descrição das crescentes preocupações com os aspetos relacionados com a capacidade resistente e deformabilidade do terreno de fundação, e são definidos os objetivos do trabalho.

No capítulo 2 é focada a questão da necessidade de recorrer a técnicas de melhoramento do solo, nomeadamente no que diz respeito aos Estado Limite Último (ELU) e aos Estado Limite de Serviço (ELS) do terreno de fundação interessado. São apresentadas e discutidas as metodologias mais disseminadas para a avaliação quer da capacidade resistente do terreno, quer ainda para a previsão dos assentamentos da fundação devidos à sobrecarga da edificação.

No capítulo 3 faz-se uma apresentação de diversas técnicas de melhoramento de solos, tendo sido selecionadas com base na sua difusão e aplicação no panorama nacional. Foram ainda selecionadas algumas técnicas, que embora não pertençam à categoria das técnicas "correntes", constituem um avanço importante na tecnologia e que permitem resolver questões sensíveis, nomeadamente a nível ambiental. Para cada uma das técnicas é realizada a sua descrição, nomeadamente no que respeita à sua técnica de execução, âmbito de aplicação, vantagens e limitações.

No capítulo 4 é apresentada uma metodologia para selecionar o método de tratamento de solos mais adequado. A seleção do método de tratamento mais adequado pressupõe um bom conhecimento acerca de:

a) Problemas de fundação a tratar;

b) Características do terreno;

c) Características da edificação e sua localização;

d) Características dos métodos de tratamento de solos e sua aplicabilidade.

Nesse âmbito, são resumidas e apresentadas neste capítulo as diversas variáveis a ter em consideração para uma análise correta da situação em estudo. Após a análise preparatória, são apresentadas matrizes de decisão que pretendem reunir toda a informação acerca do problema e que deverão conduzir à(s) metodologia(s) mais adequadas para cada situação.

No capítulo 5 é apresentado um caso prático de assessoria geotécnica desenvolvido na ELSAMEX relativo à definição de um tratamento do terreno de fundação para a construção de tanques de evaporação. Efetuou-se a descrição dos dados de projeto mais importantes para o desenvolvimento posterior do estudo. Este caso prático tem como principal objetivo a avaliação e definição da técnica de melhoramento de solo

mais adequada ao tratamento da fundação, conferindo-lhe as características de resistência e deformabilidade adaptadas à estrutura a executar.

Neste capítulo foram ainda descritos os ensaios com o penetrómetro estático (CPT – *Cone Penetration Test*) e com o Penetrómetro Dinâmico Médio (PDM) realizados antes e após o tratamento do terreno de fundação e a partir dos quais foi possível, numa fase inicial, avaliar as características do terreno e definir o tipo de tratamento a executar. Após o tratamento realizado, a execução destes mesmos ensaios permitiram avaliar e confirmar o efeito do tratamento realizado. Com o objetivo de estimar os assentamentos residuais expectáveis do terreno, devidos à execução da edificação, foi realizada uma análise tensão-deformação com recurso ao programa de cálculo automático *PLAXIS*, que se baseia no método dos elementos finitos, simulando as condições do terreno antes e depois do seu tratamento.

Por último, no capítulo 6, são apresentadas as considerações finais acerca dos principais aspetos focados nos capítulos anteriores, tendo em especial consideração a importância das diversas condicionantes do local a intervir, nomeadamente no que respeita ao problema de fundação a ser tratado, e a metodologia a utilizar na seleção do método de tratamento mais indicado para a situação em análise.

Por fim, são referidas as principais conclusões obtidas durante o acompanhamento do caso de estudo prático.

2 ABORDAGEM PARA A AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE APLICAR TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DO SOLO

A execução de uma qualquer estrutura de engenharia civil induz no maciço de fundação uma alteração mais ou menos profunda do estado de tensão *in situ* do mesmo, que origina um estado de deformação consequente.

Assim, o aumento de tensões provocadas pela execução de uma estrutura pressupõe sempre a existência de uma fundação competente e que revele um bom comportamento, nomeadamente no que diz respeito à capacidade resistente, deformabilidade ou comportamento sísmico, face às solicitações previstas. Naturalmente, a capacidade de resposta que a fundação terá de apresentar tem relação direta com o tipo de estrutura a executar, e o respetivo nível de exigência a que a mesma obriga. Ou seja, de um modo geral, o dimensionamento desta interação solo / estrutura rege-se por dois critérios essenciais:

i. O estado de tensão resultante da interação deve estar suficientemente afastado daquele que, para um carregamento similar do terreno, iria provocar o colapso ou rotura global da fundação (deformações infinitas) - ELU;

ii. As deformações associadas ao estado de tensão resultante dessa interação, devem ser compatíveis ou aceitáveis de acordo com a resistência e a funcionalidade da própria estrutura, ou de outras adjacentes – ELS.

Desta forma, e para fazer face à cada vez maior exigência das construções modernas, quer a nível de capacidade resistente como de deformação, têm sido alvo de estudo e desenvolvidas diversas técnicas para melhoramento dos terrenos de fundação, cuja aplicação deverá ter em consideração a sua aplicabilidade ao cenário em causa assim como os custos inerentes à sua aplicação.

Em geral, a aplicação de uma técnica de melhoramento do terreno de fundação da estrutura de um edifício visa promover, pelo menos, uma das seguintes situações:

- Aumento da resistência a problemas de liquefação;
- Aumento da resistência à fendilhação, deformação e assentamentos diferenciais;
- Redução dos movimentos associados à atividade sísmica;
- Estabilização de solos colapsáveis ou expansíveis.

A aplicação de uma técnica de melhoramento do terreno de fundação de uma estrutura implica, devido aos custos e implicações ambientais associadas, uma avaliação e análise pormenorizada acerca da necessidade da mesma.

A tomada de decisão acerca dessa necessidade deverá ser feita, sempre que possível, após um processo de avaliação pormenorizado do sistema estrutura / terreno de fundação. Será pois importante dispor de um conhecimento o mais profundo possível das características relativas quer à estrutura, quer ao terreno, na qual esta irá fundar e transmitir as suas cargas.

Assim, uma avaliação prévia da situação pressupõe a análise das seguintes características relativas à estrutura e ao terreno de fundação:

- Comportamento admissível da estrutura;
  - Cargas a transmitir ao terreno;
  - Deformações / assentamentos admissíveis, totais e diferenciais;
  - Comportamento face à ocorrência de desastres naturais (sismos, inundações, *etc.*).

- Caracterização geotécnica do terreno;
  - Avaliação das características e propriedades do terreno interessado, através de:
    - ⇨ Consulta de cartas geológicas regionais;
    - ⇨ Reconhecimento detalhado *in situ*;
    - ⇨ Ensaios *in-situ*;
    - ⇨ Ensaios em laboratório;
  - Avaliação da posição do nível freático;

- Experiência adquirida face ao trabalho com solos de características semelhantes;
- Avaliação do comportamento do terreno (capacidade resistente, deformação, assentamentos) com aplicação de:
  - ⇨ Metodologias teóricas;
  - ⇨ Metodologias experimentais.

A análise dos dados recolhidos irá permitir uma definição prévia acerca da eventual necessidade de realizar alguma ação quer sobre o terreno de fundação (técnica de melhoramento do solo) quer sobre a estrutura (alteração de projeto) que permita mitigar eventuais incompatibilidades entre os dois.

Deverá ser considerada a necessidade de melhorar as características do terreno de fundação no caso de ser detetada, pelo menos, uma das seguintes situações:

- Solos com comportamento geotécnico "evolutivo", tais como solos colapsáveis ou expansíveis, e ainda que revelem deformações por consolidação significativas;
- Terreno com potencial para liquefação;
- Potencial de instabilidade de taludes;
- Baixa capacidade resistente ou assentamentos expectáveis excessivos;
- Potencial para percolações excessivas, erosão interna ou formação de nível freático cativo.

No âmbito do presente documento, será dada especial atenção ao estudo e avaliação da capacidade resistente e deformabilidade do terreno de fundação.

2.1 COMPORTAMENTO ADMISSÍVEL DAS ESTRUTURAS

Relativamente à análise das características da estrutura, esta deverá ser fornecida no Projeto de Estruturas, nomeadamente no que diz respeito às cargas a transmitir às fundações assim como as deformações / assentamentos admissíveis ao nível da fundação, quer sejam totais ou diferenciais.

Neste ponto, para uma correta interpretação do descrito, importa distinguir os dois tipos de assentamentos que, de forma simplificada, podem afetar as estruturas fundadas no terreno: assentamentos totais e assentamentos diferenciais.

Assim, entende-se como assentamento total o valor mais gravoso do deslocamento sofrido pela estrutura, causado pelos assentamentos do terreno de fundação devido à ação das cargas aplicadas.

Os assentamentos diferenciais dizem respeito à diferença entre os valores de assentamento sofridos por dois elementos de fundação adjacentes, e estão normalmente associados aos problemas localizados que envolvem a fundação, ao provocarem esforços adicionais sobre a estrutura.

Em relação aos assentamentos, totais e diferenciais, admissíveis ao nível da fundação importa referir que estes não se encontram, nos casos de estruturas correntes, quantificadas pelos autores dos projetos de estruturas, sendo aceite como válidos os valores gerais prescritos a nível europeu na NP EN 1997:1 – 2010 (EC7) para as estruturas em betão armado. De acordo com a NP EN 1997:1 – 2010 (EC7), e confirmado em Bowles (1996), serão admissíveis, nas estruturas correntes em betão armado, assentamentos totais e diferenciais máximos entre os elementos de fundação de 50 mm e 25 mm, respetivamente.

Os valores aqui referidos poderão variar substancialmente quando se trata de estruturas de aterro (valores admissíveis mais elevados) ou de uma estrutura de Classe de Consequência 3 (Anexo B da NP EN 1990:2009 – EC0) (valores admissíveis mais reduzidos), por exemplo.

A eventual necessidade de realizar algum tipo de tratamento ao terreno de fundação será também função do tipo de estrutura a executar e da sua sensibilidade às deformações.

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

A outra componente de análise diz respeito à caracterização geotécnica do terreno de fundação que, em função do nível de análise, poderá ser mais ou menos completa.

A primeira informação relativa ao tipo de solos interessados é obtida a partir da consulta das cartas geológicas regionais, nas quais é obtida informação geral acerca do tipo de terrenos característicos da região e que, provavelmente, irão compor a fundação da estrutura a executar.

No entanto, a principal fonte de informação acerca das características e propriedades de um solo tem proveniência nas campanhas de prospeção a realizar no local e que, em função do nível de análise, deverão evoluir desde a pouco dispendiosa inspeção visual ou execução de poços de prospeção com auxílio de uma retroescavadora, num nível preliminar de análise, até à execução de sondagens mecânicas, caso se pretenda uma análise mais pormenorizada e aprofundada das condições de fundação, mais indicada para os níveis mais avançados de decisão (Figura 2-1).

Figura 2-1 – Gráfico de evolução do custo de prospeção (Melâneo, 2008).

Também de acordo com a exigência do nível de análise, deverão ser executados ensaios *in situ* e laboratoriais, sobre amostras representativas do solo que permitam reconhecer, diretamente ou com base em correlações, os valores dos parâmetros geotécnicos a considerar nas avaliações teóricas do comportamento do terreno e assim prever o comportamento ou a resposta do mesmo.

Com base na metodologia proposta na parte 2 do EC7, "Prospeção geotécnica e ensaios" (EN 1997-2:2007), a caracterização geológico-geotécnica de terrenos pode ser agrupada nos seguintes níveis de análise, com crescente grau de conhecimento e que representa também o maior grau de investimento, em função da fase de projeto:

- Análise preliminar do local e das formações geológicas (fase preliminar);
- Reconhecimento geotécnico sumário;
- Reconhecimento geotécnico pormenorizado ou detalhado (fase de projeto);
- Monitorização e controlo (fase de construção).

No Quadro 2-1 são indicados, para cada um dos níveis de análise, os meios ou técnicas que lhes estão associados.

Quadro 2-1 – Meios e técnicas de prospeção associados a cada um dos níveis de análise.

ANÁLISE PRELIMINAR

Recolha rápida de condições geotécnicas em documentos existentes:

- cartas topográficas;
- cartas geológicas;
- estudos geológicos e geotécnicos feitos anteriormente;
- fotografia aérea;
- bibliografia geológica regional;
- *etc*.

Eventual complemento por informações recolhidas no terreno (estudo de afloramentos, escoamento de águas, investigação junto dos habitantes, *etc*.)

RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO SUMÁRIO

Determinação aproximada da natureza litológica e das propriedades geotécnicas dos solos, permitindo a análise preliminar dos problemas de estabilidade e deformação.
Meios disponíveis:

- prospeção geofísica;
- sondagens mecânicas com recolha de amostras representativas;
- ensaios de penetração estáticos ou dinâmicos;
- estudos hidrológicos preliminares;
- alguns ensaios de laboratório e ensaios de determinação da resistência ao corte *in situ*.

RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO PORMENORIZADO OU DETALHADO

Determinação, para as zonas compressíveis (e pontos particularmente *difíceis* ou delicados) da implantação da estrutura, de:

- geometria das camadas, longitudinal e transversalmente;
- natureza litológica das camadas e suas características de identificação e mecânicas;
- condições hidrológicas gerais (nível freático e suas flutuações: eventuais escoamentos);
- carácter drenante ou não drenante da base incompressível.

Meios disponíveis:

- recolha de amostras indeformadas, para estudo laboratorial;
- ensaios de penetração complementares;
- instalação de piezómetros;
- ensaios de corte *in situ* sobre as formações compressíveis;
- ensaios de permeabilidade *in situ*;
- ensaios laboratoriais de identificação, de determinação da resistência ao corte (direto e triaxial) e compressibilidade (edométricos).

MONITORIZAÇÃO E CONTROLO

Durante a fase de construção deverão ser realizados trabalhos de controlo e monitorização, para confirmação das condições geotécnicas do terreno, tidas em consideração na fase de projeto.

- confirmação do perfil geológico do terreno durante a escavação;
- inspeção do fundo de escavação;
- medição do nível freático do terreno;
- observação e monitorização dos edifícios na evolvente do local dos trabalhos;
- observação e monitorização da obra.

2.2.1 ENSAIOS *IN-SITU*

Um ensaio *in situ* consiste, fundamentalmente, em registar a resposta do maciço interessado perante as ações que lhe são diretamente aplicadas quer à superfície, quer no seu interior. Nesta última situação, os meios de acesso do equipamento ao interior do maciço são fundamentalmente os seguintes:

- Furos de sondagem abertos previamente;
- Cravação direta do aparelho, provocando o deslocamento do solo circundante;
- Furos realizados pelo próprio aparelho, com o qual se consegue um mínimo de perturbação dos solos.

Os ensaios mais utilizados são os de penetração, estática e dinâmica, e os de corte rotativo, o que não invalida a utilização de outros ensaios, cuja utilização é pouco usual devido ao custo associado em função das mais-valias que a informação obtida transmite. Dentro destes ensaios mais específicos podem referir-se o pressiómetro, o dilatómetro de Marchetti e o CPTu.

Os ensaios *in situ* apresentam algumas vantagens relativamente aos ensaios laboratoriais dado que, em geral, minimizam a perturbação do solo resultante da recolha da amostra, do transporte e preparação das amostras, traduzindo de forma mais fiel a influência da estrutura e textura do maciço de fundação e da variação no espaço das suas características mecânicas.

Por outro lado, há que considerar algumas limitações dos mesmos, como seja o facto de estes interessarem um volume de maciço relativamente reduzido, o facto de a solicitação do maciço durante a execução dos ensaios ser distinta daquela que será realizada pela estrutura e ainda o facto de a informação acerca dos parâmetros que definem o comportamento do solo resultar, quase sempre, de correlações empíricas ou teorias interpretativas que não têm em consideração eventuais características particulares do terreno.

Os principais ensaios *in situ* realizados para a avaliação da capacidade resistente e deformabilidade do solo, o seu âmbito de aplicação e os parâmetros geotécnicos que permitem determinar são indicados no Quadro 2-2.

Quadro 2-2 – Principais ensaios *in situ* e âmbito de aplicação, realizados na avaliação da capacidade resistente e deformabilidade de um solo.

Tipo de Ensaio	Designação	Âmbito de Aplicação	Parâmetros obtidos
Penetração Estática	CPT	Solos argilosos	q_c, f_s
	CPTu		q_c, f_s, u
Penetração Dinâmica	SPT	Solos	N_{SPT}
	PDL, PDM, PDP, DPSH		$N_{PDL\ /\ PDM\ /\ PDP\ /\ DPSH}$
Corte	FVT	Argilas	c_u
Deformabilidade	ECP	Solos / Rochas	Módulo de deformabilidade (E)
	Dilatómetro	Rochas	
	Pressiómetro	Solos	
Permeabilidade	Lefranc	Solos	Permeabilidade do meio (k)
	Lugeon	Rochas	
Geofísico	Elétrica	Solos / Rochas	Resistividade elétrica
	Sísmica		Velocidade de propagação das ondas

2.2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios laboratoriais, pese a evolução que os ensaios *in situ* vêm conhecendo ao longo dos últimos anos, continuam a constituir um método muito fiável e preciso de caracterização geotécnica do terreno, destacando-se as vantagens reconhecidas de permitirem grande flexibilidade na aplicação das ações, nomeadamente em relação ao tipo, intensidade e tempo de atuação, e de serem bem conhecidas, em termos de estados de tensão e deformação, as condições de ensaio e ainda a facilidade e rigor no registo da resposta das amostras.

No entanto, têm contra eles os já referidos fatores de perturbação das amostras relacionados com a recolha, transporte, armazenamento e preparação das amostras, daí resultando algumas incoerências, principalmente no que respeita às diferentes propriedades resistentes do solo, face às características reais do maciço obtidas *in situ* e em laboratório.

Importa referir que as incoerências entre os parâmetros *in situ* e os obtidos em laboratório resultam, normalmente, em valores de laboratório mais desfavoráveis relativamente aos valores reais, devido à alteração do estado de tensões iniciais bem como ao efeito de escala, o que se poderá considerar como um fator positivo por estar do lado da segurança. Devido a esta questão, considera-se importante o conhecimento e experiência obtidos em situações anteriores com materiais da zona ou com características semelhantes.

Os ensaios realizados em laboratório poderão ser divididos em dois grandes grupos:

Ensaios de identificação e de determinação das grandezas físicas

Destinam-se à identificação do tipo de solo e de algumas características que o definem, podendo os mesmos ser realizados sobre amostras de solo remexidas. Destacam-se as seguintes características: granulometria, teor em água, peso volúmico e limites de consistência ou de Atterberg.

Ensaios de determinação dos parâmetros geotécnicos

Este tipo de ensaios realizados sobre amostras, dentro do possível, indeformadas, destinam-se à determinação dos parâmetros de resistência, de deformabilidade e de permeabilidade dos solos.

No âmbito da avaliação dos terrenos com baixa capacidade resistente e elevada deformabilidade destacam-se os seguintes ensaios: triaxiais, edométricos e corte direto.

À semelhança do que foi feito em relação aos ensaios *in situ*, apresenta-se no Quadro 2-3, o resumo dos principais ensaios laboratoriais a realizar na avaliação da capacidade resistente e deformabilidade do solo, o seu âmbito de aplicação e parâmetros geotécnicos resultantes.

Quadro 2-3 – Principais ensaios laboratoriais e âmbito de aplicação, realizados na avaliação da capacidade resistente e deformabilidade do solo.

Tipo de Ensaio	Designação	Âmbito de Aplicação	Parâmetros obtidos
Caracterização	Peneiração	Solos Grosseiros	Granulometria
	Sedimentação	Solos Finos	
	Secagem em Estufa	Solos	Teor em água
	Picnómetro		Peso Volúmico
	Limites de Consistência (Atterberg)		LL, LP, IP
Resistência	Corte Direto	Solos	ϕ, c
	Triaxial		ϕ, c
	Edométrico		c_v, m_v, e_0
	Compressão uniaxial	Rochas	Tensão de rotura

2.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DA FUNDAÇÃO

A interpretação dos resultados dos ensaios realizados *in situ* ou em laboratório podem conduzir à obtenção dos parâmetros de resistência e de deformabilidade que definem os estados de tensão que provocam a rotura, assim como a caracterização do comportamento do solo.

A obtenção dos referidos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo permitem depois a aplicação de formulações teóricas e empíricas, a partir das quais se procura verificar a satisfação dos critérios de projeto referentes à rotura global e à deformabilidade do solo.

Importa, mais uma vez, recordar que no âmbito deste trabalho apenas será avaliada a capacidade resistente da fundação para ações induzidas por fundações diretas ou superficiais, não sendo consideradas as questões relacionadas com fundações indiretas ou profundas.

De uma forma geral a avaliação da segurança de um terreno de fundação em relação à rotura global deverá verificar a seguinte condição (equação 2-1):

$$R \geq F_S \cdot V \qquad \textbf{2-1}$$

onde,

R – é o valor da capacidade resistente da fundação;

V – é o valor da carga atuante sobre a fundação;

F_S – é o fator de segurança exigido em função da metodologia aplicada.

Em geral, o valor mínimo para o fator de segurança é função de diversos fatores:

- Qualidade e extensão da caracterização geotécnica do maciço de fundação;
- Dimensão e importância económica da estrutura;
- Probabilidade de ocorrência da carga máxima durante a vida útil da obra;
- Capacidade da estrutura redistribuir as cargas a outras sapatas de fundação, em caso de eventual rotura ou deficiente comportamento do terreno.

Este valor poderá também variar face à longevidade prevista da obra em causa, em função de se tratar de uma estrutura provisória ou definitiva, especialmente caso se esteja na presença de solos finos.

No Quadro 2-4 são indicados os valores mínimos a adotar para os coeficientes de segurança globais (F_S), na avaliação da capacidade da carga de fundações superficiais, recomendados por *Vesic* (1975).

Quadro 2-4 – Valores mínimos de F_S global a adotar na capacidade resistente da fundação para fundações superficiais.

Categoria da estrutura	Estruturas típicas	Características	F_S
A	Pontes ferroviárias / Armazéns / Silos / Estruturas de suporte	Carga máx de projeto ocorrerá frequentemente. Consequências catastróficas da rotura	3,0
B	Pontes rodoviárias / Edifícios públicos e industriais	Carga máx de projeto ocorrerá raramente. Consequências muito sérias da rotura	2,5
C	Edifícios de escritórios e/ou de habitação	Carga máx de projeto improvável. Consequências sérias da rotura	2,0

No que respeita a estruturas provisórias, será aceitável considerar um valor de fator de segurança entre 1,10 e 1,30, em função do tipo de estrutura.

Os valores de fator de segurança referidos anteriormente são também usualmente designados por fatores de segurança globais, uma vez que estes são aplicados sobre os valores finais das cargas atuantes e resistentes.

No entanto, a aplicação da metodologia prescrita na NP EN 1997-1:2010 (EC7) prevê que o cálculo das ações atuantes e resistentes seja realizado aplicando parâmetros de cálculo afetados de fatores de segurança parciais, de acordo com as regras definidas no referido documento. A aplicação dos referidos fatores de segurança parciais implica, por outro lado, não ser necessário a aplicação do fator de segurança global, podendo assim ser considerada, na formulação anterior, um fator de segurança (F_S) igual a 1,00.

Sendo o valor da carga atuante (V) geralmente da responsabilidade do Projeto de Estruturas, resta avaliar o valor da capacidade resistente da fundação (R).

De acordo com prescrito na NP EN 1997-1:2010 (EC7), a avaliação da capacidade resistente do terreno de fundação, para fundações superficiais, poderá ser calculada através da aplicação de um dos seguintes métodos:

- Método analítico;
- Método semi-empírico;
- Método prescritivo.

2.3.1 MÉTODO ANALÍTICO

Método que prevê que a capacidade resistente do solo de fundação seja avaliada recorrendo à utilização de metodologias e formulações teóricas e que têm em consideração, no cálculo da capacidade resistente, fatores como os parâmetros de resistência do terreno, a profundidade, a geometria da fundação, nível freático, inclinação do terreno, *etc*.

Importa referir que, de um modo geral, a teoria de cálculo da capacidade resistente se baseia nos seguintes fatores:

- Terreno homogéneo;
- Fundação contínua;
- Carregamento vertical, normal ao plano de fundação e centrado;
- Solo acima do plano de fundação substituído por uma sobrecarga;

- Superfície do terreno e plano de fundação horizontal.

A evolução ao longo do tempo das formulações analíticas veio entretanto generalizar o uso da teoria da capacidade resistente à quase totalidade das situações correntes, que se encontravam fora das hipóteses iniciais, através da introdução de fatores corretivos e adimensionais.

No Quadro 2-5 são apresentadas, por ordem cronológica, as formulações teóricas mais disseminadas no meio científico, para avaliação da capacidade resistente de um terreno e que retratam a evolução das mesmas ao longo do tempo.

A aplicação destes métodos considera a utilização de características do solo como seja o ângulo de atrito interno, a coesão, o peso volúmico, bem como as características da fundação (profundidade, largura, *etc.*).

Quadro 2-5 – Equações para avaliação da capacidade resistente da fundação.

Autor	Capacidade Resistente
Terzaghi (1943)	$q_{ult} = c' N_c s_c + q' N_q + 1/2 \cdot \gamma B N_\gamma s_\gamma$
Meyerhof (1963)	$q_{ult} = c' N_c s_c d_c i_c + q' N_q s_q d_q i_q + 1/2 \cdot \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$
EC7 (2010)	$q_{ult} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + 1/2 \cdot \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma$

onde,

q_{ult} – valor da capacidade resistente da fundação

c' – coesão em termos de tensões efetivas

q' – valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base de fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes

γ' – valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo abaixo do nível de fundação

B – largura da fundação

Quadro 2-6 – Coeficientes, adimensionais, para o cálculo da capacidade resistente da fundação.

Autor	Fatores de capacidade resistente		
	N_q	N_c	N_γ
Terzaghi (1943)	$N_q = \frac{a^2}{a \cdot \cos^2(45+\varphi/2)}$ $a = e^{(0,75\pi-\varphi/2)\tan\varphi}$	$N_c = (N_q - 1)\cdot\cot\varphi$	$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\cdot\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi}-1\right)$
Meyerhof (1963)	$N_q = e^{\pi\tan\varphi}\tan^2(45+\varphi/2)$		$N_\gamma = (N_q-1)\cdot\tan(1,4\varphi)$
EC7 (2010)			$N_\gamma = 2\cdot(N_q-1)\cdot\tan\varphi$

Autor	Fatores de forma		
	s_q	s_c	s_γ
Terzaghi (1943)	n/a	1,0 – contínua 1,3 – redonda 1,3 – quadrada	1,0 – contínua 0,6 – redonda 0,8 – quadrada
Meyerhof (1963)	$s_q = 1+0,2\sqrt{K_p}\cdot\frac{D}{B}$	$s_c = 1+0,2\cdot K_p\cdot\frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1+0,2\sqrt{K_p}\cdot\frac{D}{B}$
EC7 (2010)	$s_q = 1+\left(\frac{B'}{L'}\right)\cdot\sin\varphi'$	$s_c = \left(\frac{s_q\cdot N_q - 1}{N_q - 1}\right)$	$s_\gamma = 1-0,3\cdot\left(\frac{B'}{L'}\right)$

Autor	Fatores de profundidade		
	d_q	d_c	d_γ
Terzaghi (1943)	n/a		
Meyerhof (1963)	$d_q = 1+0,1\sqrt{K_p}\cdot\frac{D}{B}$	$d_c = 1+0,2\sqrt{K_p}\cdot\frac{D}{B}$	$d_\gamma = 1+0,1\sqrt{K_p}\cdot\frac{D}{B}$
EC7 (2010)	n/a		

Autor	Fatores de inclinação das cargas		
	i_q	i_c	i_γ
Terzaghi (1943)	n/a		
Meyerhof (1963)	$i_q = i_c = \left(1-\frac{\theta}{90}\right)^2$		$i_\gamma = \left(1-\frac{\theta}{\varphi}\right)^2$
EC7 (2010)	$i_q = \left(1-\frac{H}{V+A'\cdot c'\cdot\cot\varphi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c}\cdot\tan\varphi'$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V+A'\cdot c'\cdot\cot\varphi'}\right)^{m+1}$

Autor	Fatores de inclinação da base de fundação		
	b_q	b_c	b_γ
Terzaghi (1943)	n/a		
Meyerhof (1963)	n/a		
EC7 (2010)	$b_q = b_\gamma = \left(1-\alpha\cdot\tan\varphi'\right)^2$	$b_c = b_q - \frac{(1-b_q)}{N_c}\cdot\tan\varphi'$	$b_q = b_\gamma = \left(1-\alpha\cdot\tan\varphi'\right)^2$

2.3.2 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO

A aplicação do método semi-empírico, para avaliar a capacidade resistente do solo de fundação, permite que esta seja estimada através de resultados de ensaios *in situ*, tendo também em consideração a experiência comparável.

Alguns ensaios *in situ* que podem ser utilizados nesta avaliação são, por exemplo, o ensaio com o pressiómetro ou o ensaio de carga.

De referir ainda que a estimativa da capacidade resistente de uma fundação pode também ser obtida através de algumas correlações teóricas que recorrem diretamente aos resultados obtidos nos ensaios SPT e/ou CPT (Bowles, 1996).

Ensaio com pressiómetro

De acordo com o referido no Anexo E da NP EN 1997-1:2010 (EC7), quando é utilizado o ensaio com pressiómetro, o valor de cálculo da capacidade resistente de uma fundação (R) atuada por uma carga vertical está relacionado com a pressão limite do solo por meio da equação 2-2:

$$R/A' = \sigma_{V0} + k\cdot p^*_{le} \qquad 2\text{-}2$$

onde,

A' – valor de cálculo da área efetiva da fundação.

σ_{V0} – valor de cálculo da tensão vertical total inicial ao nível da base de fundação.

k – fator de capacidade resistente, com valores situados entre 0,8 e 3,0, em função do tipo de solo, profundidade e forma da fundação.

p^*_{le} – valor de cálculo da pressão limite equivalente, que é definida como a diferença ($p_l - p_0$) entre a pressão limite (p_l) e a pressão horizontal em repouso (p_0) ao nível do ensaio; o valor de p_0 pode ser obtido através de uma estimativa do coeficiente

de impulso em repouso (K_0), dos valores da tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) e da pressão intersticial da água (u), com recurso à equação 2-3:

$$p_0 = K_0 \cdot \sigma'_{V,0} + u \qquad 2\text{-}3$$

Ensaio de carga

Este será, porventura, o método de avaliação da capacidade resistente do terreno mais fiável, dado que, caso seja realizado um ensaio à escala real, fornece diretamente a tensão máxima admissível da fundação.

No entanto, como se percebe, a grandeza do ensaio ao nível dos custos envolvidos e na reação necessária para a execução do mesmo, impede que este seja utilizado com frequência. Assim, na prática, foi desenvolvido um ensaio de campo que recorre à utilização de modelos a escalas mais reduzidas e que, fruto da sua normalização (ASTM D 1194-94), permite estabelecer correlações para diferentes escalas de sapatas e cargas aplicadas.

A mobilização da reação é, normalmente, conseguida através de um sistema composto por uma viga apoiada em duas estacas executadas para o efeito. Os esforços a mobilizar para o ensaio são conseguidos à custa de um macaco hidráulico que se apoia na viga para mobilizar a reação necessária para a execução do ensaio, sendo estes esforços transmitidos às estacas, que passam a funcionar à tração.

A metodologia do ensaio, realizado num poço à profundida que se pretende avaliar a capacidade resistente, é a seguinte: 1. é estimada a capacidade resistente da fundação, sendo esta definida como a carga do ensaio; 2. dá-se início ao ensaio, recorrendo a patamares de carga sucessivamente mais elevados até ser atingida a carga final do mesmo; 3. em simultâneo, são registadas as deformações na fundação com recurso a deflectómetros instalados na placa de aço que recebe a carga; 4. o ensaio é conduzido até ser atingida a deformação para a qual se considera ter sido atingida a rotura da fundação (25 a 50 mm, dependente da situação), ou até ser atingida a capacidade resistente produzida pelo sistema de reação.

Na Figura 2-2 é apresentado um esquema do sistema de realização do ensaio de carga.

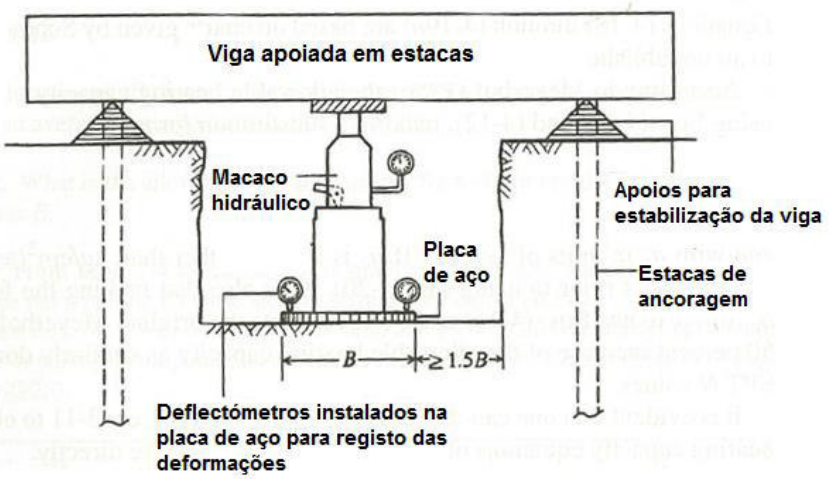


Figura 2-2 – Esquema da realização do ensaio de carga (Bowles, 1996).

Em Bowles (1996), são apresentadas formulações teóricas que permitem realizar a extrapolação dos resultados obtidos no ensaio à escala reduzida, para os valores admissíveis para a fundação à escala real.

Assim, para as fundações em materiais finos (siltes e argilas) e materiais arenosos são propostas as correlações indicadas nas equações 2-4 e 2-5:

$$q_{ult,\,fundação} = q_{ult,\,ensaio} \rightarrow \text{(argilas e siltes)} \qquad 2\text{-}4$$

$$q_{ult\,,fundação} = q_{ensaio}\left(\frac{B_{fundação}}{B_{placa}}\right), \text{ com } B_{fundação}/B_{ensaio} < 3 \rightarrow \text{(areias)} \qquad 2\text{-}5$$

2.3.3 MÉTODO PRESCRITIVO

Método que prevê a capacidade resistente do solo de fundação ser estimada empiricamente, com base em:

- Experiência anterior comparável;
- Trabalho com terrenos de características semelhantes;
- Trabalhos executados em zonas adjacentes ao local interessado, ou;
- Resultados de ensaios de campo ou de laboratório.

O recurso ao dimensionamento por medidas prescritivas encontra-se previsto da NP EN 1997-1:2010 (EC7), podendo este ser utilizado quando a experiência

comparável torne desnecessário o recurso a cálculos de dimensionamento. Neste âmbito, define-se experiência comparável como informação documentada ou claramente estabelecida que diga respeito a estruturas semelhantes e ao mesmo tipo de terreno considerado no projeto, envolvendo os mesmos tipos de solo / rocha e para o qual seja de esperar um comportamento semelhante.

De uma forma geral, as medidas prescritivas envolvem a utilização, no projeto, de regras correntes, geralmente conservativas, bem como uma especial atenção à especificação e controlo dos materiais, à qualidade da execução e aos procedimentos de proteção e de manutenção.

2.4 AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS

Para além da segurança aos mecanismos de rotura do terreno de fundação, será também expectável e exigível um comportamento ao nível dos deslocamentos compatível com a normal utilização da estrutura a construir.

Como já foi referido, de acordo com o Anexo H da NP EN 1997-1:2010 (EC7), em estruturas correntes de betão armado são admissíveis valores de assentamentos totais máximos da ordem dos 50 mm. No entanto, na prática o valor dos assentamentos totais admissíveis é normalmente limitado a cerca de metade do referido, ou seja, cerca de 25 mm.

A limitação do valor dos assentamentos totais admissíveis, deverá também conduzir a fatores de segurança mais elevados no que respeita ao controlo dos limites admissíveis de outros fatores, relacionados com a deformação da estrutura, e que poderão provocar a ocorrência de um Estado Limite de Serviço (ELS) e de um Estado Limite Último (ELU) na estrutura, como são os assentamentos diferenciais (diferença entre os assentamentos totais de duas fundações), a rotação (ângulo de rotação da estrutura em torno de um ponto) e a rotação relativa ou distorção angular (razão do assentamento diferencial entre duas fundações pela distância entre elas).

Os valores limites definidos para os fatores anteriores, relacionados com as deformações diferenciais entre os vários elementos de fundação, são de igual forma definidos no Anexo H da NP EN 1997-1:2010 (EC7). De uma forma geral, os valores limite para as rotações relativas provocadas pelos assentamentos diferenciais definidas na NP EN 1997:1 – 2010 (EC7) são da ordem de grandeza dos definidos por *Bjerrum*, citado por Martins (2002), e são os indicados na Figura 2-3.

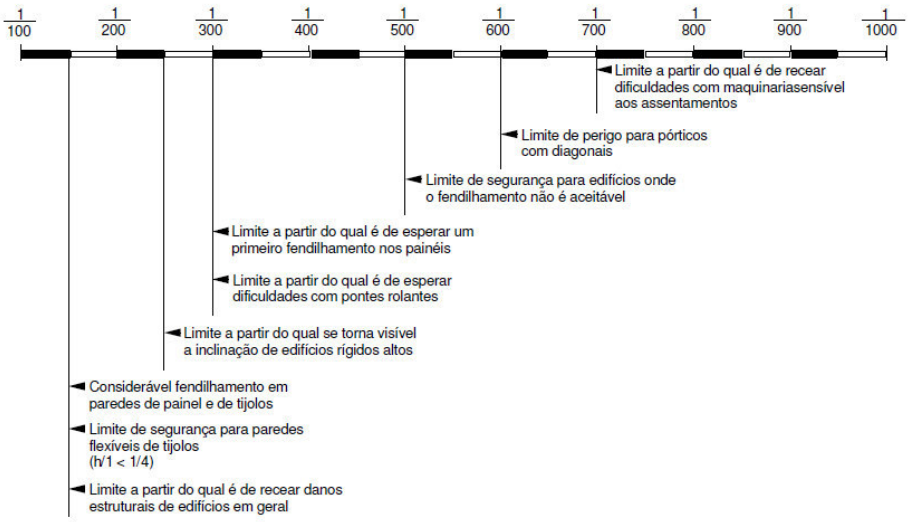


Figura 2-3 – Valores limite para as rotações relativas provenientes de assentamentos diferenciais segundo *Bjerrum* (Martins, 2002).

Em função do exposto, a previsão da grandeza e velocidade dos assentamentos do terreno de fundação de uma edificação, cuja evolução se pode desenvolver ao longo de vários anos, no caso da consolidação, é de extrema importância. Esta previsão poderá assim prevenir que seja atingido um ELS devido à grandeza dos assentamentos ocorridos e que coloquem em causa a correta utilização do edifício, ou ainda prevenir a ocorrência de assentamentos diferenciais de valores elevados que poderão conduzir à ocorrência de um ELU de rotura da própria estrutura.

A prevenção face à ocorrência de um Estado Limite, devido a problemas relacionados com a deformação excessiva do terreno de fundação, poderá ser realizada com base em ações sobre a estrutura, por exemplo com a reformulação do projeto de estruturas e correspondente redução das cargas atuantes ou a opção pela utilização de fundações profundas, ou ainda poderá ser economicamente interessante a aplicação de técnicas de melhoramento de terreno, que permitam melhorar as características resistentes e de deformabilidade da fundação.

A análise dos assentamentos de uma fundação deverá ser sempre realizada em função de se estar na presença de um terreno de matriz arenosa ou se pelo contrário, o terreno é constituído por materiais finos, sendo aqui definido como um "meio argiloso", pois o comportamento destes é substancialmente diferente, em função, principalmente, da sua permeabilidade.

Assim, em função da matriz arenosa ou argilosa que compõe o terreno de fundação deverão ser considerados e analisados diferentes tipos de assentamentos:

- Materiais arenosos:
  - Assentamento imediato (elástico);
  - Assentamento total;
- Materiais argilosos:
  - Assentamento imediato (elástico);
  - Assentamento por consolidação primária;
  - Assentamento por consolidação secundária (fluência);
  - Assentamento suplementar

O assentamento total máximo do terreno de fundação sob a ação de uma edificação, tendo em conta o carácter bidimensional da obra, pode ser decomposto da seguinte forma, em função do tipo de solo (equação 2-6 e 2-7):

$$s_t = s_i + s_c + s_{fl} + s_{lat} \quad \rightarrow \text{solos } \underline{\text{argilosos}} \qquad 2\text{-}6$$

$$s_t = s_i \quad \rightarrow \text{solos } \underline{\text{arenosos}} \qquad 2\text{-}7$$

em que,

s_t – assentamento total;

s_i – assentamento imediato, produzido durante a construção em condições não drenadas, sem variação de volume;

s_c – assentamento de consolidação primária provocado pela dissipação do excesso de tensão neutra;

s_{fl} – assentamento de fluência ou de consolidação secundária, correspondente à continuação da deformação do solo após o fim da consolidação primária;

s_{lat} – assentamento suplementar, induzido pelos deslocamentos laterais do solo de fundação durante a consolidação.

Nas secções seguintes procede-se à descrição geral dos diferentes tipos de assentamentos que poderão ocorrer, face ao carregamento nas fundações de uma estrutura, em função da matriz constituinte dos terrenos de fundação.

2.4.1 ASSENTAMENTO IMEDIATO (ELÁSTICO)

O valor do assentamento imediato pode ser estimado, em termos simplificados supondo para a fundação um comportamento elástico linear isotrópico e meio semi-infinito a volume constante. Assim, este pode ser calculado assimilando a ação da fundação a uma tensão vertical uniforme (q) atuando sobre uma determinada área, assim como as características elásticas do maciço, constantes em profundidade. Com base na lei de *Hooke*, o assentamento imediato (s_i) à superfície pode ser obtido a partir da equação 2-8, definida em Matos Fernandes (2008):

$$s_i = q\frac{B(1-\nu^2)}{E}I_\rho \qquad \text{2-8}$$

onde,

B – menor dimensão do elemento de fundação

ν – coeficiente de Poisson

E – módulo de deformabilidade

I_p – valor adimensional, função da geometria da área carregada, profundidade da fundação e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento

De acordo com a definição de *Steinbrenner* (1934), referenciado por Bowles (1996), a avaliação do assentamento imediato do vértice do retângulo é dada pela equação 2-9:

$$I_\rho = (1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2 \qquad \text{2-9}$$

onde,

F_1 e F_2 – funções de B, L e D, definidas graficamente (Figura 2-4) de acordo com *Steinbrenner* (1934), referenciado por Bowles (1996) – Figura 2-4

L – maior dimensão do elemento de fundação

D – profundidade até ao extrato rígido

Tendo em conta o princípio da sobreposição de efeitos, é possível obter o valor do assentamento imediato de qualquer outro ponto da superfície carregada.

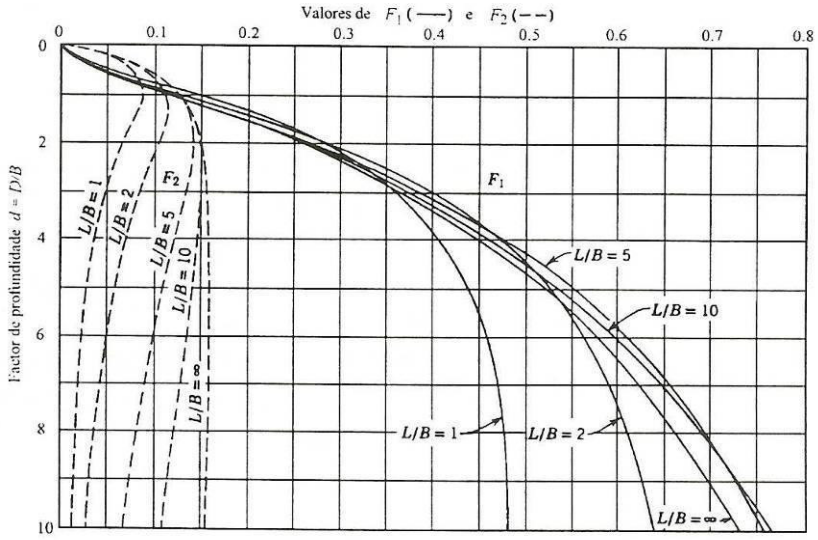


Figura 2-4 – Definição gráfica das funções F1 e F2 (Bowles, 1996).

Matos Fernandes (2008), define os valores a adotar para I_p em função da geometria da fundação e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento. Os referidos valores são os que se resumem no Quadro 2-7.

Quadro 2-7 – Valores de I_p para maciços semi-indefinidos.

Forma da área carregada		I_p				
		centro	vértice	meio do lado menor	meio do lado maior	média
circular		1,00	-	0,64	0,64	0,85
quadrada		1,12	0,56	0,76	0,76	0,95
rectangular L/B	= 1,5	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15
	= 2,0	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30
	= 3,0	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52
	= 5,0	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83
	= 10,0	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25

2.4.2 ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO PRIMÁRIA

O processo de consolidação desenvolve-se lentamente em solos de matriz fina (siltes e argilas) que se encontrem saturados, quando estes são solicitados por uma sobrecarga, devida a uma edificação, que induza um acréscimo de tensão no solo.

O acréscimo de tensão é, numa fase inicial, totalmente suportado pela água que preenche os vazios do solo, pelo que este acréscimo de tensão é convertido

integralmente em excesso de tensão neutra, de igual valor à ação induzida pela sobrecarga. Após esta fase inicial, devido ao excesso de tensão, a água existente no solo tem tendência para escoar, provocando uma progressiva redução do excesso de tensão neutra e consequente transferência das tensões para as partículas sólidas do solo.

Em função do escoamento da água dos vazios do solo, dá-se o rearranjo das partículas sólidas, resultando uma tendência de redução do volume do solo, cujo fenómeno é designado por consolidação. O processo de consolidação decorre até que a totalidade do excesso de tensão neutra seja transferida para o esqueleto sólido do solo.

Como se percebe, o período ao longo do qual decorre a consolidação (tempo de consolidação) é proporcional ao tempo de escoamento da água no interior do solo e consequente dissipação do excesso de tensão neutra, sendo que o tempo de escoamento depende da distância do percurso de drenagem da água, das condições de drenagem de fronteira e ainda da permeabilidade dos solos.

Face à reduzida permeabilidade que, normalmente, está associada aos solos de matriz fina, o escoamento da água e correspondente consolidação do solo processa-se de forma lenta, ao longo de períodos de tempo bastante extensos (desde alguns meses até vários anos), sendo por isso recomendável que, caso seja previsível a sua ocorrência, sejam aplicadas técnicas de aceleração da consolidação para os minimizar. Estas técnicas recorrem normalmente à execução de uma malha de drenos que permita reduzir a distância a percorrer pela água, aumentando desta forma a respetiva taxa de escoamento.

A grandeza do assentamento por consolidação primária constitui, normalmente, a parcela mais significativa do assentamento total nos solos de matriz argilosa, e este pode ser avaliado a partir do conhecimento do campo de tensões no solo de fundação (estado inicial e acréscimos devido ao carregamento por parte da edificação) e das respetivas características de compressibilidade obtidas em ensaios edométricos (sem deformação lateral) ou em ensaios *in situ* de dissipação das tensões neutras (CPTu).

A avaliação dos assentamentos por consolidação primária (ou hidrodinâmica) dos solos saturados pode ser realizada aplicando a "Teoria da Consolidação" de *Terzaghi* dada pela equação 2-10:

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} \cdot \left(C_r \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \quad \text{2-10}$$

onde,

h_0 – espessura inicial da camada

e_0 – índice de vazios inicial

C_r – índice de recompressibilidade

C_c – índice de compressibilidade

σ'_p – tensão de pré-consolidação

σ'_{v0} – tensão efetiva vertical de repouso

$\Delta\sigma'_v$ – acréscimo da tensão efetiva vertical, devido à edificação

Caso se trate do carregamento de um solo normalmente consolidado, temos $\sigma'_{v0} = \sigma'_v$, logo a equação anterior transforma-se na equação 2-11:

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \qquad 2\text{-}11$$

Por outro lado, no caso de se tratar do carregamento de um solo sobreconsolidado em que durante o mesmo a tensão efetiva de pré-consolidação não seja ultrapassada ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p$), a equação a usar no cálculo do assentamento será (equação 2-12):

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} \cdot C_r \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \qquad 2\text{-}12$$

Para a avaliação do tempo de consolidação, pode recorrer-se à equação do fator tempo, admitindo o excesso de pressão neutra inicial constante ao longo da espessura do estrato (equação 2-13):

$$T = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \qquad 2\text{-}13$$

onde,

T – é o fator tempo

H – é a maior distância que uma partícula de água tem de percorrer para abandonar o estrato em consolidação em direção a uma fronteira drenante

C_v – é o valor do coeficiente de consolidação

t – é o instante ao fim do qual se pretende determinar o assentamento

A uma determinada profundidade o fator tempo (T), de valor adimensional, é função do grau de consolidação médio ($\overline{U_z}$(t)) do maciço, que representa em cada ponto e instante a razão do incremento de tensão efetiva vertical já instalada, pelo incremento correspondente ao fim da consolidação, e pode ser obtido, através da resolução da equação de *Brinch Hansen* (1961) (equação 2-14 e 2-15):

$$\overline{U_z} = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0{,}5}} \qquad 2\text{-}14$$

$$T = \sqrt[3]{\frac{0{,}5 \times U^6}{1 - U^6}} \qquad 2\text{-}15$$

A partir da equação 2.15 é possível construir o Quadro 2-8 e a correspondente representação gráfica (Figura 2-5), nos quais é apresentada a relação entre os valores de grau de consolidação médio ($\overline{U_z}$) e o fator tempo (T).

Quadro 2-8 – Relação entre o grau de consolidação médio ($\overline{U_z}$) e o fator tempo (T).

$\overline{U_z}$ (%)	T	$\overline{U_z}$ (%)	T
0	0,000	55	0,242
5	0,002	60	0,290
10	0,008	65	0,344
15	0,018	70	0,405
20	0,032	75	0,477
25	0,050	80	0,562
30	0,071	85	0,671
35	0,097	90	0,828
40	0,127	95	1,115
45	0,161	100	4,363
50	0,199		

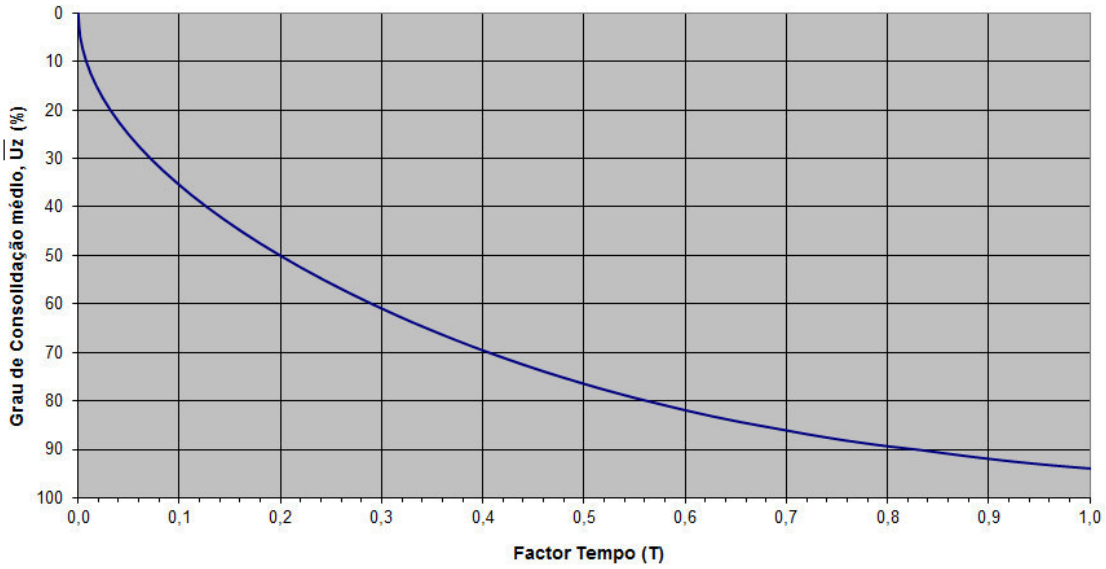


Figura 2-5 – Gráfico da relação entre o grau de consolidação médio ($\overline{U_z}$) e o fator tempo (T).

Da análise do gráfico é possível verificar-se que à medida que o grau de consolidação médio cresce, a velocidade de dissipação das pressões neutra diminui, verificando-se que para $\overline{U_z}$=100% o gráfico tem tendência para infinito. Fisicamente, esta tendência do gráfico significa que a consolidação do terreno ocorre de forma muito mais expedita durante o período inicial de carregamento, sendo que na parte final da consolidação apenas serão expectáveis valores de assentamentos residuais. Por este motivo é habitual, na prática, a avaliação do tempo de consolidação ser realizada até ser atingido um grau de consolidação médio $\overline{U_z}$=90% (T=0,848), admitindo-se que os restantes 10% de grau de consolidação médio dizem respeito a valores de assentamentos residuais, e por isso negligenciáveis.

2.4.3 ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA (FLUÊNCIA)

Este assentamento, que é sobretudo importante em solos orgânicos ou muito plásticos traduz- se no facto de o solo se continuar a deformar depois do final da consolidação primária. Esta deformação, que ocorre sob tensão efetiva constante ($\Delta\sigma'_v = 0$), resulta da fluência do esqueleto sólido.

O valor do assentamento devido à consolidação secundária pode ser calculado de acordo com a equação 2-16:

$$s_{fl} = \frac{h}{1+e_1} \cdot C_\alpha \cdot \log_{10}\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad 2\text{-}16$$

onde,

C_α – coeficiente de consolidação secundária

h_1 – espessura da camada no final da consolidação primária

e_1 – índice de vazios no instante t_1

t_1 – instante correspondente ao final da consolidação primária

t_2 – instante em que se pretende conhecer o assentamento

Importa referir que o valor de C_α, que depende do tipo de solo e do valor da tensão efetiva instalada, é, em geral, de difícil avaliação, sendo que os valores determinados experimentalmente através de ensaios edométricos conduzem, frequentemente, a uma sobrestimação grosseira dos assentamentos por consolidação secundária.

2.4.4 ASSENTAMENTO SUPLEMENTAR

Ao assentamento imediato em condições não drenadas (e devido ao carácter bidimensional das obras em questão), estão associados deslocamentos horizontais dirigidos para o exterior da zona carregada. Deslocamentos laterais e assentamentos suplementares a eles associados ocorrem também, muitas vezes, durante a consolidação, por razões que se prendem igualmente com o carácter bidimensional das obras.

Usando o parâmetro de *Skempton* (A) e a razão entre a espessura da fundação e a largura da carga superficial aplicada, *Skempton* e *Bjerrum* (1957) indicam um processo de cálculo simplificado que permite estimar os assentamentos suplementares referidos.

No entanto, porque na prática este se trata de um valor de difícil avaliação, o valor do assentamento suplementar é muitas vezes estimado como 10% do assentamento total.

3 TÉCNICAS DE REFORÇO E MELHORAMENTO DE SOLOS

Após o estudo acerca da compatibilidade entre o sistema estrutura / terreno de fundação, nomeadamente no que respeita à capacidade resistente e deformabilidade do solo de fundação devido ao carregamento provocado pela edificação, assim como a respetiva tomada de decisão acerca da necessidade de aplicar alguma técnica de melhoramento de solo será necessário estudar e conceber a solução que melhor se adapta à situação em estudo.

Para a conceção da solução é necessário, por um lado, um bom conhecimento acerca das características dos materiais que compõe o terreno de fundação, que já deverão ter sido obtidas e avaliadas durante a fase anterior de caracterização geotécnica do terreno, de modo a reconhecer o seu comportamento. Por outro lado, será também essencial o conhecimento da vasta gama de técnicas e processos construtivos existentes para resolver os problemas associados à reduzida capacidade resistente e/ou elevada deformabilidade do terreno de fundação, cuja aplicação deverá ter em consideração a sua aplicabilidade ao cenário em causa assim como os custos inerentes à sua aplicação.

As intervenções ao nível das técnicas de melhoramento dos solos podem ser subdivididas segundo duas vertentes distintas, em função da metodologia aplicada:

- Reforço do solo – técnicas cuja ação assenta na introdução de elementos resistentes de reforço no solo de fundação que não irão implicar a melhoraria a capacidade resistente do terreno e as suas características de deformabilidade;
- Tratamento do solo – técnicas que promovem a melhoria das características resistentes do solo de fundação sem recurso à introdução de elementos resistentes no mesmo, sendo a melhoria das suas características conseguida através do recurso a metodologias, por exemplo, de compactação, drenagem ou injeções.

Importa, no entanto, referir que as duas vertentes de intervenção não são completamente dissociáveis uma da outra, dado que existem técnicas que atuam sobre o solo de acordo com a filosofia de cada uma das vertentes, havendo ainda a possibilidade de combinar duas ou mais técnicas que permitam a obtenção de resultados mais favoráveis e expeditos.

Nas secções que se seguem será feita uma breve descrição de algumas das técnicas de melhoramento de solos mais utilizadas hoje em dia, nomeadamente no que diz respeito à sua técnica de execução, âmbito de aplicação, vantagens e limitações.

No Quadro 3-1 são apresentadas as técnicas de reforço e melhoramento do solo a serem tratadas no presente documento.

Quadro 3-1 – Técnicas de reforço e melhoramento do solo a abordar.

1) Saneamento e substituição do terreno	7) Execução de fundações profundas
2) Pré-carregamento	8) Colunas de brita
3) Drenos verticais (areia ou geodrenos)	9) Jet-Grouting
4) Compactação dinâmica profunda	10) Mistura de solos
5) Vibrocompactação	11) Geossintéticos
6) Compactação por explosivos	12) Electro-osmose

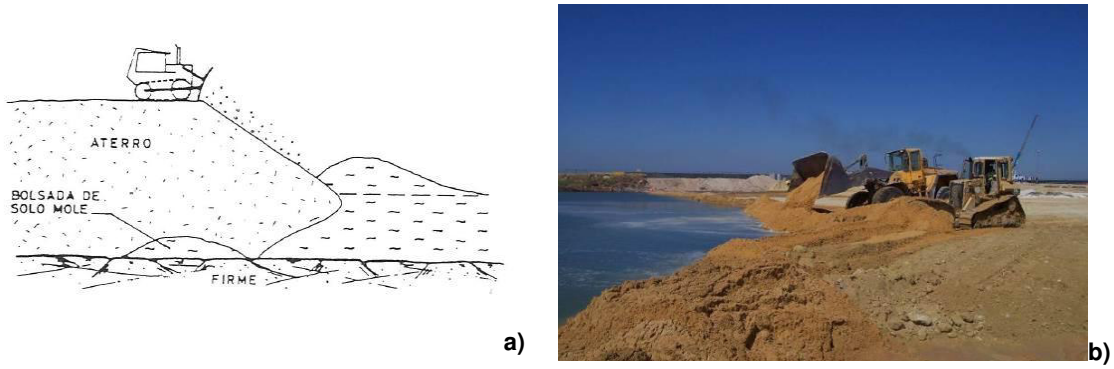
3.1 SANEAMENTO E SUBSTITUIÇÃO DO TERRENO

Técnica de Execução

Consiste na substituição do terreno de fundação, cujas características de resistência e/ou deformabilidade não são as exigíveis pela estrutura, por um material, normalmente granular, com melhores características.

A aplicação desta técnica recorre fundamentalmente a dois métodos para realizar o saneamento e substituição do material:

- Escavação do solo de fundação, com recurso a equipamentos de escavação e terraplenagem, e substituição por material controlado;
- Expulsão dos solos por refluxo lateral sob a ação do peso próprio do aterro, que é construído rapidamente (Figura 3-1).



a) b)

Figura 3-1 – Representação esquemática (a) e imagem da substituição do solo de fundação por expulsão (b) (Fernandes e Saim, 2008).

Esta técnica permite um bom controlo acerca das características resistentes e/ou de deformabilidade dos solos aplicados.

Em algumas situações, quando após o saneamento / escavação os materiais removidos apresentem características adequadas para a sua reutilização, poderá admitir-se a sua re-aplicação. Para o efeito deve ser realizada a sua adequada compactação ou ainda recorrendo à mistura com materiais mais competentes que promovam o aumento das suas características resistentes e / ou de deformabilidade, de acordo com as ações a que estes serão submetidos.

Âmbito de Aplicação

No geral, esta técnica pode ser aplicável a qualquer tipo de solos, no entanto os dois métodos de saneamento e substituição do material têm óbvios e distintos âmbitos de aplicação, em função da zona de intervenção e do tipo de material a substituir.

A substituição por escavação poderá ser aplicada em praticamente qualquer situação desde que, nos casos em que se está na presença de solos submersos e / ou sem capacidade de auto-sustentação, esta seja acompanhada de elementos de contenção periférica. No entanto, caso se opte por soluções de contenção periférica, esta solução deverá ser reavaliada, nomeadamente devido aos encargos económicos adicionais envolvidos na mesma.

A substituição do solo por expulsão apenas se torna viável para solos constituídos por materiais de matriz fina (argilas) ou solos orgânicos, com consistência mole ou muito mole, que poderão ficar sujeitos a comportamentos de refluxo por compressão, e

principalmente nos casos de terrenos submersos, como por exemplo nas zonas costeiras e margens de rios.

No entanto, importa referir que esta técnica só é económica e ambientalmente viável para camadas do terreno a substituir com possança relativamente reduzida (3 a 4 m).

Vantagens

- Relativa facilidade de execução;
- Permite a aplicação de materiais com as características adequadas às ações a que estes serão submetidos;
- Reduzida complexidade dos meios materiais e equipamentos envolvidos na operação;
- Utilização de meios pouco tecnológicos.

Limitações

- Limitada à aplicação em solos a tratar com uma espessura máxima da ordem dos 3,0 a 4,0 m;
- Método pouco sustentável, devido aos custos económicos e ambientais relacionados com o recurso a materiais de empréstimo e colocação de material a vazadouro;
- Em função do local da obra, poderá ser necessário recorrer a um sistema de contenção e suporte do terreno e / ou estruturas adjacentes;
- No caso da aplicação do método de substituição do solo por expulsão existe o risco de permanência de eventuais bolsadas do solo original sob o novo material, o que poderá influenciar significativamente a grandeza dos assentamentos previstos;
- Ainda no que diz respeito à aplicação do método de substituição, é necessário ter em atenção as questões ambientais associadas à criação de partículas em suspensão, devido ao refluxo do material, que podem ser constituídas por elementos tóxicos.

3.2 PRÉ-CARREGAMENTO

Técnica de Execução

Esta é uma técnica aplicada quando a principal condicionante do projeto está relacionada com os elevados assentamentos previstos, não estando em causa a capacidade resistente do terreno.

A execução desta técnica consiste em impor ao terreno um pré-carregamento superior àquele que será posteriormente transmitido pela estrutura para que os assentamentos do terreno, devidos a esse carregamento, se verifiquem antes da execução da estrutura definitiva. Deste modo é garantido que os assentamentos devidos às cargas transmitidas pela edificação serão muito limitados.

A aplicação do pré-carregamento é normalmente conseguida à custa da execução de um aterro, com uma altura função do peso volúmico do material que o compõe e da carga total a aplicar ou, em alternativa, com recurso a reservatórios com água.

Na Figura 3-2 é apresentado um esquema exemplificativo acerca da evolução dos assentamentos do terreno durante a aplicação desta técnica.

Âmbito de Aplicação

Como já foi referido, a filosofia de aplicação desta técnica é baseada na aceleração ou antecipação da maioria dos assentamentos devidos ao carregamento do terreno, antes da execução da estrutura.

Os assentamentos do solo de fundação, devidos a uma sobrecarga, dão-se por fenómenos de adensamento do solo que se processa a partir de um novo arranjo das partículas do mesmo, que passam a ocupar espaços anteriormente ocupados por ar ou por água, que é escoada através da sua expulsão, num volume proporcional ao carregamento, originando uma redução do índice de vazios do solo.

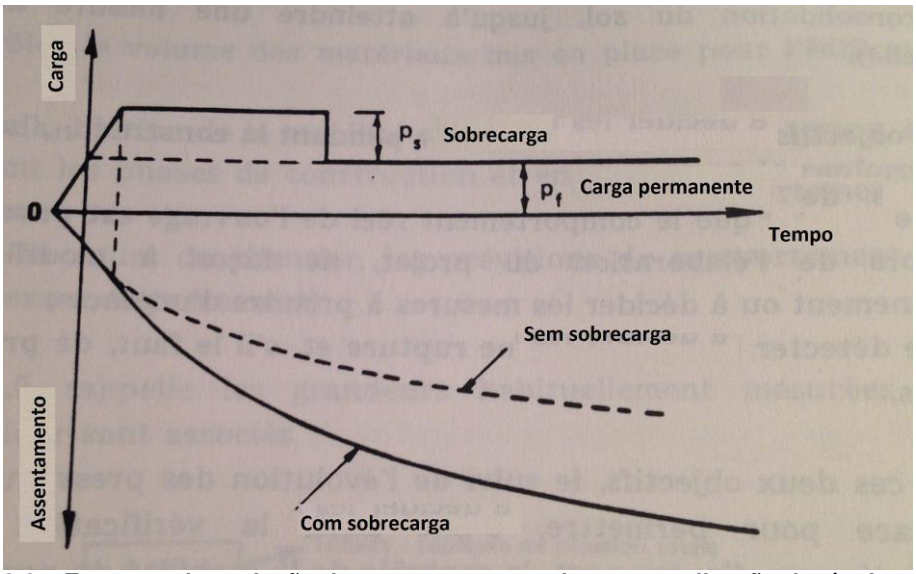


Figura 3-2 – Esquema da evolução dos assentamentos durante a aplicação da técnica de pré-carregamento (Lopes, 1992).

Face à simplicidade e aos custos relativamente reduzidos envolvidos na aplicação desta técnica, esta é teoricamente bastante atrativa. No entanto, o seu campo de aplicação é algo reduzido face a diversas condicionantes. Assim, a aplicação desta técnica depende dos seguintes fatores:

- Tipo de solo interessado;
- Espessura do estrato interessado;
- Tempo e espaço disponível para a execução da obra.
- Grandeza das cargas a aplicar sobre o terreno;
- Local de implantação da obra;
- Materiais de empréstimo disponíveis.

No que respeita ao tipo de terreno a tratar, importa referir que esta técnica é muito eficaz quando aplicada em solos silto-arenosos, cuja permeabilidade é elevada, o que permite que os assentamentos imediatos e por consolidação se processem antes da execução da obra.

Quando se está na presença de solos argilosos, de baixa permeabilidade, e que estão sujeitos para além dos assentamentos imediatos, a assentamentos por consolidação, que se processam de forma lenta ao longo do tempo, especialmente para grandes espessuras do estrato de elevada deformabilidade, este método pode perder a sua eficácia e rentabilidade face à existência de prazos de execução apertados.

Como foi visto no item 2.4.2, a avaliação do tempo de consolidação é feita de acordo com a equação 2.13, na qual se verifica que o tempo de consolidação (t) é diretamente proporcional ao valor quadrático da máxima distância (H) que a água tem de percorrer até alcançar uma fronteira drenante. O valor de H, corresponde à espessura da camada, no caso existir uma só fronteira drenante, ou a metade da espessura da camada, no caso de existirem duas fronteiras drenantes.

Através da relação direta (quadrática) existente entre a máxima distância a percorrer pela água (H) e o tempo de consolidação compreende-se que a aplicação deste método não é compatível com prazos de execução relativamente curtos. Em função da distância (H) e do seu coeficiente de consolidação (C_v), a consolidação poderá dar-se durante um período de algumas semanas até vários anos.

Para fazer face a esta condicionante é comum combinar a técnica de pré-carregamento com a técnica de execução de drenos verticais (que será tratada na secção seguinte – 3.3).

As restantes condicionantes da técnica de pré-carregamento estão relacionadas com o processo de execução da mesma.

Como já foi referido, a aplicação do pré-carregamento pode ser realizado através da execução de um aterro, com todos os trabalhos de terraplenagens que lhe estão associados, ou com recurso a reservatórios de água.

Por um lado, a execução de um aterro supõe a existência de um espaço envolvente que permita a execução dos trabalhos de terraplenagem, o que inviabiliza a execução desta técnica em ambiente urbano, com edifícios adjacentes. Por outro lado, a opção pela utilização de reservatórios de água é bastante limitada no que diz respeito à obtenção das cargas, sendo que para a utilização de 2,0 m de altura de água se obtém uma pressão aplicada da ordem dos 20 kPa.

O problema associado às cargas a aplicar sobre o terreno leva assim a avaliar o tipo de estrutura a executar e as previsíveis cargas a transmitir ao terreno de fundação. Assim, para o caso de um edifício corrente em betão armado, pelo facto de as principais ações se encontrarem concentradas nos pilares da estrutura, com cargas bastante elevadas considera-se que não se tornaria económico alcançar com recurso à execução de um aterro, e muito menos com recurso a reservatórios de água.

Face às condicionantes relacionadas com o processo de execução da técnica de pré-carregamento, conclui-se que esta deverá estar associada a obras realizadas em

zonas não urbanas e cujas tensões a transmitir ao terreno sejam relativamente reduzidas.

A aplicação desta técnica está assim, normalmente, associada à execução de aterros rodoviários ou ferroviários, ou ainda associada à execução de parques industriais, localizados em zonas não urbanas e aos quais costumam estar associadas estruturas metálicas leves.

Um exemplo da aplicação desta técnica é mostrada na Figura 3-3, para a realização da plataforma de apoio ao cimbre para a betonagem de um viaduto ferroviário em betão armado, sobre uma camada de depósitos aluvionares de elevada espessura associados a uma ribeira. As deformações admissíveis durante a fase de betonagem eram cerca de 0,010 m.

Vantagens

- Facilidade de execução;
- Custos de execução reduzidos;
- Muito eficaz na atuação sobre terrenos arenosos;
- Muito boa aplicabilidade ao nível da execução de aterros e parques empresariais.

Limitações

- Reduzida eficácia na atuação sobre solos de baixa permeabilidade (se aplicada isoladamente) e elevada espessura;
- Limitação de espaço para aplicação da técnica e grandeza das cargas a aplicar;
- Dificuldade de aplicação nas zonas urbanas;
- Não compatível com as cargas transmitidas pelos edifícios correntes em betão armado;
- Indução de deformações a estruturas vizinhas à zona de aplicação da pré-carga.

a)

b)

c)

d)

Figura 3-3 – Processo de aplicação da técnica de pré-carregamento do terreno (Fernandes e Monteiro, 2007).

a) descarga das areias para construção da plataforma de trabalho; b) vista geral da plataforma de trabalho, executada sobre uma manta de geotêxtil; c) vista geral do aterro de pré-carregamento com 1,0 m de altura; d) vista geral da aplicação da técnica de cimbre ao solo durante os trabalhos de betonagem do tabuleiro, após a remoção do aterro de pré-carregamento.

3.3 DRENOS VERTICAIS (AREIA / GEODRENOS)

Técnica de Execução

A execução de drenos verticais na camada de solo a tratar é uma técnica que tem como principal função aumentar a velocidade de drenagem da água no solo, através da redução da distância à fronteira drenante, normalmente localizada no teto e / ou base da camada.

Deve referir-se que o aumento da velocidade de drenagem resulta da redução da distância de escoamento da água. Com a inclusão de drenos verticais, são introduzidas superfícies drenantes pelas quais a água passa a ser escoada, reduzindo assim a distância a percorrer pela água para metade da distância entre os drenos.

A funcionalidade e eficiência desta técnica pressupõe que os drenos a executar interessem a totalidade da espessura da camada de solo a tratar.

No geral, existem dois tipos de drenos que se distinguem quer pelo material, quer pelo seu processo de execução:

- Drenos de areia;
- Geodrenos.

Os drenos executados em material granular drenante (areia) são normalmente constituídos por colunas com diâmetros variáveis entre os 150 e 750 mm e um espaçamento mínimo entre os mesmos de 1,0 m. As técnicas mais comuns para a execução deste tipo de drenos recorrem à cravação ou à perfuração do solo para a instalação do dreno.

A técnica mais utilizada na execução de drenos com materiais granulares consiste na cravação dinâmica de um tubo fechado, que provoca o deslocamento lateral do volume de material equivalente ao tubo. Este processo vai introduzir, obviamente, uma grande perturbação no solo envolvente dos drenos executados, nomeadamente através o seu adensamento e consequente redução da sua permeabilidade.

Em alternativa à cravação, os drenos podem ser executados com recurso à técnica de perfuração do terreno, com ou sem tubo moldador, que induzem muito menor perturbação no solo, mas que no entanto constitui um método que envolve custos mais elevados relativamente à penetração, em função dos equipamentos envolvidos.

A principal diferença entre ambas as técnicas passa pela maior ou menor perturbação que é induzida ao terreno durante a execução dos drenos e a consequente alteração das características do mesmo.

Em qualquer dos casos anteriores, o processo executivo dos drenos é concluído após a escavação do terreno interessado, por penetração ou perfuração, com o preenchimento dos furos com o material drenante constituinte dos drenos (areia), não sendo necessário proceder a qualquer trabalho de compactação.

Na Figura 3-4 é apresentado um esquema do processo construtivo dos drenos verticais em areia.

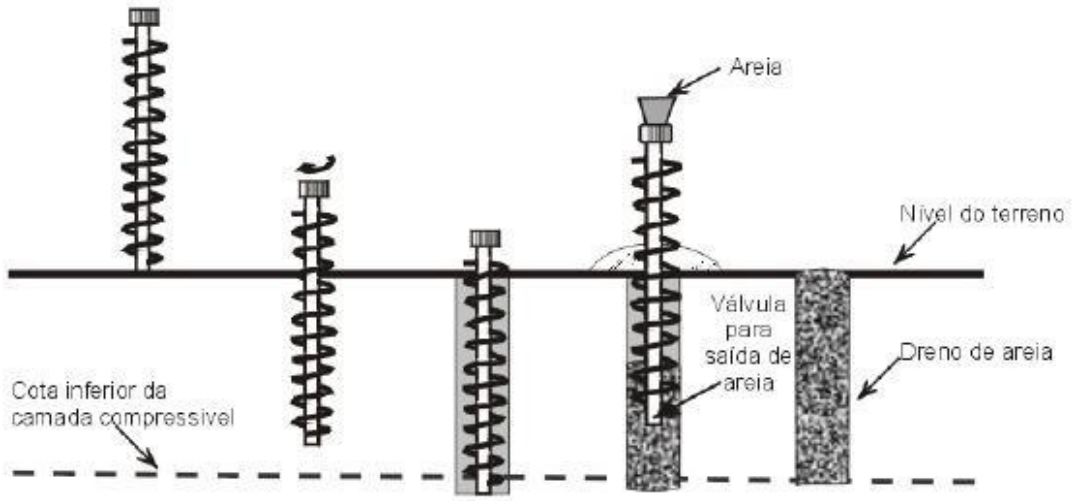


Figura 3-4 – Processo executivo dos drenos verticais em areia.

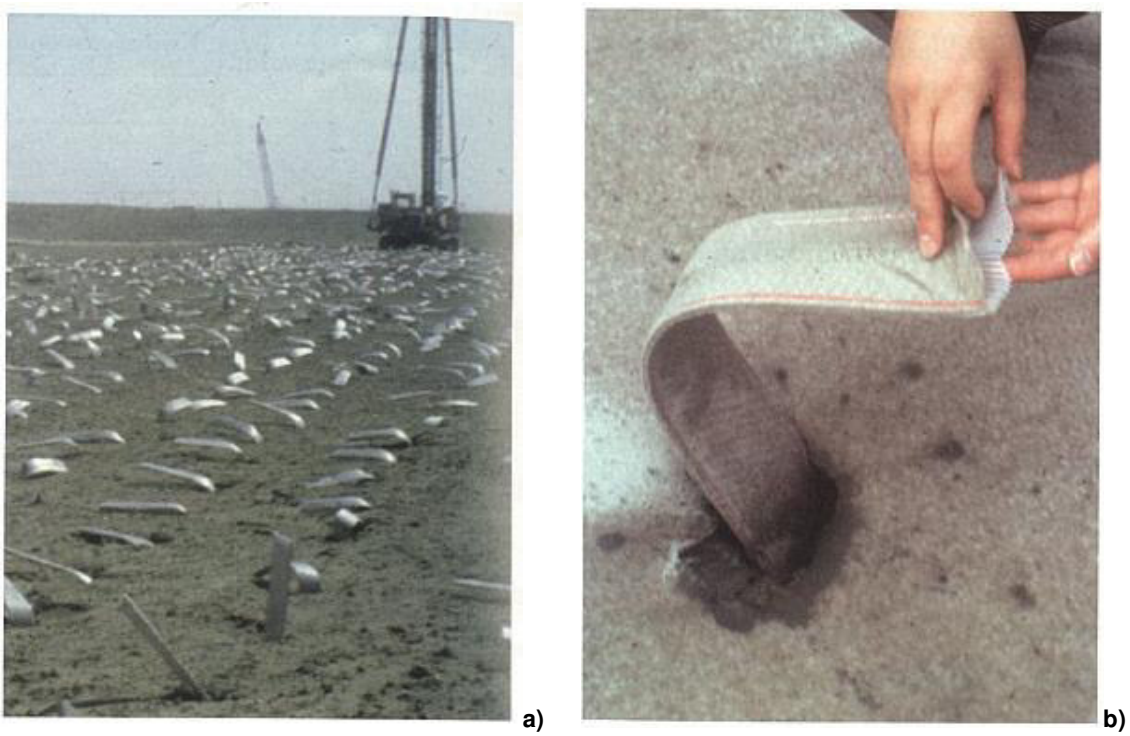
Em alternativa aos drenos executados com material granular existe a possibilidade de optar pela aplicação de drenos pré-fabricados ou geodrenos, como normalmente são designados.

Os drenos pré-fabricados são, normalmente, constituídos por um núcleo drenante em material plástico que é envolvido num filtro de geotêxtil, cuja função é de impedir a migração dos materiais finos para o interior do dreno.

Os geodrenos têm, normalmente, secção rectangular com 100 a 300 mm de largura e 4 a 6 mm de espessura, muito mais reduzida que os drenos executados *in situ* com materiais granulares.

A instalação dos geodrenos é realizada através do posicionamento do geodreno numa manga com auxílio de uma placa de ancoragem. A manga é posteriormente posicionada no local de instalação do dreno e cravada no terreno, por penetração, até à profundidade desejada.

A penetração do equipamento no terreno é conseguida através da aplicação de uma força estática ou por vibração. O método de penetração para a instalação dos geodrenos tem os inconvenientes já referidos para os drenos em materiais granulares. No que respeita à perturbação introduzida no solo envolvente, pelo facto de a área de penetração ser muito reduzida, a perturbação é menos relevante.



a) b)

Figura 3-5 – Vista geral (a) e pormenor dos drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) instalados (b) (Matos Fernandes, 2008).

Âmbito de Aplicação

A aplicação de drenos verticais no terreno trata-se, como o próprio nome indica, de uma técnica que permite assegurar o aumento da velocidade de drenagem do mesmo, através da diminuição do caminho de drenagem para metade da distância entre drenos / geodrenos, o que permite acelerar a consolidação e, consequentemente, os assentamentos.

Como já foi referido, os deslocamentos admissíveis para a fundação de uma edificação corrente são bastante limitados e não são, normalmente, compatíveis com os assentamentos devidos à consolidação o que inviabiliza a aplicação simples desta técnica. Assim, é comum associar à execução de uma malha de drenos verticais no terreno a técnica de pré-carregamento, apresentada anteriormente, para acelerar a dissipação do excesso de tensão neutra e consequentemente os assentamentos associados à consolidação primária.

A implementação desta técnica em solos arenosos não está diretamente relacionada com a capacidade resistente e/ou deformabilidade do terreno podendo ser aplicada, para controlo do fenómeno de liquefação que pode ocorrer em solos arenosos saturados, soltos, em consequência de uma ação sísmica.

A implementação dos drenos verticais é, normalmente, feita de acordo com uma malha quadrada ou triangular com um afastamento definido, de acordo com o dimensionamento.

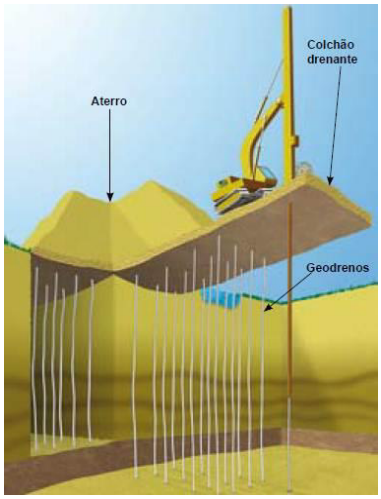


Figura 3-6 – Representação esquemática da instalação de geodrenos (obtida na internet: http://www.solotrat.com.br).

A execução de drenos verticais em brita, permite não só acelerar a drenagem, como também conferir maior capacidade resistente à fundação por constituírem um conjunto de elementos rígidos no terreno, que em função da granulometria do material drenante a aplicar, podem ser consideradas por isso uma técnica de reforço, cujo processo será tratado mais adiante, no item 3.8.

Vantagens

- Facilidade de execução;
- Custos de execução reduzidos;
- Experiência de aplicação muito vasta e com resultados comprovados;
- Permite tratar terrenos com profundidades até 30 m, no caso dos drenos de areia, ou mais no caso dos geodrenos;
- Drenos pré-fabricados mais baratos relativamente aos drenos de areia.

Limitações

- Técnica necessita de estar associada a um carregamento vertical o que, no caso de uma edificação, implica que os trabalhos decorram em duas fases.

Fase 1 – execução dos drenos verticais e pré-carregamento até que sejam atingidos os assentamentos totais para as cargas admissíveis (pode decorrer entre algumas semanas a alguns meses); Fase 2 – execução da estrutura;

- Ocorrência de assentamentos residuais após a aplicação da técnica.

3.4 COMPACTAÇÃO DINÂMICA PROFUNDA

Técnica de Execução

Esta técnica pressupõe o recurso a uma grua móvel com um peso que é deixado cair, em queda livre, de uma altura definida, em ciclos sucessivos e de acordo com uma malha pré-definida. O peso utilizado varia entre as 10 e as 30 toneladas, e a altura de queda varia entre os 15 e 30 m. No que respeita ao espaçamento da malha de compactação esta varia normalmente entre 2 e 6 m.

A técnica de compactação dinâmica profunda atua no rearranjo das partículas do solo, provocando a redução do volume de vazios e o seu adensamento em profundidade. A profundidade máxima de tratamento encontra-se limitada ao equipamento utilizado.

Na Figura 3-7 é apresentado um exemplo do tipo de equipamento utilizado assim como o aspeto final do terreno após a compactação.

Após a aplicação desta técnica, de acordo com o que se verifica na Figura 3-7, o solo apresenta-se com crateras de grandes dimensões, que dizem respeito à malha aplicada para o tratamento. Assim, no final dos trabalhos é necessário realizar o preenchimento das crateras com material granular e proceder à compactação e regularização da superfície do terreno.

a)

b)

Figura 3-7 – Equipamento (a) e aspeto final da superfície do terreno no final da compactação (b) (obtidas na internet www.terrasystemsonline.com / www.geo-solutions.com).

Âmbito de Aplicação

A aplicação desta técnica é limitada quer ao nível do tipo de solos quer em relação à área envolvente a tratar.

Para que o tratamento dos solos através desta técnica seja eficaz, os solos deverão ter alguma permeabilidade, de forma a permitir a rápida dissipação das tensões neutras durante a execução dos trabalhos de compactação. Assim, o tipo de solos passíveis de serem tratados através desta técnica, são sobretudo materiais arenosos soltos ou descomprimidos e ainda alguns siltes. Devido à reduzida permeabilidade dos materiais argilosos, esta técnica perde muita da sua eficácia no tratamento dos mesmos.

Na Figura 3-8 é apresentado um gráfico com a gama da dimensão das partículas de solo para as quais a compactação dinâmica profunda é mais eficiente.

Face às vibrações produzidas no terreno durante os trabalhos de compactação, esta trata-se de uma técnica cuja execução em meio urbano não é recomendável, estimando-se a necessidade de existir uma faixa livre com cerca de 30 a 40 m, para permitir a dissipação das vibrações (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1999) de modo a não afetarem as fundações das estruturas envolventes.

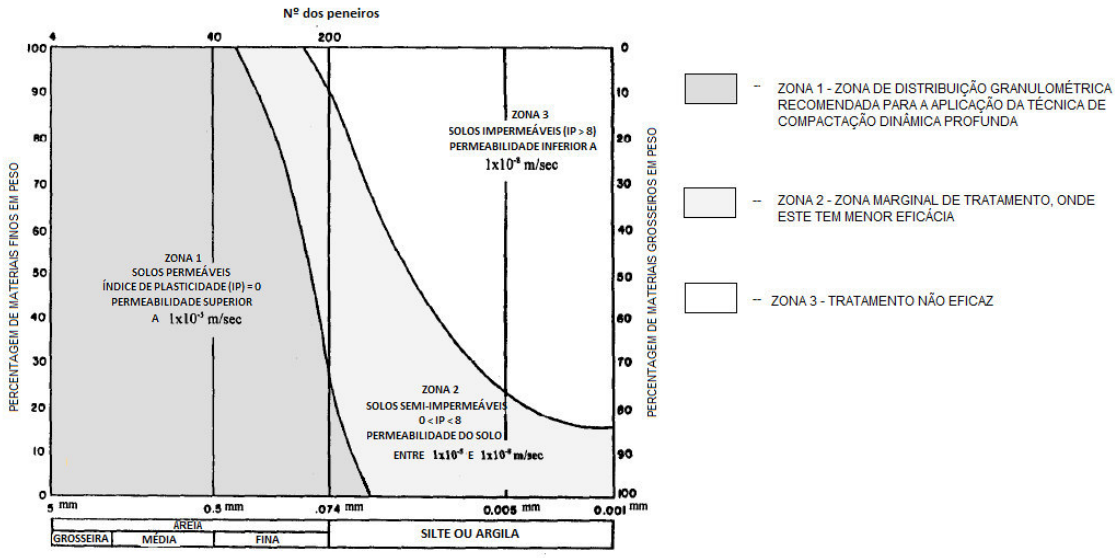


Figura 3-8 – Gráfico de distribuição granulométrica das partículas admissíveis para a técnica de compactação dinâmica profunda (FHWA, 1995 – tradução livre).

Vantagens

- Custos de aplicação reduzidos;
- Elevada rentabilidade para tratamento de terrenos sub-superficiais;
- Reduzidos custos ambientais, pois não implica transporte de materiais de e para a obra.

Limitações

- Técnica limitada a profundidades máximas da ordem dos 10 m;
- Induz vibrações no terreno numa área não controlada;
- Impossibilidade de aplicação em meio urbano, devido às vibrações induzidas no terreno;
- Pouca eficiência em terrenos argilosos.

3.5 VIBROCOMPACTAÇÃO / VIBROFLUTUAÇÃO

Técnica de Execução

A vibrocompactação baseia-se na indução de vibrações no solo, dando origem ao seu adensamento e consequente aumento da sua capacidade resistente.

As vibrações induzidas no solo são provocadas por um torpedo vibrador que penetra no solo até à profundidade total a tratar. A penetração estática no solo é conseguida à base de vibração e de jatos de água desagregadores do terreno.

Após ser atingida a profundidade requerida é iniciado o processo de vibração através de sucessivos movimentos ascendentes e descendentes do equipamento, sendo criada uma coluna de solo compactado. Este processo é repetido, assistindo-se à subida progressiva do equipamento até ser atingida a superfície.

A depressão cónica superficial do terreno, provocada pelo adensamento do solo em profundidade durante o processo de vibrocompactação, deverá ser alvo de preenchimento com material granular (areia ou brita).

Este processo de adensamento do terreno e preenchimento dos vazios com material granular irá dar origem, no final do processo, à formação de uma coluna compactada de solo com areia ou brita.

A compactação de uma determinada área de terreno, destinada à execução de uma edificação ou outra infraestrutura, pressupõe a aplicação da técnica de vibrocompactação numa malha rectangular ou triangular com um afastamento pré-definido. Esse afastamento varia, normalmente entre 1,5 e 3,0 m, em função do equipamento utilizado, do tipo de solo ou ainda do material granular utilizado no preenchimento dos vazios provocados pelo vibrador.

Após o tratamento de toda a área interessada, procede-se à regularização e recompactação da superfície do terreno com auxílio de um tradicional cilindro vibrador.

Na Figura 3-9 e na Figura 3-10 é apresentado, respetivamente, um esquema da técnica utilizada na execução da vibrocompactação e uma vista geral de um vibrador em funcionamento.

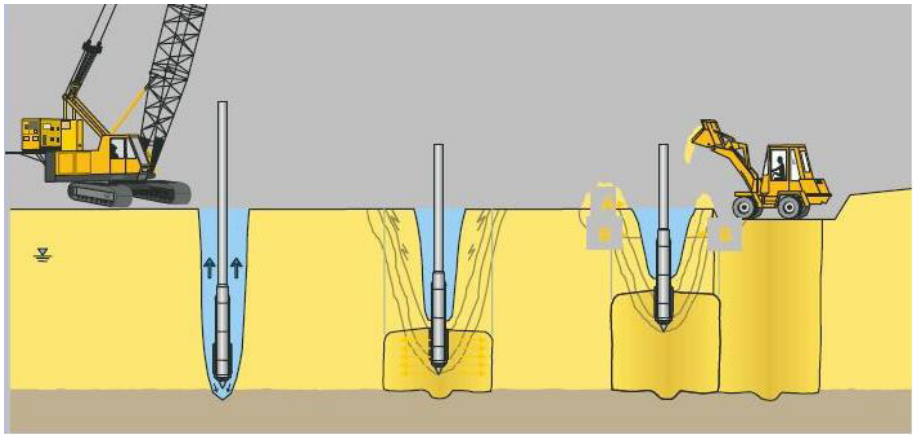


Figura 3-9 – Esquema do processo executivo da técnica de vibrocompactação (obtida na internet: http://www.kellergrundbau.com).

Figura 3-10 – Vista geral de um vibrador em funcionamento (arquivo Elsamex Portugal).

Âmbito de Aplicação

A técnica de vibrocompactação tem o seu principal campo de aplicação em solos granulares e com reduzida percentagem de finos (%passado no peneiro de abertura 63 μm < 20%), tal como referido em *U.S. Army Corps of Engineers* (1999).

Na Figura 3-11 é apresentado um gráfico com a gama de dimensão das partículas de solo para as quais a vibrocompactação é mais eficiente.

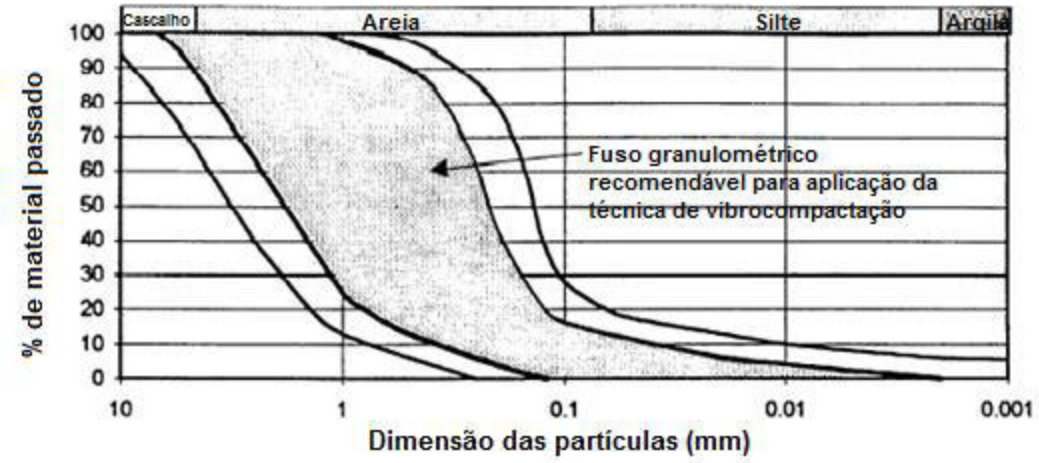


Figura 3-11 – Gráfico de distribuição granulométrica das partículas admissíveis para a técnica de vibrocompactação (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1999 – tradução livre).

Uma aplicabilidade mais abrangente desta técnica, englobando solos de granulometria mais extensa (areias siltosas ou argilosas), é conseguida através da fusão desta técnica com a execução de colunas de brita com base na vibrosubstituição, cujo processo será referido no item 3.8, criando elementos rígidos e com melhores características resistentes no solo.

A eficiência do tratamento do terreno está dependente de diversos fatores, como são o tipo de terreno, o afastamento da malha de tratamento ou as características do equipamento.

Vantagens

- Vibrações transmitidas ao terreno são muito inferiores relativamente à técnica de compactação dinâmica profunda;
- Densificação do terreno uniforme a toda a profundidade sujeita a tratamento;
- Possibilidade de realizar o tratamento do terreno até profundidades de 30 m;
- Pode ser aplicada em ambiente urbano e na envolvente de edificações, dado que as vibrações induzidas no terreno são localizadas e pouco significativas, ainda que seja conveniente assegurar uma distância a edifícios / estruturas da ordem dos 5 a 10 m;
- Trata-se de uma técnica muito experimentada e com bons resultados.

Limitações

- Gama granulométrica das partículas compatíveis com a aplicação desta técnica limitada. Impossibilidade de aplicar esta técnica em solos com elevada percentagem de finos (> 20%) ou em materiais muito grosseiros;
- Necessidade de equipamento especializado;
- Devido aos equipamentos envolvidos, torna-se uma técnica que envolve elevados custos.

3.6 COMPACTAÇÃO POR EXPLOSIVOS

Técnica de Execução

A compactação por explosivos promove a densificação do solo através da detonação sequencial de cargas explosivas em profundidade, provocando o rearranjo das partículas de solo através das vibrações induzidas pela explosão.

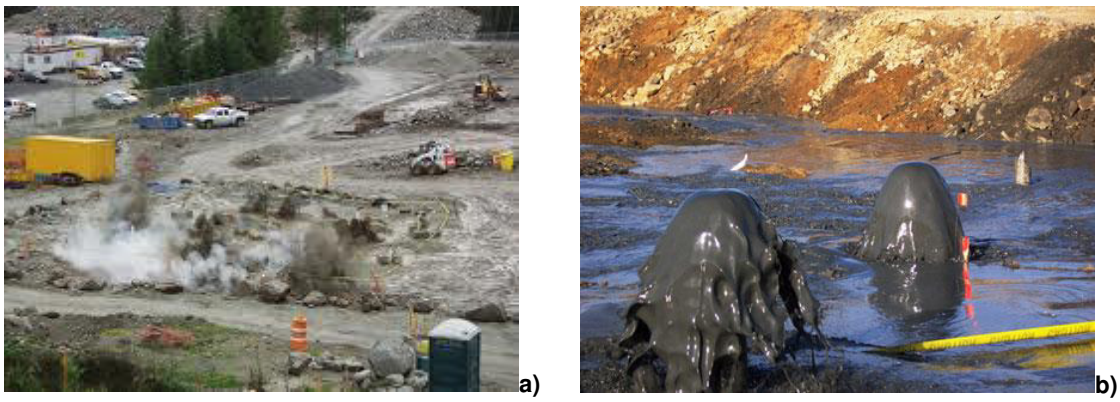
A colocação das cargas explosivas é feita em furos executados para o efeito, de acordo com uma malha pré-definida baseada nas características do solo e da densificação que pretende ser atingida, podendo o mesmo furo ser aproveitado para a detonação de várias cargas a diferentes profundidades, permitindo assim a otimização da mesma.

A detonação sequencial e a consequente vibração transmitida ao terreno dão, inicialmente, origem ao fenómeno de liquefação do solo, devido ao aumento das pressões intersticiais, provocando uma posterior recompactação do mesmo numa estrutura mais densa e estável face à anterior. O aumento das pressões intersticiais conduz ao fenómeno de migração da água do solo para a superfície, sendo esta migração promovida pela instalação de drenos verticais que vão constituir um caminho preferencial para a água, o que leva a que após a detonação se observem grandes quantidades de água a atingir a superfície através dos mesmos (Figura 3-12).

O processo de recompactação do solo não é imediato, estando este dependente do período para dissipação das pressões intersticiais, que por sua vez estará relacionado com a permeabilidade do solo e o tempo que o mesmo demora a drenar a água. Esta operação poderá estar sujeita a um período de tempo variável entre algumas horas e algumas semanas, dependendo da permeabilidade do solo (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1999).

De acordo com o referido em *U.S. Army Corps of Engineers* (1999), para profundidades de tratamento inferiores a 10 m, é suficiente a aplicação de uma carga explosiva a uma profundidade entre ½ e ¾ da espessura da camada a tratar. Para profundidades de tratamento superiores a 10 m esta deverá ser subdividida e tratada de forma independente através da colocação de cargas explosivas a diferentes alturas, no mesmo furo, podendo a sequência de detonação ser realizada de baixo para cima ou vice-versa.

A aplicação da carga de detonação sequencialmente, sendo habitual recorrer a 2 ou 3 séries de detonações separadas por um período de tempo, permite recompactar as zonas de solo descomprimido pela carga inicial, promovendo a homogeneidade da densificação do solo. Para além disso, a detonação sequencial permite ainda limitar as vibrações induzidas no solo, especialmente às zonas adjacentes à obra, minimizando a energia de vibração induzida no solo, relativamente ao que aconteceria se estas ocorressem em simultâneo (*Gohl et al.*, 2010).



a) b)

Figura 3-12 – Esquema do processo executivo da técnica de compactação por explosivos. a) Vista geral durante a detonação; b) Libertação da água à superfície através de drenos verticais instalados para o efeito (obtidas na internet: www.pacificblasting.com / http://www.rapidimpact.ca).

Âmbito de Aplicação

À semelhança do que sucede nas técnicas anteriores, cujo tratamento assenta na densificação do solo com base na transmissão de vibrações, esta técnica é aplicável fundamentalmente em solos granulares, em particular a areias grosseiras, a areias e a areias siltosas.

A aplicabilidade desta técnica não está limitada pela espessura ou profundidade do solo a tratar, pois as cargas podem ser aplicadas à profundidade desejada bastando

para isso realizar a perfuração adequada. Existem registos de aplicação desta técnica a profundidades de cerca de 50 m (Gohl *et al.*, 2000).

Face às vibrações induzidas no terreno pelas detonações, esta não se trata de uma técnica adequada para aplicar na envolvente de edificações ou outras estruturas sensíveis às vibrações e, eventuais, deformações da fundação.

Trata-se de um tratamento que é eficaz na prevenção do fenómeno de liquefação que pode ocorrer em solos granulares saturados e descomprimidos, uma vez que promove o aumento da sua densificação.

Esta técnica pode também ser aplicada em solos granulares não saturados, atuando apenas devido à ação das vibrações induzidas no solo.

Vantagens

- Esta técnica permite tratar terrenos até profundidades da ordem dos 50 m;
- A tecnologia e meios envolvidos não são muito complexos, o que faz com esta se trate de uma técnica pouco dispendiosa;
- Eficaz na prevenção contra o fenómeno de liquefação das areias.

Limitações

- Apenas aplicável em solos granulares (areias ou brita);
- Em função das vibrações induzidas com as detonações, não se trata de uma técnica adequada para ambientes urbanos;
- Envolve o manuseamento de explosivos, cujo acesso é limitado e encarado como perigoso;
- Tempo de espera necessário entre detonações sucessivas para dissipação das tensões intersticiais.

3.7 EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A utilização de fundações semi-directas recorre ao uso de pegões e permite a transmissão de cargas até um máximo de 10 m de profundidade. Face às profundidades limitadas e competitividade financeira da execução de estacas este tipo de fundações encontra-se, hoje em dia, em desuso.

O recurso a fundações indiretas, com estacas (moldadas ou cravadas) ou micro-estacas para transmissão das cargas é atualmente uma técnica muito comum, versátil e cuja tecnologia se encontra bastante desenvolvida para resolver problemas relacionados com a baixa capacidade resistente do solo existente a menores profundidades.

Muitas vezes, o recurso a fundações indiretas para a execução de uma edificação trata-se da única alternativa existente quando o *bedrock* se encontra a grandes profundidades, tornando-se inviável o tratamento do solo.

Estas técnicas permitem a sua aplicação em qualquer tipo de solo (de granulometria fina ou grosseira).

Técnica de Execução

Embora o recurso a técnicas de fundações indiretas se encontre fora do âmbito do presente documento, considera-se que estas devem ser referidas no presente capítulo por constituírem uma opção tecnicamente válida, e por vezes a única, para permitir atingir a capacidade resistente necessária para a edificação a executar no local. Na Figura 3-13, é apresentado o esquema construtivo de aplicação mais comum na execução de estacas moldadas em betão armado, com recurso à perfuração com trado curto.

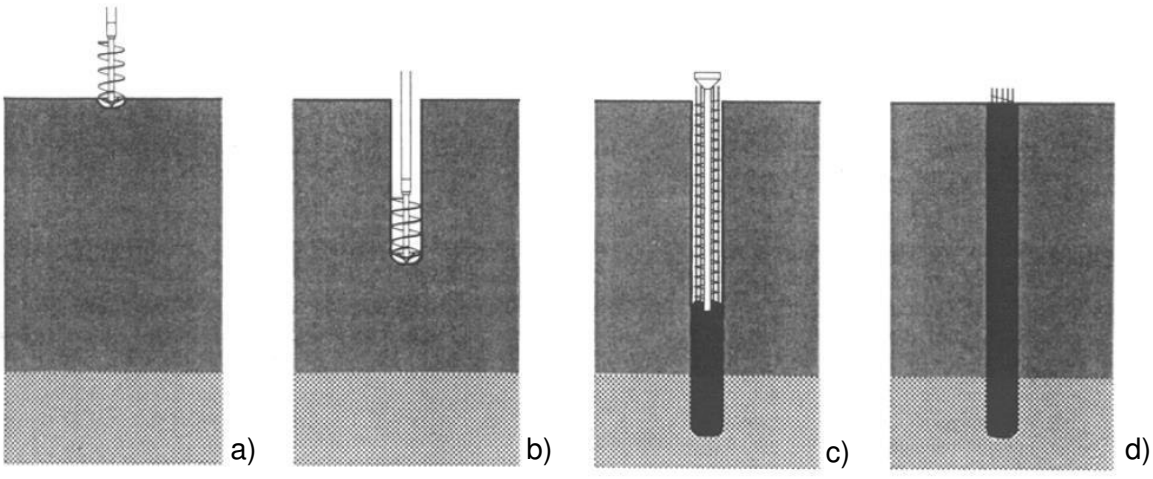


Figura 3-13 – Esquema de execução de estacas moldadas em betão armado. a) Implantação e início da furação; b) Furação do solo, com eventual recurso a tubo moldador; c) colocação da armadura da estaca e início da betonagem; d) betonagem da estaca (Brito, 2010).

Vantagens

- Pode aplicar-se mesmo que o *bedrock* se encontre a dezenas de metros;
- Solução rígida, que por encastrar num nível com elevada capacidade resistente (normalmente rochoso) está sujeita a assentamentos reduzidos;
- Aplicável em qualquer tipo de terreno.

Limitações

- Soluções relativamente caras;
- Em função da compacidade ou consistência do terreno pode haver necessidade de recorrer à utilização de revestimentos perdidos, que vai encarecer o processo;
- Custos ambientais ao nível da escavação e transporte do material a vazadouro (estacas moldadas) e execução e transporte do betão.

3.8 COLUNAS DE BRITA

Técnica de Execução

A execução de colunas de brita consiste, em função do método utilizado, na substituição total ou parcial do terreno a tratar por uma coluna de material britado. A aplicação desta técnica tem como principal função a introdução de elementos "rígidos" e drenantes no terreno, o que lhe confere, por um lado melhores características globais de resistência e de deformabilidade, e por outro uma aceleração da consolidação do terreno face à redução da distância de drenagem da água e respetivo alívio das pressões intersticiais, para além de que ocorre durante o processo construtivo uma densificação horizontal, por deslocamento, induzido pelo movimento ascendente e descendente do torpedo vibrador.

A execução das colunas de brita pode ser feita com recurso a diferentes técnicas, a saber:

- Via húmida;
- Via seca;
- Perfuração e substituição.

As duas primeiras técnicas (via húmida e seca) recorrem à utilização de um processo e equipamento similar ao aplicado na vibrocompactação. Esta técnica promove, para além do adensamento lateral do terreno através das vibrações, a criação de uma coluna de brita com diâmetro que pode atingir 1,0 m. Importa referir que, ao contrário do que sucede na técnica de vibrocompactação, a coluna / estaca formada é constituída exclusivamente por material britado, dado que o vibrador deverá promover o afastamento lateral do terreno criando uma cavidade cilíndrica para colocação da brita. Após a colocação da brita, é promovida a densificação desta com a utilização do vibrador.

A aplicação da via húmida recorre, em conjunto com o vibrador, a jatos de água a alta pressão que promovem a desagregação do solo à medida que o vibrador penetra no terreno. Na utilização da via seca, a penetração no terreno é conseguida através do vibrador apenas com recurso à vibração do mesmo e, eventualmente, com jatos de ar a alta pressão.

A execução de colunas de brita com recurso à aplicação da técnica de perfuração e substituição utiliza a tecnologia normalmente utilizada na execução de estacas moldadas, sendo realizada a furação com equipamento adequado (trado curto, trado contínuo, perfuradora rotativa, *etc.*) e recorrendo, em função das características do terreno, à utilização de tubo moldador recuperável. Após a furação este deve ser preenchido com material britado. A aplicação desta técnica tem a vantagem de não necessitar de um equipamento muito especializado no entanto, esta técnica de furação não promove o adensamento do solo na envolvente da coluna.

À semelhança do que acontece na técnica de vibrocompactação, a execução das colunas é realizada numa malha rectangular ou triangular com um afastamento pré-definido. Esse afastamento varia, normalmente entre 1,5 e 3 m, em função do equipamento utilizado, do tipo de solo ou ainda do material granular utilizado no preenchimento dos vazios provocados pelo vibrador.

Após a execução das colunas, na área prevista, deverá ser executada uma camada drenante superficial com uma dupla função: de drenagem das águas afluentes e distribuição das tensões transmitidas pela estrutura pelas várias colunas.

Na Figura 3-14 e na Figura 3-15, são apresentadas algumas imagens da fase construtiva e do aspeto final da execução de colunas de brita com diâmetro de 800 mm, recorrendo a equipamento de furação e a tubo moldador recuperável.

Figura 3-14 – Execução de colunas de brita com recurso à vibrosubstituição (arquivo Elsamex Portugal).

a) **b)**

Figura 3-15 – Execução de colunas de brita com perfuração e tubo moldador recuperável (a) e aspeto final das mesmas (b). Colunas com malha triangular e afastamento de 1,5m (arquivo Elsamex Portugal).

Âmbito de Aplicação

A técnica de tratamento do solo com base na execução de colunas de brita é eficaz no aumento da capacidade resistente do terreno, na redução de assentamentos e na aceleração da consolidação.

A execução de colunas de brita é adaptável a diferentes tipos de solo, desde terrenos coesivos a arenosos, sendo a sua eficácia dependente das respetivas características. Estas são economicamente competitivas para profundidades até 10 m, embora possam atingir maiores profundidades.

Vantagens

- Trata-se de uma técnica de tratamento muito versátil que atua, quer como elemento "rígido", quer na melhoria efetiva das características do terreno existente;
- Adaptável a terrenos coesivos e arenosos;
- A utilização do equipamento de vibrocompactação permite promover o adensamento do terreno natural envolvente das colunas;
- Solução barata, se utilizado o equipamento de perfuração utilizado na execução de estacas correntes.

Limitações

- Solução cara, devido à sua especificidade, se utilizado o equipamento de vibrocompactação;
- A execução das colunas com recurso a equipamento de furação não promove o tratamento imediato do terreno envolvente.

3.9 JET-GROUTING

Técnica de Execução

O *Jet-Grouting* é uma técnica de melhoria de solos realizada diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jatos horizontais a sub-horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade – "solo-cimento".

No que se refere ao procedimento de *Jet-Grouting*, representado esquematicamente na Figura 3-16, este é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel. Em seguida, a vara é introduzida no terreno, através de um movimento rotacional e com a

ajuda de um jacto de água horizontal, até ser atingida a profundidade que limita inferiormente o tratamento. Após a conclusão da furação é obturada a saída de água inferior através de uma válvula.

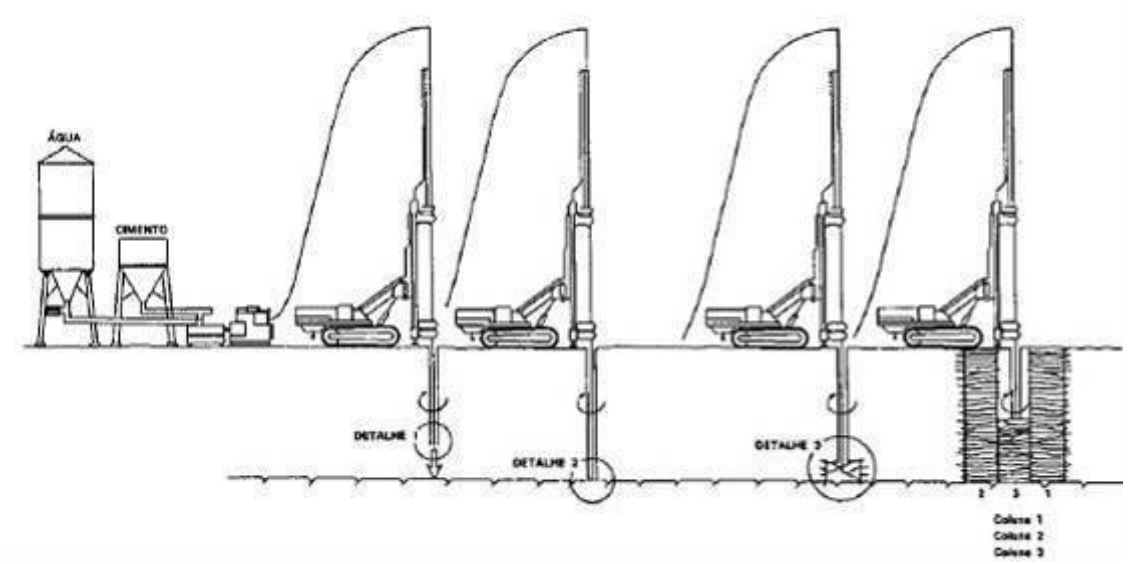


Figura 3-16 – Diagrama esquemático da técnica de melhoria de solos por Jet-Grouting (Carreto, 2000).

De acordo com o referido por Carreto (2000), a técnica de *Jet-Grouting* subdivide-se em três sistemas com pequenas variações no que respeita ao sistema de injeção.

No sistema de jacto simples (JET1), são utilizados jatos de calda de cimento com a função simultânea de desagregar e misturar com o terreno natural. O seu campo de aplicação é limitado a solos coesivos e incoerente com valores do ensaio SPT inferiores a 5 e 20, respetivamente, dado que os solos mais consistentes requerem um esforço energético superior para conseguir a sua desagregação.

O sistema de jacto duplo (JET2) recorre a ar comprimido a envolver o jacto de calda que tem a função de promover o aumento do seu alcance. Este sistema permite a sua aplicação em vários tipos de solo (argilas, areias ou solos com cascalho), no entanto, em solos coesivos este é habitualmente limitado a solos com valores do ensaio SPT inferiores a 10.

No sistema de jacto triplo (JET3), que é o mais comum, é acrescentado um jacto de água, passando o jacto de água e de ar a funcionarem em conjunto na desagregação do solo, ficando o jacto de calda localizado numa posição inferior procedendo à injeção de calda no terreno já desagregado pela água e ar. Este sistema pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, sendo apenas limitado, no caso de

solos coesivos, a solos de consistência dura com valores do ensaio SPT inferiores a 15.

Na Figura 3-17 são representados esquematicamente os diferentes tipos de sistemas descritos.

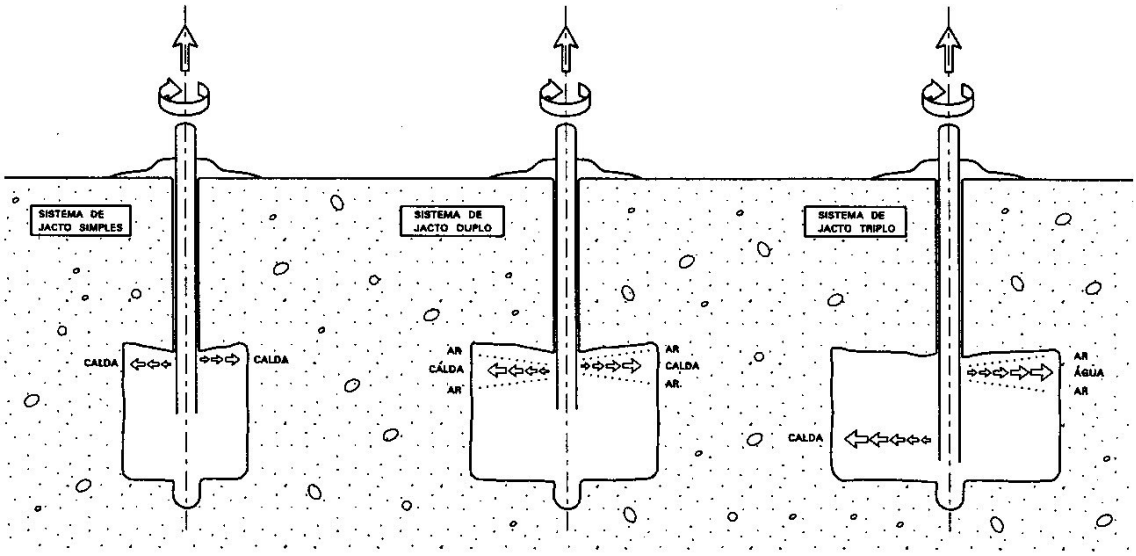


Figura 3-17 – Representação esquemática dos sistemas de *Jet-Grouting* (Carreto, 2000).

a)

b)

Figura 3-18 – Vista geral do equipamento de execução de Jet-Grouting, com demonstração do jacto de água para desagregação em funcionamento à superfície (a) e pormenor da coluna de perfuração e injeção (b) (arquivo Elsamex Portugal).

Âmbito de Aplicação

A técnica de *Jet-Grouting* constitui-se como uma das técnicas com âmbito de aplicação mais vasto, podendo ser aplicada em solos que variam desde os seixos até às argilas. No entanto, será necessário ter em consideração que a sua rentabilidade varia em função do tipo de terreno em que é aplicada.

A versatilidade desta técnica é ainda proveniente do facto de se constituir como uma solução mista, que promove o melhoramento das características resistentes do terreno, criando uma mistura de solo com calda de cimento, mistura essa que dá origem a colunas de *Jet-Grouting* cujo comportamento se assemelha ao de uma estaca, com transmissão de esforços em profundidade.

Esta técnica não apresenta limitações ao nível da profundidade de tratamento e o facto de as vibrações induzidas no terreno durante a sua execução serem reduzidas, transforma-a numa técnica adequada para tratamento das fundações em meio urbano, e inclusivamente para reforço das fundações de estruturas já executadas.

Vantagens

- Versatilidade, permitindo trabalhar em quase todos os tipos de terreno;
- Permite a sua aplicação em ambiente urbano;
- Sem limitações ao nível das profundidades de tratamento;
- Colunas de *Jet-Grouting* com elevada capacidade de suporte permitem que funcionem como estacas de fundação profunda.

Limitações

- Solução muito cara e pouco rentável para tratamentos superficiais;
- Necessidade de recorrer à utilização de equipamento especializado;
- Provoca, em alguma situações, empolamentos nas zonas vizinhas, devendo esta situação ser controlada.

3.10 MISTURA DE SOLOS

Técnica de Execução

A técnica de reforço e melhoramento das características resistentes do terreno baseada na mistura de solos recorre às características de resistência e / ou reagentes do material a utilizar para a criação de uma mistura com melhores características resistentes face ao terreno natural.

Para realizar a mistura podem ser utilizados os seguintes materiais: cimento, cal, cinzas ou escórias. Na execução desta técnica, o material de mistura mais comum é o cimento, dando origem ao que se costuma designar por solo-cimento.

Para a execução desta técnica é utilizado um equipamento específico (misturadora) que perfura o terreno até à profundidade a tratar dando início ao processo de mistura de baixo para cima com a ajuda de pás misturadoras e injeção do material ligante, com adição de água, promovendo o envolvimento entre os materiais e criando uma coluna de solo-cimento.

Na Figura 3-19 é apresentado um esquema da execução desta técnica.

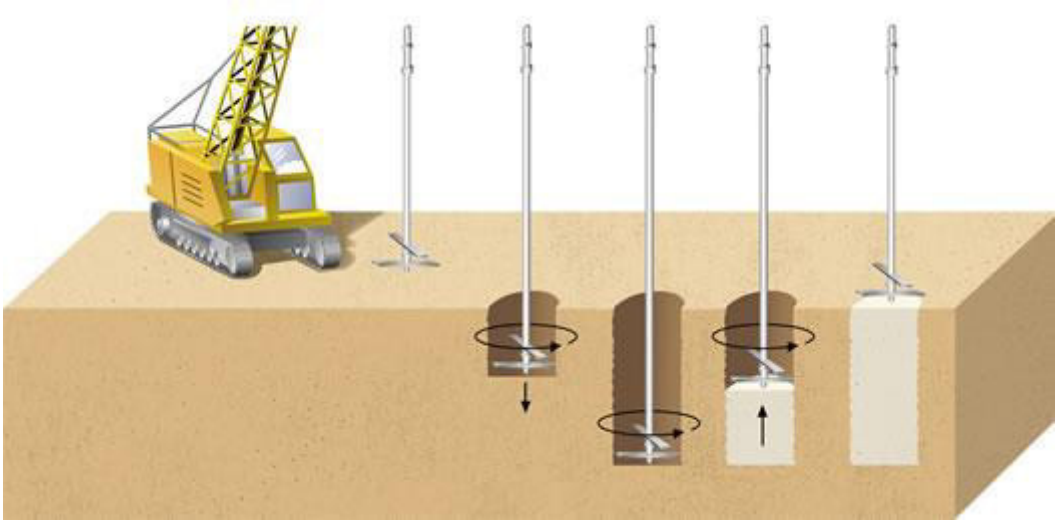


Figura 3-19 – Representação esquemática da execução da técnica de mistura de solos (obtida na internet: www.haywardbaker.com).

À semelhança do que sucede na técnica de *Jet-Grouting*, a mistura de solos pode ser levada a cabo criando uma malha de colunas de solo-cimento ou formando uma parede envolvente de solo reforçado.

Âmbito de Aplicação

A técnica de mistura de solos é passível de ser aplicada no tratamento de qualquer tipo de terreno, no entanto, o processo de mistura pode ser dificultado na presença de solos coesivos, muito compactos ou com blocos pétreos, o que resulta numa redução da rentabilidade do método. Desta forma, esta técnica é normalmente considerada apenas para o tratamento de solos com baixa coesão e reduzida compacidade (areias

siltosas ou argilosas) promovendo um aumento global das características resistentes do solo, redução da compressibilidade e da sua permeabilidade.

A sua eficácia é função das taxas de mistura entre o solo e o material utilizado, devendo estas ser alvo de estudo para que sejam adequadas ao tipo de terreno interessado e à resistência a adquirir pelo solo.

As profundidades máximas admissíveis de serem tratadas são função do equipamento utilizado, mas no geral são consideradas profundidades máximas da ordem dos 30 m.

A técnica de mistura de solos é também passível de ser aplicada no tratamento de solos contaminados, aplicando um material de mistura adequado ao tratamento e reação com o material contaminante.

Vantagens

- Permite o aumento da capacidade resistente do solo com recurso a relativamente pouco volume de material, sendo a sua matéria-prima o solo existente;
- Pode ser aplicado para tratamento individual de tratamento de fundações ou de uma forma generalizada em toda a área de implantação da edificação;
- Tratamento de solos até 30 m de profundidade;
- Técnica de aplicação corrente, existindo larga experiência de utilização.

Limitações

- Requer equipamento especializado, constituído por alguns elementos frágeis.

3.11 GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos são termoplásticos de aplicação na construção civil apresentam-se, normalmente, sob a forma de rolos que podem atingir os vários metros de largura e de extensão.

De acordo com o descrito por Lopes (1992), no âmbito das obras de construção civil, os geossintéticos podem exercer diversas funções em simultâneo, sendo as mais

importantes as funções de drenagem, filtragem, separação, proteção e reforço, que se definem em seguida:

Drenagem – coleta, transporte e evacuação da água dos solos (drenos verticais e horizontais).

Filtragem – permitem a passagem da água evitando a arrastamento das partículas sólidas.

Separação – colocados entre dois materiais distintos, impedem que estes se misturem.

Proteção – proteção contra as ações mecânicas entre materiais de diferentes resistências.

Reforço – promovem a redistribuição e uniformização de tensões entre as diferentes zonas de pressão ou zonas com características resistentes heterogéneas.

No âmbito do presente documento pode ser destacada a sua utilização como parte integrante da técnica descrita no item 3.3, sendo os drenos verticais pré-fabricados constituídos por geossintéticos.

No que respeita ao presente item, será dada especial atenção à função dos geossintéticos como elementos de reforço da fundação e drenagem horizontal.

Técnica de Execução

Antes de proceder à colocação do geossintético deve ser preparada a camada que estará em contacto com ele, devendo proceder-se à sua cuidada regularização e removidos quaisquer elementos que possam danificar o geossintético (Lopes, 1992).

Após a preparação da plataforma, o geossintético é desenrolado segundo a direção paralela à direção das trações, devendo evitar-se a formação de dobras. A ligação entre dois rolos adjacentes poderá ser realizada através da técnica de sobreposição, caso não sejam expectáveis deformações elevadas.

Após a colocação do geossintético, é importante proceder ao recobrimento imediato com material de aterro, de forma a permitir o trânsito dos veículos de obra. De forma a permitir a mobilização das tensões de forma adequada, a colocação do aterro deverá ser realizada desde o exterior para o centro (Lopes, 1992).

Âmbito de Aplicação

Os geossintéticos tratam-se de materiais que têm, hoje em dia, uma aplicação praticamente transversal a todas as obras de geotécnicas.

Estes possuem uma função de extrema importância na complementaridade na generalidade das técnicas de melhoramento de solos aqui apresentadas, funcionando como instrumento de redistribuição e uniformização das tensões transmitidas pela fundação ao solo tratado. Esta função reveste-se de especial importância dado que o tratamento realizado dá origem, geralmente, a um terreno com comportamento heterogéneo, muitas vezes com inclusões rígidas distribuídas de acordo com uma malha pré-definida (colunas de brita, colunas de solo-cimento, colunas de *Jet-Grouting*), não sendo possível garantir um comportamento uniforme do terreno.

A aplicação de geossintéticos na fundação, sobre a superfície tratada, permite a prevenção contra eventuais deformações diferenciais do terreno de fundação, atuando na dissipação e na distribuição mais uniforme das tensões.

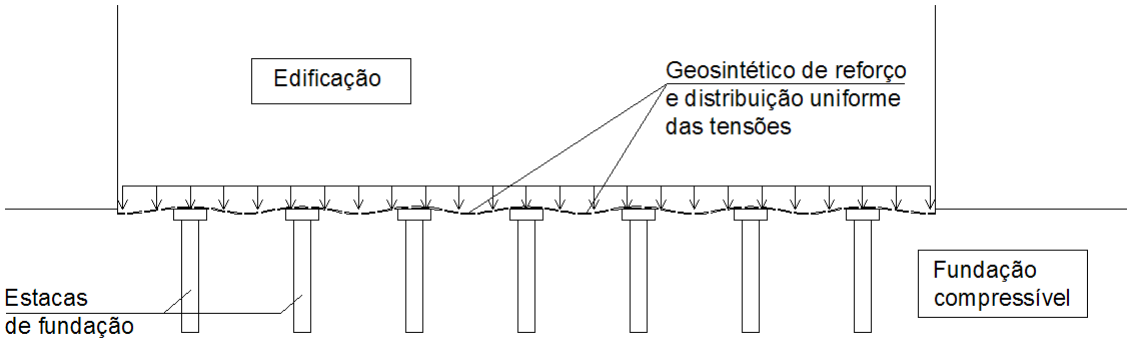


Figura 3-20 – Representação esquemática da aplicação de geossintéticos na fundação de uma edificação para distribuição das tensões.

Outra aplicação importante dos geossintéticos, no âmbito do melhoramento de solos, está relacionada com a função de drenagem da fundação. Para alcançar esta função existem atualmente disponíveis drenos horizontais que permitem captar e encaminhar as águas afluentes à fundação, prevenindo eventuais fenómenos de aumento das pressões intersticiais no solo de fundação. A sua aplicação permite substituir ou complementar a execução de camadas drenantes na fundação, em materiais granulares.

Vantagens

- Material de baixo custo;
- Rápida e fácil aplicação;
- Permite dissipação e distribuição uniforme das tensões.

Limitações

- Técnica complementar. Necessita de estar associada a uma outra técnica de tratamento de solos;
- Não promove a melhoria das características do terreno.

3.12 ELECTRO-OSMOSE

Técnica de Execução

A electro-osmose baseia-se através da criação de uma corrente elétrica no interior do solo, promove a drenagem da água intersticial e em conjunto com a ação de uma sobrecarga superficial dá origem a uma redução do índice de vazios e consequente melhoria das características mecânicas do mesmo.

A corrente elétrica no interior do solo é criada através da instalação de uma malha de ânodos (+) e cátodos (-) verticais no solo a tratar, intercalados entre si. Ao aplicar o potencial elétrico a um solo saturado permite criar uma corrente elétrica, com os catiões a serem atraídos para os cátodos e os aniões atraídos em direção aos ânodos (Athmer, 2014).

Durante o deslocamento dos aniões e catiões, estes vão transportar a sua água de hidratação enquanto se movem, promovendo o arrastamento adicional de partículas de água por viscosidade.

Nos solos argilosos, devido à carga negativa das partículas de argila, existe maior mobilidade dos catiões, pelo que o encaminhamento das águas intersticiais se dará na direção do cátodo.

De forma a permitir a retirada da água do solo, os cátodos estão associados a poços de bombagem.

Este processo vai dar origem, na maior parte dos solos, a uma percolação uniforme da água que se encontra no seio do terreno, dado que a velocidade de percolação da

água não está relacionada com a dimensão dos poros, mas antes com a voltagem que é aplicada. Devido à baixa permeabilidade dos terrenos argilosos e siltosos, este facto torna a aplicação desta técnica neste tipo de solos muito interessante, relativamente às técnicas tradicionais que promovem o escoamento hidráulico de forma tradicional e, por isso, dependente da permeabilidade do solo.

A drenagem da água do interior do solo e carregamento do mesmo vai dar origem à redução do volume de vazios do solo e a consequente aceleração da consolidação do solo.

Na Figura 3-21 é apresentado um esquema da técnica de melhoramento de solos recorrendo à electro-osmose.

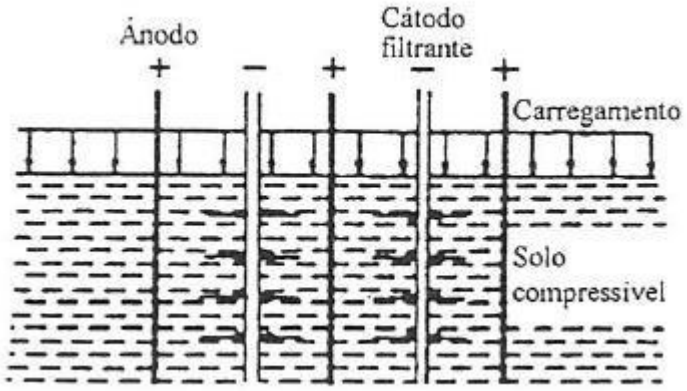


Figura 3-21 – Método de electro-osmose (Lopes, 1992).

Âmbito de Aplicação

Trata-se de uma técnica cuja aplicação pode ser feita em diversos tipos de solos, desde arenosos a siltosos, no entanto pelos custos que envolve, a sua aplicação só é normalmente vantajosa em terrenos de baixa permeabilidade como as argilas ou siltes com elevado grau de saturação, apresentando a vantagem face às técnicas tradicionais de drenagem dos solos, da velocidade de percolação de água não depender da permeabilidade do terreno.

Devido ao facto da sua eficácia não estar relacionada com o tipo de solo, esta técnica permite realizar o tratamento uniforme dos solos a grandes profundidades, mesmo em terrenos estratificados.

O princípio da técnica da electro-osmose também pode ser aplicada para o tratamento de solos contaminados, ao permitir a difusão de químicos através dos ânodos que irão

reagir e anular a contaminação de uma forma relativamente rápida e uniforme, mesmo em solos de baixa permeabilidade. Neste caso, a técnica aplicada é denominada de electro-injecção.

Vantagens

- Aplicável a vários tipos de solo;
- Velocidade de percolação não depende da permeabilidade do terreno;
- Permite o tratamento de solos de baixa permeabilidade contaminados;
- Tratamento uniforme de terrenos heterogéneos.

Limitações

- Técnica muito dispendiosa, pois envolve meios técnicos e humanos muito especializados.

3.13 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas secções anteriores foi realizada uma apresentação geral das diversas técnicas de melhoramento de solos mais utilizadas hoje em dia, nomeadamente no que diz respeito à sua técnica de execução, âmbito de aplicação, vantagens e limitações.

O conhecimento da vasta gama de técnicas e processos construtivos existentes é essencial para resolver os problemas associados à reduzida capacidade resistente e/ou elevada deformabilidade do terreno de fundação, cuja aplicação deverá ter em consideração a sua aplicabilidade ao cenário em causa.

Esta informação encontra-se resumida no Quadro 3-2, que pretende apresentar de forma sintética e sistemática a informação presente neste capítulo, acerca das diversas técnicas apresentadas.

Quadro 3-2 – Quadro resumo das características dos métodos de melhoramento de solos.

Técnica	Âmbito de Aplicação			Vantagens	Limitações
	Tipo de Solo	Tipo de Intervenção	Profundidade Máx.		
1. Saneamento e substituição do terreno	- Todos	- Substituição de terreno	- 3,0 a 4,0 m	- Facilidade de execução - Aplicação de materiais com características controladas - Reduzida complexidade de meios materiais e equipamentos envolvidos	- Limitada a profundidades superficiais - Método pouco sustentável - Poderá ser necessário recorrer a sistemas de contenção e suporte do terreno - Risco de permanência de bolsadas na fundação e em suspensão, do solo original (técnica de substituição) - questões ambientais - necessidade de dispor de vazadouros licenciados
2. Pré-carregamento	- Areias - Silto-arenosos	- Carregamento do solo - Redução do volume de vazios - Antecipação dos assentamentos e deformações	- 5,0 m, quando aplicada isoladamente - 30,0 m, quando aplicada em conjunto com drenos verticais	- Facilidade de execução - Custos de execução reduzidos - Muito eficaz em terrenos arenosos - Boa aplicabilidade na execução de aterros em parques empresariais e industriais	- Reduzida eficácia na atuação sobre Solos de baixa permeabilidade (se Aplicada isoladamente) - Limitações ao nível do local da obra e grandeza das cargas a aplicar - Difícil aplicação em zona urbanas - Não compatível com as cargas transmitidas pelas estruturas em betão armado

Técnica	Âmbito de Aplicação			Vantagens	Limitações
	Tipo de Solo	Tipo de Intervenção	Profundidade Máx.		
3. Drenos verticais (brita ou geodreno)	- Todos	- Redução da distância entre os limites de drenagem (topo e base das aluviões), passando a ser entre drenos - Aceleração da drenagem da água, pela redução da distância e pela maior eficiência da drenagem horizontal (entre camadas) - Dissipação das tensões neutras (liquefação) - Malha quadrada ou triangula	- 30,0 m	- Facilidade de execução - Custos de execução reduzidos - Vasta experiência de utilização e com resultados comprovados - Permite tratar grandes profundidades de terreno - Drenos pré-fabricados mais baratos relativamente aos drenos de brita	- Técnica necessita de estar associada a um carregamento vertical - Existência de assentamentos residuais, ainda que pequena magnitude
4. Compactação dinâmica profunda	- Areias soltas ou descomprimidas - Silto-arenosos	- Queda de peso sobre a superfície - Adensamento do terreno - Malha quadrada ou triangular	- 10,0 m	- Custos de aplicação reduzidos - Elevada rentabilidade para tratamento de terrenos sub-superficiais - Reduzidos custos ambientais	- Técnica limitada a profundidades reduzidas - Indução de vibrações no terreno numa área não controlada - Não aplicável em meio urbano e com estruturas próximas - Pouca eficiência em terrenos argilosos

Técnica	Âmbito de Aplicação			Vantagens	Limitações
	Tipo de Solo	Tipo de Intervenção	Profundidade Máx.		
5. Vibrocompactação/ Vibroflutuação	- Arenosos com percentagem de finos (%passada no peneiro de abertura 63 µm < 20%)	- Indução de vibrações em Profundidade - Rearranjo das partículas - Adensamento do terreno - Malha quadrada ou triangular	- 30,0 m	- Densificação do terreno uniforme a toda a profundidade - Aplicável a grandes profundidades - Aplicável em ambiente urbano - Vibrações transmitidas ao terreno relativamente reduzidas - Vasta experiência de utilização e com resultados comprovados	- Gama granulométrica das partículas de solo compatíveis com a aplicação desta técnica muito limitada - Necessário equipamento especializado - Custos relativamente elevados - Indução de vibrações e deformações em zonas vizinhas
6. Compactação por explosivos	- Solos granulares - Solos finos não coesivos	- Indução de vibrações em profundidade - Rearranjo das partículas - Adensamento do terreno - Malha quadrada ou triangular	- 50,0 m	- Aplicável a profundidades ilimitadas; - Custos de execução reduzidos - Tecnologia envolvida pouco complexa - Eficaz na prevenção contra o fenómeno de liquefação das areias	- Apenas aplicável em solos granulares; - Vibrações induzidas no terreno - Não aplicável em ambiente urban - Envolve manuseamento de explosivos - Tempo de espera necessário entre detonações sucessivas
7. Fundações profundas	- Todos	- Transmissão das cargas a um nível mais profundo e competente	- dezenas de metros	- Aplicável a grandes profundidades - Solução rígida, sujeita a assentamentos reduzidos - Aplicável a qualquer tipo de terreno	- Soluções relativamente caras - Em função do terreno interessado, pode ser necessária a utilização de cofragens perdidas - Custos ambientais associados

Técnica	Âmbito de Aplicação			Vantagens	Limitações
	Tipo de Solo	Tipo de Intervenção	Profundidade Máx.		
8. Colunas de brita	- Todos	- Transmissão das cargas a um nível mais profundo e competente - Aceleração da drenagem da água - Dissipação das tensões neutras (liquefação) - Malha quadrada ou triangular	- 10,0 m	- Atua como elemento rígido bem como na melhoria das características do terreno existente - Aplicável a qualquer tipo de terreno - Solução barata, se utilizado o equipamento de perfuração - Eficaz na prevenção contra o fenómeno de liquefação das areias	- Solução mais cara, se utilizado o equipamento de vibrocompactação - Execução com equipamento de perfuração, o que não promove o tratamento imediato do terreno envolvente
9. *Jet-Grouting*	- Todos	- Injeção sob pressão de calda de cimento - Melhoria das características do solo - Transmissão das cargas a um nível mais profundo e competente	- qualquer	- Versatilidade - Aplicável a qualquer tipo de terreno - Aplicável em ambiente urbano - Aplicável a grandes profundidades - Colunas de *Jet-Grouting* com elevada capacidade de suporte, que funcionam como estacas de fundação profunda	- Solução muito cara - Pouco rentável para tratamentos superficiais - Necessário equipamento especializado - Pode dar origem a empolamentos do terreno caso a pressão não seja controlada

Técnica	Âmbito de Aplicação			Vantagens	Limitações
	Tipo de Solo	Tipo de Intervenção	Profundidade Máx.		
10. Mistura de solos	- Solos com reduzida coesão e compacidade - Areias siltosas - Areias argilosas	- Mistura solo-cimento - Melhoria das características do solo	- 30,0 m	- Utiliza como principal matéria-prima o próprio solo - Aplicável em casos particulares ou no tratamento de fundações de forma generalizada - Aplicável a médias / grandes profundidades - Existe larga experiência de utilização	- Necessário equipamento Especializado - Equipamento frágil.
11. Geossintéticos	- Todos	- Drenagem - Reforço	- Aplicação superficial.	- Material muito barato - Fácil aplicação - Permite a dissipação e distribuição uniforme das tensões	- Tem de estar associado a uma técnica de tratamento de solos - Não promove a melhoria das características do terreno
12. Electro-osmose	- Mais rentável em terrenos de baixa permeabilidade - Solos saturados - Argilas / Siltes	- Indução de corrente elétrica no solo - Promove a drenagem das águas intersticiais	- 30,0 m	- Aplicável a vários tipos de terreno - Taxa de percolação não depende da permeabilidade do terreno - Permite o tratamento de solos de baixa permeabilidade - Permite o tratamento de solos contaminado - Tratamento uniforme de terrenos heterogéneos	- Técnica muito dispendiosa - Necessário meios técnicos e humanos muito especializados

4 METODOLOGIA DE SELECÇÃO DE UM MÉTODO DE TRATAMENTO DE SOLOS

Após a avaliação da capacidade resistente do terreno de fundação e dos assentamentos admissíveis relativamente às cargas a transmitir pela estrutura do edifício, deverá ser avaliada a necessidade de melhoramento do solo, de modo a garantir as condições de segurança e de durabilidade da estrutura.

Caso se verifique a conveniência de realizar algum tratamento, terá início uma nova de fase de projeto, a qual deverá permitir a definição técnica do método de melhoramento de solo mais adequado para o cenário em causa.

O processo de escolha deverá ser levado a cabo tendo em consideração diversos pressupostos que envolvem, entre outros, as características da estrutura (edifício) a executar e as do terreno. Em função da importância dos fatores envolvidos, o processo de escolha pode ser definido em 2 fases, que funcionam de forma sequencial e que conduzem à decisão acerca do método de tratamento do solo a implementar.

i. 1ª Fase – Identificação dos potenciais problemas da fundação a tratar e dos métodos de tratamento aplicáveis;

ii. 2ª Fase – Identificação de características específicas da obra.

4.1 1ª FASE – IDENTIFICAÇÃO DOS POTENCIAIS PROBLEMAS DA FUNDAÇÃO A TRATAR E DOS MÉTODOS DE TRATAMENTO APLICÁVEIS

Diferentes métodos de tratamento de solos adequam-se a diferentes problemas de fundação, existindo métodos mais transversais e outros mais específicos. Este facto vem dar origem a que para o mesmo problema existam mais do que 1 ou 2 métodos de tratamento possíveis, sendo que, a escolha deverá ainda ter em consideração outros fatores relacionados com as características da obra.

Assim sendo, foi elaborado o Quadro 4-1, onde se indicam as metodologias de tratamento aplicáveis, em função dos potenciais problemas de fundação a tratar.

Quadro 4-1 – Potenciais problemas da fundação e métodos de tratamento mais adequados.

Objetivo da intervenção	Metodologias de tratamento aplicáveis
Prevenção dos fenómenos de liquefação **Redução das deformações**	○ Vibrocompactação / Vibroflutuação ○ Colunas de brita ○ Compactação dinâmica profunda ○ Compactação por explosivos ○ Drenos verticais (areia) ○ Mistura de solos ○ *Jet-Grouting*
Estabilização de estruturas que sofreram assentamentos diferenciais	○ *Jet-Grouting* ○ Estacas e Micro-estacas
Aumento da resistência à fissuração e redução dos assentamentos diferenciais	○ *Jet-Grouting* ○ Estacas e Micro-estacas
Redução dos assentamentos imediatos	○ Saneamento ○ Pré-carregamento ○ Vibrocompactação / Vibroflutuação ○ Compactação dinâmica profunda ○ Compactação por explosivos ○ Mistura de solos ○ *Jet-Grouting*
Redução dos assentamentos por consolidação	○ Pré-carregamento + Drenos verticais ○ *Jet-Grouting* ○ Colunas de brita ○ Mistura de solos ○ Electro-osmose
Aumento da estabilidade de taludes	○ Drenos verticais (areia) ○ *Jet-Grouting* ○ Mistura de solos ○ Pregagens / Ancoragens ○ Colunas de brita ○ Estacas e Micro-estacas
Promoção de barreiras impermeáveis (cortinas)	○ *Jet-Grouting* ○ Mistura de solos ○ Cortina de estacas
Estabilização de solos expansivos	○ Saneamento e substituição do terreno ○ Mistura de solos ○ Manter fora do contacto com a água (execução de barreiras impermeáveis)

Objetivo da intervenção	Metodologias de tratamento aplicáveis
Estabilização de solos colapsáveis	○ Compactação dinâmica profunda ○ Vibrocompactação / Vibroflutuação ○ *Jet-Grouting*
Descontaminação de solos	○ Saneamento e substituição do terreno ○ Electro-injecção

Importa referir que no quadro anterior apenas foram referidos os métodos de tratamento de solos descritos no presente documento, selecionados por serem os mais representativos da oferta geral do mercado e cuja experiência de execução e conhecimento acerca do seu comportamento é maior. No entanto, será admissível a existência de outros métodos cuja utilização se encontra normalmente associada a casos com uma conjugação específica de fatores entre os problemas a tratar, as características da edificação, do terreno de fundação e das restrições impostas no local.

4.2 2ª FASE – IDENTIFICAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DA OBRA

Após o conhecimento do tipo de solo a tratar e de ter sido realizada uma pré-seleção das técnicas adequadas ao tratamento da mesma, importa atender aos fatores particulares da obra, que incluem:

i. Características da edificação;
ii. Condicionalismos do local a tratar;
iii. Características específicas do solo de fundação;
iv. Prazo de execução;
v. Disponibilidade financeira e de equipamentos;
vi. Experiência.

No Quadro 4-2 são apresentados os fatores a considerar, de acordo com *U.S. Army Corps of Engineers* (1999), que devem ser observados durante o processo de escolha da técnica de tratamento de solo a executar.

Quadro 4-2 – Fatores a considerar na escolha do método de melhoramento do solo a executar.

Características da edificação	○ Edifício novo ou existente ○ Assentamentos / deformabilidade da fundação admissíveis pela estrutura ○ Classe de consequência do edifício (Anexo B – EC0)
Condicionalismos do local a tratar	○ Dimensão da área a ser tratada ○ Zona urbana ou rural ○ Acessibilidades ao local ○ Presença de edificações vizinhas sensíveis às vibrações ○ Prever para a técnica a analisar se o tratamento é invasivo em relação aos terrenos vizinhos (micro-estacas, ancoragens, *etc.*)
Características específicas do solo	○ Tipo de solo a tratar ○ Profundidade e espessura (possança) da camada a tratar ○ Saturação do solo / profundidade do nível freático ○ Heterogeneidade do solo a tratar, com existência de diferentes camadas sobrepostas que necessitem de tratamento e eventual necessidade de considerar dois tratamentos distintos
Prazo de execução	○ Prazo de execução disponível para realizar o tratamento
Disponibilidade financeira e de equipamentos	○ Verba disponível para executar o tratamento ○ Disponibilidade de equipamentos do empreiteiro
Experiência	○ Experiência e conhecimento dos empreiteiros na execução da técnica

Nesta fase destaca-se, a título de exemplo, a adequabilidade dos diversos métodos de tratamento relativamente a fatores como as características do terreno a tratar ou ainda o seu prazo de execução e o respetivo custo de implementação.

Relativamente às características do terreno a tratar apresenta-se na Figura 4-1 a adequabilidade dos métodos de tratamento disponíveis em função da granulometria do solo.

Na Figura 4-2 é apresentado um gráfico com a relação entre o custo e o prazo de execução para implementação de cada um dos métodos.

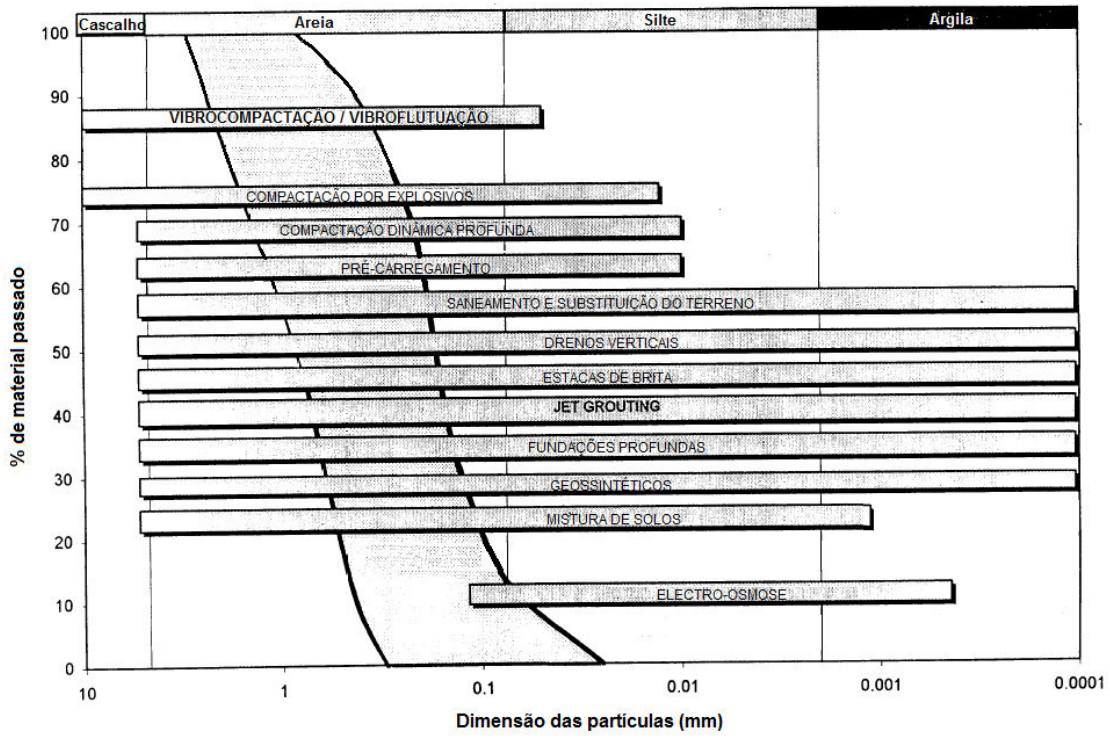


Figura 4-1 – Aplicabilidade dos métodos de tratamento em função da granulometria dos materiais (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1999).

Custo	Técnica	Prazo de Execução		
		Curto	Médio	Alargado
Elevado	Electro-osmose			
	Mistura de solos			
	Jet-Gouting			
	Fundações profundas			
	Vibrocompactação / Vibroflutuação			
Médio	Compactação por explosivos			
	Colunas de brita			
	Compactação dinâmica profunda			
	Dreno verticais (brita ou geodreno)			
	Saneamento e substituição do terreno			
Baixo	Pré-carregamento			

Figura 4-2 – Aplicabilidade dos métodos de tratamento em função do custo e prazo de execução.

No que diz respeito aos fatores a considerar na 2ª Fase do processo de decisão, é de referir que a sua análise conduz, muitas vezes, à existência de mais do que um método de tratamento aplicável para o caso concreto em avaliação.

Assim, essa situação pode conduzir a que a tomada de decisão final acerca do método a aplicar seja realizada com base em outros fatores, como podem ser a existência de equipamento disponível para aplicação de uma determinada técnica ou o conhecimento de uma determinada metodologia por parte do construtor.

4.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com o apresentado, o processo de seleção desenvolve-se em duas fases distintas, correspondendo a 1ª Fase à identificação do tipo de problema que afeta, ou poderá vir a afetar o local e a partir da qual é possível identificar um conjunto de técnicas adequadas ao seu tratamento.

Durante a 2ª Fase do processo de escolha, são tidas em consideração o conjunto de fatores relativos às características da edificação, terreno de fundação, zona envolvente, prazos, disponibilidade de equipamentos e financeira (Quadro 4-2), sendo que durante esta fase é reduzido o número de metodologias aplicáveis à obra em causa.

Com base nos quadros e informações apresentadas é assim possível sistematizar o processo de tomada de decisão acerca da(s) metodologia(s) mais indicadas para o tratamento do terreno de fundação. Essa sistematização foi levada a cabo sob a forma de matriz de decisão (Quadros 1 a 11), que se apresentam no Anexo I.

As matrizes de decisão apresentadas foram sub-divididas em função dos potenciais problemas de fundação que se pretende prevenir / tratar, de acordo com a organização apresentada no Quadro 4-3.

Quadro 4-3 – Identificação dos quadros com a matriz de decisão.

Quadros	Objetivo da intervenção
I	**Prevenção dos fenómenos de liquefação**
	Redução das deformações
II	**Estabilização de estruturas que sofreram assentamentos diferenciais**
III	**Aumento da resistência à fissuração, deformação e/ou assentamentos diferenciais**
IV	**Redução dos assentamentos imediatos**
V	**Redução dos assentamentos por consolidação**
VI	**Aumento da velocidade dos assentamentos por consolidação**
VII	**Aumento da estabilidade de taludes**

Quadros	Objetivo da intervenção
VIII	**Promoção de barreiras impermeáveis (cortinas)**
IX	**Estabilização de solos expansivos**
X	**Estabilização de solos colapsáveis**
XI	**Descontaminação de solos**

Após a identificação dos potenciais problemas de fundação, para seleção do quadro mais adequado para o caso em análise, e tendo em consideração a estrutura de organização das matrizes de decisão da técnica de tratamento de solos, os fatores a considerar na escolha da técnica relativa à obra em questão são os destacados no Quadro 4-4.

Quadro 4-4 – Estrutura de organização das matrizes de decisão de seleção da técnica de tratamento.

Edificação	Edifício Novo / Existente	Novo
		Existente
	Assent. Admissíveis	Grandes
		Pequenos
Condicionalismos do local a tratar	Dimensão Área a tratar	Grande
		Pequena
	Tipo de Zona	Urbana
		Rural
	Acessibilidades	Boas
		Más
	Edificações Vizinhas	Sim
		Não
Características do terreno	Tipo de solos	Cascalheira
		Areia
		Silte
		Argila
	Profundidade máxima	< 5 m
		5 ~ 10 m
		10 ~ 30 m
		> 30 m
	Nível Freático	Saturado
		Parcial
		Seco
	Terreno Heterogéneo	Sim
		Não
Prazo de Execução		Curto
		Alargado
Disponibilidade Financeira		Alta
		Baixa

Para cada técnica de tratamento, aplicável à resolução do prolema de fundação em análise, é indicado para cada fator, se esta é adequada (●), pouco interessante (○) ou não aplicável (–).

Com base na análise dos diversos métodos de tratamento em função da sua adequabilidade aos fatores em análise, é(são) selecionada a(s) técnica(s) de tratamento de solo mais adequada(s).

5 CASO DE ESTUDO

O presente caso de estudo diz respeito a um processo de Assessoria Geotécnica, por parte da ELSAMEX, à construção de novas caldeiras e tanques de evaporação de uma fábrica de pasta de papel em Leirosa.

Esta assessoria geotécnica foi subdividida em duas zonas, a zona das caldeiras e a zona dos tanques de evaporação (Figura 5-1).

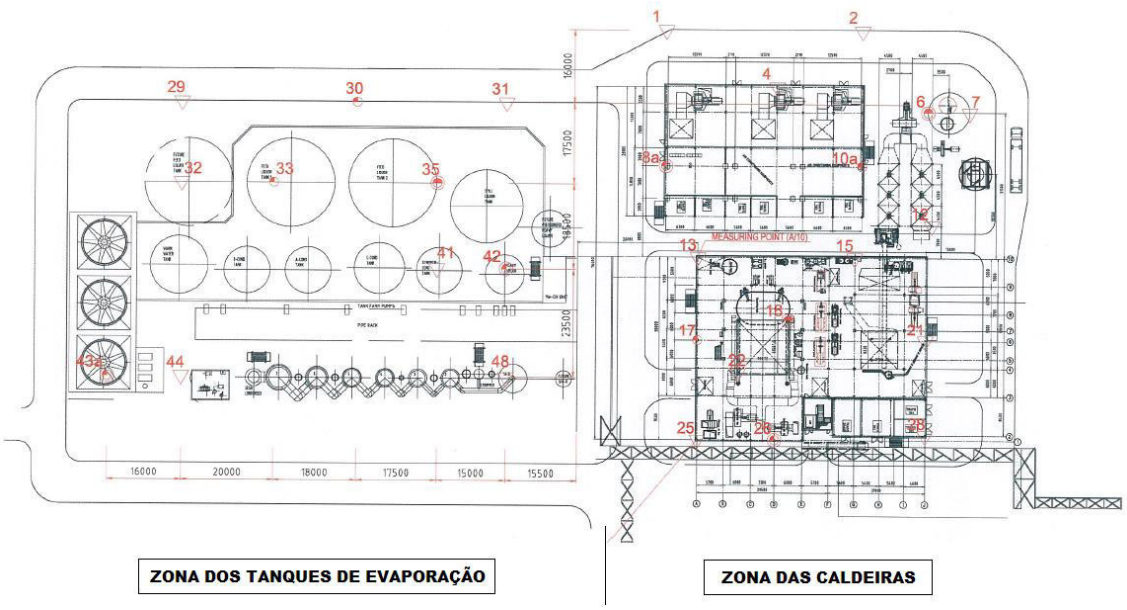


Figura 5-1 – Extrato da planta com a localização das duas zonas.

Para a zona das caldeiras, foram realizados o acompanhamento e análise crítica dos trabalhos de melhoramento dos terrenos, através de vibrocompactação, que se encontravam já em curso, os quais não são abordados no presente caso de estudo.

No âmbito de intervenção na zona dos tanques de evaporação, foi solicitada a definição da técnica tratamento do solo mais adequada a aplicar na sua fundação. Para o efeito, foi realizada a análise de acordo com o faseamento apresentado no Capítulo 4.

- Identificação dos potenciais problemas de fundação a tratar;
- Identificação das características da obra.

De forma a identificar o cenário geológico presente, os trabalhos iniciaram-se com a execução dos trabalhos de prospeção geotécnica, cuja informação foi fundamental para identificação dos potenciais problemas de fundação a tratar, bem como para a seleção da técnica de tratamento mas adequada.

A par das definições de projeto, foi acompanhado o desenvolvimento dos trabalhos para que de imediato, e em conjunto com os vários intervenientes, pudessem ser tomadas as medidas mais adequadas face aos resultados parciais dos tratamentos e dos ensaios complementares a que se chegava.

5.1 CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A área de implantação da fábrica onde iam ser instalados os tanques de evaporação situa-se junto à costa litoral Oeste de Portugal Continental em Leirosa, no concelho da Figueira da Foz, numa zona que de acordo com a informação obtida na Carta Geológica de Portugal da região (19-C) é constituída por areias de duna e areias de praia (Recente), onde o terreno apresenta um relevo pouco acidentado.

Estas areias são, de uma forma geral, caracterizadas por apresentarem uma granulometria fina a média, podendo ser bem graduada ou mono granular, com elevada permeabilidade. A camada superficial de solos de natureza arenosa, assenta sobre formações mais antigas pertencentes à formação do Plio-Pliostocénico, de depósitos argilosos ou arenitos.

A definição do cenário geológico e geotécnico dos solos de fundação na zona dos tanques de evaporação foi realizada com base nos elementos de prospeção geotécnica existente, e ainda de prospeção complementar.

A análise dessa informação, a partir da qual foi possível definir a metodologia de tratamento do solo a realizar na zona dos tanques de evaporação, é apresentada na secção seguinte.

5.1.1 PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA

De um modo geral, foram realizados ensaios CPT (*Cone Penetration Test*), PDL (Penetrómetro Dinâmico Ligeiro), DPSH (*Dynamic Penetrometer Super Heavy*) e sondagens mecânicas para caracterização litológica, com identificação da localização do nível freático.

Na Figura 5-2 é apresentado um extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a localização da prospeção geotécnica realizada previamente à data deste estudo.

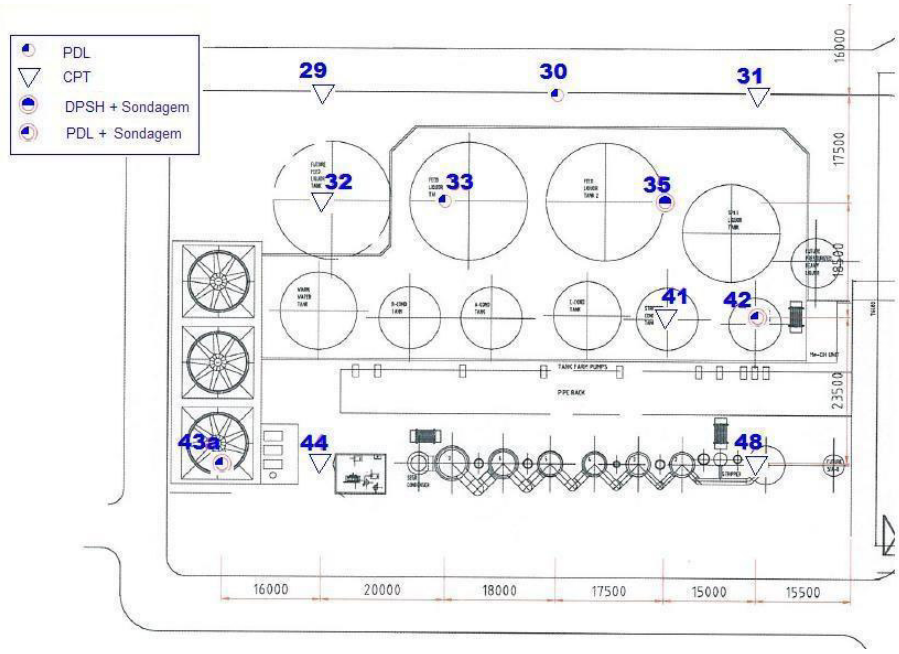


Figura 5-2 – Extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a localização da prospeção geotécnica existente.

Os trabalhos de prospeção estão resumidos no Quadro 5-1, com a informação genérica acerca da sua designação e profundidade total prospetada.

No Anexo II são apresentados os respetivos boletins de ensaio, produzidos pela empresa responsável pela prospeção.

Quadro 5-1 – Trabalhos de prospeção realizados.

Tipo de ensaio	Designação	Profundidade (m)
Sondagem	BH 35	10,30
	BH 42	10,30
	BH 43A	10,30

Tipo de ensaio	Designação	Profundidade (m)
CPT	CPT 29	8,32
	CPT 31	13,86
	CPT 32	14,68
	CPT 41	13,14
	CPT 44	9,40
	CPT 48	12,88
DPSH	SHDP 35	18,20
PDL	LDP 30	7,60
	LDP 33	7,30
	LDP 42	7,40
	LDP 43A	7,00

Adicionalmente, foi ainda realizada uma campanha de prospeção geotécnica complementar com base em ensaios de PDM (Penetrómetro Dinâmico Médio) e CPT, com o objetivo de caracterizar de forma mais detalhada os solos de fundação sob diversos elementos estruturais a executar (tanques).

Os ensaios PDM permitiram, essencialmente, caracterizar o solo antes de proceder ao seu tratamento, tendo os ensaios CPT sido realizados no mesmo local de alguns ensaios PDM, após o tratamento do solo, para avaliação da eficácia do mesmo. Em alguns pontos, considerados mais críticos, os ensaios PDM foram realizados no início e fim do tratamento.

Na Figura 5-3 é apresentado um extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a localização da prospeção geotécnica complementar realizada.

Os trabalhos de prospeção complementares executados são resumidos no Quadro 5-2, com a informação genérica acerca da sua designação e fase dos trabalhos em que foram executados.

No Anexo III são apresentados os respetivos boletins de ensaio, produzidos pela empresa responsável pela prospeção.

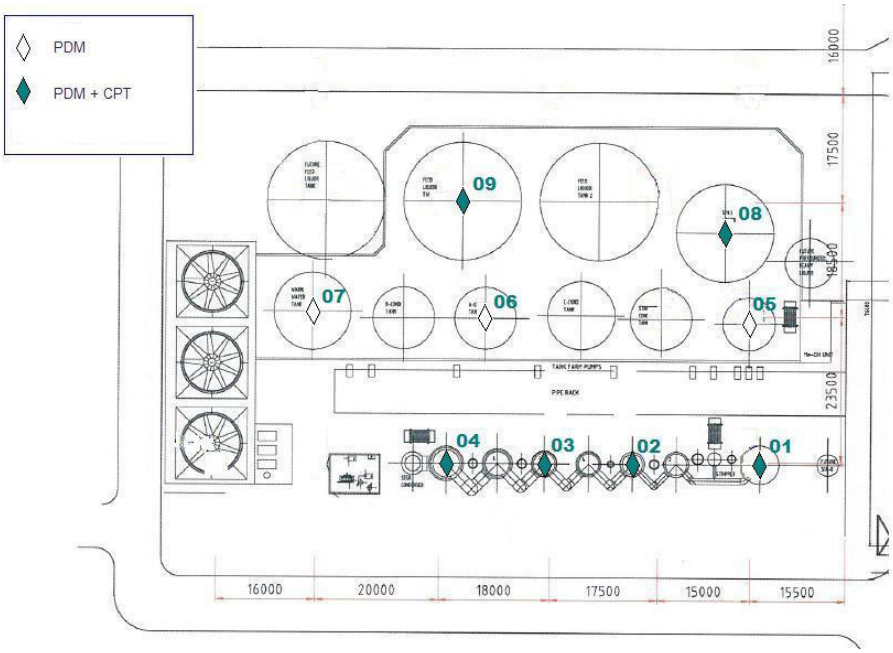


Figura 5-3 – Extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a localização da prospeção geotécnica complementar.

Quadro 5-2 – Trabalhos de prospeção complementares.

PDM			CPT		
Nº	**inicial**	**inicial + final**	**Nº**	**inicial + final**	**final**
1		x	1	x	
2		x	2		x
3	x		3		x
4		x	4		x
5	x		-		
6	x		-		
7	x		-		
8	x		8		x
9	x		9		x

Com base nos resultados obtidos nos trabalhos de prospeção referidos procedeu-se à caracterização dos solos da fundação, como se descreve seguidamente.

5.1.2 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO

5.1.2.1 Ensaios *in situ*

5.1.2.1.1 Ensaios de penetração dinâmica

No total, antes de se dar início aos trabalhos de tratamento do solo, foram realizados 14 ensaios de penetração dinâmica (4 PDL, 9 PDM e 1 DPSH).

Os ensaios de penetração dinâmica consistem em fazer penetrar no solo um cone normalizado, ligado à ponta de uma vara ou de um conjunto de varas, sendo registado o número de pancadas dadas por um pilão de massa definida, caindo de uma altura normalizada, necessárias para uma penetração de 10 cm.

Quadro 5-3 – Características dos equipamentos de ensaio de penetração dinâmica.

Características	PDL	PDM	DPSH
M - Massa do pilão (kg)	14,5	30	63,5
h - Altura de queda (m)	0,6	0,5	0,75
A - Área da base do cone (cm^2)	10	10	20
P - Comprimento de penetração (cm)	10	10	10
Mb - Massa do batente + vara guia (kg)	4,4	18	30
Mv - Massa das varas (kg/m)	3,79	6	6

Com base no nº de pancadas registado (N) e nas características do equipamento utilizado, obtém-se o valor da resistência dinâmica de ponta (qd) a partir da equação 5-1 (Bowles, 1996).

$$qd = \frac{M^2 \cdot h}{A\left(M + Mb + Mv\right)} \cdot \frac{N}{P} \qquad 5\text{-}1$$

cujos os parâmetros se encontram identificados no Quadro 5-3.

Para efeitos de análise dos resultados dos ensaios de penetração dinâmica a zona em estudo foi dividida em 3 zonas: superior, intermédia e inferior.

No Quadro 5-4 indicam-se os ensaios realizados em cada zona.

Quadro 5-4 – Ensaios de penetração dinâmica por zona de análise.

Zonas	Superior	Intermédia	Inferior
Ensaios	PDL 30	PDL 42	PDL 43A
	PDL 33	PDM 5	PDM 1
	PDM 8	PDM 6	PDM 2
	PDM 9	PDM 7	PDM 3
	DPSH 35		PDM 4

Nas Figura 5-4 a Figura 5-6 são apresentados os valores de resistência de ponta do solo de fundação obtidos nos vários ensaios de penetração dinâmica, respetivamente para a zona superior, intermédia e inferior.

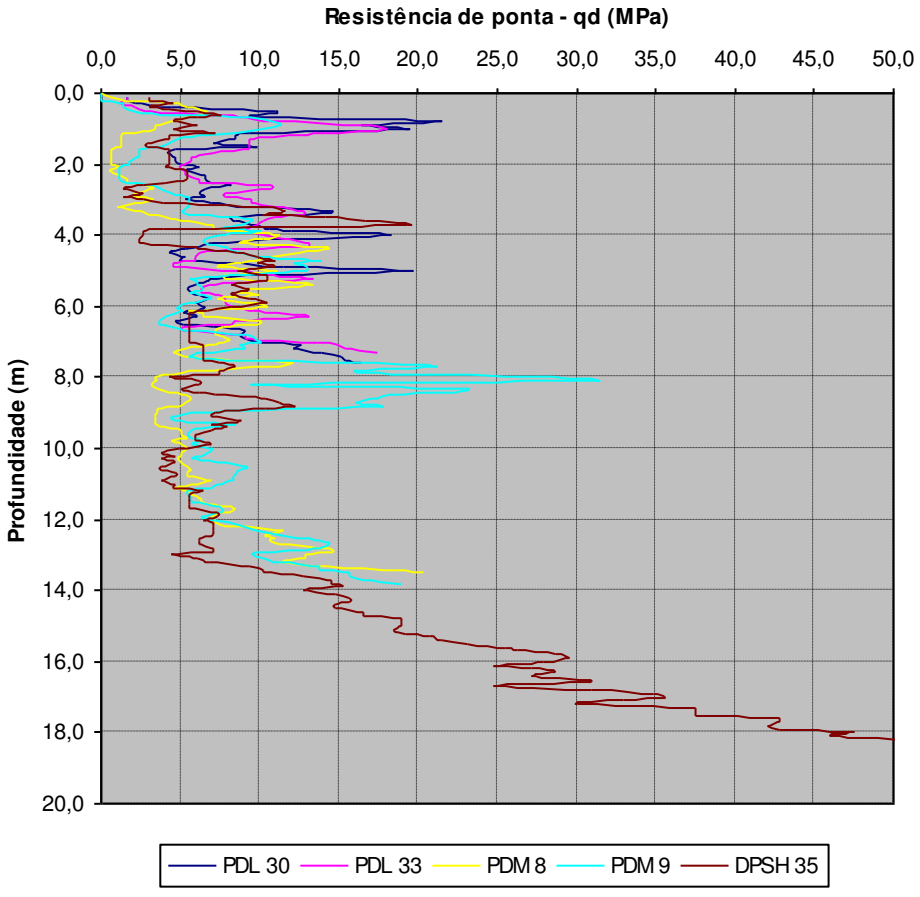


Figura 5-4 – Resultados dos ensaios de penetração dinâmica na zona superior.

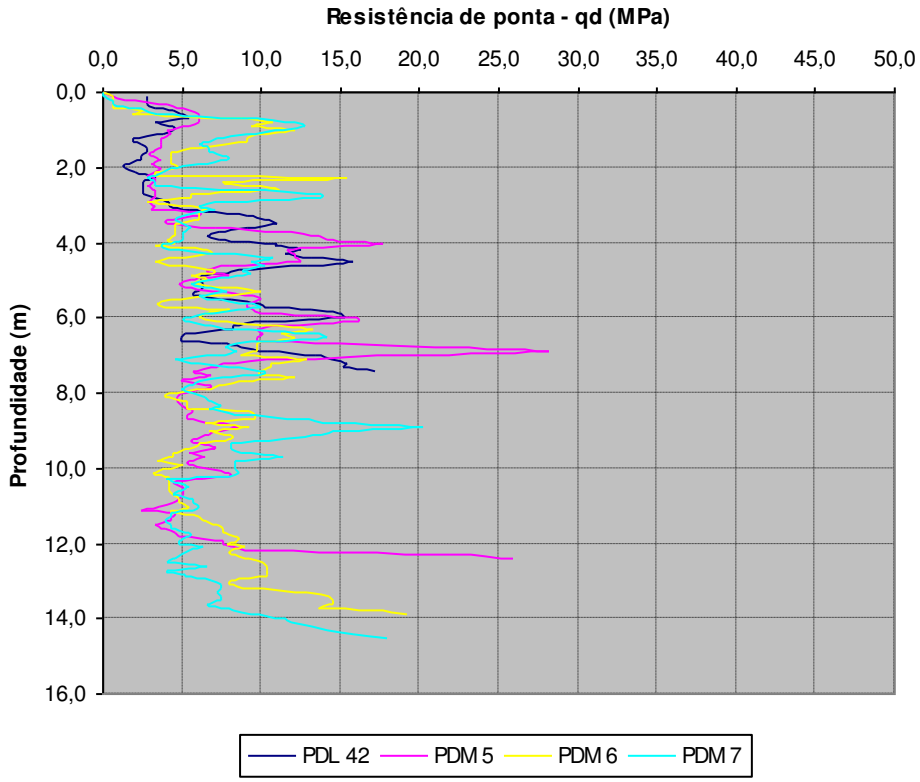


Figura 5-5 – Resultados dos ensaios de penetração dinâmica na zona intermédia.

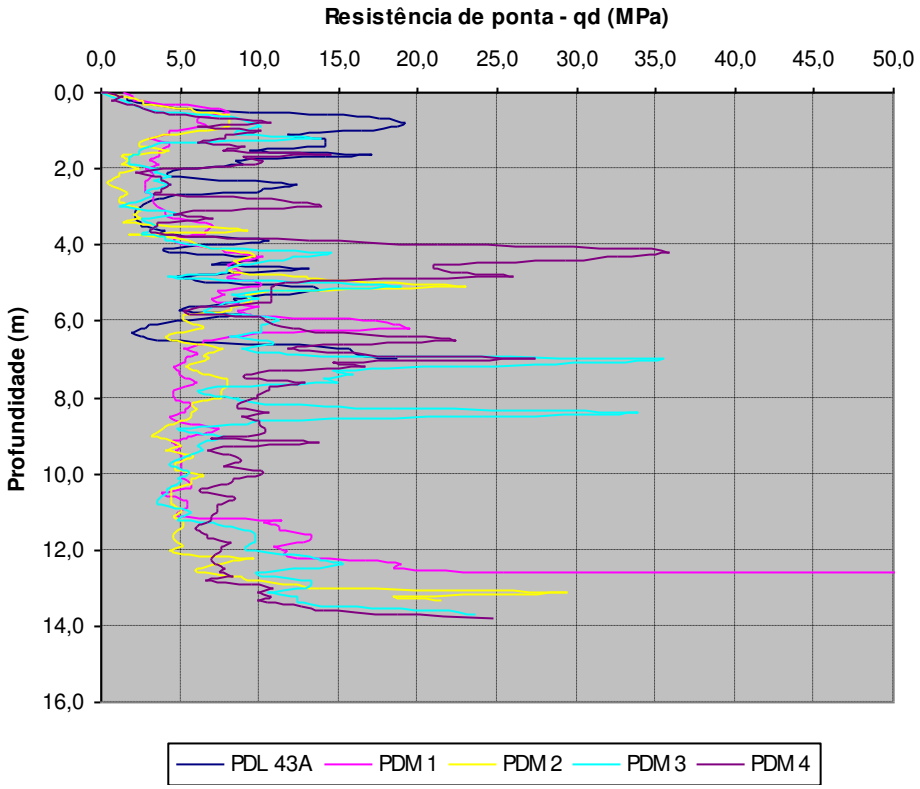


Figura 5-6 – Resultados dos ensaios de penetração dinâmica na zona inferior.

Da análise dos gráficos apresentados verifica-se que, de uma forma geral, os vários ensaios de penetração dinâmica realizados revelaram um comportamento relativamente homogéneo entre as três zonas de análise.

De um modo geral, o solo ensaiado apresentou resistências de ponta inferiores a 10 MPa, revelando que, de acordo com a classificação proposta por Skempton (1986), referenciado por Matos Fernandes (2011), estamos na presença de um solo arenoso solto a medianamente compacto. No entanto, importa referir que na maioria dos ensaios foi detetada a presença de algumas camadas intermédias, com cerca de 0,5 a 1 m de espessura, que apresentavam maior resistência de ponta e que ocorrem, sensivelmente cerca dos 4, 7 e 9 m de profundidade.

Nas camadas de maior resistência foram registados valores de resistência de ponta variáveis entre os 10 e os 35 MPa, revelando que se tratam de camadas de solo medianamente compacto a denso. A zona de maior resistência é mais pronunciada aos 7 m de profundidade.

Importa notar a presença generalizada de um nível de muito baixa resistência, entre os 9 e os 13 m de profundidade, sendo frequentemente registados valores de resistência de ponta inferiores a 5 MPa.

Para profundidades a partir de cerca dos 13 m, constata-se a presença de um solo compacto a muito compacto, com resistência de ponta sempre superior a 25 MPa.

5.1.2.1.2 Ensaios de penetração estática

De acordo com o que já foi apresentado, no âmbito da campanha inicial de caracterização geotécnica do solo na zona dos tanques de evaporação foram realizados 6 ensaios de CPT.

O princípio do ensaio CPT consiste na cravação no terreno de uma ponteira cónica de dimensões normalizadas, com área de 10 cm^2, a uma velocidade constante. No ensaio de CPT são medidas as resistências de ponta (q_c) e lateral (f_s), a partir das quais é obtido o valor da razão de atrito ($F_r = f_s / q_c$).

Nas Figura 5-7 e Figura 5-8 apresentam-se duas fotografias do equipamento utilizado na execução do ensaio.

Figura 5-7 – Aspeto geral do equipamento do ensaio de CPT.

Figura 5-8 – Pormenor da ponteira utilizada no ensaio de CPT.

Os resultados dos ensaios foram analisados de acordo com diversas classificações apresentadas por vários autores, referenciado por Lunne *et* al (1997), que permitem subdividir e identificar os materiais interessados no decorrer dos ensaios e ainda fornecer indicações acerca da possibilidade de proceder à sua compactação:

- Classificação de *Robertson* e *Campanella* (1983);
- Classificação de *Robertson* e *Wride* (1990);
- Classificação *Robertson et al* (1986).

- **Classificação de *Robertson* e *Campanella* (1983)**

De acordo com *Lunne et* al (1997), com base nos resultados do ensaio CPT, nomeadamente no que diz respeito aos valores obtidos de resistência de ponta (q_c) e da razão de atrito (F_r), é possível identificar o tipo de estratos atravessados aplicando a carta simplificada de classificação dos solos de *Robertson* e *Campanella* (1983). Na Figura 5-9 são apresentados os resultados obtidos sobrepostos à referida carta de classificação.

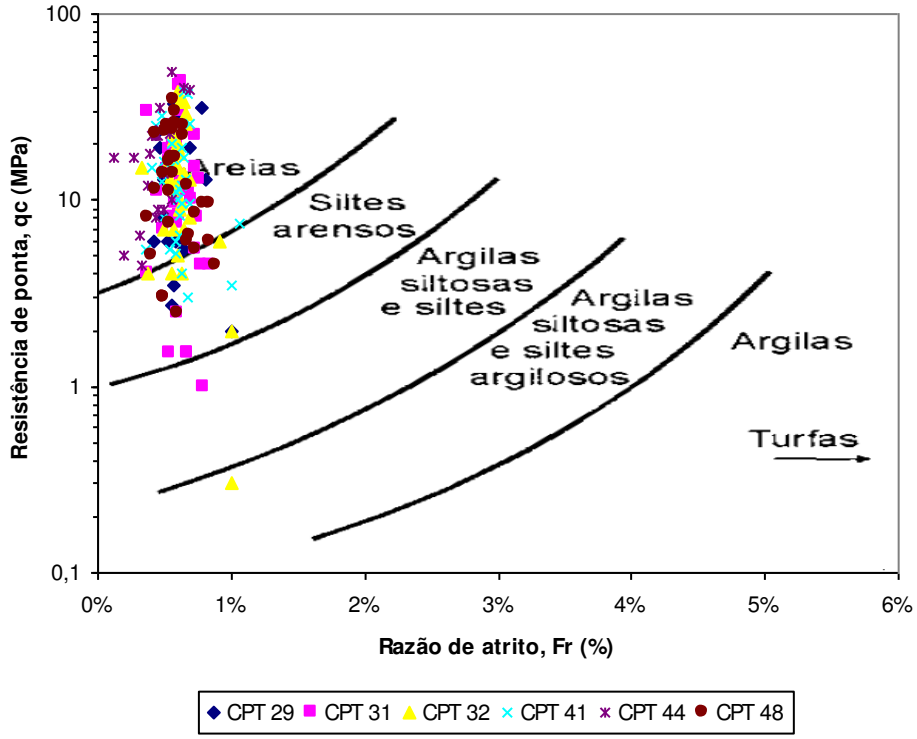


Figura 5-9 – Resultados obtidos nos ensaios CPT sobre a carta simplificada de classificação dos solos (*Robertson* e *Campanella*, 1983).

De acordo com o que a classificação de *Robertson* e *Campanella* (1983), verifica-se que os solos de fundação na zona dos tanques de evaporação são constituídos, de uma forma geral, por areias e, numa percentagem mais reduzida, por siltes arenosos, que apresentam uma granulometria mais fina.

- **Classificação de *Robertson* e *Wride* (1990)**

Com base no que é apresentado em *Lunne et* al (1997), a classificação dos solos pode ser realizada recorrendo à normalização dos valores de resistência à penetração e da razão de atrito, tendo em consideração a profundidade, e o correspondente valor da tensão vertical atuante. Os referidos valores normalizados podem ser obtidos a partir das equações 5-2 e 5-3.

$$Q_t = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \qquad 5\text{-}2$$

$$F_t = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \times 100\% \qquad 5\text{-}3$$

onde,

Q_t – resistência à penetração normalizada (-);

F_t – Razão de atrito normalizada (%);

q_c – resistência de ponta (kPa);

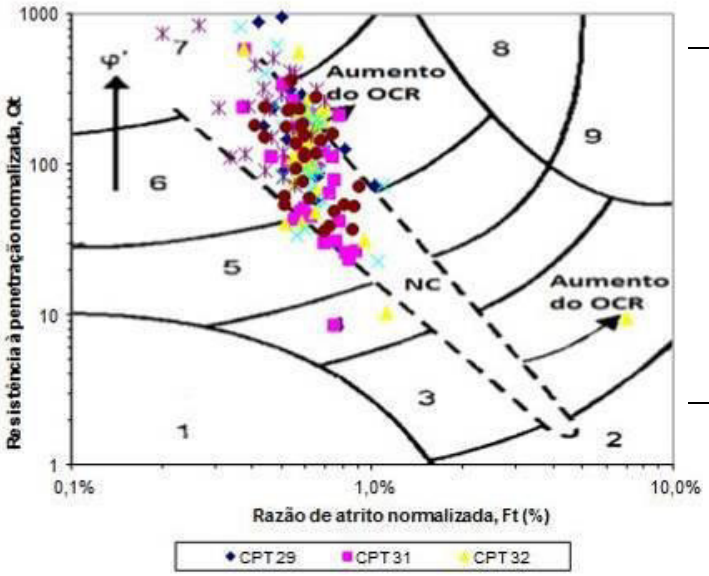
f_s – resistência lateral (kPa);

σ_{V0} – tensão vertical total (kPa);

σ'_{V0} – tensão vertical efetiva (kPa).

Para o cálculo da tensão vertical total e efetiva, foi considerado para as areias γ_h = 17 kN/m^3 e γ' = 10 kN/m^3. Foi ainda tida em consideração, de acordo com a sondagem BH43A, a presença de um nível freático constante aos 9,0 m de profundidade.

Com base no diagrama de classificação dos solos apresentado por *Robertson* e *Wride* (1990), os solos interessados na fundação podem ser classificados indiretamente através dos parâmetros Q_t e F_t definidos, como ilustra a Figura 5-10.



Zona	Tipo de comportamento do solo
1	Granular fino, sensível
2	Matéria orgânica
3	Silte argiloso a argilas
4	Argila siltosa a silte argiloso
5	Silte arenoso a areia siltosa
6	Areia a silte arenoso
7	Areia cascalhenta a areia
8	Areia a areia argilosa muito rija
9	Granular fino, muito rijo

Legenda	Tipo de comportamento do solo
OCR	Grau de sobre-consolidados
φ	Ângulo de atrito interno

Figura 5-10 – Resultados obtidos nos ensaios CPT sobre o diagrama de classificação de solos (*Robertson* e *Wride*, 1990).

Os resultados obtidos, sobrepostos no diagrama da Figura 5-10 confirmam a informação disponível, sendo possível referir que o solo, com base nos ensaios CPT

se classifica, de uma forma geral, como areia a silte arenoso e ainda como silte arenoso a areia siltosa, embora em menor percentagem.

Como se percebe, os diagramas de classificação de solos apresentados até ao momento não permitem classificar e avaliar eventuais alterações no comportamento do solo em profundidade. A classificação de *Robertson* e *Wride* (1990) permite ainda classificar, por via indireta, os materiais sob a forma de um índice de comportamento de solos (I_c) de acordo com a equação 5-4.

$$I_c = \left[\left(3.47 - \log Q_t\right)^2 + \left(1.22 + \log F_t\right)^2 \right]^{0.5} \qquad 5\text{-}4$$

onde Q_t e F_t são calculados de acordo com as equações 5-2 e 5-3, respetivamente.

Aos diferentes tipos de materiais indicados na Figura 5-10 correspondem índices de comportamento característicos de acordo com o Quadro 5-5.

Quadro 5-5 - Índices de comportamento e tipos de solo (*Lunne et al*, 1997).

Índice de comportamento	Tipo de solo
I_c <1,31	Areias cascalhentas e areias densas
1,31 < I_c <2,05	Areias lavadas e areias siltosas
2,05 < I_c <2,6	Siltes arenosos e areias siltosas
2,95 < I_c <3,6	Siltes argilosos e argilas
I_c > 3,6	Solos orgânicos

Na Figura 5-11 é apresentado o desenvolvimento do comportamento do solo em profundidade para cada ensaio CPT, segundo a classificação de *Robertson* e *Wride* (1990) baseada no índice de comportamento (I_c).

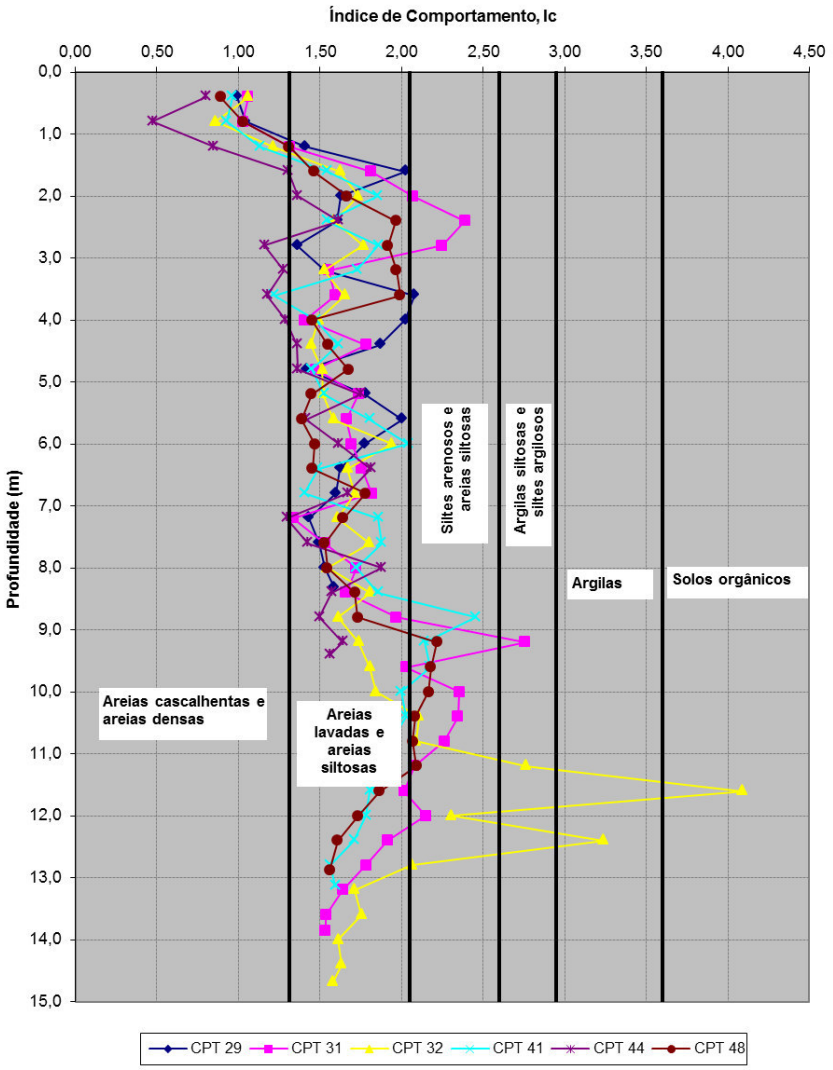


Figura 5-11 - Resultados obtidos aplicando a classificação de *Robertson* e *Wride* (1990).

O gráfico apresentado confirma o cenário descrito anteriormente, sendo de referir o facto de os solos arenosos de granulometria mais fina (siltes arenosos e areias siltosas) que têm vindo a ser identificados nas várias classificações, se localizarem sensivelmente entre os 9 e os 12 m de profundidade, que diz respeito ao estrato de baixa resistência identificado nos ensaios de penetração dinâmica.

- **Classificação de *Robertson et al* (1986)**

A classificação de *Robertson et al* (1986), apresentada em *Lunne et al* (1997), para além de permitir classificar os solos com maior detalhe, permite ainda identificar aqueles em que a vibrocompactação é ou não possível. Na Figura 5-12 apresentam-se os resultados obtidos.

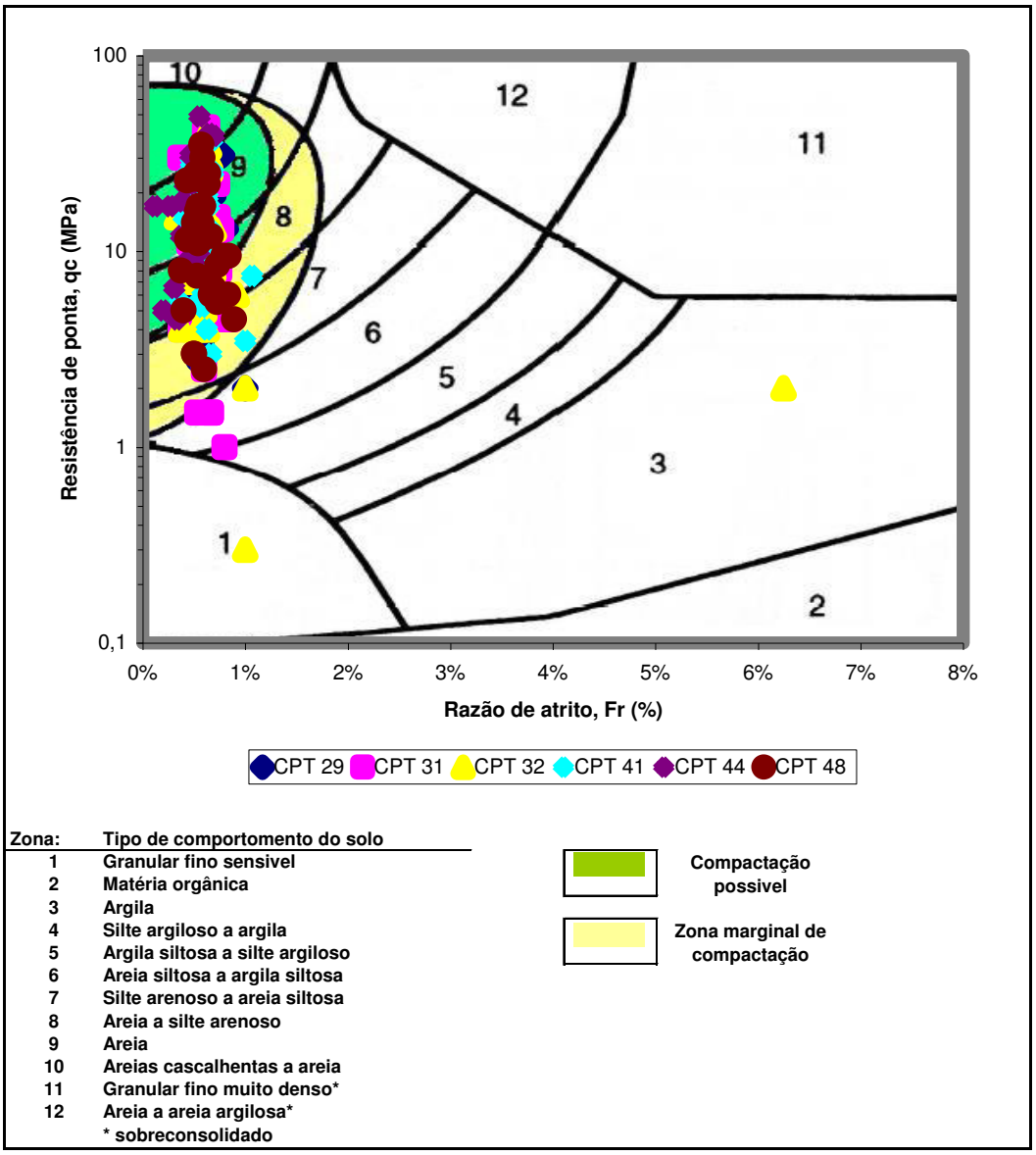


Figura 5-12 - Resultados obtidos aplicando a classificação de *Robertson et al* (1986).

De acordo com a metodologia aplicada verifica-se que os solos da zona em estudo são caracterizados fundamentalmente por areia a silte arenoso. Foi ainda identificada a presença de solos silto-arenosos, correspondente ao estrato de menor resistência entre os 9 e os 12 m de profundidade.

Tendo em conta o objetivo de esclarecer o tratamento mais adequado a aplicar aos solos presentes, pela Figura 5-12, pode constatar-se que, na sua maioria, o tratamento dos solos com recurso a vibrocompactação é possível (esta representada a cor verde) e que existe uma zona marginal ainda bastante representativa em que este tratamento pode vir a não resultar (esta representada a cor amarela).

De uma forma geral, as três classificações de solos aplicadas permitiram reconhecer que os solos de fundação da zona em estudo são constituídos, essencialmente, por areias e areias siltosas. Foram ainda, pontualmente, identificados solos de granulometria mais fina, do tipo siltes arenosos e argilas siltosas, principalmente na zona de menor resistência entre os 9 e os 12 m de profundidade, e de granulometria mais grosseira junto à superfície, constituído por areias cascalhentas.

Baseado nos resultados obtidos nos ensaios *in situ*, foi identificada a estratigrafia e obtidas as características geotécnicas do solo de fundação na zona em estudo.

De acordo com a classificação de *Robertson* e *Wride* (1990) baseada no índice de comportamento (I_c), e a partir da qual foi apresentado o desenvolvimento do comportamento do solo em profundidade para cada ensaio CPT (Figura 5-11), foram identificados 4 estratos distintos, cuja localização e características são apresentadas no Quadro 5-6.

Quadro 5-6 – Estratificação e parâmetros geotécnicos do solo de fundação.

Camadas	Prof. (m)	q_c (MPa)	γ_h (kN/m3)	$\phi = 29+q_c^{0,5}$	c (kPa)	$E = 2.q_c$ (Mpa)	ν
1. Areia cascalhenta	0 - 1,5	8,7	17	37,0	0	17,4	0,30
2. Areia	1,5 - 9	15,3	17	32,9	0	30,6	0,30
3. Silte Arenoso	9 - 12	9,0	17	27,0	0	18,0	0,35
4. Areia	> 12	28,1	17	34,3	0	56,2	0,30

Para a obtenção das características do solo, foram tidas em consideração correlações baseadas nos resultados dos ensaios de CPT, para solos normalmente consolidados, propostas por *Bowles* (1996).

Importa referir que na dedução do ângulo de atrito das camadas de areia cascalhenta e de silte arenoso foi aplicado um valor corretivo de +5º e –5º, respetivamente, proposto para cascalho e siltes arenosos (*Bowles*, 1996).

5.2 SELECÇÃO DA TÉCNICA DE TRATAMENTO

Após a caracterização e identificação do solo de fundação da zona em estudo, realizada a partir dos dados obtidos em ensaios *in situ*, importa avaliar a necessidade de recorrer a técnicas de melhoramento das suas características, de forma a serem compatíveis com as exigências das estruturas a executar.

Os tanques de evaporação a executar neste local terão forma circular e apresentam diâmetros variáveis entre os 5 e os 20 m. Estas estruturas serão fundadas a 2,0 m de profundidade no terreno natural, com recurso a fundações diretas, do tipo ensoleiramento geral. A exceção prende-se com o "Tanque Licor", para o qual se recorrerá à execução de fundações indiretas através de estacas, tendo em consideração os pequenos assentamentos admissíveis para esta estrutura.

Na Figura 5-13, é apresentado o extrato da planta da zona em análise, com a identificação dos diâmetros médios dos tanques a construir em cada zona.

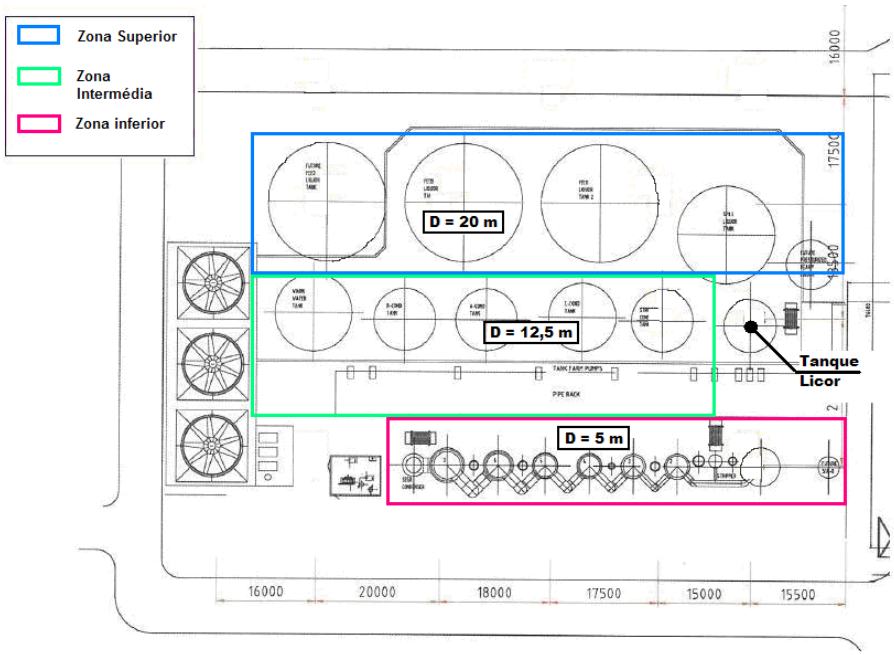


Figura 5-13 - Extrato da planta da zona dos tanques de evaporação com a identificação das zonas em análise e dimensão dos tanques.

As características dos tanques a construir em função da sua zona de implantação são apresentadas no Quadro 5-7.

Quadro 5-7 – Características dos tanques a executar, em função da zona.

Zona de Implantação	Diâmetro médio (m)	Profundidade de fundação (m)	Cargas aplicadas (kPa)
Superior	20,0	2,0	150
Intermédia	12,5	2,0	150
Inferior	5,0	2,0	250

De acordo com o referido no Capítulo 4, o processo de seleção da técnica de tratamento desenvolve-se em duas fases distintas, correspondendo a 1ª Fase à identificação do tipo de problema que afeta, ou poderá vir a afetar a zona em estudo, identificando-se um conjunto de técnicas adequadas ao seu tratamento.

Durante a 2ª Fase do processo de escolha, a consideração do conjunto de fatores relativos às características da edificação, terreno de fundação, zona envolvente, prazos, disponibilidade de equipamentos e financeira (Quadro 4-2), permitirá reduzir o número de metodologias aplicáveis à obra em causa.

No que diz respeito à identificação da potencial patologia que pode vir a afetar as estruturas a executar, tendo em consideração que estas irão ser fundadas com recurso a fundações diretas num solo de fundação de matriz arenosa e que se encontra descomprimido, será expectável que o principal problema das estruturas, envolvendo a fundação, seja a ocorrência de assentamentos do solo de fundação (ELS).

Por o solo ser essencialmente constituído por materiais arenosos, com uma fração fina muito reduzida, os assentamentos a ocorrer serão do tipo imediatos (elásticos).

Foi ainda verificada a capacidade resistente da fundação (ELU), relativa às cargas aplicadas e geometria da estrutura.

A avaliação da capacidade resistente do terreno, relativa aos ELU, foi realizada de acordo com a equação preconizada na NP EN 1997:1 – 2010 (EC7), para as 3 zonas considerando as características do solo de fundação e dos tanques apresentadas no Quadro 5-6 e Quadro 5-7, respetivamente.

O cálculo da capacidade resistente do solo para as diferentes situações é apresentado no Quadro 5-8, sendo de referir que os valores finais consideram, de acordo com a importância da estrutura, a aplicação do fator de segurança (FS) de 3 (Quadro 2-4).

A comparação dos valores das cargas máximas aplicadas em cada estrutura (Quadro 5-7), com o valor das tensões resistentes para cada caso, permite verificar que a capacidade resistente do solo de fundação é suficiente para a construção dos tanques sem que exista necessidade de recorrer a eventuais medidas de reforço adicionais.

Relativamente à deformabilidade do solo de fundação, foi avaliada a grandeza dos assentamentos imediatos provocados pelas diferentes estruturas, em função das características de deformabilidade do solo, recorrendo-se à equação 2-8.

Quadro 5-8 – Avaliação da capacidade resistente do solo, em função da zona.

Zona	Geometria das Fundações			q' (kPa)	Fatores de Capacidade resistente		Coef. de Forma		Coef. de Inclinação de Carga		Tensão Vertical Resistente (*) (KPa)
	B' (m)	L' (m)	D (m)								
Superior	20,00	20,00	2,00	34,00	N'q,d	24,01	s'q,d	1,53	i'q,d	1,00	**1571,5**
							s'γ,d	0,70	i'γ,d	1,00	
							s'c,d	1,56	i'c,d	1,00	
Intermédia	12,50	12,50	2,00	34,00	N'γ,d	29,09	s'q,d	1,53	i'q,d	0,81	**841,0**
							s'γ,d	0,70	i'γ,d	0,70	
							s'c,d	1,56	i'c,d	0,80	
Inferior	5,00	5,00	2,00	34,00	N'c,d	36,40	s'q,d	1,53	i'q,d	1,00	**706,0**
							s'γ,d	0,70	i'γ,d	1,00	
							s'c,d	1,56	i'c,d	1,00	

(*) – considerando um FS = 3

onde,

B' – largura efetiva da fundação

L' – comprimento efetivo da fundação

D – profundidade da base

q' – valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base da fundação

De acordo com o que foi referido em 2.4.1, a equação para o cálculo do assentamento imediato é válida para uma fundação com comportamento elástico linear e isotrópico, assim houve necessidade de proceder à harmonização das características dos vários estratos de solo, nomeadamente do seu módulo de deformabilidade (E).

Para o efeito recorreu-se à equação 5-5 para a obtenção do módulo de deformabilidade equivalente (E_{equiv}), considerando o peso relativo de cada estrato.

$$E_{equiv} = \frac{\sum_{i=1}^{n} E_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \qquad 5\text{-}5$$

onde,

E_i – módulo de deformabilidade do estrato i;

h_i – espessura do estrato i.

A espessura total a considerar no cálculo do E_{equiv} está relacionada com a dimensão e geometria da estrutura. Para este efeito foram tidos em consideração os bolbos de

tensões, representativos das tensões verticais incrementais na fundação. De acordo com o referido por Matos Fernandes (2008), o bolbo correspondente a 10% da tensão uniforme aplicada numa fundação de área quadrada ou circular atinge uma profundidade de cerca duas vezes o lado da área carregada.

Face a este pressuposto, foi calculado o módulo de deformabilidade equivalente (E_{equiv}) a considerar no cálculo do assentamento provocado por cada estrutura, bem como o respetivo assentamento estimado, cujos valores são apresentados no Quadro 5-9.

Quadro 5-9 – Assentamentos imediatos estimados, em função da zona.

Zona de Implantação	Diâmetro médio - B (m)	H_{total} = 2.B (m)	E_{equiv} (MPa)	ν	Cargas (kPa)	Assentamento imediato (mm)
Superior	20,0	40,0	70,8	0,30	150	**32,8**
Intermédia	12,5	25,0	44,5	0,30	150	**32,6**
Inferior	5,0	10,0	26,9	0,30	250	**36,1**

onde,

B – diâmetro médio da fundação

H_{total} – profundidade atingida pelo bolbo correspondente a 10% da tensão uniforme aplicada

ν - coeficiente de *Poisson*

De acordo com os resultados obtidos, em função das características do solo e das estruturas a executar, estima-se que após a construção dos tanques venham a ocorrer assentamentos imediatos máximos na fundação da ordem dos 36 mm, provocados pelos tanques localizados na zona inferior. Na zona superior e intermédia são estimados valores de assentamento de cerca 32 mm.

Face ao referido da NP EN 1997-1:2010 (EC7), no qual são definidos valores máximos admissíveis de 50 mm para o assentamento devido a uma estrutura de betão armado, verifica-se que o conjunto estrutura / solo de fundação cumpre os critérios de segurança relativamente ao ELS.

Da análise realizada verificou-se que a fundação cumpre os requisitos relativamente à capacidade resistente (ELU), sendo os assentamentos estimados (ELS) inferiores ao valor limite preconizado da NP EN 1997-1:2010 (EC7).

Embora as verificações de segurança relativamente aos ELU e ELS apresentem valores dentro dos limites preconizados na regulamentação, importa tecer algumas considerações acerca do cenário geotécnico e das estruturas em análise.

- A estimativa dos assentamentos foi realizada considerando o solo de fundação homogéneo, o que constitui uma simplificação tolerável em termos de cálculo, mas que na realidade não ocorre, tal como se verificou na análise dos dados da prospeção realizada, os quais indicam alguma dispersão dos valores obtidos;
- A heterogeneidade da compacidade do solo de fundação, cujo alcance é desconhecido, pode conduzir à ocorrência de assentamentos diferenciais provocados pelas estruturas, cuja grandeza poderá atingir valores superiores aos estimados e, inclusivamente, superiores ao limite regulamentar (50 mm), especialmente na zona inferior;
- Nos tanques a executar na zona inferior serão instalados diversos equipamentos e passadeiras mecânicas, com elevada sensibilidade a deformações;
- Os tanques a executar na zona superior e intermédia, que se constituem como tanques de armazenamento, são sujeitos a ensaios de carga hidráulica antes de colocados em serviço, o que permite que se processem as deformações antes de colocados em serviço.

Com base no exposto anteriormente, é possível identificar que a ocorrência de assentamentos imediatos excessivos e a heterogeneidade da compacidade do solo de fundação são os potenciais problemas da fundação, pelo que foi tomada a decisão de proceder ao tratamento dos solos de fundação de forma a compatibilizar os mesmos com as exigências estruturais dos tanques a construir.

Para a seleção da técnica de tratamento mais adequada para esta situação, recorreu-se às matrizes de decisão apresentadas no Anexo I, nas quais foram tidos em consideração o conjunto de fatores apresentados no Quadro 4-2:

- Características da edificação;
- Condicionalismos do local a tratar;
- Características específicas do solo de fundação;
- Prazo de execução;

- Disponibilidade financeira e de equipamentos;
- Experiência.

Tendo em consideração a estrutura de organização das matrizes de decisão da técnica de tratamento de solos, os fatores considerarados na escolha da técnica relativos à obra em questão são os destacados a amarelo no Quadro 5-10.

Quadro 5-10 – Fatores relativos à execução dos tanques de evaporação, a considerar na seleção da técnica de tratamento.

Edificação	Edifício Novo / Existente	Novo
		Existente
	Assent. Admissíveis	Grandes
		Pequenos
Condicionalismos do local a tratar	Dimensão Área a tratar	Grande
		Pequena
	Tipo Zona	Urbana
		Rural
	Acessibilidades	Boas
		Más
	Edificações Vizinhas	Sim
		Não
Características do terreno	Tipo de solos	Cascalheira
		Areia
		Silte
		Argila
	Profundidade máxima	< 5 m (*)
		5 ~ 10 m
		10 ~ 30 m
		> 30 m
	Nível Freático	Saturado
		Parcial
		Seco
	Terreno Heterogéneo	Sim
		Não
Prazo de Execução		Curto
		Alargado
Disponibilidade Financeira		Alta
		Baixa

Aplicando a combinação destacada a amarelo no Quadro 5-10, sobre o Quadro 4 do Anexo I, relativa à matriz de decisão das técnicas de tratamento do solo aplicáveis para obter uma redução dos assentamentos imediatos, é obtida a matriz do Quadro 5-11.

Quadro 5-11 – Matriz de decisão da técnica de tratamento de solos para redução dos assentamentos imediatos.

			Pré-carregamento + Drenos verticais	Vibrocompactação / Vibroflutuação	Compactação dinâmica profunda	Compactação por explosivos	Mistura de solos	Jet-Grouting
Edificação	Edifício Novo / Existente	Novo	●	●	●	●	●	●
		Existente	-	-	-	-	-	●
	Assent. Admissíveis	Grandes	●	○	●	●	○	○
		Pequenos	●	●	○	-	●	●
Condicionalismos do local a tratar	Dimensão Área a tratar	Grande	○	●	●	●	●	○
		Pequena	●	○	○	○	○	●
	Tipo Zona	Urbana	-	●	-	-	●	●
		Rural	●	●	●	●	●	●
	Acessibilidades	Boas	●	●	●	●	●	●
		Más	●	-	○	●	-	○
	Edificações Vizinhas	Sim	●	●	-	-	●	●
		Não	●	●	●	●	●	●
Características do terreno	Tipo de solos	Cascalheira	-	-	-	●	-	●
		Areia	●	●	●	●	●	●
		Silte	●	●	●	●	●	●
		Argila	-	-	-	-	-	●
	Profundidade máxima	< 5 m (*)	●	○	○	○	○	-
		5 ~ 10 m	○	●	●	○	●	○
		10 ~ 30 m	-	●	-	●	●	●
		> 30 m	-	-	-	●	-	●
	Nível Freático	Saturado	-	-	-	●	●	●
		Parcial	●	●	●	●	●	●
		Seco	●	●	●	●	●	●
	Terreno Heterogéneo	Sim	○	●	○	●	●	●
		Não	●	●	●	●	●	●
Prazo de Execução	Curto		-	●	●	●	●	●
	Alargado		●	●	●	●	●	●
Disponibilidade Financeira	Alta		●	●	●	●	●	●
	Baixa		●	-	●	●	-	-

Legenda:

● - adequado

○ - pouco interessante

\- - não aplicável

Da análise da matriz anterior é possível verificar que as técnicas de tratamento mais indicadas para o presente caso são a vibrocompactação e a mistura de solos, dado

que são as únicas totalmente adequadas relativamente a todos os fatores relacionados com a obra e sua envolvente.

Face aos resultados obtidos e tendo presente que na zona das caldeiras, adjacente à zona em análise, se encontravam a decorrer trabalhos de melhoramento do solo através da técnica de vibrocompactação, optou-se por recorrer à mesma técnica para o tratamento do solo de fundação na zona dos tanques de evaporação, permitindo reduzir nos encargos de mobilização do equipamento para o local a tratar.

A utilização desta técnica irá assim, permitir por um lado promover o aumento da compacidade do solo de fundação e, em simultâneo, homogeneizar o mesmo no que diz respeito à sua compacidade e deformabilidade, sendo obtida uma consequente redução dos assentamentos imediatos totais e diferenciais devidos às estruturas a executar.

Relativamente à definição da malha de tratamento a executar, foi tido em consideração os seguintes aspetos: assentamentos imediatos expectáveis nos tanques da zona inferior próximos do limite máximo admissível; tanques da zona inferior com instalação de equipamentos mecânicos sensíveis aos assentamentos e; tensões de serviço nos tanques da zona inferior superiores aos restante tanques.

De acordo com a análise do cenário apresentado verifica-se que as estruturas e equipamentos a instalar na zona inferior, sujeitas a tensões mais elevadas e com maior sensibilidade aos assentamentos, são aqueles que revelam a necessidade de um tratamento mais profundo.

Contribui ainda para a elevada deformabilidade da zona inferior, o facto de se considerar que o estrato profundo mais rígido de areia, localizado a cerca dos 12 m de profundidade, não influencia diretamente o cálculo dos assentamentos provocado por estas estruturas de pequeno diâmetro, tendo em consideração a teoria dos bolbos de tensão referida por Matos Fernandes (2008).

Tendo em consideração os diversos pressupostos enunciados optou-se por realizar uma solução de tratamento do solo de fundação na zona inferior com recurso à vibrocompactação até aos 13 m de profundidade, ou seja até ao estrato mais rígido de areia. Relativamente às zonas intermédias e superior, devido à influência do estrato profundo mais rígido de areias, considerou-se suficiente a execução do tratamento com vibrocompactação até aos 7 m de profundidade, cuja principal função será a de homogeneizar o solo, prevenindo os assentamentos diferenciais.

De referir que a otimização da malha de tratamento foi realizada com recurso à execução de zonas de tratamento experimentais, considerando diferentes dimensões

para a malha, e execução de ensaios CPT para avaliação das características antes e após o tratamento.

No Quadro 5-12, é apresentada a definição do tratamento aplicado nas diferentes zonas.

Quadro 5-12 – Definição do tratamento por vibrocompactação a aplicar, por zona.

Zonas	Profundidade (m)	Malha de tratamento triangular (m)
Superior	7	2,5 x 2,5
Intermédia		
Inferior	13	2,0 x 2,0

Na Figura 5-14, apresenta-se a planta com a indicação da malha de tratamento triangular a realizar, com um espaçamento de 2 e 2,5 m, respetivamente, para a zona inferior (13 m, representada a cor vermelha) e zona intermédia e superior (7 m, representada a cor verde).

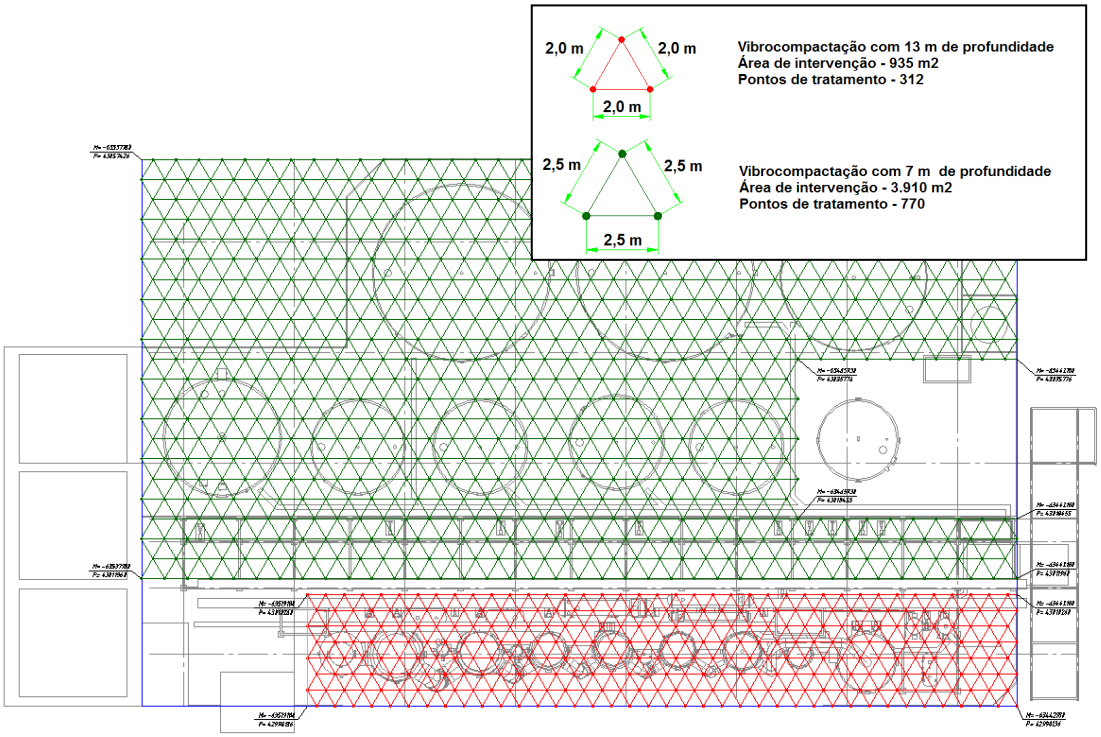


Figura 5-14 – Extrato da planta com a indicação da malha de tratamento a realizar.

De acordo com o que já foi referido anteriormente, o tratamento dos solos de fundação excluiu a zona envolvente do "Tanque Licor", para o qual se recorreu à execução de fundações indiretas através de estacas, tendo em consideração os pequenos assentamentos admissíveis para a funcionalidade desta estrutura.

5.3 ACOMPANHAMENTO EM OBRA

Tendo sido definida a técnica de vibrocompactação a aplicar no tratamento do solo de fundação da zona em estudo, durante o período de realização dos trabalhos foi realizado o seu acompanhamento no local.

Na Figura 5-15 apresenta-se uma vista geral de parte da zona onde foram construídos os tanques de evaporação, onde é possível conferir a natureza arenosa do solo e a grua posicionada com o vibrador para dar início aos trabalhos.

Figura 5-15 – Vista geral da zona dos tanques de evaporação, de natureza arenosa.

O tratamento por vibrocompactação foi realizado até aos 13 m de profundidade numa área aproximada de 935 m^2, correspondente à zona inferior, e até aos 7 m numa área aproximada de 3.910 m^2, que diz respeito às zonas intermédia e superior, em malhas triangulares de 2,0x2,0 m e 2,5x2,5 m, respetivamente.

O procedimento para a execução do processo de vibrocompactação, consistiu no seguinte:

a) Marcação da malha de tratamento *in situ*, através de estacas de madeira devidamente numeradas;

b) Após a marcação dos pontos, a grua foi colocada no local de início dos trabalhos e o vibrador posicionado no ponto a vibrar (Figura 5-16);

c) Após o acionamento do vibrador procedeu-se a injeção de água através da ponta e iniciou-se a sua descida lentamente. Na vizinhança imediata do vibrador o solo ficou saturado de água, propiciando assim, local e temporariamente, a sua liquefação sob a influência da vibração. O vibrador, assim como os tubos de extensão foram penetrando rapidamente no solo sob o seu peso próprio (Figura 5-17);

d) Ao ser atingida a profundidade pretendida, foi dado início à compactação das areias. Esta compactação foi executada de uma forma lenta e contínua, desde a profundidade máxima atingida pelo vibrador até à plataforma de trabalho.

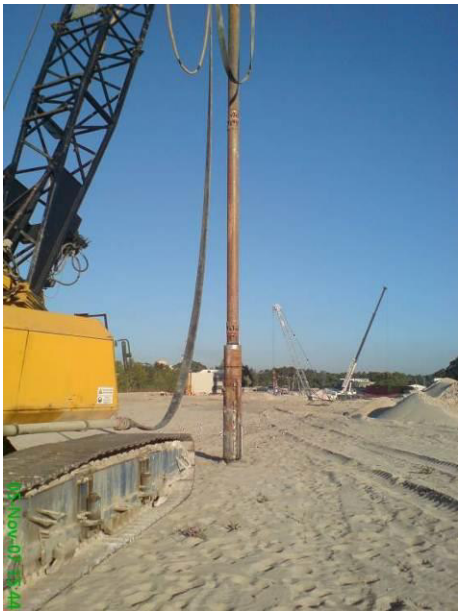


Figura 5-16 – Vista geral do equipamento de vibrocompactação.

Figura 5-17 – Aspeto geral do vibrador utilizado e depressão criada na sua envolvência. Notar saturação dos solo na envolvente do local tratado.

O efeito da vibrocompactação tornou-se, em geral, visível à superfície através da formação de uma depressão cónica. A depressão formada em torno do vibrador ou dos tubos de extensão foi continuamente preenchida com material granular (areia), proveniente do solo natural existente no próprio local da obra (Figura 5-18).

Figura 5-18 – Aspeto geral do tratamento por vibrocompactação em curso, sendo colocadas areias de modo a ir preenchendo o espaço resultante, criado pela compactação dos níveis inferiores.

Como complemento à análise dos resultados dos ensaios, é apresentada na Figura 5-19 a representação esquemática correspondente ao tempo total de tratamento de cada ponto da malha definida, que foi analisado como método indireto de avaliação.

Assim, da análise dos pontos de tratamento, verificou-se que de um modo geral, foi necessário um tempo superior a 30 minutos para tratar a zona inferior (zona a cor vermelha), onde se constatou que por diversas vezes o vibrador teve que vir à superfície para que se pudesse avançar com o tratamento para além dos 9 m de profundidade. Esta situação de subida do vibrador também se verificou, ainda que pontualmente, a outras profundidades, nomeadamente a cerca dos 4 e 7 m de profundidade. Esta situação, ainda que indiretamente, revela as dificuldades de compactação, traduzida por uma zona de compactação marginal, identificada de acordo com a classificação de Robertson *et al* (1986), apresentada na Figura 5-12.

Quanto às zonas intermédias e superior, constatou-se que os tempos de tratamento variaram entre os 5 e os 10 minutos (zona a cor azul) e os 10 e os 20 minutos (zona a cor verde), não tendo sido identificada a necessidade de proceder à subida do vibrador até à superfície, de forma a avançar com o tratamento.

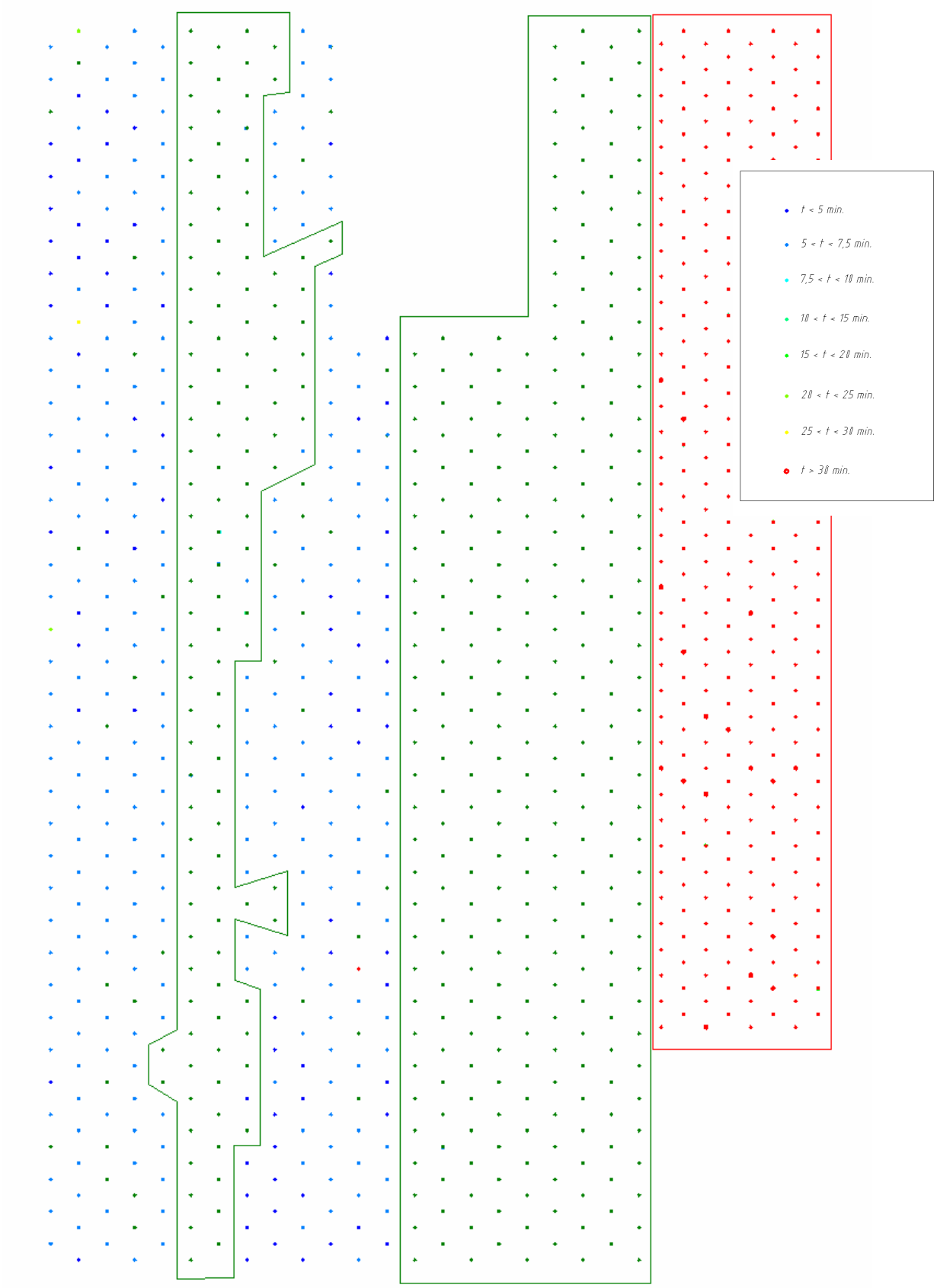


Figura 5-19 – Representação gráfica do tempo total de tratamento de cada ponto da malha.

5.4 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO

Na fase de planeamento dos trabalhos foi programada a realização de uma campanha de prospeção geotécnica complementar com base em ensaios de PDM e CPT, para avaliar a eficiência do tratamento realizado nos solos de fundação da zona dos tanques de evaporação.

De acordo com o que já foi referido na secção 5.1.1, os ensaios PDM foram realizados antes de se proceder ao tratamento do solo, tendo os ensaios CPT sido realizados no mesmo local de alguns ensaios PDM, após o tratamento do solo, para avaliação da eficácia do mesmo. Na zona inferior, considerada mais crítica, os ensaios PDM foram igualmente realizados no fim do tratamento.

Importa fazer referência ao facto de nos ensaios de CPT, realizados no âmbito da campanha de prospeção complementar, apenas terem sido fornecidos os gráficos relativos ao registo do valor da resistência de ponta (q_c), que nesta fase da avaliação da eficiência do tratamento relativamente à deformabilidade do solo se revelou suficiente.

Os trabalhos de prospeção complementares executados foram resumidos no Quadro 5-2, com a informação genérica acerca da sua designação e fase dos trabalhos em que foram executados.

Na Figura 5-20 são apresentados os valores comparativos de resistência de ponta do solo de fundação obtidos nos ensaios de PDM, antes e após tratamento na zona inferior, onde foi realizado o tratamento até aos 13 m de profundidade.

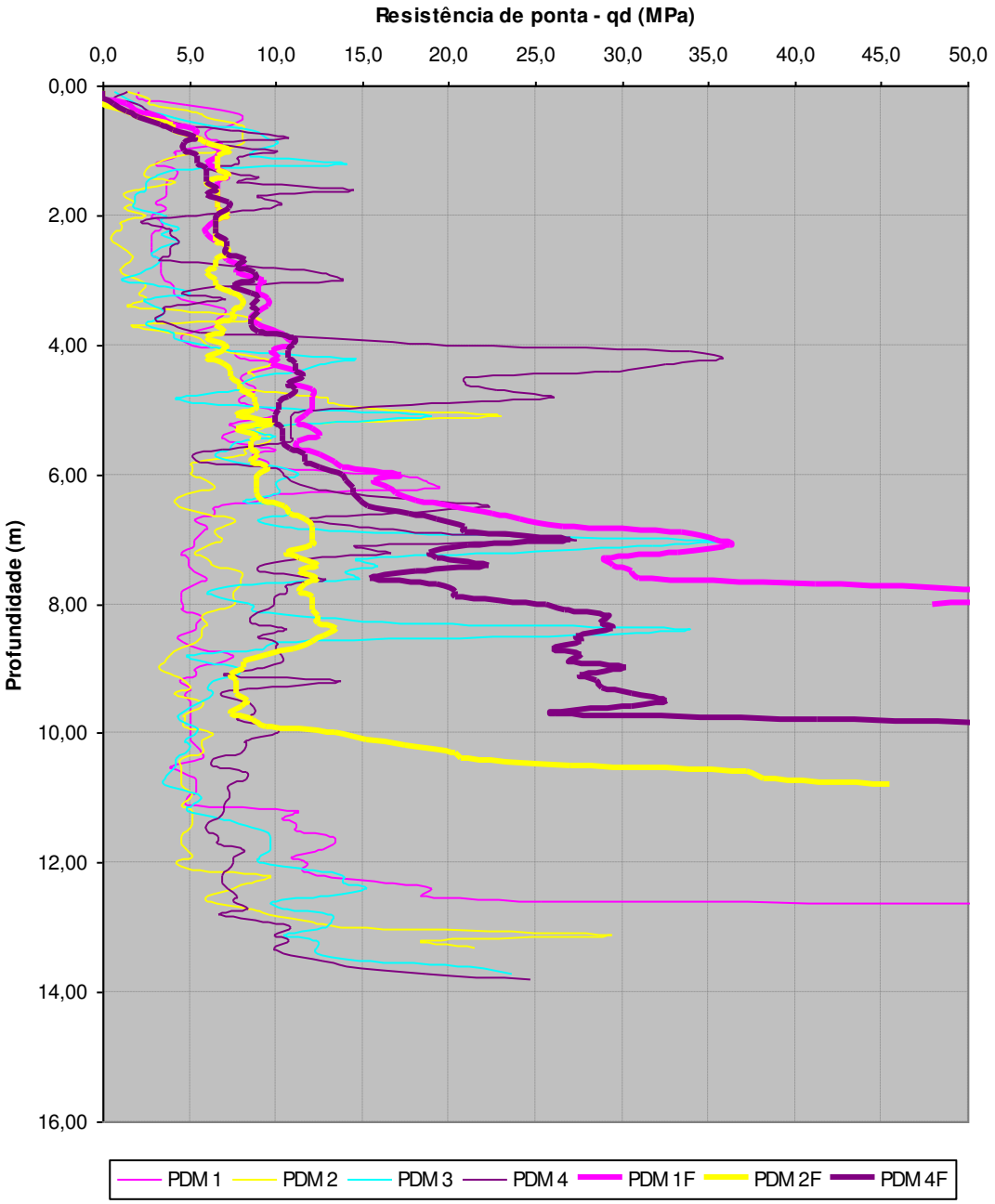


Figura 5-20 – Resultado comparativo dos ensaios de PDM realizados na zona inferior, antes do tratamento (linha fina) e após o tratamento (linha grossa).

Da análise dos resultados, verifica-se que com o tratamento efetuado foi conseguida uma maior homogeneização da resistência dos solos de fundação em profundidade e em toda a área tratada, com valores superiores a 20 MPa a partir de cerca dos 7 a 8 m de profundidade, à exceção do ensaio 2 em que este valor só é conseguido a partir dos 10 m de profundidade.

Nas Figura 5-21 e Figura 5-22 é apresentada a sobreposição dos valores de resistência de ponta (q_c) registados nos ensaios de CPT realizados antes e após tratamento na zona inferior e zonas intermédia e superior, respetivamente.

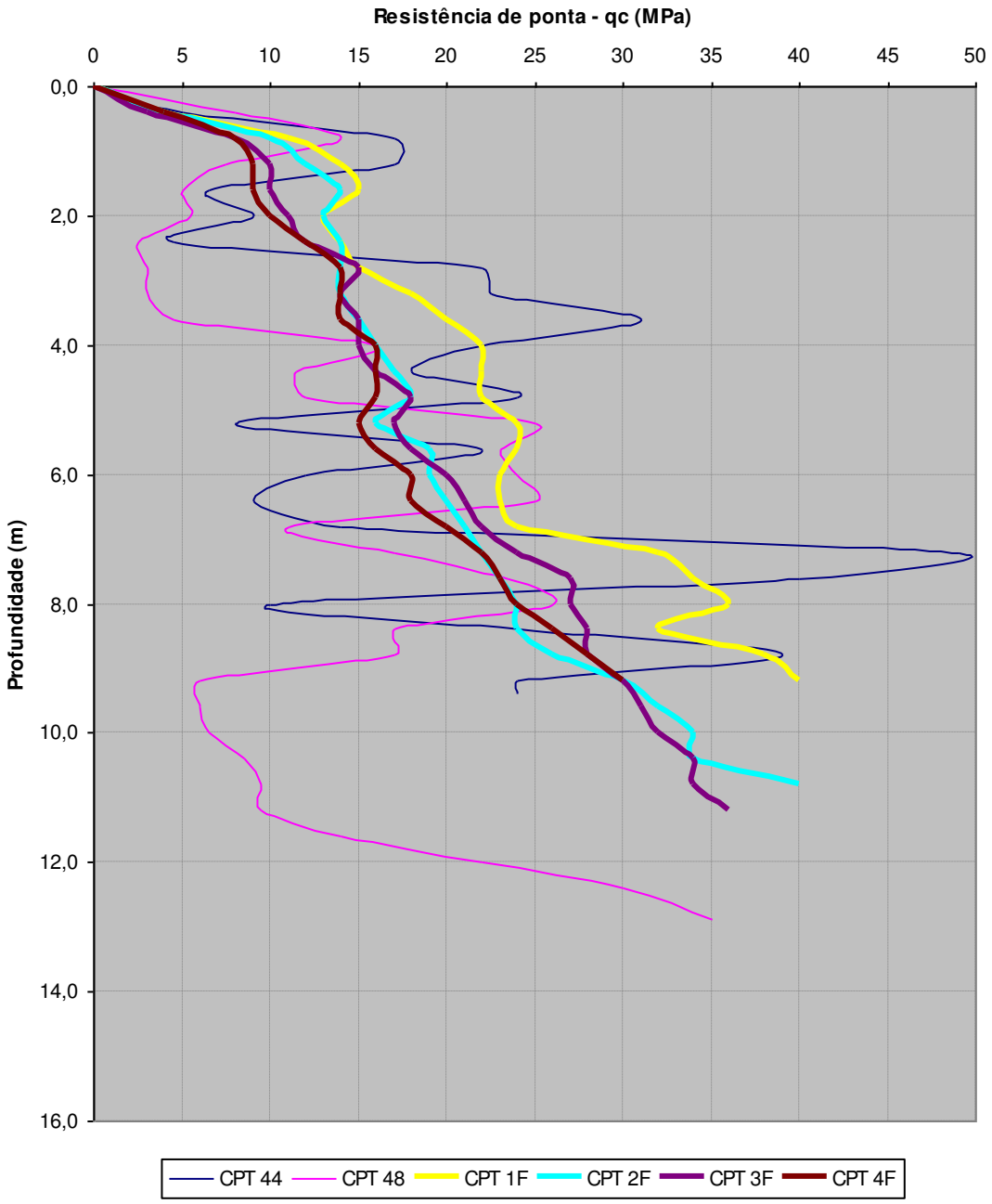


Figura 5-21 – Resultado comparativo dos ensaios CPT realizados na zona inferior, antes do tratamento (linha fina) e após o tratamento (linha grossa).

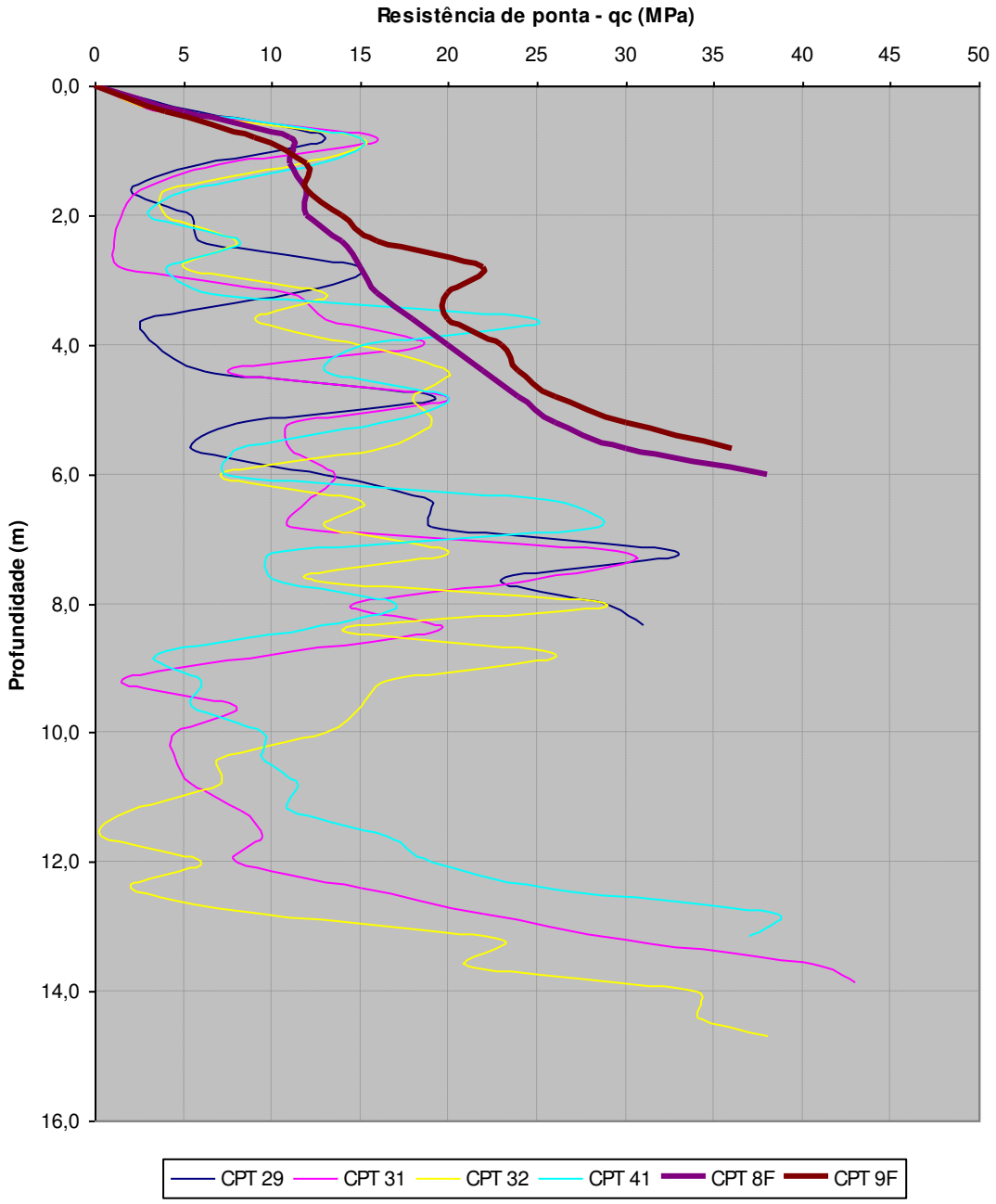


Figura 5-22 – Resultado comparativo dos ensaios CPT realizados nas zonas intermédia e superior, antes do tratamento (linha fina) e após o tratamento (linha grossa).

A análise dos gráficos relativos à resistência de ponta (q_c) registada nos ensaios de CPT confirmou a eficiência do tratamento realizado no que diz respeito à homogeneização da resistência do solo de fundação, igualmente revelada nos ensaios de PDM.

Os ensaios CPT revelaram, no entanto, valores de resistência de ponta superiores aos ensaios PDM, tendo sido registados valores superiores a 15 MPa a partir dos 2,0 m de

profundidade, onde serão fundados os tanques. O valor da resistência de ponta do solo apresentou um crescimento com a profundidade relativamente linear.

Baseado nos resultados obtidos nos ensaios CPT de confirmação da eficiência do tratamento do solo, foram deduzidos os novos parâmetros de deformabilidade do solo, nomeadamente o módulo de deformabilidade (E), bem como dos parâmetros de resistência ao corte do solo (ϕ e c), para as diferentes camadas identificadas que compõem o solo de fundação na zona dos tanques de evaporação.

Assim, para os 4 estratos distintos já identificados, foram deduzidas as seguintes características após a execução do tratamento do solo (Quadro 5-13).

Quadro 5-13 – Estratificação e parâmetros geotécnicos do solo de fundação, após o tratamento.

Camadas		Profundidade (m)	q_c (MPa)	γ_h (kN/m3)	$\phi = 29+q_c^{0,5}$	c (kPa)	$E = 2.q_c$ (Mpa)	ν
1.	Areia cascalhenta	0 - 1,5	9,2	17	37,0	0	18,4	0,30
2.	Areia	1,5 - 9	21,2	17	38,6	0	42,4	0,30
3.	Silte Arenoso	> 9	34,2	17	39,8	0	68,4	0,35
4.	Areia			17	39,8	0		0,30

Para avaliar a eficiência do tratamento do solo realizado relativamente aos assentamentos imediatos, foram avaliados os assentamentos imediatos expectáveis na fundação devido aos tanques a construir, considerando os novos parâmetros de deformabilidade do solo.

O E_{equiv} a considerar no cálculo do assentamento de cada estrutura, de acordo com a equação 5-5, bem como o respetivo assentamento estimado, é apresentado no Quadro 5-14.

Quadro 5-14 – Assentamentos imediatos estimados, em função da zona, após o tratamento.

Zona de Implantação	Diâmetro médio - B (m)	$H_{total} = 2 . B$ (m)	E_{equiv} (MPa)	ν	Cargas (kPa)	Assentamento imediato (mm)
Superior	20,0	40,0	79,6	0,30	150	29,1
Intermédia	12,5	25,0	61,1	0,30	150	23,7
Inferior	5,0	10,0	50,2	0,30	250	19,3

Da análise do valor dos assentamentos expectáveis para as diversas estruturas é indiscutível a influência do tratamento realizado, principalmente no que diz respeito à

zona inferior, onde se registou uma redução do valor previsto dos assentamentos para cerca de metade do inicial. É ainda de realçar a homogeneização obtida no solo de fundação relativamente à sua compacidade, como revelam os ensaios CPT realizados.

Assim é possível concluir que a aplicação da técnica de vibrocompactação, de acordo com o preconizado em projeto, demonstrou ser eficiente no melhoramento dos solos de fundação da zona dos tanques de evaporação.

Complementarmente, foi feita uma análise tensão-deformação com recurso ao programa de cálculo automático *PLAXIS* (Versão 2D 2016), que se baseia no método dos elementos finitos, com o objetivo de avaliar a eficiência do tratamento do terreno com base na estimativa dos assentamentos dos tanques antes e após a execução do tratamento.

Considera-se que a análise feita é uma análise simplificada em que se admitiu o modelo de *Mohr-Coulomb* para todos os materiais sendo o cálculo realizado para uma análise elasto-plástica.

Fez-se uma análise para a situação tipo que se revelou mais desfavorável na análise elástica, ou seja para o tanque tipo da zona inferior com 5 m de diâmetro com uma tensão distribuída de 250 kPa, antes e após tratamento. Nesta análise foram considerados os parâmetros geotécnicos deduzidos a partir dos ensaios realizados, que foram apresentados no Quadro 5-6 e Quadro 5-13, para os parâmetros antes e após a execução do tratamento, respetivamente.

A Figura 5-23 e a Figura 5-24 dizem respeito à situação sem tratamento e a Figura 5-25 e a Figura 5-26 à situação com tratamento, respetivamente no que diz respeito à geometria, definição dos materiais considerados, e assentamentos obtidos.

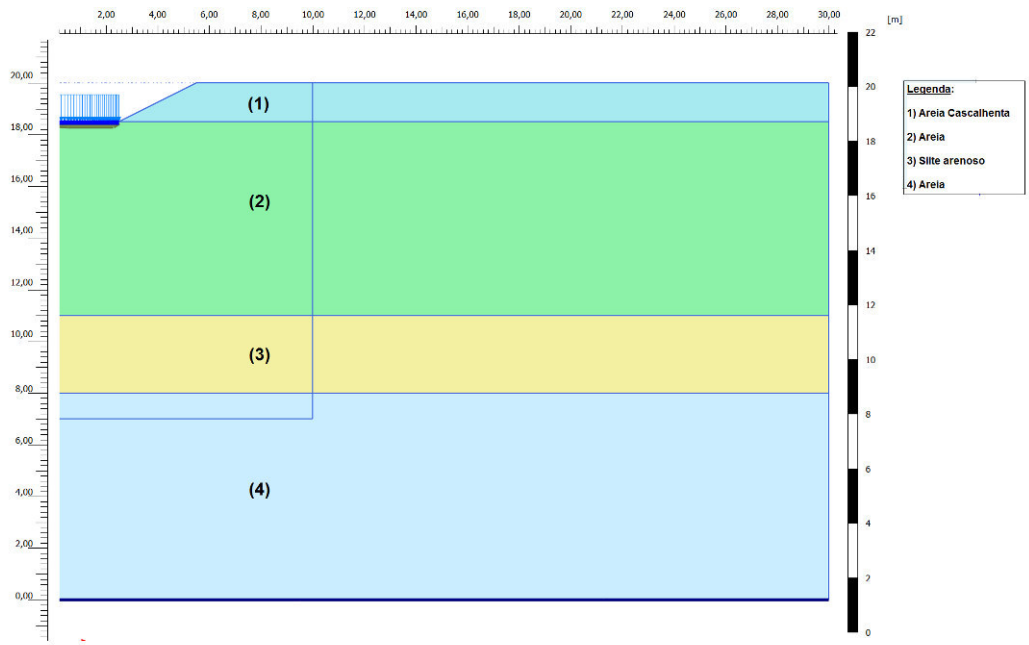


Figura 5-23 – Geometria e definição dos estratos considerados no cálculo, sem tratamento.

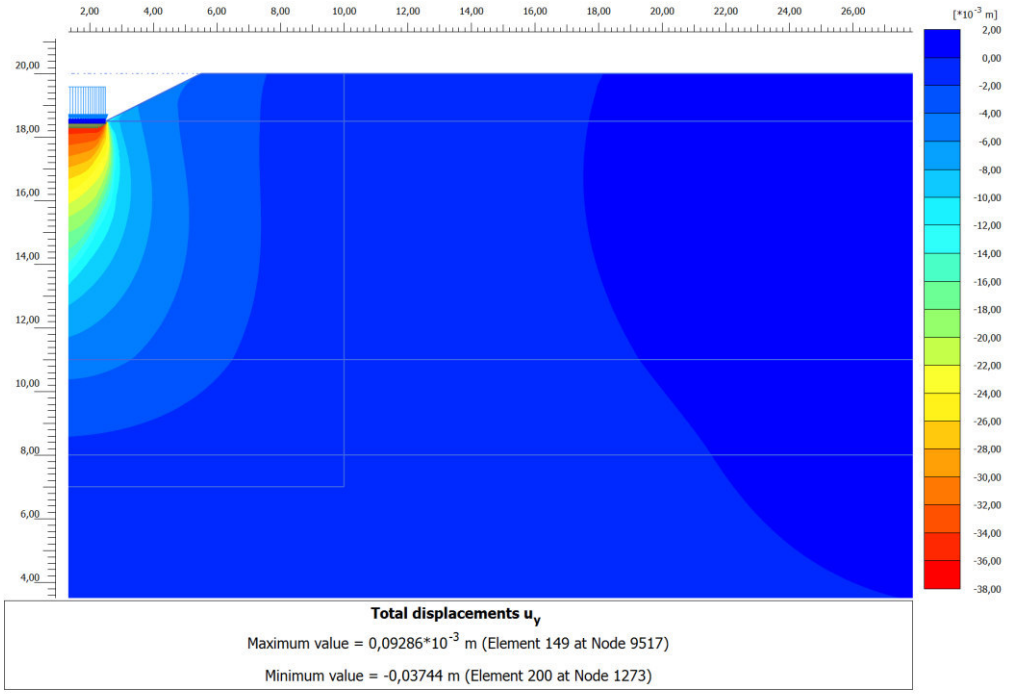


Figura 5-24 – Resultados dos assentamentos, sem tratamento.

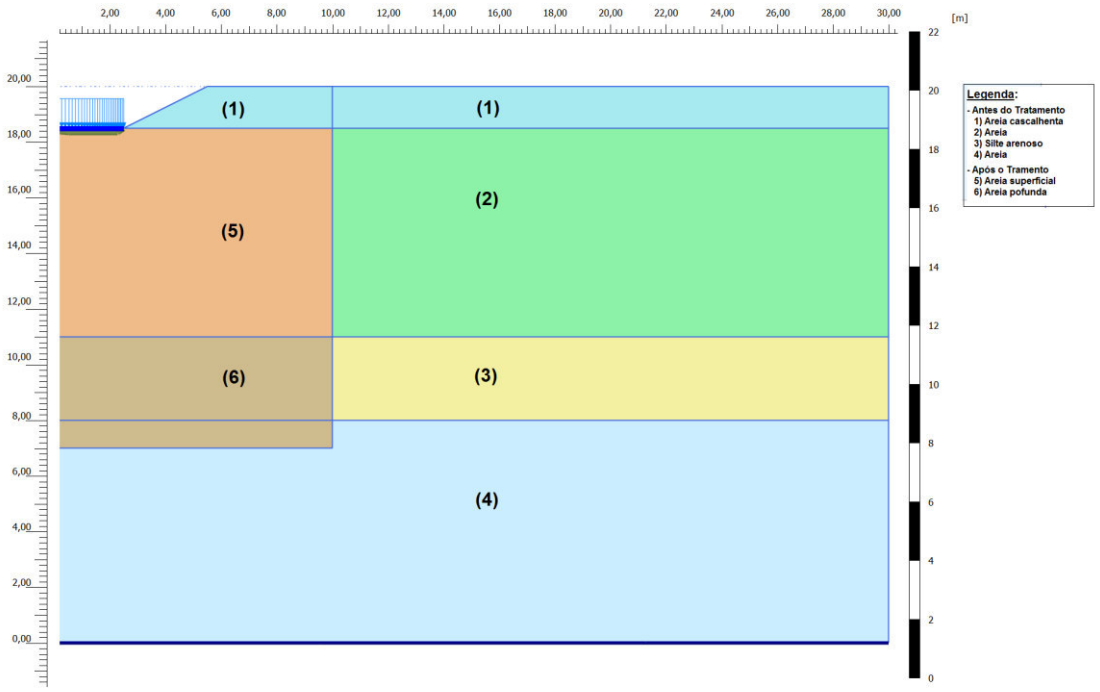


Figura 5-25 – Geometria e definição dos estratos considerados no cálculo, após tratamento.

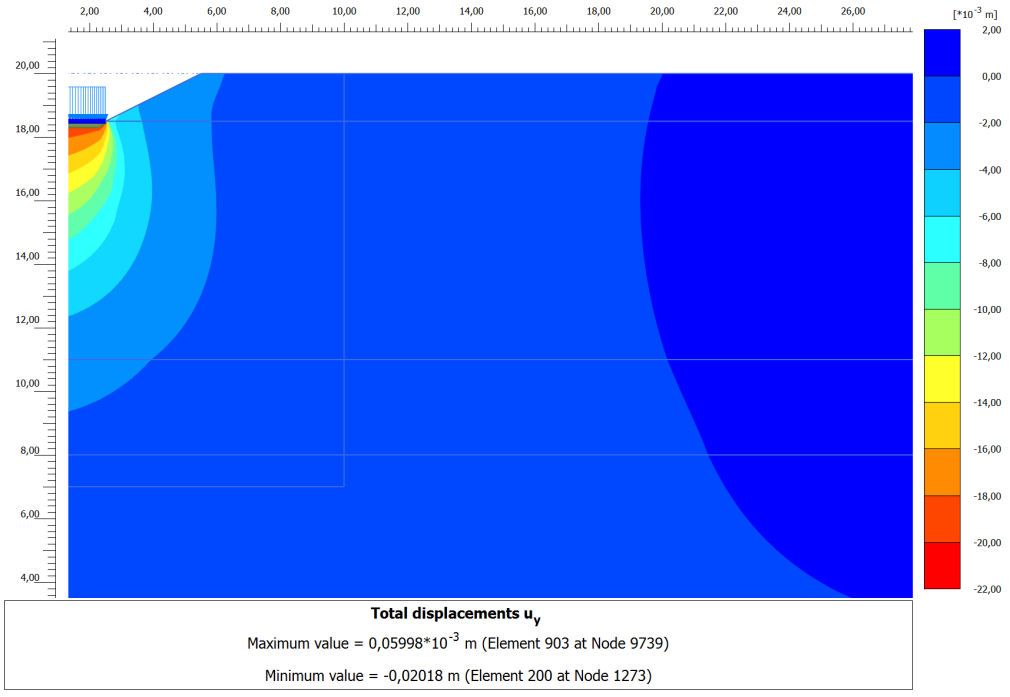


Figura 5-26 – Resultados dos assentamentos, após tratamento.

De acordo com os resultados, verifica-se que com o tratamento aplicado os assentamentos vêm reduzidos a um máximo de 20,2 mm, onde inicialmente se tinha obtido um máximo de 37,4 mm.

Considera-se que uma grande percentagem destes assentamentos vão ocorrer a curto prazo e durante a construção, dado o carácter arenoso dos solos de fundação, sendo deste modo reduzidos os assentamentos diferenciais.

No Quadro 5-15 são apresentados os valores do assentamento estimado para a zona inferior, segundo os dois métodos.

Quadro 5-15 – Assentamentos estimados na zona inferior, antes e após o tratamento, em função do método de cálculo.

Fase (zona inferior)	Assentamentos (mm)	
	Método analítico (Teoria Elasticidade)	Método elementos finitos (*Plaxis*)
antes do tratamento	36,1	37,4
após o tratamento	19,3	20,2

A análise comparativa dos resultados obtidos com base nos métodos analíticos (teoria da elasticidade), por um lado, e com base no método dos elementos finitos (*PLAXIS*), por outro, permite validar os resultados obtidos através de ambas as técnicas no que diz respeito à eficiência do tratamento realizado, dado que ambas apresentam valores da mesma ordem de grandeza.

Adicionalmente é ainda apresentado na Figura 5-27 o bolbo representativo do aumento de tensões devido à execução da estrutura.

De acordo com o que se verifica, a execução da estrutura dá origem a um aumento das tensões na sua fundação, designado por bolbo de tensões, que de acordo com o cálculo atinge uma profundidade da ordem dos 10 m, cerca de 2x o diâmetro do tanque, o que vai ao encontro da teoria dos bolbos de tensão referida por Matos Fernandes (2008).

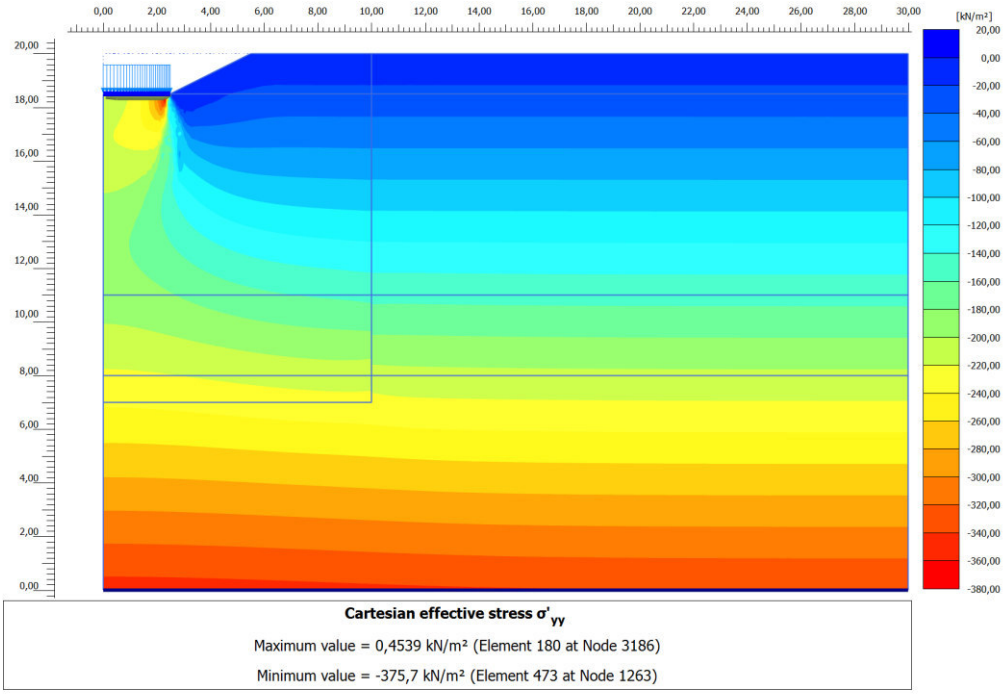


Figura 5-27 – Bolbo de tensões na fundação devido à execução da estrutura.

5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado um caso de estudo que diz respeito a um processo de assessoria geotécnica para a construção de novas caldeiras e tanques de evaporação de uma fábrica de pasta de papel em Leirosa.

No âmbito do trabalho desenvolvido, destaca-se a análise dos dados de prospeção geotécnica e seleção da metodologia de tratamento de solos de fundação a aplicar na zona dos tanques de evaporação, acompanhamento dos trabalhos e a realização de ensaios de campo para avaliar a eficiência do trabalho implementado.

A análise do cenário geotécnico do solo de fundação, para avaliar o tipo de comportamento face à construção das caldeiras e tanques, foi realizada recorrendo à execução de ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmica (PDL e DPSH), que permitiram confirmar a existência de um solo arenoso solto a medianamente compacto, com um comportamento heterogéneo em função da localização, mas também a presença de um nível mais profundo de solos siltosos ou argilosos orgânicos.

Em face dos resultados obtidos, e com base na aplicação da matriz de decisão da técnica de tratamento de solos apresentada no Capítulo 4, foi selecionada a

metodologia de tratamento do solo de fundação mais adequada ao cenário em questão, de forma a promover a compactação profunda do solo.

A aplicação da matriz de decisão apontou como soluções mais adequadas para tratamento do solo de fundação do cenário em análise a técnica de vibrocompactação ou de mistura de solos. De modo a aproveitar os equipamentos já presentes em obra, permitindo reduzir os encargos relativos à mobilização do equipamento para o local a tratar, optou-se por recorrer à técnica de vibrocompactação para o tratamento do solo de fundação na zona dos tanques de evaporação.

Esta técnica permitiu, por um lado promover o aumento da compacidade do solo de fundação e, por outro homogeneizar o mesmo no que diz respeito à sua compacidade e deformabilidade, sendo obtida uma consequente redução dos assentamentos imediatos totais e diferenciais devido às estruturas a executar.

A análise dos assentamentos estimados, antes e após o tratamento do solo de fundação, foi realizada segundo o método analítico (com recurso à teoria da elasticidade) e ainda segundo o método dos elementos finitos (*PLAXIS*).

De notar que os valores dos deslocamentos calculados segundo ambas as metodologias são da mesma ordem de grandeza, cerca de 40 mm antes de realizar o tratamento e 24 mm após o tratamento, o que nos permitiu validar os resultados obtidos. Face ao carácter arenoso do solo de fundação, será admissível que o valor dos assentamentos expectáveis se processe durante a construção dos Tanques.

De acordo com o que foi demonstrado no presente caso de estudo, verificou-se a aplicabilidade das matrizes de decisão da técnica de tratamento de solos (Capítulo 4) em relação a um cenário real de obra, sendo ainda confirmada com base nos ensaios realizados a eficácia do tratamento proposto e aplicado.

6 CONCLUSÕES

A crescente pressão urbanística que se tem vindo a verificar, bem como a contínua evolução das técnicas construtivas tem conduzido, por um lado à procura de novos espaços para construção, nomeadamente locais que, devido às suas fracas características geotécnicas, haviam sido anteriormente rejeitados para edificação, e por outro a um incremento das cargas a transmitir à fundação e utilização de estruturas mais rígidas e com menor tolerância às deformações.

A conjugação destes dois fatores conduz frequentemente a cenários onde, caso não sejam tomadas quaisquer medidas de prevenção, seria atingido o ELU e/ou o ELS da estrutura executada sob essas condições, respetivamente por excessivo carregamento da fundação que apresenta uma reduzida capacidade de ca resistente rga conduzindo à sua rotura e devido à elevada deformabilidade do terreno dando origem a assentamentos incompatíveis com a exploração do edifício.

Dado que as exigências de segurança, conforto e funcionalidade das estruturas a executar a tornam mais rígida, sob o ponto de vista de alterações estruturais, qualquer intervenção é, normalmente, realizada ao nível da fundação. Nesse sentido, estão disponíveis diversas técnicas para melhoramento dos solos de fundação, que visam promover o aumento das suas características geotécnicas de forma a torná-las compatíveis com os carregamentos impostos.

De acordo com a prática corrente e recomendada, qualquer intervenção ao nível dos terrenos de fundação requer uma caracterização geotécnica prévia do mesmo. Esta caracterização pode ser agrupada nos seguintes níveis de análise, com crescente grau de conhecimento e que representa também um maior grau de investimento:

- Análise preliminar do local e das formações geológicas;
- Reconhecimento geotécnico sumário;
- Reconhecimento geotécnico pormenorizado ou detalhado;
- Eventuais estudos geotécnicos complementares.

A caracterização realizada vai permitir identificar o comportamento dos terrenos de fundação e os aspetos que venham a colocar em causa a estabilidade e segurança da estrutura, nomeadamente através da avaliação da capacidade resistente e previsão dos assentamentos expectáveis da fundação, ou ainda a possibilidade de ocorrência de outros fenómenos como a liquefação, solos expansivos, colapsáveis ou contaminados.

Caso se verifique a incompatibilidade entre a edificação a realizar e os terrenos de fundação existentes, poderá ser equacionado o recurso a técnicas de melhoramento de solos. O processo de seleção da metodologia a aplicar deverá ser inserido numa nova de fase de projeto, a qual permitirá a escolha e a definição técnica do método de melhoramento de solo mais adequado para o cenário em causa, tendo em consideração os diversos pressupostos envolvidos no processo, tais como, as características da estrutura (edifício) a executar, o local de implantação e as características do terreno interessado, entre outros.

Face ao variado leque de opções que hoje em dia se encontram disponíveis no mercado para tratamento de solos, que recorrem a técnicas mais ou menos sofisticadas, mais ou menos dispendiosas, adaptadas a determinados tipos de terreno, limitadas ou não pela profundidade, é importante o conhecimento geral das características das diversas técnicas de melhoramento de solo disponíveis.

Neste trabalho foram apresentadas e descritas, para cada uma das técnicas de melhoramento de solos mais representativas da oferta existente no mercado nacional, a sua técnica de execução, o âmbito de aplicação e ainda apresentadas as principais vantagens e limitações de cada uma. Esta informação foi resumida e apresentada no Capítulo 4.

Com base em toda a informação recolhida acerca das características do terreno, da edificação, zona envolvente, prazos, disponibilidade de equipamentos e financeira, foi possível sistematizar a metodologia de tomada de decisão acerca da(s) técnica(s) mais indicadas para o tratamento do terreno de fundação. Essa sistematização é apresentada nos quadros do Anexo I, em função do tipo de fundação a tratar.

A aplicação desta metodologia foi utilizada num caso de estudo apresentado no Capítulo 5, decorrente de um processo de assessoria geotécnica desenvolvido na ELSAMEX, referente aos trabalhos de construção das novas caldeiras e tanques de evaporação de uma fábrica de pasta de papel, em Leirosa. Esta assessoria incluiu a caracterização geotécnica, a seleção da técnica de melhoramento de solo da

fundação, definições de projeto, acompanhamento dos trabalhos na obra e ainda a realização de ensaios de campo.

No desenvolvimento do estudo, foi possível tomar contacto com as diversas valências envolvidas no processo, nomeadamente com o projeto de execução dos trabalhos de densificação das areias da fundação, e ainda com os trabalhos de prospeção geotécnica utilizados para a caracterização complementar e a avaliação final dos terrenos de fundação (CPT, PDM e PDL), cuja interpretação conduziu à definição da técnica a aplicar, tendo em consideração o tipo de terrenos interessados e a aplicabilidade dos diferentes métodos ao tratamento.

No âmbito da assessoria, o espaço a intervir foi subdividido em duas zonas, a zona das Calceiras e a zona dos tanques de evaporação.

Para a zona das caldeiras, foi realizado o acompanhamento e a análise crítica dos trabalhos de melhoramento dos terrenos, através de vibrocompactação, que se encontravam já em curso, os quais não foram abordados no caso de estudo apresentado.

No âmbito da intervenção na zona dos tanques de evaporação, procedeu-se à seleção do tratamento dos terrenos das fundações, tendo em conta o cenário geológico e geotécnico presente e ainda os equipamentos disponíveis em obra.

O recurso a trabalhos de prospeção adicionais (CPT e PDM) no final dos trabalhos permitiu avaliar a eficácia da metodologia aplicada para o melhoramento dos solos, confirmando-se essa mesma melhoria para níveis de assentamento expectável compatíveis com a execução da estrutura.

Face à compacidade inicial dos terrenos de fundação, uma das principais preocupações prendia-se com a ocorrência de grandes assentamentos da estrutura, tendo esta questão sido avaliada recorrendo ao programa de cálculo automático *PLAXIS*. Os resultados obtidos demonstraram que os assentamentos expectáveis (2,5 cm) se encontram dentro dos limites aceitáveis, de acordo com o definido na NP EN 1997-1:2010 (EC7).

Acresce ainda o facto de, a fundação ser constituída na generalidade por materiais arenosos, pelo que os assentamentos a ocorrer serão do tipo imediato, devendo processar-se antes de a obra entrar em serviço.

Da análise realizada acerca do desenvolvimento de todos os trabalhos relacionados com a assistência geotécnica realizada, resultam as seguintes conclusões:

- É importante a realização de um estudo de caracterização geotécnica o mais completo e pormenorizado possível, evitando o aparecimento de imprevistos durante a execução dos trabalhos;
- A ocorrência de imprevistos durante a fase de obra conduz, normalmente, a custos acrescidos para a execução dos trabalhos, relacionados com a imobilização dos equipamentos, execução de estudos complementares e ainda com a eventual necessidade de redefinir a técnica a aplicar e do alargamento dos prazos de execução;
- Os trabalhos devem ter acompanhamento constante, permitindo realizar eventuais adaptações, no local da obra, da solução prevista em função de eventuais singularidades detetadas no terreno;
- Em função da metodologia preconizada, devem ser avaliadas e tidas em consideração eventuais efeitos secundários que esta possa induzir sobre a zona envolvente, nomeadamente no que respeita à indução de vibrações na fundação de edifícios adjacentes.

Após o acompanhamento do referido caso de estudo, foi possível compreender a utilidade e a importância de realizar um estudo geotécnico completo e pormenorizado dos cenários em análise, bem assim como, de outras condicionantes da estrutura e do local a intervir. Fica ainda evidente a importância da interação entre esta informação e a escolha da técnica de tratamento de solos a executar, sendo que uma pequena variação na primeira pode significar uma imediata alteração da segunda.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D 1194-94. ***Standard test for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings***

Bjerrum, L. (1963). ***Allowable Settlement of Structures,*** *Proc.*, European Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., Weisbaden, Germany, Vol. 3, pp. 135-137. – Fig 3 – assentamentos.

Bowles, J. E. (1996). ***Foundations Analysis and Design***. 5th Edition, MacGraw-Hill Book Co., New York.

Brinch Hansen, J. (1961). ***A model law for simultaneous primary and secondary consolidation***

Brito, J. (2010). ***Tecnologia de Contenções e Fundações***. Elementos de apoio ao curso de formação. FUNDEC / DEC / IST. 1 a 5 Março 2010.

Carreto, J. (2000). ***Jet Grouting. Uma Técnica em Desenvolvimento***. VII Congresso Nacional em Geotecnia, 2000.

Fernandes, E. e Monteiro, C. (2007). ***Plataforma de Apoio ao Cimbre. Nota Técnica 01 – Metodologia***. Viaduto da Ribeira de S. Martinho. Elsamex Portugal.

Fernandes, E. e Monteiro, C. (2008). ***Construção das Novas Caldeiras e dos Tanques de Evaporação***. Relatório Global. Assessoria Geotécnica. Elsamex Portugal.

Fernandes, E., e Saim, R. (2008). ***Expansão do Terminal de Granéis Líquidos – Tanquipor***. Assistência técnica e acompanhamento dos trabalhos de terraplenagens. Relatório Factual. Elsamex Portugal.

Fernandes, E. e Antunes, P. (2010). ***Aterro Dique. Tratamento da Fundação e Execução do Aterro***. Aterro Sanitário da Abrunheira. Especificações Técnicas. Elsamex Portugal.

Fernandes, W. e Campos, G. (2001). ***A mecânica de solos na engenharia civil***. Volume II. DEC / ISEL.

FHWA (1983). ***Design and Construction of Stone Columns.*** Volume 1 / Volume 2, Report No. 1, FHWA/RD 83/026, Federal Highway Administration Barksdale, R.D. and Bachus, R.C., 210 pp.

FHWA (1986b). ***Geocomposite Drains.*** U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Research Development and Technology, Volume 1: Engineering Assessment and Preliminary Guidelines, Report No. FHWA/RD-86/l71.

FHWA (1986c). ***Prefabricated Vertical Drains. U.s.*** Department of Transportation Federal Highway Adm.inistration Research Development and Technology Volume 1, Engineering Guidelines. Report No. FHWA/RD-86/168.

FHWA (1995). ***Dynamic Compaction***, Geotechnical Engineering Circular No. 1 U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Research, Development and Technology, Report No. FHWA/SA-95/037.

FHWA (1996a). ***Drilled and Grouted Micropiles: State-of-Practice Review,*** Final Report. Publication Nos. FHWA-RD-96-016, FHWA-RD-96-017, FHWA-RD-96-018, FHWA-RD. 96-019, 530 p.

FHWA (1998). ***Ground Improvement Technical Summaries, Final Draft,*** FHWA Demonstration Project No. 116, Contract No. DTFH61 -93-R-00 145.

FHWA (1999). ***A Quarter Century of Geotechnical Research***. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Research, Development and Technology, Report No. FHWA/RD-98/139.

FHWA (2000). ***Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual***, Priority Technologies Program (PTP) Project. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Research, Development and Technology, Report No. FHWA/SA-97/070.

Gohl, W.B.; Jefferies, M.G. ; Howie, J.A. e Diggle, D. (2000). ***Explosive Compaction:Design, Implementation and Effectiveness***. Geotechnique, 50, p. 657-665.

Hausmn M. (1990). ***Engineering Principles of Ground Modification***, McGraw-Hill, USA 632

Hien, Y. E. (2008). ***Effects of Prefabricated Vertical Drain on the Performance of Embankment on Soft Ground***. Universiti Teknologi Malaysia, Tese de Mestrado.

Holtz, Robert D. (1989). ***Treatment of Problem Foundations for Highways embankmets***. National Cooperative Highway Research Program 147. Synthesis of Highway Practice. Transportation Research Board.

Indraratna, B. e Chu, J. (2005). ***Ground Improvement – Case Histories***. Volume 3. Elsevier Geo-Engineering Book Series.

Keller. ***The Soilcrete – jet Grouting Process***. Brochure 67-03 E. Acedido em 18 de Julho de 2016, no Web site da: Keller Holding GmbH: http://www.kellerholding.com/soilcrete-jet-grouting.html.

Lopes, M. G. (1992). ***Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé per géotextile***, Tese de Doutoramento, Université Joseph Fourier – Grenoble I.

Lunne, T.; Robertson, P.K; Powell, J.J.M.(1997). ***Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice***. Spon Press, Taylor & Francis Group, London and New York.

Martins, J. B. (2002). ***Fundações***. Universidade do Minho. Curso de Engenharia Civil. 3ª Edição - UM Braga 2002.

Matos Fernandes, M. (2008). ***Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais***. Volume 1. Edições Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1ª Edição 2006. 1ª reimpressão.

Matos Fernandes, M. (2011). ***Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica***. Volume 2. Edições Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1ª Edição.

Melâneo, F. (2008). ***Elementos de apoio às aulas teóricas de Obras Subterrâneas – Capítulo 2 Reconhecimento Geológico e Geotécnico***. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Ano Lectivo 2008/2009.

Meyerhof, G. G. (1963). ***Some recent research on the bearing capacity of Foundations***. Canadian Geotechnical Journal, 1 (1), p. 16-26.

Mitchell, J. K. (1981). ***Soil Improvement: State-of-the-Art.*** State-of-the-Art Report, Session 12, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm Sweden.

Narin van Court, W.A. and Mitchell, J.K. (1994). ***Soil Improvement by Blasting***. Journal of Explosives Engineering, Vol. 12, No. 3, pp.34-4 1, Nov./Dec.

NP EN 1990:2009. Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas.

NP EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras gerais.

EN 1997-2:2007. Eurocódigo 7 – Geotechnical Design. Part 2: Ground Investigations and Testing.

Santana, M. T. (2003). ***Mecânica dos Solos – Capítulo 5 Consolidação***. DEC/FCT/UNL. Ano Lectivo 2003/2004.

SETRA; LCPC (2000). ***Étude et réalisation des remblais sur sols compressibles***. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Guide Tecnhique.

Skempton, A.W. e Bjerrum, L. (1957). ***A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay***, Geotechnique, Vol. 7, p. 168.

Stoel, A. (2001). ***Grouting for Pile Foundation Improvement***. DUP Science. ISBN 90-407-2223-4.

Athmer, C. e Huntsman, B. (2014). ***A Case for Electroosmosis Remediation***. Acedido em 18 de Julho de 2016 no Web site da: Terran Corporation: http://www.terrancorp.com/content/case-electroosmosis-remediation.

Terzaghi, K. (1943). ***Theoretical soil mechanics***, John Wiley & Sons, New York.

Timoshenko, S.; Goodier, J. (1951). ***Theory of Elasticity***, McGraw-Hill Book Company, Inc ; New York.

U.S. Army Corps of Engineers (1999). ***Guidelines on Ground Improvement for Structures and Facilities***. Engineering end Design. Department of the Army. Engineer Technical Letter 1110-1-185.

Vesic, A. S. (1975). ***Bearing capacity of shallow foundations***. Foundation engineering handbook (eds Winterkorn & Fang), p. 121 a 147. New York: Van Nostrand Reinhold.

Watt, A.J., de Beer, B.B e Greenwood, D. A. (1967). ***Loading tests on structures founded on soft cohesive soils strengthned by compacted granular columns***. In: Proc. 3rd. Asian Regional Conf. On Soil Mech. And Found. Engg., Hafia, p. 51-248.