



Tiago Manuel Vilhena de Mendonça Lobo

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Contribuição para o Estudo da Técnica de Compactação Dinâmica de Solos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil de Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo,
Professor Auxiliar Convidado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo

Arguente: Prof^a. Doutora Maria Teresa Grilo Santana

Vogal: Prof. Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo

“CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTUDO DA TÉCNICA DE COMPACTAÇÃO DINÂMICA DE SOLOS”

“Copyright” Tiago Manuel Vilhena de Mendonça Lobo, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia e em especial ao departamento de engenharia civil.

Ao Professor Pedro Guedes de Melo pela disponibilidade e ensinamentos transmitidos ao longo da realização deste trabalho, e pela motivação para a área da Geotecnia transmitida ao longo do meu percurso académico.

Ao Engenheiro Serge Varaksin, antigo diretor-geral adjunto da empresa Menard SNC cuja especialidade é centrada em melhoramento de solos, por ter disponibilizado o seu tempo para demonstrar o seu ponto de vista e breves ensinamentos sobre a técnica de compactação dinâmica.

Aos meus pais, irmãs, amigos e namorada pela compreensão, incentivo e apoio constantes. A eles devo o meu sucesso e motivação.

RESUMO

Desde o início da civilização que o Homem sente a necessidade de assegurar que o solo garante o bom funcionamento, segurança e longevidade das estruturas que nele assentam. A melhoria de solos recorrendo à queda livre de blocos de uma determinada altura, técnica de compactação dinâmica, com a intenção de os compactar é uma das técnicas mais antigas e básicas para esse propósito. O impacto do bloco no solo provoca vibrações, contribuindo para o rearranjo de partículas dos solos, densificando-os e melhorando assim o seu comportamento mecânico.

Informação consolidada e estruturada acerca desta técnica encontra-se algo dispersa sobretudo em língua portuguesa. Através da elaboração desta dissertação pretende-se compilar aspetos fundamentais para implementar em projetos de compactação, sobretudo a nível de cálculo e interpretação de resultados, apresentando a aplicação da solução a dois cenários geotécnicos reais.

Começou-se por fazer uma extensa pesquisa bibliográfica para adquirir noções teóricas sobre a técnica e sobre os equipamentos que são utilizados ao longo de um projeto de compactação onde se recolheu a informação para arrancar com a dissertação. De seguida, e com base em resultados de diversos autores, analisaram-se diversas formas de dimensionamento essenciais para a aplicação da técnica. Por último selecionaram-se dois casos de estudo relativos a dois cenários geotécnicos reais que permitissem analisar e justificar vários aspetos resultantes da aplicação da técnica de melhoramento por compactação dinâmica. Recorreram-se a ensaios de campo como o CPTu, SPT e DMT para analisar a eficiência desta técnica de melhoramento de solos.

Palavras-chave: compactação dinâmica; profundidade de melhoramento; profundidade da cratera; controlo de qualidade; índice de melhoramento do solo

ABSTRACT

Since the beginning of civilization Man has felt the need to ensure that the ground guarantees the proper functioning, safety and longevity of the structures settled on it. The improvement of soils using the free fall of blocks at a certain height, dynamic compaction technique, with the intention of compacting the soil is one of the oldest and basic improvement techniques for this purpose. The vibration caused by the impact of the tampers contributes to the rearrangement of the soil grains configuration, densifying them and improving their mechanical behavior.

Consolidated and structured information about this technique is somewhat dispersed mainly in portuguese language. Through the elaboration of this dissertation it is intended to compile fundamental aspects to be implemented in compaction projects, especially in the calculation and interpretation of results. This work intends to compile fundamental aspects to be implemented in compaction projects, especially in the calculation and interpretation of results. It was also sought to present an application of the solution to two real geotechnical scenarios with geotechnical characterization of the soils supported by test controls and actual trials.

It was done an extensive bibliographical research to acquire theoretical notions about the technique and the equipment that is used throughout a compaction project gathering information to begin the dissertation. Then, and based on the results of several authors, several forms were analyzed for the dimensioning of this improvement technique. Finally, two case studies were selected associated to real geotechnical scenarios. That selection allowed to analyze and justify several aspects resulting from the application of the technique of dynamic compaction improvement. Field tests such as CPTu, SPT and DMT were used to analyze the efficiency of this soil-improvement technique.

Key-words: dynamic compaction; depth of improvement; crater depth; quality control; soil improvement index

LISTA DE SIGLAS

CPT	Ensaio de penetração estática (<i>cone penetration test</i>)
CPT _u	Ensaio de penetração estática com medição de pressões intersticiais (<i>piezocone penetration test</i>)
SBT	Tipo de comportamento do solo (<i>soil behavior type</i>)
SBT _n	Tipo de comportamento do solo normalizado (<i>normalized soil behavior type</i>)
SPT	Ensaio de penetração dinâmica (<i>standard penetration test</i>)
DMT	Dilatômetro de Marchetti (<i>flat dilatometer test</i>)
SASW	Análise espectral de ondas de superfície (<i>spectral analysis surface wave</i>)
CSW	Análise espectral de ondas de superfície (<i>continuous surface wave</i>)

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e	Área de influência em cada ponto de impacto
AE	Energia aplicada
AE_{IP}	Energia aplicada no <i>ironing pass</i>
AE_{total}	Energia aplicada total
C	Profundidade da cratera
CF	Conteúdo de finos
D	Profundidade de melhoramento
d_t	Diâmetro ou comprimento do bloco
E	Módulo de deformabilidade
E_D	Módulo dilatométrico
f_s	Resistência lateral do CPT/CPT _u
F_r	Razão de atrito
g	Aceleração gravítica
H	Altura de queda do bloco
I_c	Índice de comportamento do solo através do CPT/CPT _u
I_d	Índice de melhoramento do solo

I_{DMT}	Índice de comportamento do solo através do DMT
IP	Índice de Plasticidade
k	Coefficiente de permeabilidade
K_{DMT}	Índice de tensão lateral do DMT
M_{DMT}	Módulo edométrico através do DMT
n	Expoente de tensão
N_d	Número de impactos
N_p	Número de passagens
N_{SPT}	Número de pancadas do SPT
p_a	Pressão atmosférica
q_c	Resistência de ponta do CPT/CPTu
q_t	Resistência de ponta corrigida do CPT/CPTu
Q_t	Resistência de ponta normalizada do CPT/CPTU
R_f	Razão de atrito normalizado
RM	Fator de correção
RM_0	Fator de correção inicial
s	Espaçamento entre impactos
u_0	Pressão intersticial hidrostática
u_2	Pressão intersticial medida no sensor do CPTu
UAE	Energia unitária aplicada
W	Massa do bloco

Simbologia Grega

γ	Peso volúmico
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva inicial
σ_{v0}	Tensão vertical total inicial
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	III
RESUMO	V
ABSTRACT	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
ÍNDICE DE TABELAS	XVIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Metodologia de Trabalho	1
1.3. Organização da dissertação	2
2. COMPACTAÇÃO DINÂMICA	3
2.1. Conceito básico	3
2.2. Evolução Histórica	4
2.3. Aplicabilidade da técnica	4
2.4. Vantagens e limitações	5
2.5. Equipamentos	7
2.5.1. Enquadramento histórico	7
2.5.2. Plataformas utilizadas na compactação dinâmica	7
2.5.3. Massa e geometria dos blocos	12
2.5.4. Tecnologia MARS (Menard Accelerated Release System)	13
2.5.5. Sequência de construção	15
3. CONCEITOS DE DIMENSIONAMENTO	19
3.1. Princípios	19
3.1.1. Densificação dinâmica	19
3.1.2. Consolidação dinâmica	19
3.1.3. Substituição dinâmica	21
3.2. Investigação do local de projeto e fatores de influência	22
3.3. Profundidade de melhoramento e grau de melhoramento	23

3.4.	Profundidade de melhoramento através de correlações empíricas.....	28
3.5.	Subsidência induzida.....	31
3.6.	Energia aplicada, número de impactos e passagens	32
3.7.	Apreciação do grau de melhoramento	34
3.8.	Segurança e problemas associados à técnica de compactação dinâmica.....	37
3.9.	Controlo de qualidade	38
3.9.1.	Introdução.....	38
3.9.2.	Requisitos de desempenho	38
3.9.3.	Ensaio de campo	39
4.	CASO DE ESTUDO 1	47
4.1.	Introdução.....	47
4.2.	Condições geológico-geotécnicas.....	47
4.3.	Trabalhos de compactação dinâmica.....	49
4.4.	Profundidade de melhoramento	50
4.5.	Energia aplicada.....	50
4.6.	Resultados de ensaios antes e depois da compactação	50
4.7.	Classificação e caracterização do solo	53
4.8.	Conclusão.....	64
4.9.	Discussão e comparação de resultados	67
4.9.1.	Profundidade máxima de melhoramento vs. energia libertada.....	67
4.9.2.	Resistência de ponta vs. energia aplicada.....	68
5.	CASO DE ESTUDO 2	69
5.1.	Introdução.....	69
5.2.	Condições geológico-geotécnicas.....	69
5.3.	Trabalhos de compactação dinâmica.....	71
5.4.	Profundidade de melhoramento	72
5.5.	Energia aplicada.....	72
5.6.	Resultados dos ensaios antes e depois da compactação	72
5.7.	Classificação e caracterização dos solos.....	75
5.8.	Conclusão.....	75

5.9.	Discussão e comparação de resultados	77
5.9.1.	Profundidade máxima de melhoramento vs. energia libertada	77
5.9.2.	Correlação entre o DMT e CPT	78
5.9.3.	Resistência de ponta vs. energia aplicada	79
6.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	81
6.1.	Conclusões	81
6.2.	Desenvolvimentos futuros	82
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Modelo esquemático do procedimento associado à compactação dinâmica (Han, 2015) .	3
Figura 2.2 - Compactação dinâmica usando um tipo de plataforma de fácil montagem (produz energias de impacto até 7 MNm) (Hamidi 2014).	8
Figura 2.3 - Exemplo de uma mega-máquina (produz energias de impacto até 16 MNm) (Hamidi, 2014 e Kopf et al., 2010).	8
Figura 2.4 - Exemplo de um tripé de Menard (energia de impacto de 16 MNm) (Kopf et al., 2010).	9
Figura 2.5 - Exemplo de um tripé de Menard (energia de impacto até 16 MNm) (Hamidi, 2014).	9
Figura 2.6 - Exemplo de giga-máquina (energia de impacto de 40 MNm) (Kopf et al., 2010).	10
Figura 2.7 - Exemplo de giga-máquina (capaz de produzir energias de impacto até 80 MNm) (Hamidi, 2014).	10
Figura 2.8 - Exemplo de uma grua com cabo duplo (Hamidi, 2014).	11
Figura 2.9 - Exemplo de uma grua de Lampson modificada para um projeto de compactação dinâmica (energia de impacto de 9 MNm) (Hamidi, 2014).	11
Figura 2.10 - Compactação dinâmica na China usando guas convencionais alteradas para tripés (Hamidi, 2014).	12
Figura 2.11 - Exemplo de diferentes tipos de blocos usados na compactação dinâmica. Esquerda: bloco de aço; centro: bloco de cimento; direita: bloco de aço (Kopf et al., 2010).	13
Figura 2.12 - Exemplo de implementação da tecnologia MARS em Al Quoa, EAU (Hamidi et al., 2011).	14
Figura 2.13 - Exemplo de uma grua de cabo duplo	17
Figura 2.14 - Exemplo de um bulldozer de rastros.	17
Figura 3.1 - Granulometria vs. adequabilidade dos solos para a compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1986)	20
Figura 3.2 - Comportamento do solo após cada passagem (adaptado de Menard e Broise, 1975)	21
Figura 3.3 - Substituição dinâmica (Han, 2015)	21
Figura 3.4 - Esquema conceptual da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1995)	24
Figura 3.5 - Relação entre a profundidade máxima aparente de influência e a energia libertada por cada impacto (adaptado de Mayne et al, 1984)	25
Figura 3.6 - Relação entre a massa do bloco e a altura de queda (adaptado de Mayne et al.1984)	26
Figura 3.7 - Variações do melhoramento de solo vs. profundidade ao longo do processo de compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1995)	27

Figura 3.8 - Fase inicial, intermédia e final da compactação dinâmica e efeito do envelhecimento do solo (adaptado de Lukas 1995).....	28
Figura 3.9 - Relação entre a profundidade das crateras e o número de impactos (adaptado de Mayne et al.1984).....	32
Figura 3.10 - Relação entre a profundidade normalizada das crateras e o número de impactos (solos com baixo teor de água) (adaptado de Mayne et al.1984, adaptado de Rollins e Kim, 2010)	32
Figura 3.11 - Relação entre a pressão limite do PMT após tratamento e a energia que foi aplicada, para solos arenosos (adaptado de Lukas,1995).	35
Figura 3.12 - Relação entre a pressão limite do PMT após tratamento e a energia que foi aplicada, para solos coesivos (adaptado de Lukas,1995).	35
Figura 3.13 - Relação entre o N_{SPT} do SPT e a energia que foi aplicada após a compactação de solos coesivos e arenosos (adaptado de Lukas, 1995).	36
Figura 3.14 - Relação entre o q_c do CPT e a energia que foi aplicada após tratamento de solos arenosos (adaptado de Lukas, 1995).....	36
Figura 3.15 - Identificação dos tipos de solo (Robertson, 1990).	43
Figura 4.1 - Localização do projeto (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).....	48
Figura 4.2 - Localização dos CPTu e SPT (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).....	48
Figura 4.3 - Mapeamento das zonas de impacto referente à primeira e segunda fase de compactação e sondagens (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).....	49
Figura 4.4 - Resultados, antes e após o tratamento, da resistência lateral f_s (à esquerda) e resistência de ponta q_c (à direita) (adaptado de Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).....	52
Figura 4.5 - Relação entre a pressão intersticial antes e após o tratamento e a pressão hidrostática (adaptado de Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).	53
Figura 4.6 - Classificação e caracterização do comportamento do solo.	54
Figura 4.7 - Índice do tipo de comportamento do solo na fase de pré-compactação com a delimitação das camadas de solo.....	55
Figura 4.8 - Índice do tipo de comportamento do solo nas fases de pré e pós compactação com as respectivas delimitações de cada camada de solo.....	55
Figura 4.9 - Classificação e caracterização do comportamento da camada A.....	56
Figura 4.10 - Classificação e caracterização do comportamento da camada B.....	56
Figura 4.11 - Classificação e caracterização do comportamento da camada C.....	57
Figura 4.12 - Classificação e caracterização do comportamento da camada D.....	57
Figura 4.13 - Classificação e caracterização do comportamento da camada E.....	58

Figura 4.14 - Classificação e caracterização do comportamento da camada F.	58
Figura 4.15 - Gráficos relativos ao CPTu (resistência de ponta q_c , resistência lateral f_s , pressão intersticial u_2) na fase de pré e pós compactação e estimativa do conteúdo de finos ao longo da profundidade.....	61
Figura 4.16 - Evolução da resistência de ponta (à esquerda) e da resistência lateral (à direita).	62
Figura 4.17 - Gráfico do ângulo de resistência ao corte (à esquerda) e da densidade relativa (à direita) na fase de pré compactação.	63
Figura 4.18 - Gráficos relativos aos ângulos de resistência ao corte e densidades relativas, antes e após a compactação.	65
Figura 4.19 - Conteúdo de finos (à esquerda) e índice de melhoramento (à direita).	66
Figura 4.20 - Relação entre a profundidade máxima de melhoramento e a energia libertada por impacto, resultados referentes ao caso de estudo 1 (adaptado de Mayne et al, 1984).	67
Figura 4.21 - Relação entre o q_c e a energia aplicada (adaptado de Lukas, 1995).	68
Figura 5.1 - Resultados do autor vs. resultados da dissertação (adaptado de Kurek e Bałachowski, 2013).....	70
Figura 5.2 - Perfil geotécnico (Kurek e Bałachowski, 2013).	70
Figura 5.3 - Curva granulométrica do solo de projeto (Kurek e Bałachowski, 2013).	71
Figura 5.4 - Localização dos ensaios de campo, CPT e DMT, na primeira e segunda fase dos trabalhos de compactação dinâmica (Kurek e Bałachowski, 2013).	71
Figura 5.5 - Resultados do índice de comportamento do solo (à esquerda) e do índice de tensão lateral (à direita).....	74
Figura 5.6 - Resultados do módulo dilatométrico do DMT (Kurek e Bałachowski, 2013).....	74
Figura 5.7 - Identificação dos solos a partir do DMT (adaptado de Marchetti e Crapps, 1981).	75
Figura 5.8 - Comparação dos ângulos de resistência ao corte na fase de pré e pós compactação (à esquerda) e da evolução do ângulo de resistência ao corte (à direita).	76
Figura 5.9 - Conteúdo de finos (à esquerda) e Índice de melhoramento do solo (à direita).	77
Figura 5.10 - Relação entre a profundidade máxima de melhoramento e a energia libertada por impacto; resultados referentes ao caso de estudo 1 e 2 (adaptado de Mayne et al., 1984).	78
Figura 5.11 - Relação entre o q_c e a energia aplicada; comparação com os resultados do caso de estudo 1 (adaptado de Lukas, 1995).	79

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tabela resumo das vantagens e limitações da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Mitchell e Jardine, 2002)	5
Tabela 2.2 - Equipamento apropriado para o bloco selecionado (adaptado e modificado de Lukas, 1986)	16
Tabela 3.1 - Recomendação do valor do coeficiente n consoante o tipo de solo (adaptado de Lukas, 1995).....	24
Tabela 3.2 - Energia unitária aplicada (adaptado de Lukas,1995).	34
Tabela 3.3 - Tabela de classificação da consistência das argilas (esquerda) e da compacidade das areias através do SPT (direita).....	40
Tabela 3.4 - Classificação de cada solo segundo Robertson (SBT _n).	43
Tabela 3.5 - Identificação dos solos a partir do I _{DMT} (Marchetti, 1980)	44
Tabela 4.1 - Dados relativos aos trabalhos de compactação.	50
Tabela 4.2 - Resultados do SPT (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).....	51
Tabela 4.3 - Resultados e caracterização do solo a partir do SPT.....	59
Tabela 4.4 - Classificação de cada camada com base nos resultados do SPT e CPTu.....	59
Tabela 4.5 - Tabela resumo correspondente à classificação, percentagem de finos e índice de melhoramento de cada camada.....	66
Tabela 5.1 - Dados relativos aos trabalhos de compactação.	72
Tabela 5.2 - Tabelas dos valores do DMT na fase de pré e pós a compactação.....	73
Tabela 5.3 - Valores de q _c após a compactação.....	79

1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivos

Esta dissertação tem como propósito principal fornecer as bases para a avaliação e dimensionamento de projetos de compactação dinâmica no melhoramento de solos compressíveis predominantemente granulares. Além deste documento técnico, o leitor é aconselhado a consultar atentamente as referências usadas para o desenvolvimento deste trabalho e que se encontram sinalizadas no final desta dissertação para obter uma informação mais detalhada acerca desta técnica de melhoramento de solos. Uma análise aprofundada para dois cenários geotécnicos reais, traduzidos em dois casos de estudo, permitirão dar ao leitor uma percepção das vantagens e limitações desta técnica.

1.2. Metodologia de Trabalho

A escolha do tema da presente dissertação foi motivada pela escassez de elementos com informação sobre a técnica de compactação dinâmica escritas em português. Numa primeira fase recolheu-se informação após alguma pesquisa bibliográfica, referentes a variados artigos e casos de estudo provenientes de diversos autores que se especializaram nesta técnica. Procurou-se neste âmbito pesquisar e recolher informação e resultados que pudessem reforçar o que será demonstrado e esclarecido ao longo desta dissertação.

Optou-se pela escolha de dois cenários geotécnicos reais que pudessem clarificar vários aspetos relativos a esta técnica. Procurou-se que a análise dos dados e resultados associados a cada um dos casos de estudo fosse centrado nos pontos de maior relevância como o efeito que compactação dinâmica tem em profundidade num solo.

O contacto direto com engenheiros especializados, como o conceituado engenheiro Serge Varaksin, que possui uma vasta experiência na aplicação desta técnica, possibilitou uma consciência adicional no âmbito desta técnica de melhoramento de solo o que permitiu enriquecer em conteúdo este documento.

1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos da seguinte forma:

- Capítulo 1 inclui uma breve referência aos objetivos do estudo realizado, a metodologia seguida e a organização da dissertação.
- Capítulo 2, apresenta de forma pormenorizada o conceito básico e a evolução histórica da técnica, a sua aplicabilidade, o método de execução, os equipamentos utilizados e as principais vantagens e limitações na sua aplicação.
- Capítulo 3, expõe os conceitos de dimensionamento, os parâmetros que influenciam o seu processo construtivo e os ensaios usados para validação do tratamento de solo.
- Capítulos 4 e 5, apresentam toda a informação sobre dois casos práticos de estudo, com especial atenção à descrição, localização, características, condicionantes, soluções propostas, faseamento construtivo e controlo de qualidade; estes capítulos contemplam também uma análise comparativa com resultados provenientes de outros casos de estudo.
- Capítulo 6, apresenta as conclusões retiradas do trabalho desenvolvido e perspetivas de desenvolvimentos futuros.

2. COMPACTAÇÃO DINÂMICA

2.1. Conceito básico

Entre as técnicas de melhoramento de solo, a técnica de compactação dinâmica tem como propósito a redução dos assentamentos totais e diferenciais e a melhoria das propriedades mecânicas de solos predominantemente granulares densificando o solo em profundidade. Esta técnica consiste em largar em queda livre e repetidamente um bloco desde uma certa altura até à superfície do solo que se pretende melhorar (Figura 2.1). A sua execução deve ser planeada segundo uma grelha de impactos na área de solo que se pretende melhorar.

Relativamente à massa do bloco esta geralmente varia entre 5 e 40 ton e a altura de queda de cada bloco encontra-se num intervalo de altura entre os 10 m e os 40 m. A profundidade de melhoramento do solo pode ser superior a 10 m, havendo casos em que foram alcançados os 30 m. A energia é aplicada faseadamente numa grelha de impactos usando simples ou múltiplas passagens sobre a área a densificar. Após cada impacto as crateras são, ou niveladas com escavadoras, ou preenchidas com aterros de material granular antes que a próxima passagem seja realizada. A energia de impacto é aplicada numa grelha de impactos delineada e encontra-se diretamente relacionada com o grau de melhoramento do solo. A energia de impacto abrange a massa do bloco, a altura de queda, o espaçamento da grelha, e a quantidade de quedas em cada ponto da grelha (Han, 2015).

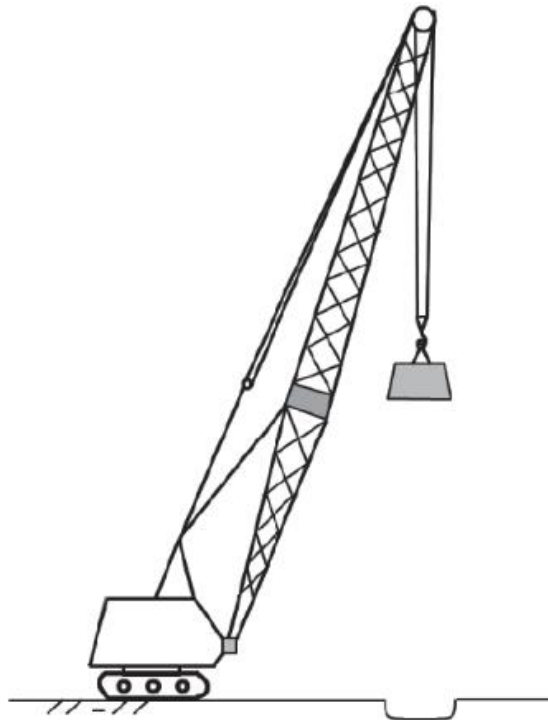


Figura 2.1 - Modelo esquemático do procedimento associado à compactação dinâmica (Han, 2015)

2.2. Evolução Histórica

Embora a origem desta técnica remonte à data da existência do Império Romano, a sua abordagem formal teve início numa publicação datada de 1812 pela autoria de Rondelet que publicou um livro alemão de 5 volumes intitulado *Kunst Zu Baun*. Na Alemanha, em 1933, foram compactados solos não coesivos com um bloco de 1.8 ton e uma altura de queda de 1.5 m através do uso de uma retroescavadora a vapor. A corporação de engenheiros experimentou o uso de compactação profunda com grandes blocos em 1936 na construção da barragem de Franklin Falls. Em 1955 foi utilizada para densificar solos soltos para suportar a construção de um reservatório de petróleo com 76 m de diâmetro. Em 1960 a Rússia implementou a técnica de compactação dinâmica em solos loéssicos argilosos e arenosos. Estes exemplos de aplicação da compactação dinâmica correspondem a projetos particulares sem que tenha havido qualquer desenvolvimento da técnica até finais dos anos 60.

Ficou formalizada oficialmente como uma técnica de melhoramento do solo nos meados dos anos 70 do século passado e foi creditada ao engenheiro francês Louis Menard. A técnica passou a ser encarada como tal em 1969, na Europa, e em 1971 nos Estados Unidos a partir do qual passaria a ser utilizada regularmente. Na Europa era usual o uso de blocos a rondar entre 8 e 10 ton, sendo que a altura de queda normal rondava entre 8 e 12 m. Inicialmente este processo de compactação designava-se por compactação profunda e era geralmente usado em detritos de rocha, pedregulhos e areia. Só mais tarde esta técnica passou a ser utilizada em aterros granulares finos. Nos Estados Unidos, inicialmente a compactação era realizada através de blocos com massas que rondavam as 1.8 ton e 5.4 ton com alturas de queda entre 6.1 m e 10.7 m. A técnica era usada para densificar camadas de escombros soltos e depósitos granulares que serviam para suporte de estruturas com cargas leves.

Serge Varaksin (1981) reconheceu que a técnica de compactação tem o seu campo de aplicação limitado, dependendo em grande parte da baixa permeabilidade dos solos, da profundidade das camadas, da espessura da camada de solos compressíveis, do conteúdo orgânico presente e se o solo se encontra em estado virgem.

2.3. Aplicabilidade da técnica

A técnica de compactação dinâmica tem sido usada com êxito no melhoramento de vários tipos de solo com um fraco comportamento mecânico resultando num aumento da capacidade de carga, redução de assentamentos e mitigação da liquefação dos solos. Os tipos de solos que melhor se adequam ao uso desta técnica de melhoramento são:

- solos que se soltaram naturalmente através correntes fluviais, inundações, ou depósitos de aterros hidráulicos,
- depósitos de aterros recentes ou antigos,
- entulho de construção e depósitos de detritos,
- aterros de argila parcialmente saturados acima do nível freático,
- solos colapsíveis,
- areias e siltes soltas para redução do potencial de liquefação,
- resíduos especiais como lixeiras.

2.4. Vantagens e limitações

Esta técnica é muito vantajosa no melhoramento de solos granulares, mas também é limitada em alguns aspetos. Expõe-se uma tabela resumo, Tabela 2.1, com as vantagens e limitações que podem surgir durante a utilização desta técnica:

Tabela 2.1 - Tabela resumo das vantagens e limitações da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Mitchell e Jardine, 2002)

Vantagens	Limitações
<ul style="list-style-type: none"> • melhoramento de grandes áreas de projeto, • económico, • tempo de projeto de curta duração, • permite a compactação de solo solto e parcialmente saturado contendo até 15% a 20% de finos fazendo diminuir o volume de vazios, • ajuda a transformar camadas de solo com material mais heterogéneo em camadas mais densas, resistentes e uniformes, • equipamento de fácil acesso sendo apenas necessário guas e blocos, • permite aumentar a densidade relativa do solo. 	<ul style="list-style-type: none"> • pouco eficiente na compactação de camadas argilosas, principalmente se estas estiverem saturadas, • em termos dos efeitos da vibração a distância de segurança mínima em relação a qualquer estrutura nas proximidades não pode ser inferior a 30 m, • problema com níveis freáticos a pequenas profundidades ou até acima da superfície do solo, • precauções especiais em termos de segurança pública e do local de projeto, • o melhoramento do solo pode não alcançar as profundidades com as zonas mais críticas podendo até torná-las mais instáveis.

- **Aplicação da compactação dinâmica vs. comportamento do solo**

O fator mais importante ao determinar a capacidade que um tipo de solo possui de ser melhorado através desta técnica é a sua propensão e facilidade em dissipar rapidamente o excesso de pressões intersticiais. A sua aplicação normalmente não é recomendada em solos argilosos com índice de plasticidade elevados, acima de 8, e com um elevado grau de saturação. Ao longo do processo de compactação, as partículas do solo são comprimidas. Se o solo fino apresentar um comportamento não drenado e estiver saturado ocorre subitamente uma subida da pressão intersticial dificultando profundamente a sua densificação devido à natureza incompressível da água. Como solução, é necessária a drenagem da água contida nessas camadas de solo de modo a dissipar o excesso de pressões intersticiais que irão ocorrer após cada impacto. Caso não se proceda a esta dissipação a queda de blocos apenas causará deslocamentos no solo e não a sua densificação (Menard e Broise, 1975). Para remediar estes excessos de pressão é fulcral também que haja um período de espera entre cada impacto.

Inicialmente, este tipo de melhoramento de solo era destinado predominantemente a solos granulares que se caracterizam como tendo um comportamento drenado. Mas devido às vantagens económicas que se obtém ao recorrer-se à técnica de compactação dinâmica uma maior diversidade de solos foi melhorada, desde aterros de lixo, siltes, cascalho, solos argilosos exceto argilas sensitivas (Lukas, 1986). A compactação dinâmica, no entanto, é mais eficiente em aterros de solos granulares secos e não saturados, tal como areias, cascalho, gravilha e seixos.

Para depósitos de solo abaixo do nível freático, as vibrações dos impactos podem provocar um aumento das pressões intersticiais e após algumas passagens a pressão intersticial pode subir de tal forma que chega a provocar a liquefação do mesmo. A partir do momento em que é atingida a liquefação, uma aplicação adicional de energia torna-se ineficaz até a pressão intersticial se dissipar. Após essa dissipação os impactos seguintes da compactação produzem vibrações de baixa frequência que reorganizam as partículas densificando-as (Nashed, 2006). Caso se esteja perante um cenário em que o nível freático esteja situado, por exemplo, a 2 m acima da camada superficial do solo que se pretende compactar a utilização de blocos convencionais poderá não ser eficaz no melhoramento do solo, logo poderá ser necessário recorrer à utilização de um bloco concebido especificamente para este tipo de situações ou então proceder à drenagem da água em excesso (Han, 2015).

2.5. Equipamentos

2.5.1. Enquadramento histórico

Assim que foi estabelecido que há uma relação direta entre a profundidade de melhoramento, a massa do bloco, e altura de queda (Menard e Broise, 1975) a noção que estes três parâmetros devem ser aumentados para se alcançar maiores profundidades de melhoramento tornou-se clara (Hamidi, 2014).

Inicialmente a capacidade para o levantamento de blocos de cada grua estava limitada a cerca de 15 ton, no entanto rapidamente se tornou possível içar blocos de maiores dimensões utilizando plataformas ou tripés especialmente concebidos e fabricados para esse propósito. A introdução de guas especiais comercialmente disponíveis, equipados com uma adequada capacidade de içamento, permitem agora o uso de blocos com massas acima de 25 ton (Hamidi *et al.*, 2011). Primeiramente, quando Louis Menard executou um projeto de compactação dinâmica utilizou um bloco de 8 ton largado de uma altura de 10 m capaz de mobilizar energias de 80 MNm (Communication Department of Menard, 2007). Usualmente, os blocos largados caracterizam-se por terem uma massa entre 8 ton e 25 ton, embora blocos mais leves ou mais pesados sejam utilizados.

Mais recentemente, foi desenvolvido um mecanismo inovador e patenteado por Louis Menard chamado *MARS (Menard Accelerated Release System)*, equipamento que será descrito com maior cuidado no final do Capítulo 2. Este mecanismo é capaz de largar um bloco até 35 ton em queda livre sendo que depois se conecta com facilidade ao mesmo. Esta tecnologia resolveu bastantes problemas práticos sendo capaz de transferir energias de impacto para o solo de forma mais eficiente. O MARS foi utilizado com sucesso para o tratamento de 1.13 milhões de m² de areias soltas de dunas do deserto com cerca de 28 m de espessura, e desde então também tem sido usada no tratamento de aterros marítimos de areias saturadas e formações cársicas pré-colapsíveis.

2.5.2. Plataformas utilizadas na compactação dinâmica

Menard executou a sua primeira compactação dinâmica em Bormes-Les-Mimosas em França (Communication Department of Menard, 2007). Mais tarde mudou-se para a marina em Madelieu-la-Napoule em Riviera, onde dimensionou e monitorizou trabalhos de compactação dinâmica de um projeto de construção com uma área de 110 000 m² recorrendo a um bloco com uma massa equivalente a 80 ton que foi largado de uma altura de 10 m. Assumindo um coeficiente n de 0.5 a profundidade de melhoramento provavelmente era inferior a 5 m o que naquela altura era uma profundidade muito satisfatória comparando com os resultados obtidos através de rolos compactadores. Louis Menard conseguiu inovar no fabrico de maquinaria pesada capaz de içar blocos com massas de 15 ton

utilizando apenas um simples cabo e largando os blocos em queda livre, visto os blocos estarem ligados por um cabo. Embora a ausência de cabos pudesse aumentar uma maior energia de impacto, iria expor algumas dificuldades na sua realização. Ao serem implementados múltiplos cabos provocou um aumento de fricção já existente, e uma redução da velocidade de impacto que por sua vez originaram uma redução da energia de impacto, eficiência e profundidade de melhoramento.

Embora largar os blocos em queda livre com apenas um cabo seja mais eficiente e prático que largar o bloco sem recorrer a nenhum cabo, a capacidade de gruas pesadas estava limitada a blocos de 25 ton. A profundidade de melhoramento estava reduzida entre 8 e 10 m. Para ultrapassar este obstáculo, Menard desenvolveu e fabricou as suas próprias plataformas de compactação. A plataforma que produz uma energia potencial 7 MNm, Figura 2.2, é capaz de levantar blocos até 25 ton. A vantagem de se poder montar e desmontar esta plataforma facilitou o seu transporte tornando-a atrativa como escolha (Hamidi, 2014).



Figura 2.2 - Compactação dinâmica usando um tipo de plataforma de fácil montagem (produz energias de impacto até 7 MNm) (Hamidi 2014).

A mega-máquina, representada na Figura 2.3, é capaz de produzir uma energia de 16 MNm por impacto (Hamidi, 2014). Foi utilizada num projeto de melhoramento do solo numa auto-estrada que faz ligação entre Bern e Biel, na Suíça (Communication Department of Menard, 2007).



Figura 2.3 - Exemplo de uma mega-máquina (produz energias de impacto até 16 MNm) (Hamidi, 2014 e Kopf *et al.*, 2010).

O tripé de Menard, exemplificada na Figura 2.4 e Figura 2.5, trata-se de uma estrutura extremamente leve capaz de aplicar energia que rondam os 16 MNm por impacto através da queda de blocos de 40 ton a uma altura de 40 m. Esta plataforma tem também a vantagem de poder ser desmontada. A sua aplicação teve algum sucesso em diversos países nomeadamente México, Japão, Bangladesh, Estados Unidos e República Dominicana (Hamidi *et al.*, 2011).



Figura 2.4 - Exemplo de um tripé de Menard (energia de impacto de 16 MNm) (Kopf *et al.*, 2010).

Exemplos de giga-máquinas são apresentadas na Figura 2.6 e Figura 2.7. Na Figura 2.6 tem-se um exemplo de uma giga-máquina constituída por um bloco com uma massa de 200 ton largado de altura de 20 m. Trata-se do maior tipo de plataforma alguma vez concebido para utilização em projetos de compactação dinâmica, sendo constituída por 168 pneus e 7 km de mangueiras hidráulicas (Hamidi *et al.*, 2011).



Figura 2.5 - Exemplo de um tripé de Menard (energia de impacto até 16 MNm) (Hamidi, 2014).

Este tipo de máquina foi especialmente concebido para tratar 20 000 000 m³ de aterro destinados ao aeroporto de Nice (Communication Department of Menard, 2007). Foram utilizados blocos com massas que rondavam entre 13 ton e 17 ton e com uma altura de queda de 22 m (Gambin, 1983). Após a conclusão do projeto a plataforma foi desmontada.



Figura 2.6 - Exemplo de giga-máquina (energia de impacto de 40 MNm) (Kopf *et al.*, 2010).



Figura 2.7 - Exemplo de giga-máquina (capaz de produzir energias de impacto até 80 MNm) (Hamidi, 2014).

Apesar destes 3 tipos de plataformas, o tripé *de* Menard, a mega-máquina, e a giga-máquina terem sido concebidas com um propósito muito específico, foram construídas em quantidades muito limitadas, e como tal nunca chegaram a ser fabricadas comercialmente. Contudo, uma nova geração de guias pesadas como a grua duplo cabo, Figura 2.8, que foram fabricadas em maiores quantidades, mostraram-se capazes de içar blocos usando apenas dois cabos que se encontram conectados a dois tambores de guindaste aumentando significativamente a capacidade de içamento de 15 ton para 25 ton (Hamidi *et al.*, 2011).



Figura 2.8 - Exemplo de uma grua com cabo duplo (Hamidi, 2014).

Lampson também modificou uma grua para aplicação na compactação dinâmica, utilizando um bloco de 30 ton largado de uma altura de 30 m, de modo a produzir uma energia de impacto de 9 MNm, para um projeto de uma escola pública em Palm Spring, nos Estados Unidos. Esta plataforma é exibida na Figura 2.9.



Figura 2.9 - Exemplo de uma grua de Lampson modificada para um projeto de compactação dinâmica (energia de impacto de 9 MNm) (Hamidi, 2014).

Na China, a compactação dinâmica também foi aplicada usando guas modificadas, Figura 2.10, às quais foram adicionadas duas “pernas” tornando as guas em tripés (Hamidi, 2014).



Figura 2.10 - Compactação dinâmica na China usando guas convencionais alteradas para tripés (Hamidi, 2014).

O recorde estabelecido para o máximo número de guas em funcionamento simultâneo no mesmo projeto foi atingido durante um projeto de melhoria de solo na Universidade de Ciências de Tecnologia King Abdulla situada na Arábia Saudita, onde foram utilizadas 13 guas para melhorar 2.6 milhões de m² de solo (Hamidi *et al.*, 2010b). O recorde para a maior eficiência foi alcançado quando 11 guas conseguiram melhorar 966 000 m² de solo num mês durante o projeto de melhoramento do solo da comunidade Al Fallah em Abu Dhabi (Hamidi *et al.*, 2011).

2.5.3.Massa e geometria dos blocos

Os blocos podem ser fabricados com qualquer tipo de material, mas são geralmente fabricados em betão armado confinado. Geralmente a massa dos blocos usados entre 5 e 40 ton, sendo que os blocos mais leves são usados quando a espessura da camada de solo granular é menor, até 3 m. Os blocos mais pesados são aplicados para camadas granulares com uma espessura com cerca de 9 a 12 m

Grande parte dos blocos são fabricados em aço, embora haja alguns blocos que são revestidos com aço e o seu interior preenchido com betão. Caso os blocos sejam apenas compostos por betão vão ter a desvantagem de possuir um tempo de vida útil muito curto. As superfícies do bloco devem ser planas, podendo apresentar uma forma quadrada, circular ou hexagonal. É usual um bloco com uma base circular ou quadrangular ter uma área entre cerca de 3 a 6 m². Blocos com áreas de contacto entre 3 e 4 m² são habitualmente utilizadas para solos granulares enquanto blocos com áreas de contacto superiores a 6 m² são aplicadas em solos coesivos.

É habitual o bloco, ao ser levantando, sofrer movimentos de rotação provocado pelo desenrolar do cabo que o suporta. Assim, um bloco com forma circular formará sempre a mesma marca circular na cratera criada no solo. Um bloco com a forma quadrangular acaba sempre por formar também um padrão de uma cratera circular no solo, no entanto é possível impedir a rotação do bloco recorrendo a um cabo adicional.

A pressão de contacto na base do bloco é obtida dividindo o peso do bloco pela área da base, normalmente ronda valores de pressão entre 36 e 72 kPa. Caso a pressão seja inferior a 36 kPa a energia é libertada numa grande área superficial tão grande impedindo a compactação profunda do solo. Também pode haver o caso de o impacto de compactação ser tão elevado que cause a penetração do bloco sem ocorrer densificação do solo.

Na Figura 2.11 é possível observar os blocos de 5.4, 13.6 e 27.2 ton, respetivamente:

- o bloco de 5.4 ton tem uma base circular de ferro com 152 mm de espessura e um cilindro de aço que é preenchido com betão com uma espessura de 25.4 mm,
- o bloco de 13.6 ton é composto por vários pratos de aço soldados entre si,
- o bloco de 27.2 ton é composto por aço puro.

Blocos com pressões de contacto menores são usualmente usadas para compactações superficiais nos trabalhos finais da compactação dinâmica. A pressão de contacto deste tipo de blocos ronda os 10 kPa e os 34 kPa.



Figura 2.11 - Exemplo de diferentes tipos de blocos usados na compactação dinâmica. Esquerda: bloco de aço; centro: bloco de cimento; direita: bloco de aço (Kopf *et al.*, 2010).

2.5.4. Tecnologia MARS (Menard Accelerated Release System)

Embora a introdução de dois guindastes de alto desempenho nas gruas fosse capaz de aumentar a capacidade elevatória das gruas, havia ainda projetos de compactação que exigiam tratamentos ainda mais profundos e maiores energias de impacto; daí ter surgido o conceito de tecnologia *MARS* (*Menard Accelerated Release System*) de duplo cabo, que foi desenvolvido e patenteado por Louis Menard. Uma eficaz queda livre dos blocos foi previamente possível recorrendo à giga-máquina e à Megamáquina. O aparecimento da tecnologia *MARS* permitiu manter o nível de eficiência e ao mesmo tempo ultrapassar as limitações da Megamáquina e giga-máquina. Esta inovadora tecnologia consiste

em largar o bloco em queda livre a seguir ao bloco ter sido largado inicialmente unido a um cabo, não havendo risco de o gancho bloquear diminuindo a energia de impacto. Além de que ponto de impacto do bloco se mantém centrado com o alinhamento vertical do cabo, facilitando no processo de conexão do gancho novamente ao bloco sem o auxílio de mão-de-obra, que iria tornar o processo mais demoroso.

Um exemplo no qual se recorreu à tecnologia *MARS* foi num projeto para a expansão de um porto em Ras Laffan no Qatar (Hamidi *et al.*, 2010a). Para ser possível alcançar maiores profundidades optou-se por descartar os blocos convencionais. Para este propósito Menard implementou numa grua *Liebherr HS895* um bloco de 35 ton recorrendo ao *Menard Automatic Release System (MARS)* de modo a alcançar entre 14 m e 17 m de profundidade de melhoramento. Os trabalhos de compactação envolveram duas gruas a funcionar em turnos duplos. Numa primeira fase aplicou-se a compactação dinâmica para profundidades superficiais, no qual largados blocos de 28 ton com uma grelha de impactos de 16 x 16 m; para profundidades mais profundas recorreu-se ao sistema *MARS* com blocos de 35 ton com uma grelha de impactos de 16 x 16 m; na fase seguinte utilizaram-se blocos de 25 ton numa grelha de impactos de 11.5 x 11.5 m para ambas as profundidades superficiais e profundas; por último na terceira fase procedeu-se à limpeza, regularização e compactação da superfície do terreno. A Figura 2.12 mostra a implementação da tecnologia *MARS* na queda de um bloco de 35 ton em queda livre.



Figura 2.12 - Exemplo de implementação da tecnologia *MARS* em Al Quoa, EAU (Hamidi *et al.*, 2011).

2.5.5. Sequência de construção

Antes de se iniciar o procedimento de construção é importante ter uma noção em que consiste uma “fase” e uma “passagem” no âmbito da técnica de compactação dinâmica. O processo de utilização da compactação dinâmica é geralmente aplicado numa grelha de impactos ao longo da área total de projeto e estende-se para além do limite da área de projeto, sendo que a extensão é igual à espessura da camada de que se pretende densificar. A energia de impacto ao longo da área de projeto pode ser aplicada numa única fase ou múltiplas fases e igualmente numa única passagem ou múltiplas passagens:

- **Passagem**

Passagem define-se pela aplicação de incrementos de energia em cada nó da grelha específico. Como exemplo, pretende-se aplicar 12 quedas do bloco em cada nó da grelha, é importante limitar a expansão do solo e a profundidade da cratera provocada pelos impactos que seria excessiva caso fosse realizada numa só passagem. Alternativamente, compacta-se o solo 3 vezes, sendo essa passagem designada como a 1º passagem. Esse processo de faseamento de impactos evita a expansão do solo ou a excessiva profundidade da cratera. Após a conclusão da primeira passagem, as pressões intersticiais conseguem dissipar-se e as crateras são preenchidas com solo granular. Aos impactos adicionais que são aplicados, é chamado de 2º passagem. Em depósitos granulares finos pode ser necessário executar 3 a 4 passagens, à medida que nos depósitos mais permeáveis apenas seja necessário recorrer a 1 passagem.

Grande parte dos projetos de compactação dinâmica são compactados através de uma grelha de impactos, mas pode haver exceções em que tenha de ser aplicada uma energia de compactação adicional. Em projetos com sistemas cársticos é possível observar assentamentos significativos, indicando a presença de vazios, logo é necessário induzir uma energia de impacto adicional para garantir que não permanecem no interior do solo.

- **Fase**

Uma fase é composta por uma ou mais passagens e consiste numa aplicação de impactos num padrão específico. Exemplificando, inicia-se uma primeira fase de impactos cada um separado 6 m entre si, a segunda fase será aplicar a mesma energia a meio de cada ponto de impacto correspondente à grelha criada na primeira fase.

É usual recorrer apenas a uma fase caso as pressões intersticiais se dissipem facilmente, permitindo que cada energia de impacto possa ser aplicada num ponto da grelha imediatamente adjacente ao ponto compactado.

É possível também aplicar várias fases denominadas por fases múltiplas. Essas fases são aplicadas quando a dissipação da pressão intersticial decorre lentamente, logo é essencial aplicar essa alternância estratégica entre fases.

- **Seleção da grua**

A partir dos resultados pretendidos, o equipamento usado para içar e largar o bloco deve ser selecionado com base no peso do bloco. A *Federal Highway Administration* (Lukas, 1986) providenciou uma diretiva para a seleção do equipamento para diferentes massas do bloco como mostra a Tabela 2.2. Uma grua convencional com um único cabo e um carretel é normalmente o suficiente para içar um bloco que tenha um peso até 220 kN (Han, 2015), mas caso o bloco ultrapasse este valor devem ser usadas guas reforçadas com componentes mais resistentes.

Tabela 2.2 - Equipamento apropriado para o bloco selecionado (adaptado e modificado de Lukas, 1986)

Peso do bloco (kN)	Capacidade de içamento da grua (kN)	Diâmetro do cabo (mm)
50-70	360-440	19-22
70-130	440-890	22-25
130-160	890-1100	25-29
160-220	130-1600	32-38

- **Cabos e roldanas**

Para conseguir o máximo de eficiência no impacto do solo, minimizando as perdas de energia, os blocos são içados e largados usando um único cabo e uma roldana. As únicas perdas que ocorrem neste tipo de equipamento são por fricção na roldana, fricção entre o cabo e a roldana e a resistência do ar na base dos blocos. Existem também equipamentos específicos que içam o bloco e permitem largá-los em queda livre.

- **Procedimento**

Em seguida apresenta-se em detalhe os procedimentos a seguir para os trabalhos de compactação dinâmica:

1. Preparar o local de projeto removendo os grandes objetos, como árvores, nivelar a camada superficial, drenar a água em excesso, e preencher pequenos lagos existentes, e áreas de depressão que se encontrem no local de projeto. Se o nível freático se encontrar até 2 m de profundidade, então deve ser rebaixado através da drenagem da água ou então deve ser

adicionado aterro. Se a camada superficial não tiver capacidade suficiente para suportar o peso de equipamento então deve ser construída uma plataforma para este efeito.

2. Se existirem estruturas nas proximidades é necessário minimizar as vibrações e movimentos laterais colocando placas de isolamento enterradas pelo menos 2-3 m e com 1 m de largura.
3. Colocar marcadores para identificar as posições onde será largado o bloco em cada passagem e analisar as alterações ocorridas no solo como a expansão do solo no perímetro da cratera, normalmente causada pela presença de finos nas camadas.
4. Posicionamento do equipamento - grua e bloco (Figura 2.13) - e colocação do bloco acima da zona alvo.
5. Posicionar o bloco na superfície de maneira verificando se encaixa no ponto pretendido.
6. Levantar o bloco à altura pretendida e largá-lo livremente até à superfície. Analisar o movimento do solo enquanto o bloco ainda se encontra na cratera e medir as dimensões da cratera quando este for retirado.
7. Repetir o passo 6 até que o número de largadas do bloco seja alcançado de acordo com o que foi dimensionado e outros critérios sejam conseguidos. Passagem para o próximo ponto de compactação.
8. Repetir o procedimento 4 a 7 até que todos os pontos de compactação sejam concluídos para a primeira passagem.
9. Recorrer a bulldozers (Figura 2.14) para nivelar a camada superficial do solo e medir a elevação do mesmo. A diferença entre a elevação final e a anterior é o assentamento induzido.
10. Se necessário e após algum tempo de espera, dependendo dos tipos de solo e das condições de saturação dos mesmos, repetir os passos 3-8 até que todos os pontos de compactação sejam terminados para as próximas passagens.
11. Proceder à terraplenagem do terreno em toda a área de compactação.



Figura 2.13 - Exemplo de uma grua de cabo duplo



Figura 2.14 - Exemplo de um bulldozer de rastros.

3. CONCEITOS DE DIMENSIONAMENTO

3.1. Princípios

Os princípios de dimensionamento assentam em três vertentes, densificação dinâmica, consolidação dinâmica e substituição dinâmica.

3.1.1. Densificação dinâmica

Ao aplicar a compactação dinâmica em solos granulares, o impacto do bloco faz transitar instantaneamente as partículas soltas do solo para um estado mais denso, comprimindo e expulsando ar dos vazios, provocando a diminuição do volume de vazios. Esse impacto origina uma cratera onde é originada uma depressão na camada não se verificando qualquer expansão do solo no perímetro da cratera (Moseley e Kirsch, 2004).

3.1.2. Consolidação dinâmica

Teoria proposta por Menard e Broise (1975) que esclarece a razão pela qual uma camada de solo fino pode ser melhorada por largar sucessivamente um bloco na mesma. Atribuíram a compactação dinâmica a quatro mecanismos principais: compressibilidade de solos saturados, liquefação, alteração da permeabilidade, e recuperação tixotrópica (Han, 2015). Impactos contínuos nem sempre provocam a liquefação de solos finos, mas antes provocam excessos de pressão intersticial que podem acumular após sucessivos impactos. O excesso de pressão intersticial começa a dissipar-se assim que a série de impactos é suspensa.

Começando pela compressibilidade de solos finos, é do conhecimento geral no âmbito da geotecnia que este tipo de solo tem um comportamento não drenado, logo quando saturado fica incompressível, não podendo variar o seu volume após uma compressão ou compactação instantânea. Isto deve-se ao facto de este tipo de solos apresentar um comportamento não drenado. Comprovou-se que pode ocorrer ocasionalmente uma alteração no volume deste tipo de solos. Em causa está a existência de microbolhas nos mesmos que podem rondar cerca de 1 a 4 % do seu volume, fato conotado por Menard e Broise (1975).

Em relação à geração e dissipação do excesso de pressão intersticial, é essencial proceder a um período de espera entre cada impacto, um período suficiente que permita dissipar a pressão intersticial induzida em cada intervalo da compactação. Esta dissipação pode ser tratada como uma consolidação do solo que poderá originar assentamentos na camada. Devido à permeabilidade deste tipo de solos,

com comportamento não drenado, é usual instalarem-se drenos verticais pré-fabricados que possam acelerar o processo de dissipação da pressão intersticial.

Em camadas de solos finos a compactação dinâmica pode reduzir a resistência mecânica das mesmas devido à perturbação que cada impacto provoca. Mais tarde o solo volta a recuperar as suas características mecânicas, este fenómeno denomina-se por recuperação tixotrópica e consiste na recuperação da resistência coesiva do solo. É por esta razão também que as camadas de solo fino devem ser avaliadas tendo em conta o efeito tempo, 30 dias após o fim do projeto de compactação dinâmica.

Lukas (1995) definiu três tipos de solo que se adequavam à aplicação da compactação dinâmica, Figura 3.1, e propôs a divisão em três zonas de classificação distintas, dependendo da granulometria, índice de plasticidade e condutividade hidráulica. Das três zonas propostas a zona 1 corresponde principalmente a materiais granulares, que é considerado o tipo de solo mais apropriado para a aplicação da compactação dinâmica; a zona 2 corresponde principalmente a siltes com índice de plasticidade inferior a 8; e a zona 3 corresponde a solos argilosos com um índice de plasticidade superior a 8, sendo o tipo de solo que menos adequa para melhoramento do solo através da técnica de compactação dinâmica.

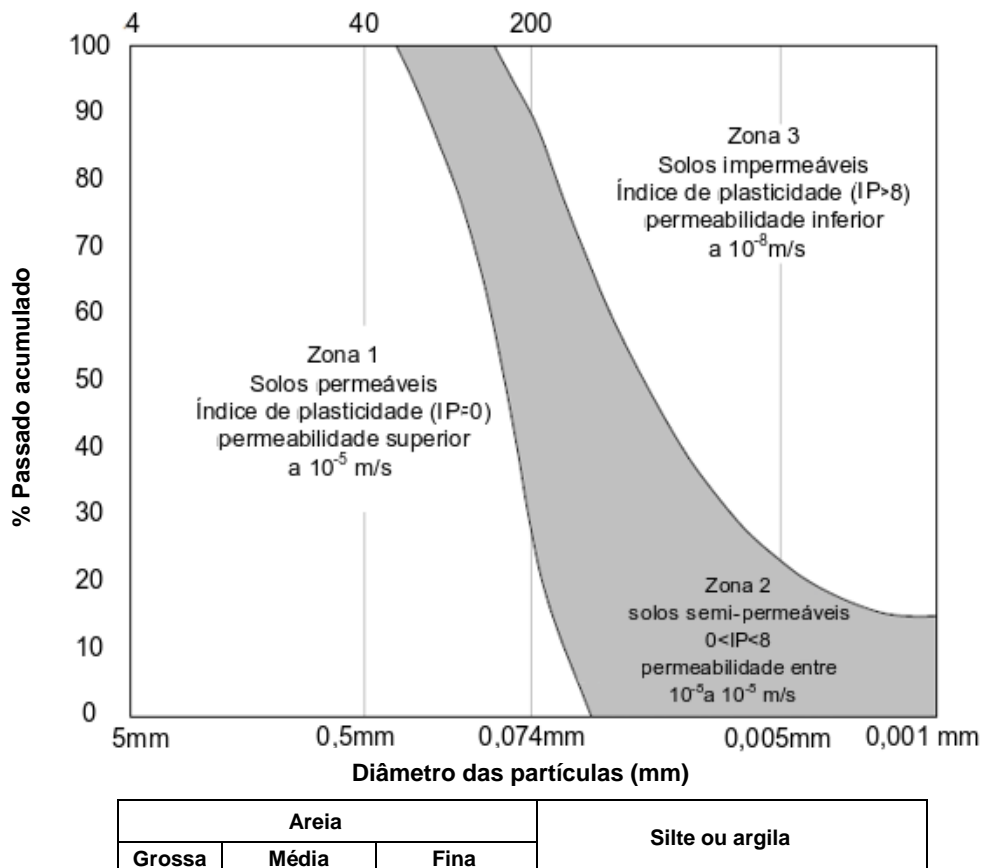
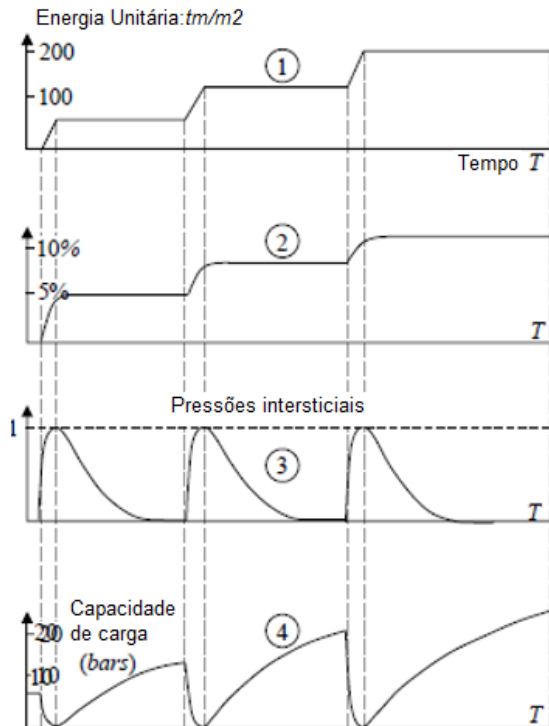


Figura 3.1 - Granulometria vs. adequabilidade dos solos para a compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1986)

Nos gráficos da Figura 3.2 pode-se observar o comportamento do solo face a 3 impactos, em que cada incremento de energia representa uma queda adicional do bloco. É de reparar que a liquefação é provocada pela queda do bloco na superfície. Outro aspeto importante é que a capacidade de carga do solo sofre um aumento durante a fase de dissipação da pressão intersticial.



- 1- Energia unitária aplicada em ton.m/m²,
- 2- Variação do volume com o tempo,
- 3- Variação da pressão intersticial,
- 4- Variação da capacidade de carga.

Figura 3.2 - Comportamento do solo após cada passagem (adaptado de Menard e Broise, 1975)

3.1.3. Substituição dinâmica

Quando uma camada de solo predominantemente argiloso é caracterizada como tendo uma consistência muito mole e baixa permeabilidade é aconselhável remover o solo argiloso mole e substituí-lo por brita. O processo de substituição dinâmica envolve retirar o solo de origem, preencher faseadamente com brita, compactar após cada fase, preencher e compactar até nivelar com a superfície do solo como é demonstrado na Figura 3.3.

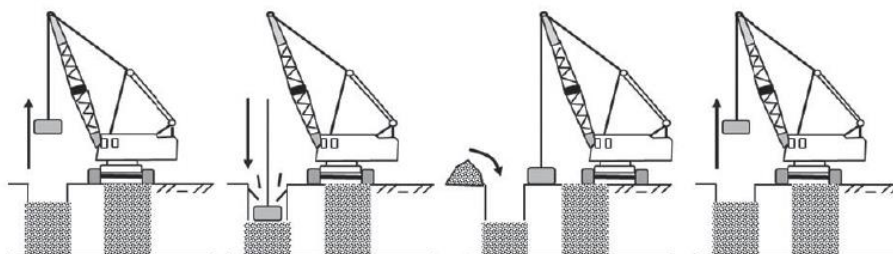


Figura 3.3 - Substituição dinâmica (Han, 2015)

3.2. Investigação do local de projeto e fatores de influência

Diversos fatores podem comprometer a bom funcionamento desta técnica de melhoramento. É crucial uma boa investigação das características do terreno e também que o dimensionamento esteja ponderado de acordo com essas mesmas características de modo a obter-se os resultados pretendidos.

Investigação da área de projeto

Antes de proceder à densificação do terreno é necessário avaliar as condições do local de projeto, nas quais e incluem:

- perfil do geomaterial incluindo o tipo de geomaterial, dimensão das partículas de solo, percentagem de finos, grau de saturação e limites de Atterberg,
- densidade relativa do geomaterial granular,
- nível freático,
- quantidade de vazios,
- presença de solos sensitivos.

Fatores de influência

O dimensionamento do projeto de compactação dinâmica deve ter em consideração os seguintes fatores:

- profundidade e área de melhoramento,
- altura de queda do bloco e energia aplicada,
- grelha e espaçamento dos impactos,
- profundidade da cratera,
- assentamento induzido,
- impacto ambiental como ruído e movimentos horizontais do solo,
- presença de camadas moles,
- geometria e massa do bloco,
- grau de melhoramento,
- profundidade do nível de água,
- duração do projeto,
- ensaios piloto,
- presença de camadas rígidas,
- número de impactos e passagens,
- tipo de geomaterial.

Concisamente é essencial a:

- determinação dos requisitos para o bom desempenho do projeto na estrutura global,
- seleção da massa do bloco e da altura de queda correspondente à profundidade de melhoramento pretendida,
- estimativa do grau de melhoramento resultante da compactação dinâmica,
- determinação da energia a aplicar no local de projeto para o melhoramento pretendido.

3.3. Profundidade de melhoramento e grau de melhoramento

É possível afirmar que a profundidade de melhoramento é definida até à profundidade a partir da qual deixa de ocorrer melhoramento do solo. Menard e Broise (1975) desenvolveram uma equação empírica na qual a profundidade de melhoramento, $D_{\text{máx}}$, era igual à raiz quadrada do produto da massa do bloco, W , pela altura de queda, H .

Diversas investigações foram permitindo ao longo dos anos modificar e aprimorar esta equação (3.1) tendo como influência o tipo de solo, eficiência da grua, e energias de impacto.

A partir da Figura 3.4 é possível observar que a profundidade de melhoramento é uma função que depende de diversas variáveis, a massa do bloco, a altura de queda, o tipo de solo, e a energia média aplicada. A seguinte fórmula empírica foi desenvolvida, suportada em ensaios de campo, de maneira a estimar a profundidade de melhoramento:

$$D = n\sqrt{WH} \quad (3.1)$$

onde,

D - Profundidade de melhoramento (m),

n - Coeficiente empírico depende do tipo de solo, grau de saturação, e da velocidade de queda do bloco (0.5 para solos granulares, sendo que n pode variar entre 0.3 e 0.8),

W - Massa do bloco (ton),

H - Altura de Queda do bloco (m).

A compilação dos dados presentes na Figura 3.5 mostra que uma conservadora estimativa é definida pela equação (3.2).

$$D = 0.5\sqrt{WH} \quad (3.2)$$

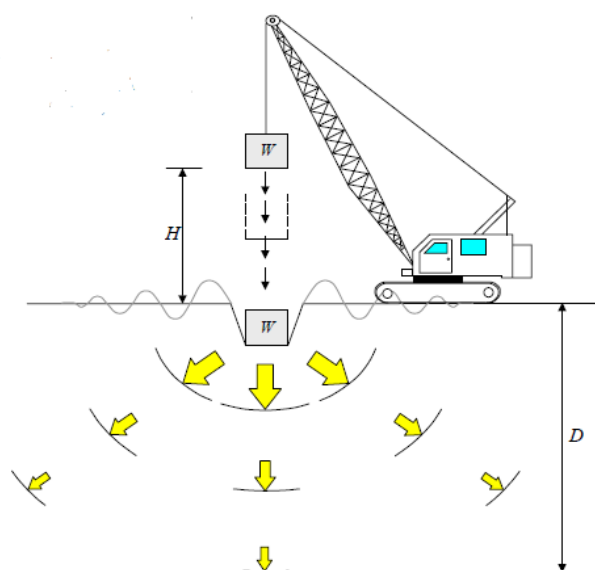


Figura 3.4 - Esquema conceptual da técnica de compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1995)

A Tabela 3.1 fornece os valores recomendados de n com base no tipo de solo e grau de saturação. De acordo com dados recolhidos em campo é possível afirmar que o melhoramento de solos granulares alcança normalmente 10 m de profundidade enquanto que em solos coesivos, solos argilosos e siltosos, a profundidade de melhoramento encontra-se limitada a 5 m.

Tabela 3.1 - Recomendação do valor do coeficiente n consoante o tipo de solo (adaptado de Lukas, 1995)

Tipo de solo	Grau de Saturação	n recomendado
Depósitos de solos permeáveis - Granulares	Elevado	0.5
	Baixo	0.5-0.6
Depósitos de solos semipermeáveis - Siltes com $IP < 8$	Elevado	0.35-0.4
	Baixo	0.4-0.5
Depósitos de solos semipermeáveis - Argilas com $IP > 8$	Elevado	Não recomendado
	Baixo ($w < LP$)	0.35-0.4

Nota: IP - Índice de Plasticidade; LP - Limite de Plasticidade; w - % teor em água

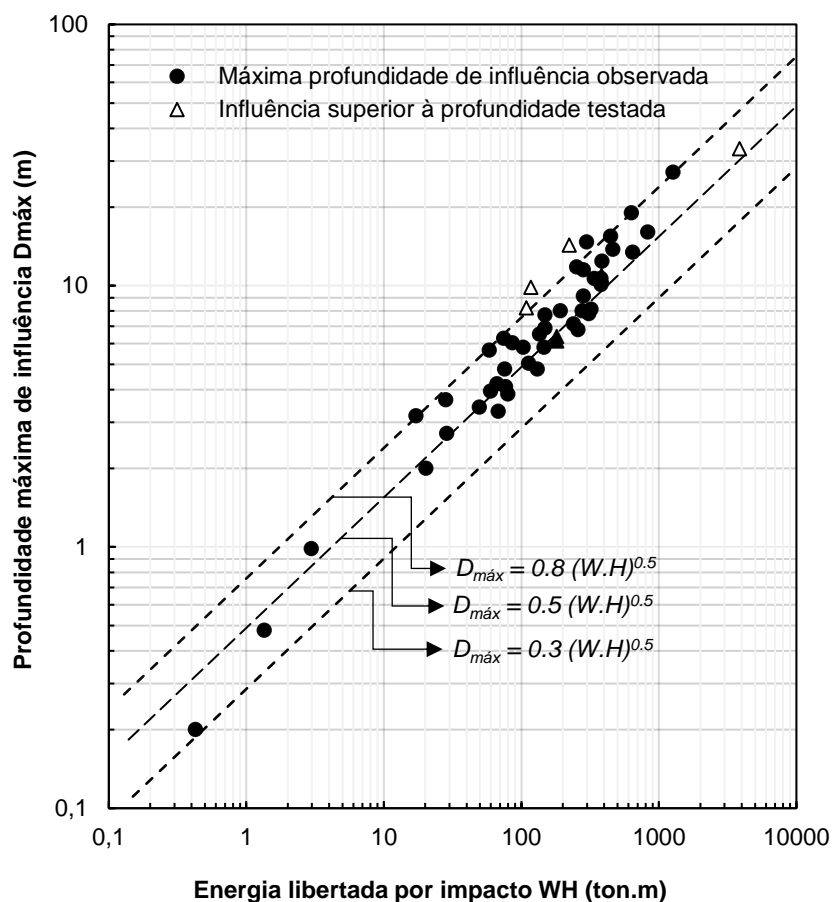


Figura 3.5 - Relação entre a profundidade máxima aparente de influência e a energia libertada por cada impacto (adaptado de Mayne *et al*, 1984)

Outro fator que poderá influenciar a profundidade de melhoria é a presença de camadas rígidas que tendem a absorver as ondas de vibração geradas pelos impactos. As camadas superficiais normalmente são caracterizadas por terem uma elevada densidade relativa, as mesmas vão absorver as ondas de impacto impedindo a transferência da energia de compactação para as subcamadas, impossibilitando significativamente a sua densificação.

Na Figura 3.6 é possível observar uma relação entre a altura de queda e a massa do bloco utilizada ao longo de diversos projetos de compactação dinâmica que podem servir para a escolha preliminar do equipamento a usar, tendo em conta alguns ajustamentos da massa do bloco e da altura de queda.

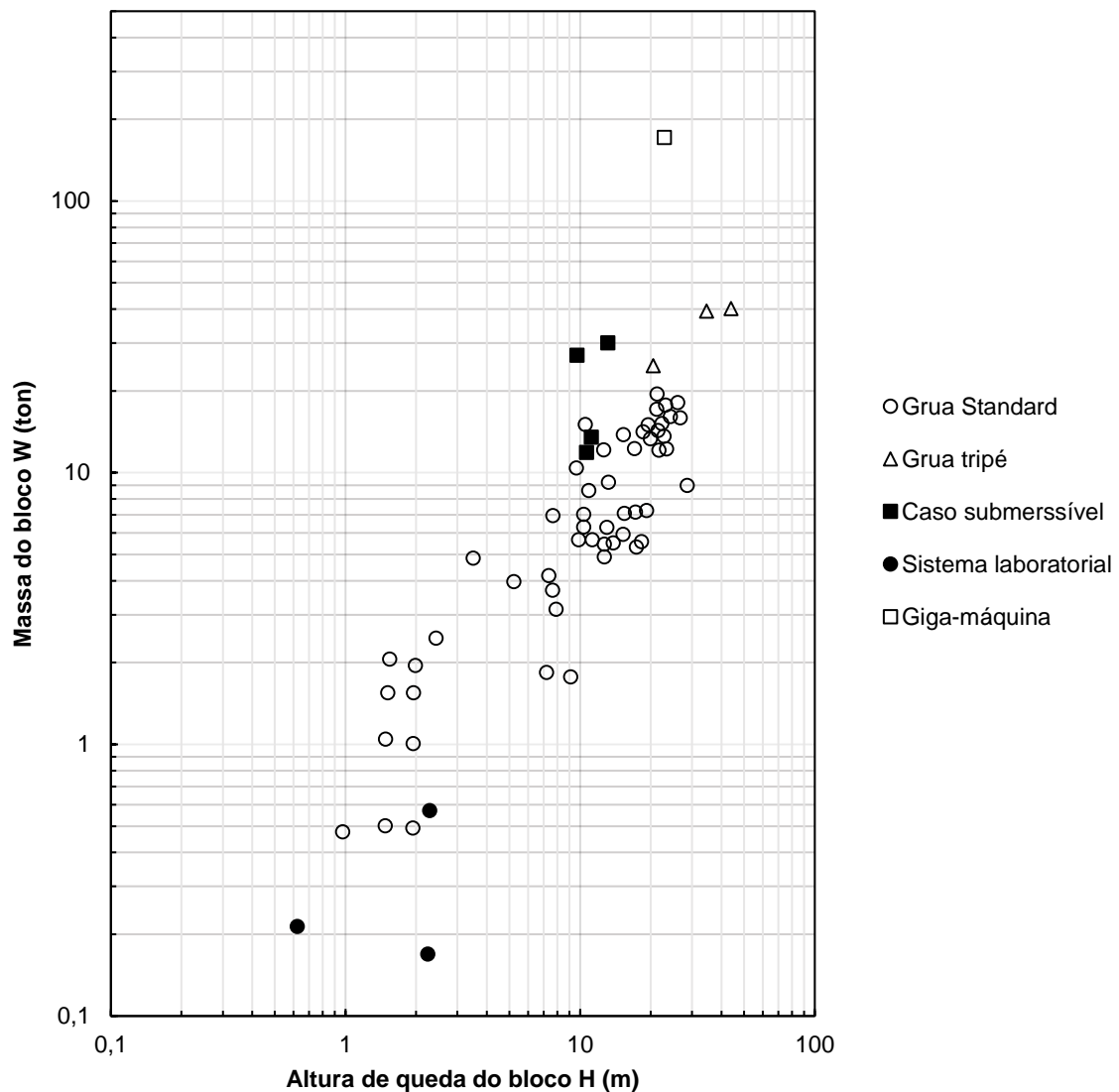
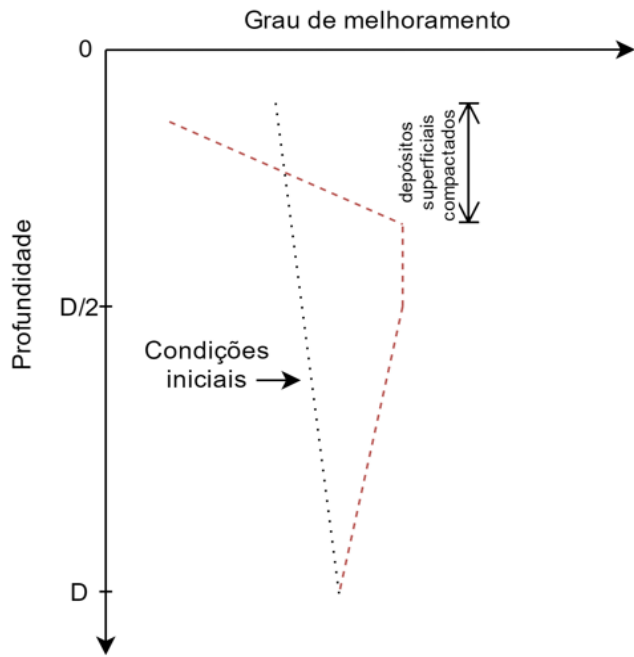
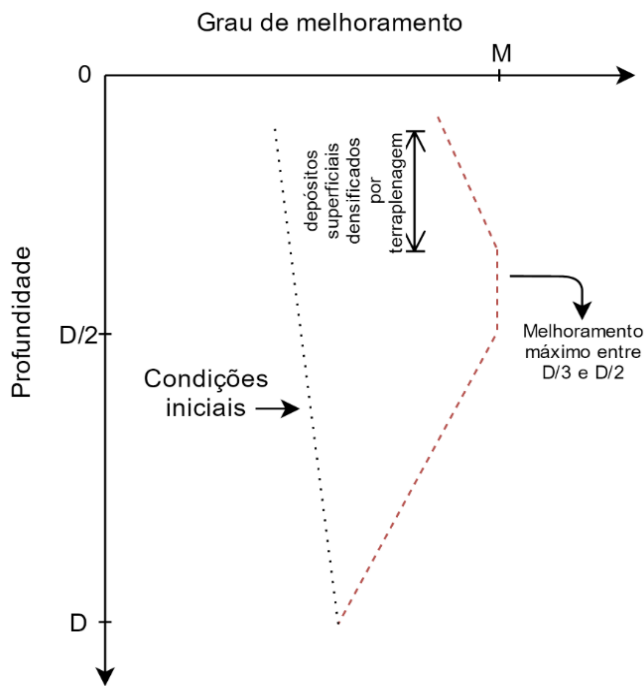


Figura 3.6 - Relação entre a massa do bloco e a altura de queda (adaptado de Mayne *et al.*1984)

A densificação resultante da compactação dinâmica pode ser avaliada através de ensaios convencionais *in-situ* como o SPT, CPT ou PMT. Geralmente, observa-se uma maior densificação nas camadas mais superficiais que tende a diminuir com a profundidade. A Figura 3.7 relaciona a variação do melhoramento com a profundidade, onde se observa que o melhoramento máximo tendencialmente ocorre entre um terço e metade da profundidade máxima de melhoramento.



A - Fase inicial e intermédia da compactação dinâmica



B – Fase final da compactação dinâmica incluindo *ironing pass*

Legenda:

D= Máxima profundidade de melhoramento prevista pela equação $D=n(WH)^{1/2}$

M = Melhoramento máximo normalmente ocorre entre D/3 e D/2

Figura 3.7 - Variações do melhoramento de solo vs. profundidade ao longo do processo de compactação dinâmica (adaptado de Lukas, 1995)

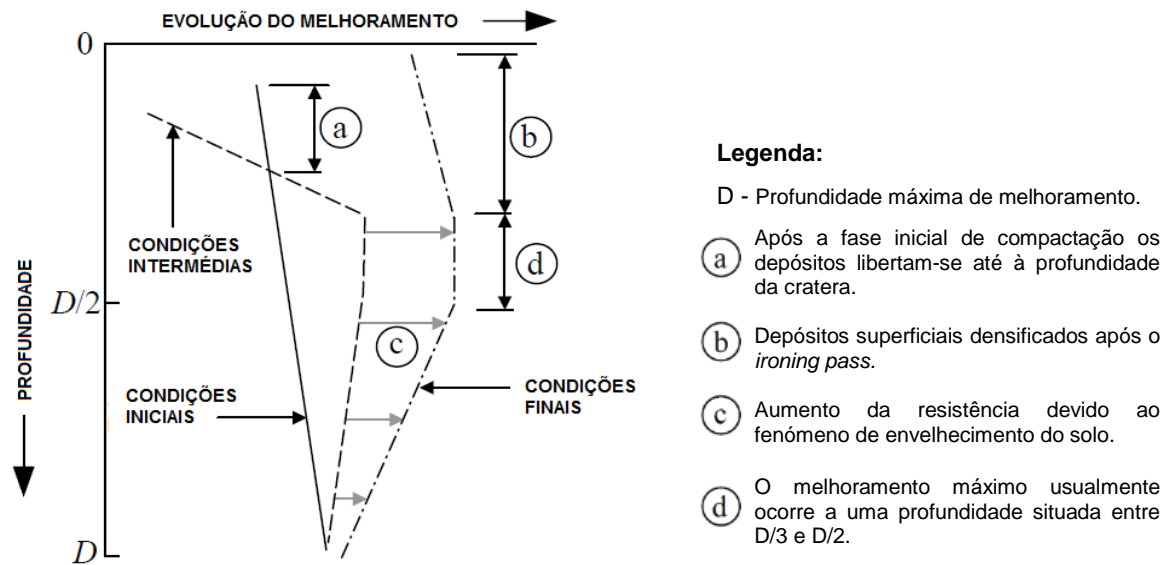


Figura 3.8 - Fase inicial, intermédia e final da compactação dinâmica e efeito do envelhecimento do solo (adaptado de Lukas 1995)

3.4. Profundidade de melhoramento através de correlações empíricas

A energia de impacto está diretamente relacionada com a profundidade de melhoramento, definida por ser a profundidade máxima até onde ocorre uma densificação significativa do solo. Várias equações foram propostas para o seu cálculo como se observa na listagem que se apresenta de seguida.

- **Meyerhof (1959)**

Meyerhof (1959) propôs que o efeito da compactação dinâmica apresenta uma grande semelhança ao comportamento da compactação do solo sem coesão sob as pontas de estacas e tubos moldadores. O nível de densificação do solo diminui progressivamente com o aumento da distância do ponto de impacto, nas estacas a densificação começa a diminuir quando a distância lateral alcança 3.5 vezes o seu diâmetro D (m) (Meyerhof, 1976). Em conformidade, o melhoramento lateral do solo é dado por:

$$\text{Lateral Improvement} = 3.5D \quad (3.3)$$

- **Menard e Broise (1975)**

Menard e Broise foram pioneiros na investigação e desenvolvimento de uma relação empírica para estimar a energia gerada por cada impacto aplicado, na qual o produto da massa do bloco, W (ton) com a altura de queda, H (m), era maior que o quadrado da profundidade de influência, D:

$$WH > D^2 \quad (3.4)$$

onde,

D - Profundidade de melhoramento (m),

H - Altura de queda (m),

W - Massa do bloco (ton).

- **Varaksin (1981)**

Varaksin (1981) propôs mais tarde que a profundidade de melhoramento poderia ser prevista usando a equação (3.5):

$$D = c_1 c_2 \sqrt{WH} \quad (3.5)$$

onde,

D - Profundidade de melhoramento (m),

H - Altura de queda (m),

W - Massa do bloco (ton),

c_1 - Fator velocidade de queda,

c_2 - Coeficiente estratigráfico.

Varaksin (1981) propôs que na equação (3.5), o valor do fator c_1 fosse considerado 1 caso o bloco fosse lançado em queda livre, e c_2 tomasse o valor de 0.7 como caso excepcional do seu artigo. Mais tarde Varaksin e Racinais (2009) esclareceram os valores tomados pelos coeficientes c_1 como sendo 0.9 ou 1 quando o bloco é lançado preso a um cabo ou em queda livre, e que c_2 deveria tomar os valores 0.5 e 0.7 quando o solo for semi-permeável ou permeável.

- **Lukas (1986)**

Diversos investigadores como Leonard *et al.* (1980), Lukas (1980), Mayne *et al.* (1984) e Luongo (1992) também reportaram valores mais baixos de profundidades de melhoramento comparando com a raiz quadrada da energia de impacto.

Lukas (1986) propôs que a máxima profundidade de melhoramento é dada pela equação (3.6). A partir das equações (3.4) e (3.5) chegou-se à equação (3.6) com apenas um coeficiente de profundidade de melhoramento n :

$$D = n\sqrt{WH} \quad (3.6)$$

($n = 0.65$ para solos areno-siltosos, Lukas, 1986)

Embora o efeito da massa do bloco e da altura de queda seja da mesma ordem na equação (3.6), e, portanto, seria expectável que a profundidade de melhoramento fosse igualmente sensível em ambas. Menard e Broise (1975) aperceberam-se num maior aumento da eficiência energética quando a velocidade de impacto se tornou maior que a velocidade de propagação da onda no solo em liquefação, e assim a tendência é para aumentar a altura de queda para otimizar a eficiência energética. Menard e Broise também comprovaram que as profundidades de melhoramento alcançadas são significativamente maiores para solos parcialmente imersos comparativamente a solos acima do nível freático, onde essa eficiência depende essencialmente da geometria, dimensões do bloco, da altura de queda bloco, e do intervalo de tempo entre cada fase.

- **Oshima e Takada (1998)**

A profundidade de melhoramento do solo através da aplicação da compactação dinâmica é usualmente entre 10 e 12 m, embora o alcance e a zona de melhoramento radial pela compactação dinâmica seja usualmente entre 5 e 7 m.

- **Varaksin e Racinais (2009)**

Varaksin e Racinais (2009) propuseram a equação (3.7), no qual se considera o grau de melhoramento como sendo uma função da profundidade:

$$f(z) = \frac{f_2 - f_1}{D^2} (z - NGL)^2 + f_1 \quad (3.7)$$

onde,

$f(z)$ - Rácio de melhoramento a uma cota z ,

D - Grau de melhoramento,

z - Cota (m),

NGL - Nível médio da superfície do terreno,

$f_1 = f_{\text{máx}}$ e representa o fator máximo de melhoria que se observa na superfície (adimensional),

$f_2 = 1$ e representa o fator de melhoria obtido na base da zona influenciada pela compactação dinâmica (adimensional).

3.5. Subsidência induzida

Impactos profundos podem provocar uma subsidência na área de solo a ser tratada. Para camadas situadas acima do nível freático isto ocorre relativamente rápido enquanto a subsidência ocorre mais lentamente à medida que as pressões intersticiais se dissipam gradualmente ao longo do tempo. O fenómeno de subsidência mais comum de acontecer num projeto de compactação dinâmica é quando se larga um bloco na superfície do solo. É então gerada uma cratera em cada queda do bloco, onde se observa que a profundidade da mesma aumenta com o aumento do número de impactos. Uma compactação de alta-energia pode originar uma cratera com uma profundidade a variar entre 1.0 e 1.5 m. Recolheram-se várias profundidades de crateras em função do número de impactos (Mayne *et al.*, 1984), de vários casos de estudo realizados em diferentes locais e estão representados na Figura 3.9. Quando as medições das profundidades das crateras são normalizadas através da raiz quadrada da energia por impacto, como se demonstra na Figura 3.10, observa-se que os valores se aproximam mais entre si permitindo uma melhor interpretação e escolha do número ideal de impactos por cada passagem realizada. O controlo da subsidência possibilita também detetar áreas com anomalias que necessitem de um tratamento adicional.

É importante que a profundidade da cratera esteja limitada à altura do bloco mais 0.3 m, de modo a garantir a segurança e o normal funcionamento dos trabalhos de compactação dinâmica. Quando a profundidade da cratera se tornar demasiado profunda, é importante dividir os trabalhos de compactação em duas ou mais fases. Rollins e Kim (2010) propuseram fórmulas empíricas para estimar a profundidade da cratera C , em solos com um baixo grau de saturação, após a compactação dinâmica. Para uma estimativa mais grosseira:

$$C = 0.028N_d^{0.55}\sqrt{W_tH_d} \quad (3.8)$$

Para uma estimativa mais rigorosa:

$$\log C = -1.42 + 0.553 \log N_d + 0.213 \log H_d + 0.873 \log W - 0.435 \log \left(\frac{s}{d_t} \right) - 0.118 \log p \quad (3.9)$$

onde,

C - Profundidade da cratera (m),

H - Altura de queda do bloco (m),

W - Massa do bloco (ton),

N_d - Número de quedas,

s - Espaçamento entre impactos (m),

d_t - Diâmetro ou comprimento do bloco (m),

p - Pressão de contacto (t.f/m²).

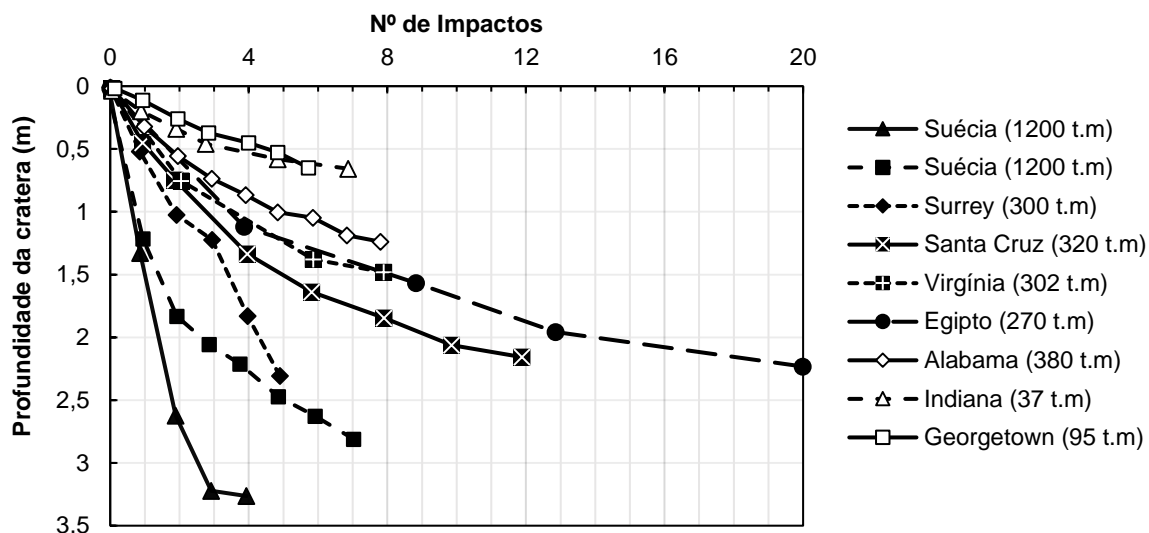


Figura 3.9 - Relação entre a profundidade das crateras e o número de impactos (adaptado de Mayne *et al.*1984)

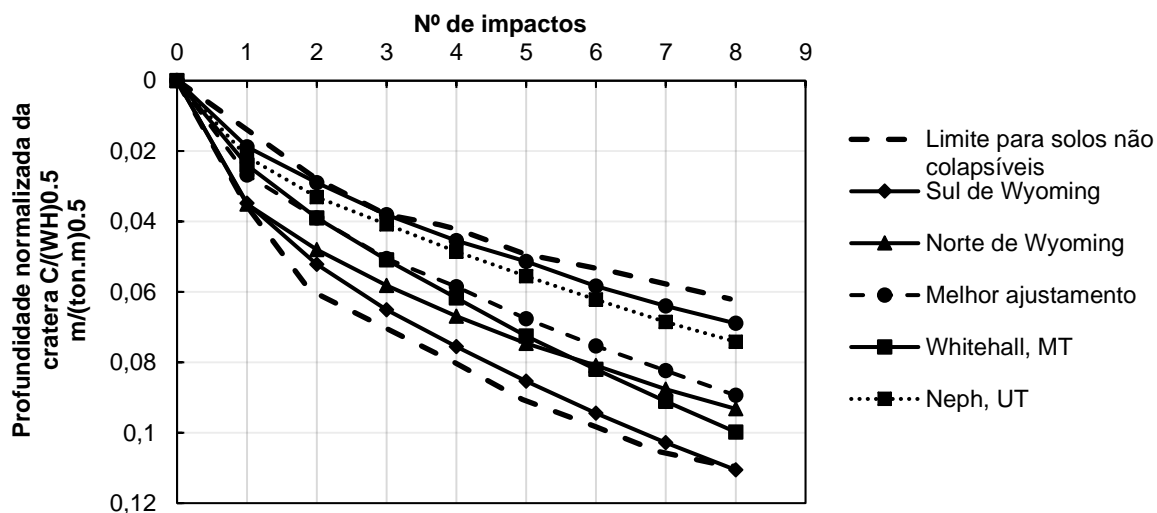


Figura 3.10 - Relação entre a profundidade normalizada das crateras e o número de impactos (solos com baixo teor de água) (adaptado de Mayne *et al.*1984, adaptado de Rollins e Kim, 2010)

3.6. Energia aplicada, número de impactos e passagens

O número de impactos e passagens num projeto de compactação dinâmica pode ser estimada tendo em consideração a energia aplicada na área de terreno a compactar. A energia aplicada, *AE* (*applied energy*), em cada ponto de impacto da grelha pode ser calculada pela equação (3.10):

$$AE = \frac{N_d \cdot W \cdot H_d \cdot g}{A_e} \quad (3.10)$$

onde,

- N_d - Número de impactos por passagem em cada ponto,
- W - Massa do Bloco (ton),
- H - Altura de queda do bloco (m),
- A_e - Área de influência. $A_e = s^2$ para um padrão quadrangular (m^2),
- s - Espaçamento entre cada impacto (m),
- g - Aceleração gravítica ($=9.8 \text{ m/s}^2$).

A energia total aplicada (AE_{total}) corresponde ao acumulado de energia aplicada durante o processo de passagens de elevadas energias mais a energia aplicada durante o processo de compactação superficial, processo denominado por *ironing pass*. A energia unitária aplicada UAE (*Unit Applied Energy*) depende da profundidade de melhoramento como se verifica na seguinte equação:

$$UAE = \frac{AE_{total}}{D} = \frac{AE \cdot N_p + AE_{IP}}{D} = \frac{\frac{N_d \cdot W \cdot H_d \cdot g \cdot N_p}{A_e} + AE_{IP}}{D} \quad (3.11)$$

onde,

- AE_{total} - Energia aplicada total (kJ/m^2),
- AE - Energia aplicada (kJ/m^2),
- AE_{IP} - Energia aplicada no *ironing pass* (kJ/m^2),
- D - Profundidade de melhoramento (m),
- N_p - Número de passagens.

O processo de *ironing pass* é aplicado no solo com o objetivo de compactar superficialmente o solo não consolidado até à profundidade das crateras. A energia necessária para este processo é representada por:

$$AE_{IP} = UAE \cdot C \quad (3.12)$$

onde,

- AE_{IP} - Energia aplicada no *ironing pass* (kJ/m^2),
- UAE - Energia unitária aplicada (kJ/m^3),
- C - Profundidade da cratera (m).

É possível determinar o número de impactos superficiais a aplicar para uma determinada profundidade de melhoramento, tendo como base também a equação (3.10) desde que seja conhecida a massa do bloco, altura de queda do bloco e a área da base do bloco que entra em contacto com o solo.

Lukas (1995) fez uma recolha e análise de diversos resultados de campo relativos a energias aplicadas durante o processo compactação dinâmica, resultados esses que servem como guia para a escolha da energia unitária aplicada tendo em consideração o tipo de solo que se quer compactar. Esses resultados encontram-se representados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Energia unitária aplicada (adaptado de Lukas, 1995).

Tipo de solo	Energia Unitária Aplicada (kJ/m³)
Solo granular permeável	200-250
Solo fino semi-impermeável	250-350
Aterros	600-1100

Recorrendo à Tabela 3.2, que tem como função auxiliar no dimensionamento do projeto, pode-se avaliar o número de impactos ou a AE_{total} necessários que garantam a obtenção dos resultados esperados. Através da Tabela 3.2 retira-se o UAE mínimo exigido para diferentes tipos de solo e através da equação (3.12) calcula-se o AE_{IP} . No final, através da junção destes dois parâmetros e assumindo o número de passagens como sendo um, calcula-se o número de impactos recorrendo à equação (3.10) e a AE_{total} recorrendo à equação (3.11).

Caso o número de impactos, numa só passagem, seja superior a 10 ou a profundidade da cratera seja demasiado profunda, é aconselhável dividir o projeto de compactação em duas ou mais passagens

3.7. Apreciação do grau de melhoramento

O grau de melhoramento depende do tipo de solo, conteúdo de finos, profundidade do nível freático, energia aplicada, espaçamento entre quedas de bloco, e do tempo. Encontram-se representados os valores da a pressão limite do PMT (Figura 3.11 e Figura 3.12), o número de pancadas N do SPT (Figura 3.13), e a resistência de ponta q_c do CPT (Figura 3.14) em função da energia aplicada até à fase de pós-compactação. Esses valores estão relacionados com a energia aplicada. Valores esses que representam o melhoramento do solo com base em vários registos recolhidos em campo de alguns projetos de compactação dinâmica. Estes gráficos podem auxiliar com valores alvo para dimensionamento preliminar do projeto de compactação. Mas o grau de melhoramento real deve ser avaliado através de ensaios *in-situ* após a compactação (Lukas, 1995). A previsão do melhoramento numa fase preliminar de projeto pode ser feita recorrendo aos resultados recolhidos de ensaios de campo como o SPT, o CPT ou o PMT fornecida por Lukas (1995).

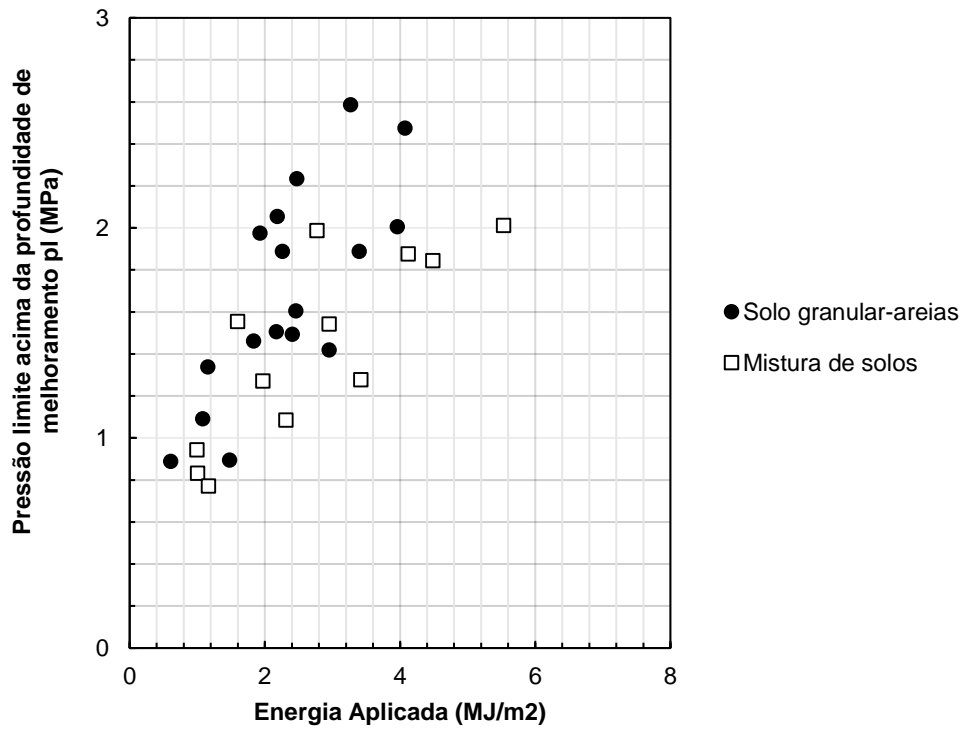


Figura 3.11 - Relação entre a pressão limite do PMT após tratamento e a energia que foi aplicada, para solos arenosos (adaptado de Lukas,1995).

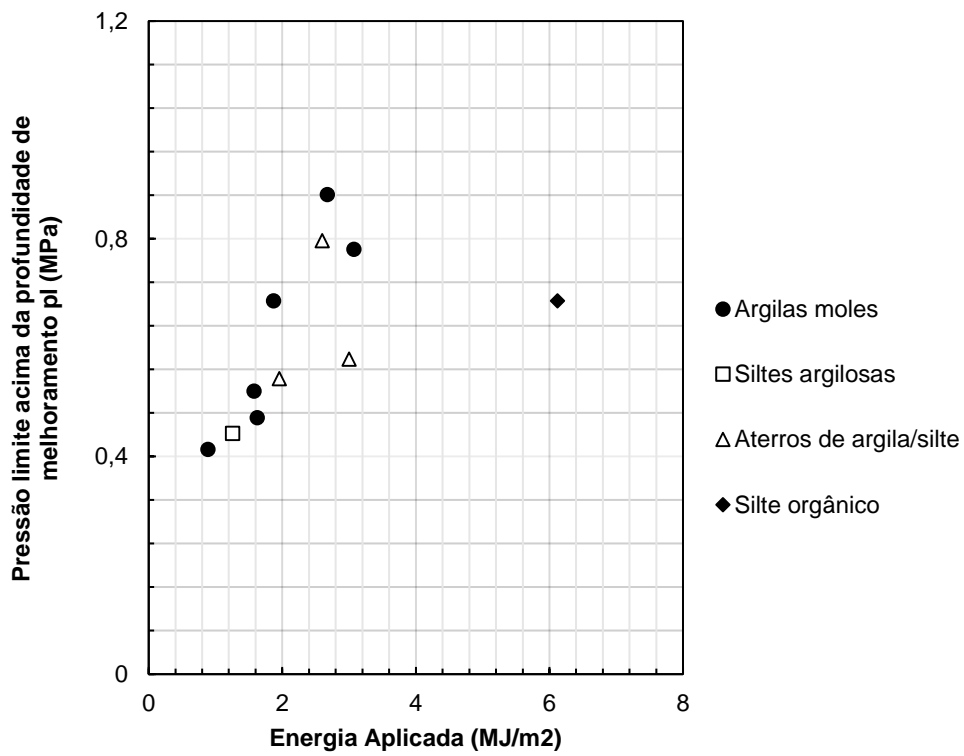


Figura 3.12 - Relação entre a pressão limite do PMT após tratamento e a energia que foi aplicada, para solos coesivos (adaptado de Lukas,1995).

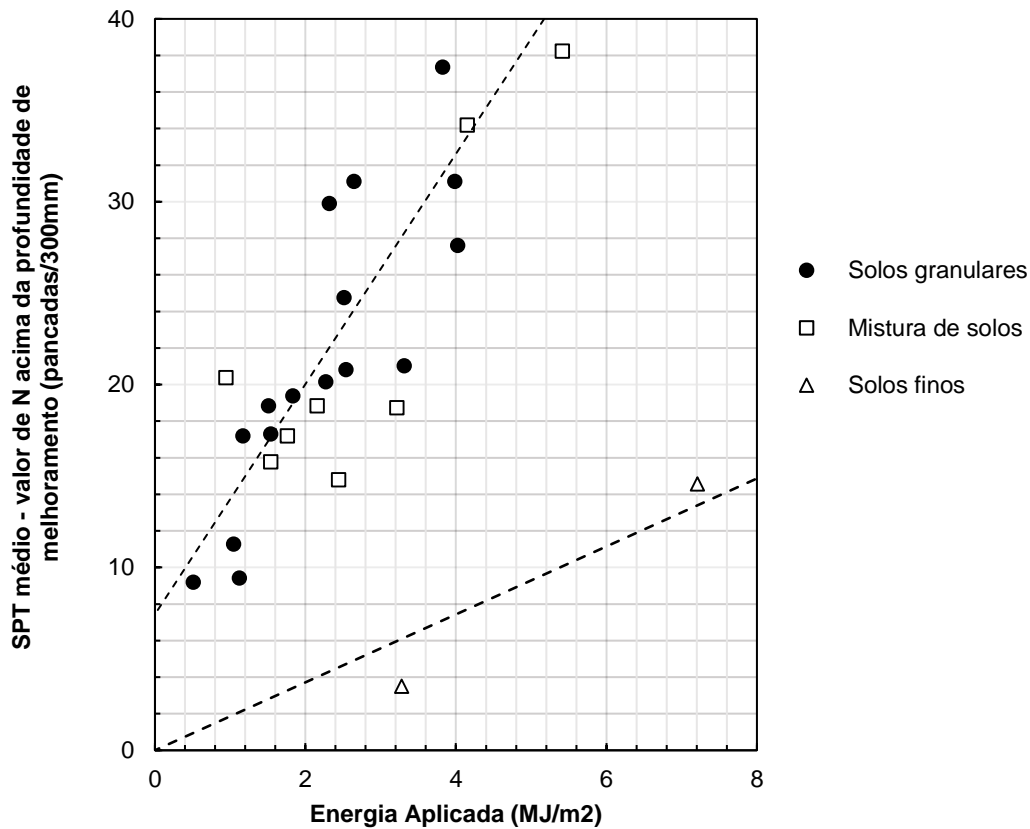


Figura 3.13 - Relação entre o N_{SPT} do SPT e a energia que foi aplicada após a compactação de solos coesivos e arenosos (adaptado de Lukas, 1995).

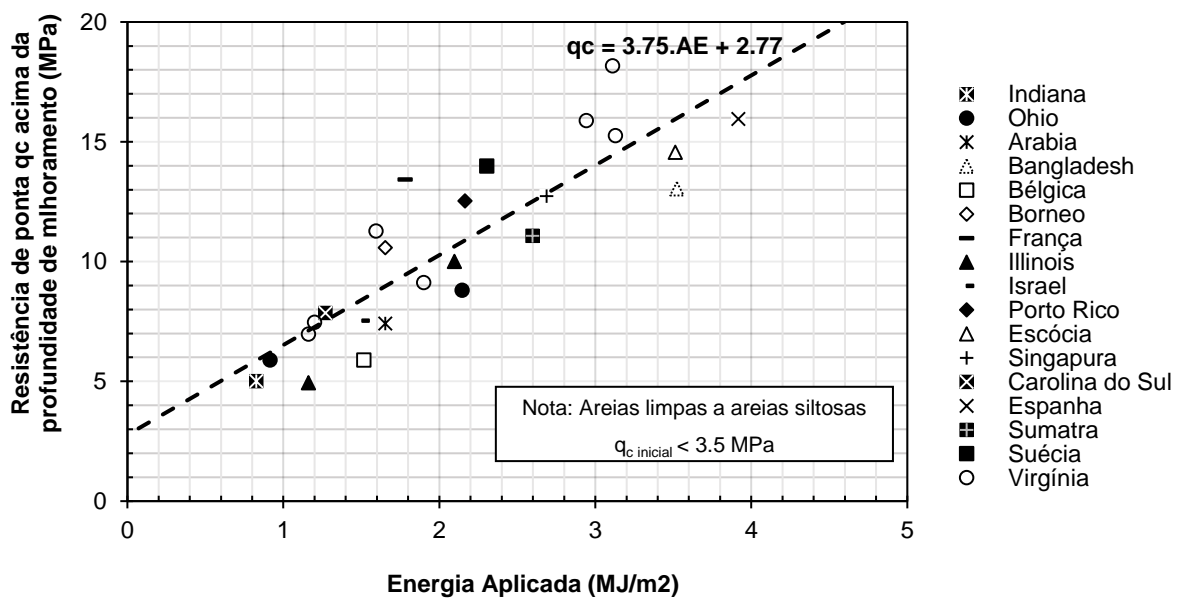


Figura 3.14 - Relação entre o q_c do CPT e a energia que foi aplicada após tratamento de solos arenosos (adaptado de Lukas, 1995).

Um outro aspeto importante a reter é a existência de um fenómeno denominado por efeito do envelhecimento do solo. Este efeito normalmente acontece quando o solo contém uma percentagem

significativa de finos. As propriedades mecânicas do solo melhoram mesmo após a finalização dos trabalhos de compactação devido à dissipação das pressões intersticiais das camadas. É importante ter-se noção que mesmo que os valores finais das propriedades do solo não sejam satisfeitos esses resultados podem alterar-se com o efeito de no qual se podem obter os valores desejados após algum tempo depois da conclusão dos trabalhos de compactação dinâmica.

3.8. Segurança e problemas associados à técnica de compactação dinâmica

Em relação à segurança do local de projeto é necessário ter cuidados especiais devido aos impactos. Cada impacto poderá provocar vibrações, ruído e movimentos laterais, pondo em causa a segurança estrutural e bem-estar de edifícios vizinhos, subestruturas, linhas férreas, túneis. É imprescindível o uso de instrumentação para monitorizar o nível de ruído, a vibração e movimento do solo, e caso se esteja a trabalhar com solos argilosos saturados é indispensável o uso de piezómetros para controlar o excesso de pressão intersticial. Os trabalhos de compactação também podem originar a projeção de detritos, representando perigo para os trabalhadores que se encontram em obra, sendo, portanto, aconselhável atuar com precaução. Os custos de mobilização poderão aumentar consoante o tamanho da grua e bloco que for selecionada.

Podem suceder-se situações em que a camada superficial do solo não seja adequada para permitir a circulação de equipamento pesado, como é o caso de solos moles. É necessário recorrer à colocação de uma camada estabilizadora que permita a circulação do equipamento associado à compactação dinâmica. Depósitos de solos moles normalmente estão associadas a aterros recentes com uma fina camada de argila de consistência mole na superfície.

Normalmente a camada estabilizadora consiste em material granular com dimensões máximas de 152 mm. A espessura destas camadas depende muito da estabilidade dos depósitos superficiais, mas a espessura pode rondar entre 0.3 m e 0.9 m

Em locais de projeto em que os depósitos de solo sejam mais estáveis não é necessário a colocação de camadas estabilizadoras. A implementação deste tipo de camadas pode apresentar custos muito elevados, podendo ter o mesmo custo que o projeto de compactação dinâmica e sendo só aplicadas em caso de extrema necessidade.

Outro problema associado à técnica de compactação dinâmica é o facto de o impacto da queda dos blocos originar vibrações na superfície do terreno. As velocidades de vibração de pico das partículas, PPV (*peak particle velocities*), são geralmente usadas para definir o critério de dano na construção de estruturas e de níveis de ruído, especialmente em ambiente urbano. O PPV é medido no campo recorrendo a sismógrafos. A atenuação do PPV depende do local de projeto e está relacionado com a distância horizontal, a massa do bloco e a altura de queda do bloco.

3.9. Controlo de qualidade

3.9.1. Introdução

A fase de prospeção por meio de sondagens, ensaios de campo e ensaios laboratoriais é fundamental em qualquer obra de engenharia civil, uma vez que o conhecimento do estado do solo afetado pela obra, as suas características e parâmetros geotécnicos serão a base para o dimensionamento da obra. Além de os ensaios permitirem obter informação acerca das características do solo permitem também fazer um controlo do melhoramento a que foi sujeito. Foi incluído neste subcapítulo uma breve referência e explicação aos ensaios de campo mais comuns e das respetivas correlações empíricas que permitem avaliar as propriedades do solo.

É importante realçar que não se pretende de modo algum ser exaustivo na explicação de cada ensaio, apenas se apontam exemplos de utilização dos resultados para definição de valores para parâmetros como é o caso do ângulo de resistência ao corte, densidade relativa, conteúdo de finos e módulo dilatométrico. As correlações escolhidas representam uma ínfima fração das correlações disponíveis no universo da geotecnia e como tal é aconselhável recorrer às respetivas referências bibliográficas para informação mais detalhada sobre cada ensaio e respetivas correlações.

Este subcapítulo irá focar-se primariamente em ensaios CPTu, DMT e SPT que são os ensaios utilizados para análise da melhoria do solo nos casos de estudo do Capítulo 4 e do Capítulo 5.

3.9.2. Requisitos de desempenho

Para comprovar a eficiência da técnica é usual recorrer ensaios de campo convencionais, especificamente o SPT, o CPT e o PMT. Em solos granulares finos é importante ter em consideração o efeito da liquefação temporária durante cada fase de compactação provocado pelos impactos dos blocos causado pelo aumento da permeabilidade através de fissuras criadas pelos impactos (Kopf *et al.*, 2010). Em relação à prevenção da liquefação o seu controlo apoia-se geralmente em dois ensaios, SPT e CPT.

Em depósitos de aterros sem controlo, há sempre a possibilidade de estes conterem frações de solo muito solto além do solo caracterizado por ter uma densidade média. Estas frações de solo solto podem não ter sido detetadas pelas sondagens de ensaios iniciais, é preciso ter alguma atenção e reconhecer comportamentos anormais do solo nos locais de projeto para redução do risco de assentamentos diferenciais. Como a compactação dinâmica é realizada através de grelhas de impactos ao longo do local de projeto, a presença das mesmas bolsas de ar será provavelmente detetada durante o processo de compactação.

Resumidamente, para otimização e controlo da compactação, são aplicados ensaios “*in-situ*” além das convencionais investigações do terreno (Kopf *et al.*, 2010):

- ensaios pressiométricos PMT,
- ensaios com o Dilatómetro de Marchetti DMT,
- ensaio de penetração estática CPT,
- ensaio de penetração dinâmica SPT,
- ensaio de penetração estática com medição das pressões intersticiais CPTu,
- medição do assentamento,
- método SASW (*Spectral analysis surface wave method*) e método CSW (*continuous surface wave*). CSW tem um alcance tão eficiente que permite o controlo profundo do melhoramento de solo e de camadas de solo com grandes espessuras,
- medições das vibrações.

Estes ensaios são essenciais para garantir o controlo de qualidade, e devem ser executados tendo em consideração a energia de compactação (diretamente relacionada com a massa do bloco, altura de queda, número de impactos e passagens); até mesmo a forma do bloco tem uma forte influência nos resultados finais.

Resumidamente, os parâmetros de construção que têm uma grande influência na otimização da compactação e propagação das vibrações são (Kopf *et al.*, 2010):

- massa e forma do bloco,
- altura de queda do bloco,
- espaçamento e planeamento da grelha dos pontos de compactação,
- número de impactos por pontos de compactação e número de passagens,
- sequência dos pontos de compactação tendo em conta a geometria e o tempo.

3.9.3. Ensaio de campo

É apresentado com breves explicações os ensaios de campo utilizados para controlo de qualidade do caso de estudo 1 e caso de estudo 2, referentes ao Capítulo 4 e Capítulo 5:

- **Ensaio de penetração dinâmica SPT**

O ensaio SPT é um ensaio de campo muito expedito e pouco dispendioso. É um ensaio que se relaciona com inúmeras correlações empíricas e como tal é um dos ensaios mais usados para controlo de qualidade de solos para o reconhecimento das condições do terreno. No caso específico do caso de estudo 1 referente ao Capítulo 4, recorreu-se a um registo do número de pancadas N_{spt} ao longo da

profundidade durante a fase de pré-compactação. Esse registro permitiu classificar o tipo de solos, e calcular a densidade relativas das areias e o ângulo de resistência ao corte.

A Tabela 3.3 correspondente à classificação da consistência das argilas e da compactidade das areias foi utilizada no caso de estudo 1 para auxiliar na caracterização do tipo de solos.

Tabela 3.3 - Tabela de classificação da consistência das argilas (esquerda) e da compactidade das areias através do SPT (direita).

Argilas - Consistência	N_{SPT}	Areias - Compactidade	N_{SPT}
Muito mole	0-2	Muito solta	0-4
Mole	2-4	Solta	4-10
Média	4-8	Medianamente compacta	10-30
Dura	8-15	Compacta	30-50
Muito dura	15-30	Muito compacta	>50
Rija	>30		

- **Ensaio de penetração estática CPT / CPTu**

O ensaio CPT (cone penetration test) é um ensaio com extensa aplicação numa vasta variedade de solos, que fornece um grande contributo para a investigação do terreno. Apesar do CPT ser um ensaio mais dispendioso, exigindo operadores especializados e de não permitir amostragem durante a execução do ensaio, este distingue-se dos outros ensaios pela rápida e contínua caracterização do terreno, pela recolha fiável de dados e pela forte base teórica para a interpretação dos resultados. As medições básicas deste instrumento são a força axial para cravar o cone no terreno a velocidade constante, F_c , a força axial gerada pela fricção atuante sobre a manga lateral, F_s , a pressão intersticial gerada durante o avanço do cone, u_2 . A resistência de ponta, q_c , calcula-se através da equação (3.13):

$$q_c = \frac{F_c}{A_c} \quad (3.13)$$

A resistência lateral, f_s , calcula-se através da equação (3.14):

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (3.14)$$

A razão de atrito, R_f , calcula-se segundo a equação (3.15):

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (3.15)$$

Mediante a correção de q_c para a pressão intersticial u_2 que atua na geometria do cone, através da equação (3.16), obtém-se a resistência de ponta corrigida, q_t :

$$q_t = q_c + u_2 \times (1 - a) \quad (3.16)$$

Sendo que o rácio de área, a , toma tipicamente valores entre 0.70 e 0.85 (Robertson e Cabal, 2012), nestes casos de estudo optou-se pela escolha de um valor intermédio 0.8.

Quanto à determinação do ângulo de resistência ao corte existe um certo grau de incerteza relativamente à escolha da correlação mais apropriada, uma vez que a aplicabilidade destes métodos empíricos depende geralmente da composição mineralógica do material. Desta forma optou-se por usar no caso de estudo 1 do Capítulo 4 a correlação sugerida por Kulhawy e Mayne (1990) para aferir ao valor desta grandeza nas camadas arenosas, equação (3.17). Esta correlação estima o ângulo de resistência ao corte de pico para areias predominantemente quartzosas, não cimentadas, não envelhecidas, e moderadamente compressíveis.

$$\tan \phi' = 17.6 \times 11 \times \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}{}^{0.5}} \right) \quad (3.17)$$

A classificação de solos é fundamental na previsão do comportamento do solo e da sua adequabilidade na utilização em várias soluções para projetos de engenharia civil, neste caso a solução optada é a técnica de compactação dinâmica profunda, uma vez que combina as propriedades referidas anteriormente (granulometria e plasticidade).

Os resultados do CPTu permitem classificar o solo recorrendo a determinados métodos, na análise do caso de estudo referente ao Capítulo 4 optou-se por utilizar o método proposto por Robertson (2009). Robertson *et al.* (1986) propuseram inicialmente uma relação entre a resistência de ponta q_c e a razão de atrito F_r , podiam prever o tipo de comportamento do solo, visto que o cone responde ao comportamento mecânico do solo *in-situ* e este geralmente relaciona-se razoavelmente bem com os critérios de classificação do solo baseados na distribuição granulométrica e na plasticidade do material (classificação unificada de solos). No entanto, podem identificar-se vários exemplos onde surgem diferenças significativas entre a classificação com base no sistema unificado de classificação de solos e a classificação com base no CPT, pelo que se considera essencial uma avaliação cuidada e criteriosa dos resultados. Posteriormente, de forma a normalizar os dados provenientes do ensaio para a tensão σ_{v0} , Robertson (1990) criou o gráfico SBT_n, (Figura 3.15). Este gráfico relaciona a resistência de ponta normalizada, Q_t , com a razão de atrito normalizado, R_f , criando, neste domínio ($Q_t - R_f$), zonas representantes de diferentes tipos de comportamento do solo (SBT_n). Os parâmetros de entrada para este gráfico são determinados através das equações (3.18) e (3.19):

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (3.18)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.19)$$

onde,

n - Expoente de tensão (depende da zona SBT),

p_a - Pressão atmosférica (kPa).

A classificação de solos através do CPT/CPTu é obtida indirectamente por uma ou mais abordagens gerais sendo que a mais comum a ser utilizada é a de Robertson (2009). De modo a facilitar a aplicação do gráfico SBT_n do CPT, é usualmente utilizado um índice de comportamento do solo, I_c (conhecido na literatura inglesa como *Soil Behavior Type Index*), originalmente identificado por Jefferies e Davies (1993), ao qual se atribui determinados intervalos de valores de modo a definir as diferentes zonas SBT. Mais tarde a definição de I_c foi modificada por Robertson e Wride (1998) e atualizada por Robertson (2009), de forma a ser aplicável ao gráfico SBT_n($Q_t - R_f$), exposto na Figura 3.15. A grandeza I_c pode ser determinada a partir da equação (3.20):

$$I_c = \left((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log R_f + 1.22)^2 \right)^{0.5} \quad (3.20)$$

Essencialmente, os valores que I_c toma nos limites desses intervalos representam o raio das circunferências que melhor se ajustam à fronteira das zonas estabelecidas no gráfico SBT_n do CPT. Realça-se que este índice não é aplicável para as zonas 1, 8 e 9, representadas na Figura 3.15 e descritas na Tabela 3.4. Assim é possível obter um perfil local do terreno para os vários ensaios CPTU realizados. É importante referir que os perfis interpretativos do comportamento do tipo do solo são meramente indicativos, sendo os tipos de comportamento acusados por este método nem sempre correspondentes ao que realmente se encontra em campo, resultado das propriedades hidromecânicas do material atravessado.

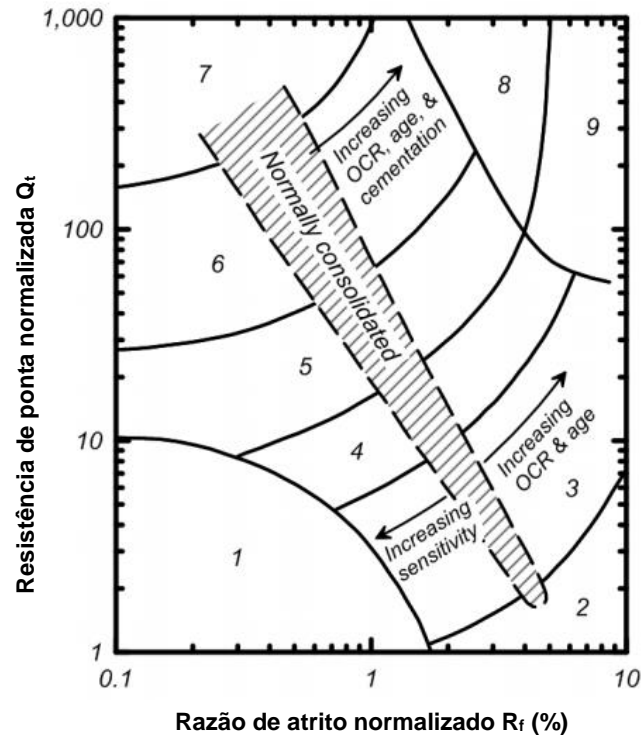


Figura 3.15 - Identificação dos tipos de solo (Robertson, 1990).

Tabela 3.4 - Classificação de cada solo segundo Robertson (SBT_n).

Zona	Descrição do SBT	I _c
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos e turfas	>3.6
3	Argilas: argila a argila siltosa	2.95 – 3.6
4	Misturas siltsas: silte argiloso e argila siltosa	2.60 – 2.95
5	Misturas arenosas: areia siltosa e silte arenoso	2.05 – 2.60
6	Areias: areia limpa a areia siltosa	1.31 – 2.05
7	Areia compacta a areia com cascalho	<1.31
8	Areia rija a areia argilosa*	N/A
9	Solos finos muito rijos*	N/A

*Sobreconsolidado ou cimentado

- **Ensaio do Dilatômetro de Marchetti DMT**

O ensaio com o dilatômetro de Marchetti (DMT) foi desenvolvido em Itália por Marchetti em 1975. Os resultados do ensaio são obtidos de 20 em 20 cm e o seu reduzido tamanho permite a obtenção de dados muito próximo da superfície do terreno. Marchetti também desenvolveu o DMT para medir a tensão *in-situ* e o módulo de deformabilidade do solo (Marchetti *et al.*, 2001).

As medições básicas deste instrumento são as pressões p_0 e p_1 . Estas duas pressões, conjuntamente com a tensão efetiva vertical e a pressão intersticial permitem definir três parâmetros típicos do ensaio:

$$I_{DMT} = \left(\frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \right) \quad (3.21)$$

$$K_{DMT} = \left(\frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{V0}} \right) \quad (3.22)$$

$$E_D = 34.6(p_1 - p_0) \quad (3.23)$$

onde,

p_0 - Pressão mínima para iniciar o movimento da membrana,

p_1 - Pressão mínima provocar um deslocamento de 1.1 mm no terreno.

Uma informação útil que pode ser fornecida pelo ensaio DMT é a identificação do tipo de solo em análise, pela referenciação do índice de comportamento do solo I_{DMT} nos limites apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Identificação dos solos a partir do I_{DMT} (Marchetti, 1980)

Tipo de solo	Argilas		Siltes			Areias	
	Sensíveis	Siltosas	Argilosos	Puros	Arenosos	Siltosas	Puras
I_{DMT}	0.10	0.35	0.60	0.90	1.20	1.80	3.30

Para a obtenção do módulo edométrico M_{DMT} , as deformações induzidas pela expansão da membrana no interior da amostra de solo variam afetando os resultados, principalmente em solos sensíveis, o que poderia inviabilizar, em partes, a avaliação das propriedades de deformações. Existe ainda a mudança de direção do carregamento, onde E_D é horizontal, e M_{DMT} é vertical. Por estas razões usa-se um fator de correção R_m , que associa os três índices (E_D , I_{DMT} e K_{DMT}). Marchetti (1980) desenvolveu correlações empíricas do M_{DMT} com E_D :

$$M_{DMT} = R_m \times E_D \quad (3.24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{DMT} \leq 0.6 \Leftrightarrow R_m = 0.14 + 2.36 \log K_{DMT} \\ 0.6 \leq I_{DMT} \leq 3 \Leftrightarrow R_m = R_{m0} + (2.5 - R_{m0}) \log K_{DMT} \\ 3 \leq I_{DMT} \leq 10 \Leftrightarrow R_m = 0.5 + 2 \log K_{DMT} \\ I_{DMT} \geq 10 \Leftrightarrow R_m = 0.32 + 2.18 \log K_{DMT} \end{array} \right. \quad (3.25)$$

$$R_{m0} = 0.14 + \frac{0.36(I_{DMT} - 0.6)}{2.4} \quad (3.26)$$

Em todos os casos, o fator de correção mínimo recomendado R_m é 0.85. Alguns investigadores, em estudos posteriores, mostraram que a correlação de Marchetti (1980) pode subestimar o valor de M , principalmente para areias sobre consolidadas. Como resultado, Leonards e Frost (1988) sugeriram $M=1.3E_D$ para areias normalmente consolidadas e $M=2.4E_D$ para areias sobre consolidadas. Em 1997, Marchetti apresentou novos estudos que apoiavam a correlação original desenvolvida por ele em 1980 sendo considerado este o método aconselhável na determinação de M .

Para a determinação do ângulo de resistência ao corte Marchetti em 1997 desenvolveu uma equação que estimava o ângulo de resistência ao corte, ϕ' , em função de K_{DMT} , definida pela equação (3.27).

$$\phi' = 28 + 14.6 \cdot \log(K_{DMT}) - 2.1 \cdot \log^2(K_{DMT}) \quad (3.27)$$

- **Índice de melhoramento I_d e conteúdo de finos FC (%)**

Vários ensaios de campo são usados para controle de qualidade da eficiência da técnica de compactação dinâmica. Os ensaios SPT e CPT são os ensaios mais utilizados para avaliação da compactação e para estimar a densidade relativa *in-situ*. Dove *et al.* (2000) introduziu o conceito de Índice de melhoramento do solo (I_d) como um critério de melhoramento do solo baseado nas resistências de ponta (q_c) do ensaio CPT, equação (3.28), e nos valores de “N” do ensaio SPT, (3.29), antes e depois dos trabalhos de compactação:

$$I_d = \frac{q_{c, final}}{q_{c, Inicial}} - 1 \quad (3.28)$$

$$I_d = \frac{N_{spt, final}}{N_{spt, Inicial}} - 1 \quad (3.29)$$

O aumento das resistências de ponta (q_c) leva a índices de melhoramento positivos ($I_d > 0$) o que indica que houve melhoramento do solo. Pode-se utilizar essa informação graficamente de maneira a criar uma relação entre o índice de melhoramento e a profundidade providenciando informação até onde ocorreu a densificação do solo (profundidade de melhoramento). As equações (3.28) e (3.29) podem também ser utilizadas para fornecer uma medida indireta para o melhoramento do solo relacionando com o módulo de elasticidade, E_s :

$$I_d = \frac{Es, final}{Es, Inicial} - 1 \quad (3.30)$$

A equação do índice de melhoramento pode ser alternativamente adaptada para qualquer ensaio usado no controlo de qualidade do solo, onde uma propriedade específica do solo é avaliada antes e depois da aplicação da compactação dinâmica (Kozompolis *et al.*, 2013).

Embora seja útil na comparação de resultados, o índice de melhoramento não tem em conta fatores que afetam diretamente o grau de melhoramento, como por exemplo o espaçamento entre impactos e o conteúdo de argila e silte. Até o facto de o grau de melhoramento ser mais sensível à presença de argila que à presença de silte.

A correlação para obter uma estimativa do conteúdo de finos através do índice de comportamento dos solos pode ajudar a esclarecer algumas incertezas que possam suscitar durante os trabalhos de compactação dinâmica.

Para a análise de cada caso de estudo adotou-se a equação do índice de melhoramento proposto por Dove *et al.* (2000) e teve-se em conta a influência que a percentagem de finos teve no grau de melhoramento do solo. Estimou-se a percentagem de finos das camadas de solo através dos parâmetros obtidos pelo ensaio CPT usando o índice de comportamento do solo I_c que é calculado através da razão de atrito normalizado R_f e resistência de ponta normalizada Q_t . Lunne *et al.* (1997) propôs a seguinte equação:

$$FC(\%) = 1.75I_c^{3.25} - 3.7 \quad (3.31)$$

onde,

- I_c - Índice de comportamento dos solos,
- Q_t - Resistência de ponta normalizada (adimensional),
- R_f - Razão de atrito normalizado (%).

Para diversos casos, a estimativa do conteúdo de finos através dos resultados do CPT foram comparados com ensaios laboratoriais, onde se verificou que os resultados laboratoriais apresentavam valores próximos da correlação que permite estimar a percentagem de finos (Mackiewicz e Camp, 2007).

4. CASO DE ESTUDO 1

4.1. Introdução

Neste capítulo procedeu-se a uma análise detalhada da solução de compactação dinâmica utilizando para o efeito um caso de estudo abordado por dois artigos: “Variation of CPTu parameters and liquefaction potential at a reclaimed land induced by dynamic compaction” (Ku e Juang, 2011) e “CPTu characteristics and liquefaction resistance of reclaimed land by dynamic compaction “ (Ku e Juang, 2010) ambos da autoria de Chih-Sheng Ku e C. Hsein Juang.

A escolha destes artigos como referência para o primeiro caso de estudo deveu-se ao vasto número de resultados recolhidos pelos autores, através dos ensaios de campo CPTu e SPT, que permitiram caracterizar o solo expondo a eficiência da técnica de compactação dinâmica.

O projeto de compactação, descrito pelos autores, foi implementado no porto de Taichung, em Taiwan, Figura 4.1. Trata-se de um porto artificial destinado à construção de um parque industrial químico.

4.2. Condições geológico-geotécnicas

O local do projeto foi preenchido com aterros hidráulicos reclamados ao mar. O nível freático encontra-se entre os 3 e os 3.8 m de profundidade. A distribuição dos furos de sondagem e CPTu do projeto de compactação dinâmica está representada na Figura 4.2.

Os solos superficiais na área do porto correspondem a depósitos aluvionares dos rios Tachia e Tatu, originados pela interação entre ventos e marés. Estes depósitos aluvionares são compostos essencialmente por areia-siltosa, silte-arenoso, silte-argiloso e argila-siltosa.

Recorrendo-se a amostras de solo e à realização de vários CPTu, caracterizou-se o tipo de solo como sendo uma camada de areia siltosa fina até à profundidade de 8 m, e como sendo uma camada de areia siltosa, constituída maioritariamente por silte fina e areia média entre as profundidades de 8 m e 20 m.

Utilizaram-se os resultados provenientes do CPTu, identificado como CB9, referente à Zona Z-20 e SPT identificado como SB19 referente à zona Z-21, como se observa na Figura 4.2.

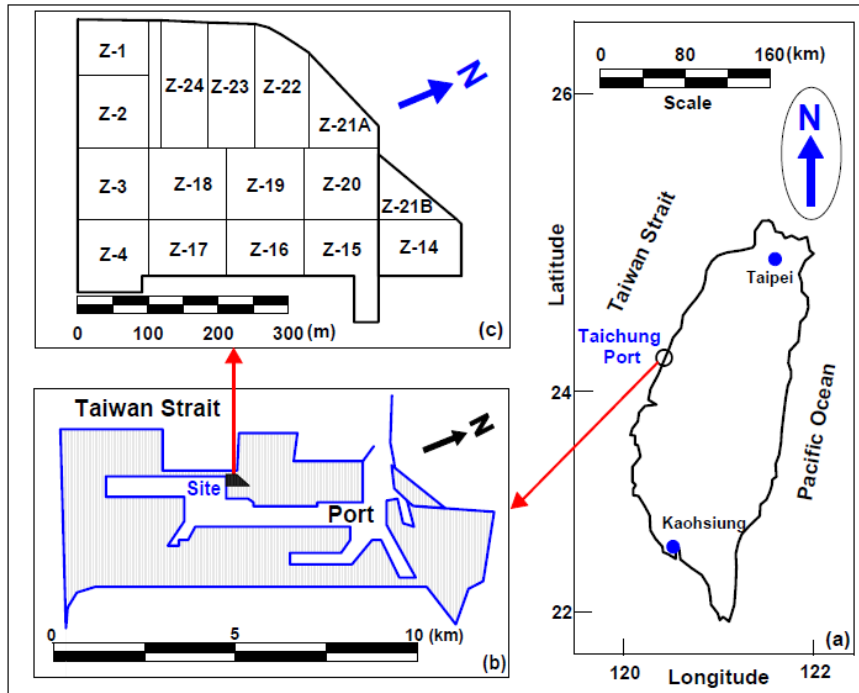


Figura 4.1 - Localização do projeto (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).

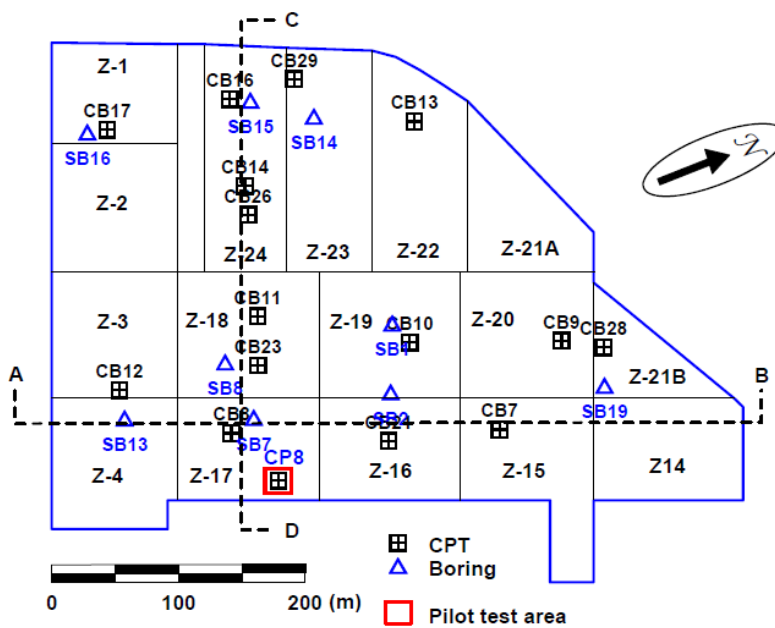
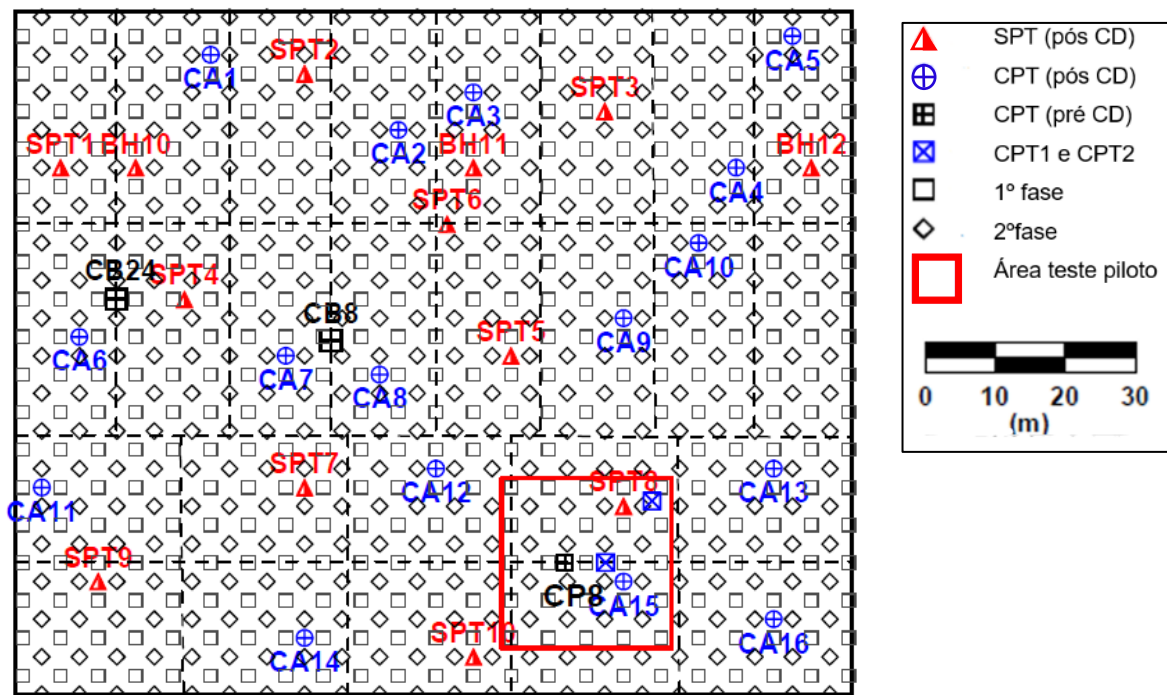


Figura 4.2 - Localização dos CPTu e SPT (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011)

4.3. Trabalhos de compactação dinâmica

Após uma avaliação preliminar, onde foi caracterizado o solo, concluiu-se que este era suscetível a fenômenos de liquefação e que uma possível solução seria a implementação da técnica de compactação dinâmica para a prevenção deste fenômeno.

O projeto foi intervencionado em 15 zonas, cada zona com uma área aproximada de 10 000 m². A Figura 4.3 ilustra a grelha de pontos referentes à primeira e segunda fase de compactação e os respectivos locais onde se fizeram os ensaios *in-situ*, CPTu e SPT de pré e pós compactação dinâmica.



O quadrado representado a vermelho na Figura 4.3, com uma área de 440 m², delimita a zona de teste piloto. Os quadrados e losangos visíveis na figura representam, respetivamente, os locais de impacto da primeira e segunda fase.

O equipamento usado possui uma capacidade de içamento de 120 ton e a massa do bloco utilizado foi de 25 ton com uma área de contacto de 3 m². A altura de queda do bloco, definida em 20 m, produziu uma energia de impacto de 5 MNm. Em cada nó da grelha (símbolo quadrado e losango), espaçados 5 m entre si, aplicaram-se 10 impactos. Estes valores foram definidos com base nos resultados do teste piloto.

4.4. Profundidade de melhoramento

Como se referiu no Capítulo 3, a profundidade de melhoramento é definida como a máxima profundidade na qual a compactação dinâmica tem influência. Para a definição desta profundidade optou-se pela utilização da equação (3.6) proposta por Lukas (1986), pois esta apresenta valores conservativos (Hamidi, 2014). A profundidade de melhoramento estimada foi de 11.2 m.

$$D = n\sqrt{WH} \Leftrightarrow D = 0.5\sqrt{25 \times 20} \Leftrightarrow D = 11.2 \text{ m} \quad (4.1)$$

4.5. Energia aplicada

A energia aplicada na área de terreno a melhorar pode ser estimada tendo em consideração o número de impactos e passagens definidas no projeto de compactação dinâmica. A energia total aplicada (AE_{total}) corresponde ao acumulado de energia aplicada em cada nó da grelha e pode ser calculada pela equação (3.11), tendo como base os dados fornecidos para cada parâmetro apresentados na Tabela 4.1:

$$AE_{Total} = \frac{N_d \cdot W \cdot H \cdot g \cdot N_p}{A_e} = \frac{10 \times 25 \times 20 \times 9.8 \times 2}{5^2} = 3920 \text{ kJ/m}^2 \quad (4.2)$$

Tabela 4.1 - Dados relativos aos trabalhos de compactação.

N_d	N_p	W (ton)	H (m)	A_e (m ²)	s (m)	g (m/s ²)
10	2	25	20	25	5	9.8

A quantidade de energia aplicada durante o processo de compactação dinâmica foi de aproximadamente 3920 kJ/m².

4.6. Resultados de ensaios antes e depois da compactação

Com o propósito de caracterizar o tipo de solo e controlar a eficiência do melhoramento do solo, realizaram-se ensaios *in-situ*, CPTu e SPT. Estes permitiram definir a estratigrafia do terreno e caracterizar cada camada de solo. Foi possível então analisar-se o perfil de melhoramento obtido.

- **CPTu**

Os resultados do CPTu relativos à pré-compactação e pós-compactação são apresentados na Figura 4.4 e Figura 4.5. A profundidade máxima de melhoramento observada na Figura 4.4 corresponde a 6.5 m, apresentando um desvio considerável à profundidade máxima de melhoramento estimada de 11.2 m. Várias razões podem estar na origem desta discrepância, como tal fez-se uma análise de diversos parâmetros como pressões intersticiais geradas no CPTu, densidade relativa das areias e o conteúdo de finos do solo que permitiram esclarecer o fenómeno e as causas do mesmo.

Outro aspeto a realçar dos resultados é o facto de a resistência lateral e a resistência de ponta aumentarem com a compactação dinâmica, permitindo reforçar que a compactação provocou uma alteração na resistência do solo, tanto na direção vertical como na direção horizontal.

Relativamente ao gráfico das pressões intersticiais, u_2 , Figura 4.5, pode-se constatar que esta pressão apresenta valores semelhantes à pressão hidrostática até à profundidade 7.5 m, que é normalmente um indício de que se está perante camadas de solo granular (comportamento drenado). A partir dessa profundidade nota-se uma diferença entre a pressão intersticial e hidrostática, apontando possivelmente para a existência de uma ou mais camadas de solo fino. Ao mesmo tempo, é interessante verificar que a resistência de ponta, q_c , a partir dessa mesma profundidade deixa de evidenciar qualquer tipo de crescimento.

A redução da pressão intersticial após a compactação dinâmica revela também a presença de solos granulares com comportamento drenado e está associada à melhoria do solo por compactação.

- **SPT**

Os resultados do SPT ao longo da profundidade são exibidos na Tabela 4.2 e serão usados mais à frente para o cálculo do ângulo de resistência ao corte e da densidade relativa de pré-compactação dos solos granulares.

Tabela 4.2 - Resultados do SPT (Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).

Z [m]	N _{spt}
1.5	20
3	11
4.5	10
6	11
7.5	4
9	19
10.5	13

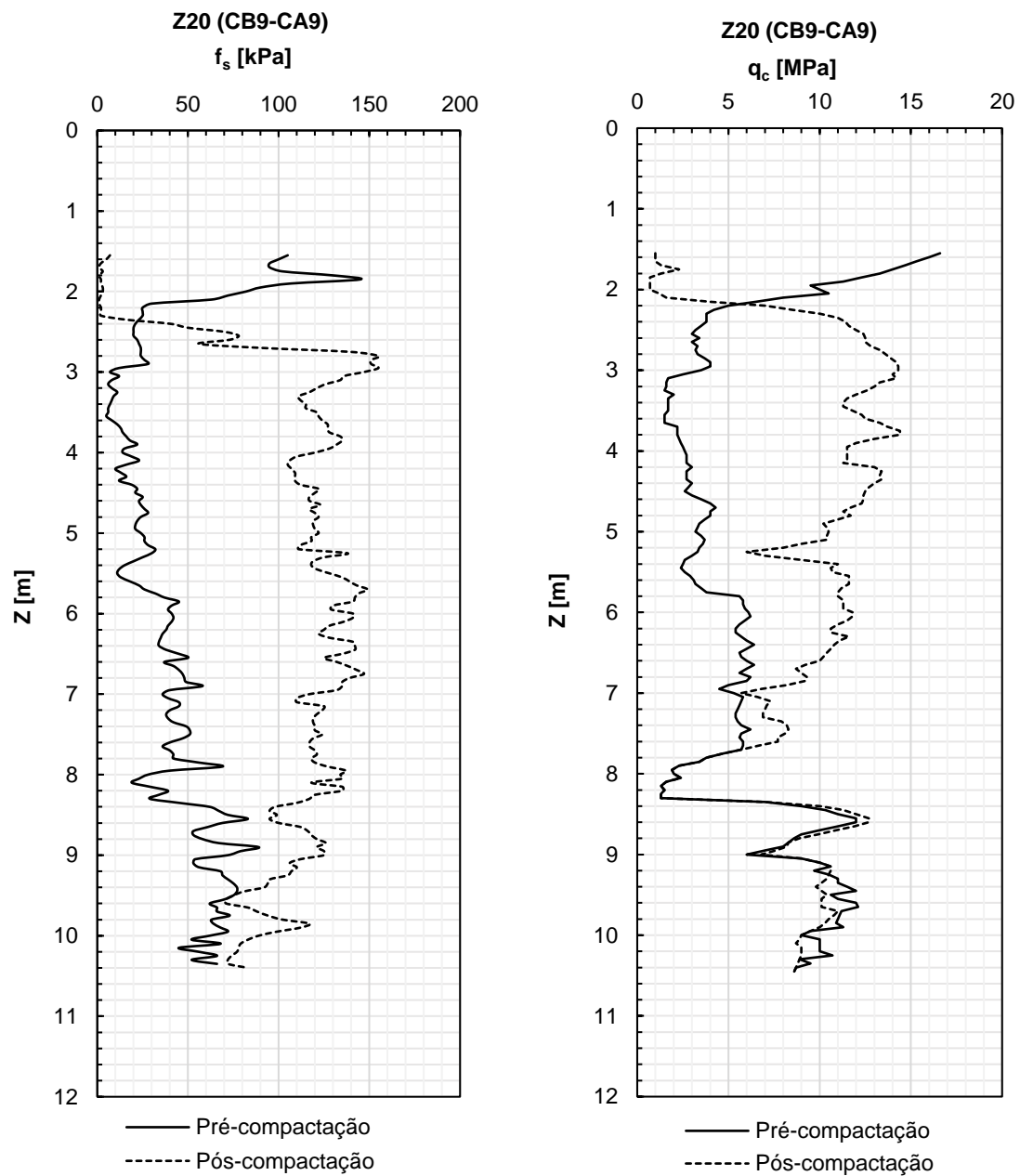


Figura 4.4 - Resultados, antes e após o tratamento, da resistência lateral f_s (à esquerda) e resistência de ponta q_c (à direita) (adaptado de Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).



Figura 4.5 - Relação entre a pressão intersticial antes e após o tratamento e a pressão hidrostática (adaptado de Ku e Juang, 2010; Ku e Juang, 2011).

4.7. Classificação e caracterização do solo

Como foi referido anteriormente, recorreu-se ao CPTu para estabelecer uma estratigrafia do terreno de projeto. Robertson (1990) desenvolveu um gráfico, Figura 3.15, para classificação de solos que relaciona a resistência de ponta normalizada, Q_t , com a razão de atrito normalizado, R_f . O gráfico de Robertson, Figura 3.15, complementado com a Tabela 3.4 permitiu a classificação dos solos. Na Figura

4.6 os resultados do CPTu fornecidos são enquadrados no referido gráfico. Pode-se verificar pelo mesmo gráfico que o solo na fase de pré-compactação abrange essencialmente as zonas 5 e 6, correspondentes a misturas arenosas e areias. Os valores do índice de comportamento do solo I_c , Figura 4.6, determinados a partir da equação (3.20), além de permitirem a análise da mudança de comportamento do solo antes e após a compactação, Figura 4.7 e Figura 4.8, respetivamente, também permitiram identificar o tipo de solo. Através dos valores de I_c classificaram-se os solos como sendo maioritariamente solo arenoso e misturas arenosas. As classificações de solos através dos índices de melhoria permitiram assim reforçar a classificação obtida pelo gráfico de Robertson.

Na fase de pós-compactação observam-se algumas mudanças nos índices de comportamento do solo, Figura 4.8, não devendo as mesmas ser confundidas com mudanças na granulometria do solo mas sim com alterações do estado de compactidade do mesmo.

O processo de delimitação do solo em camadas foi um dos passos mais importantes para analisar a eficiência da técnica e para compreender detalhadamente a eficácia desta associada aos diferentes tipos de solo e conteúdo de finos presentes em cada camada.

A delimitação em camadas fez-se com auxílio dos valores do SPT, mas especialmente analisando as alterações nos valores do índice de comportamento do solo ao longo da profundidade. Teve também como base os valores da resistência de ponta normalizada, Q_t , e valores da razão de atrito normalizada, R_f .

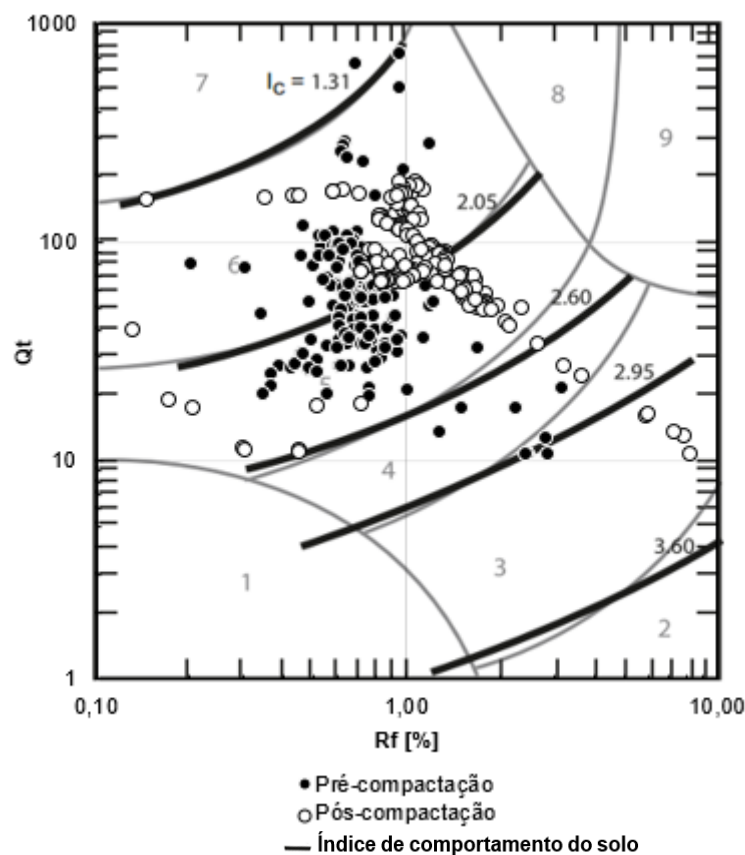


Figura 4.6 - Classificação e caracterização do comportamento do solo.

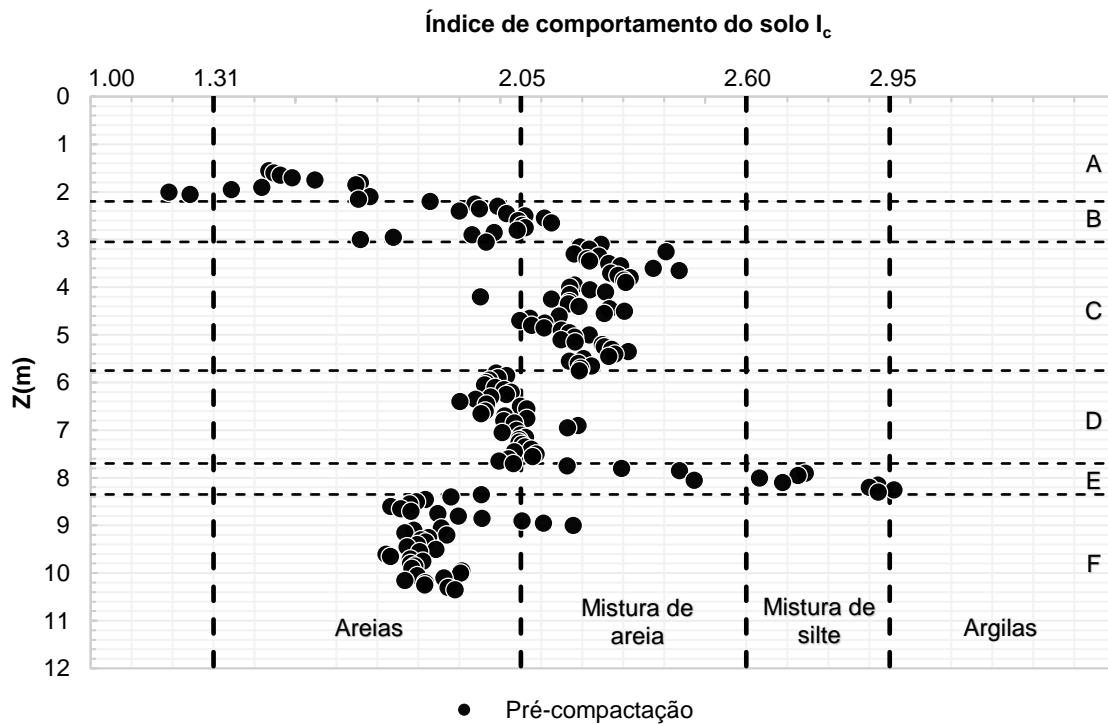


Figura 4.7 - Índice do tipo de comportamento do solo na fase de pré-compactação com a delimitação das camadas de solo.

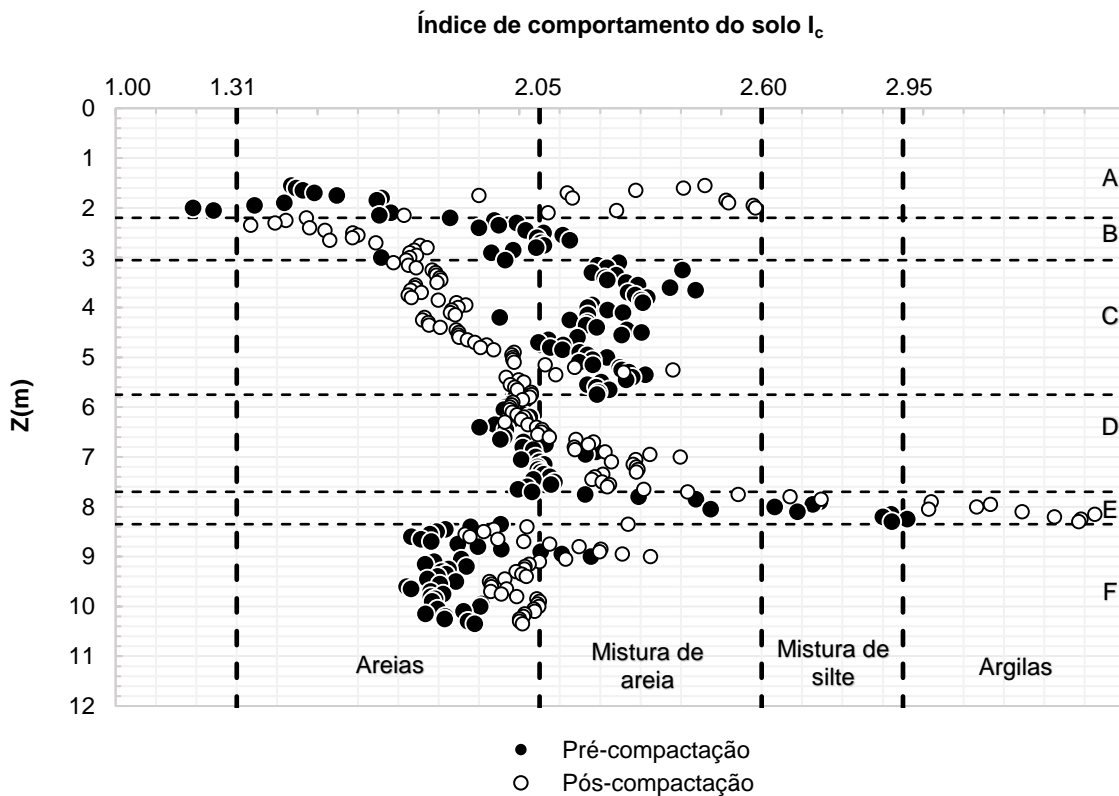


Figura 4.8 - Índice do tipo de comportamento do solo nas fases de pré e pós compactação com as respectivas delimitações de cada camada de solo.

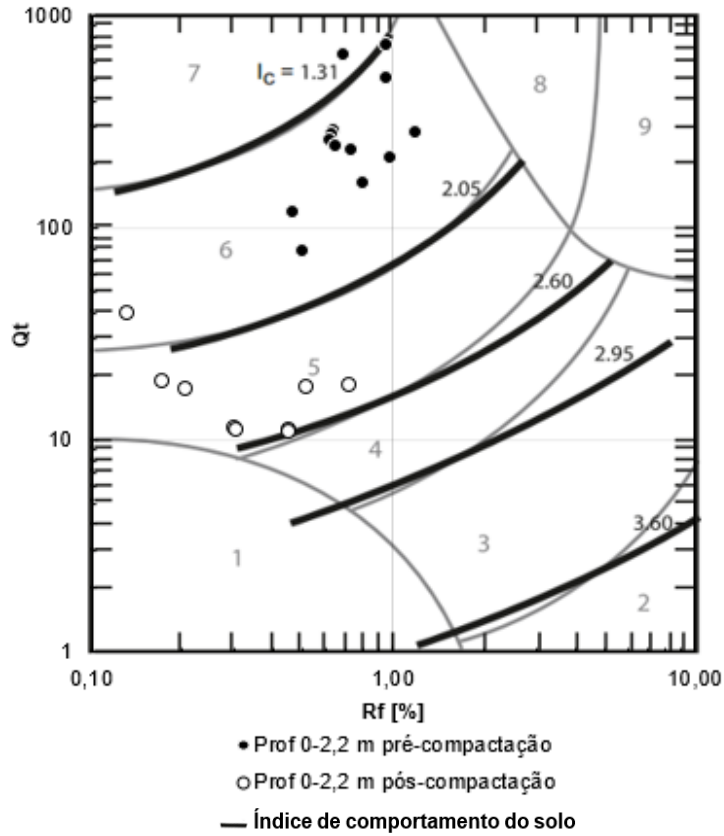


Figura 4.9 - Classificação e caracterização do comportamento da camada A.

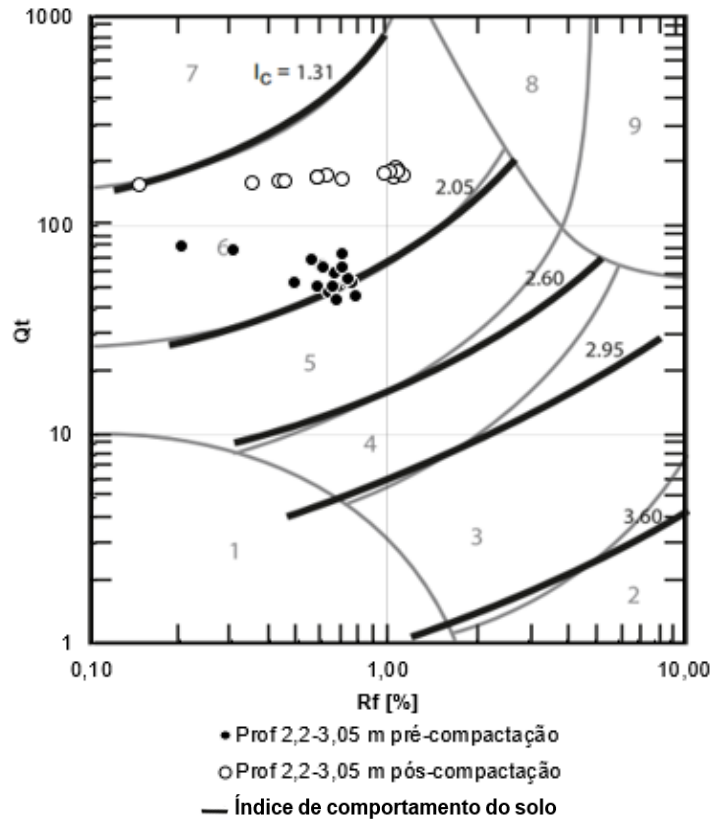


Figura 4.10 - Classificação e caracterização do comportamento da camada B.

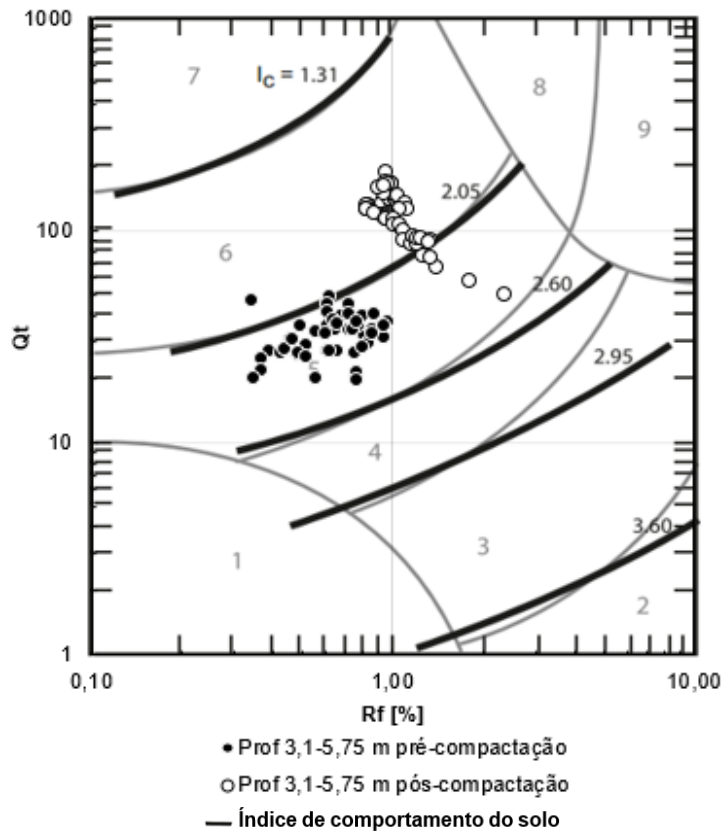


Figura 4.11 - Classificação e caracterização do comportamento da camada C.

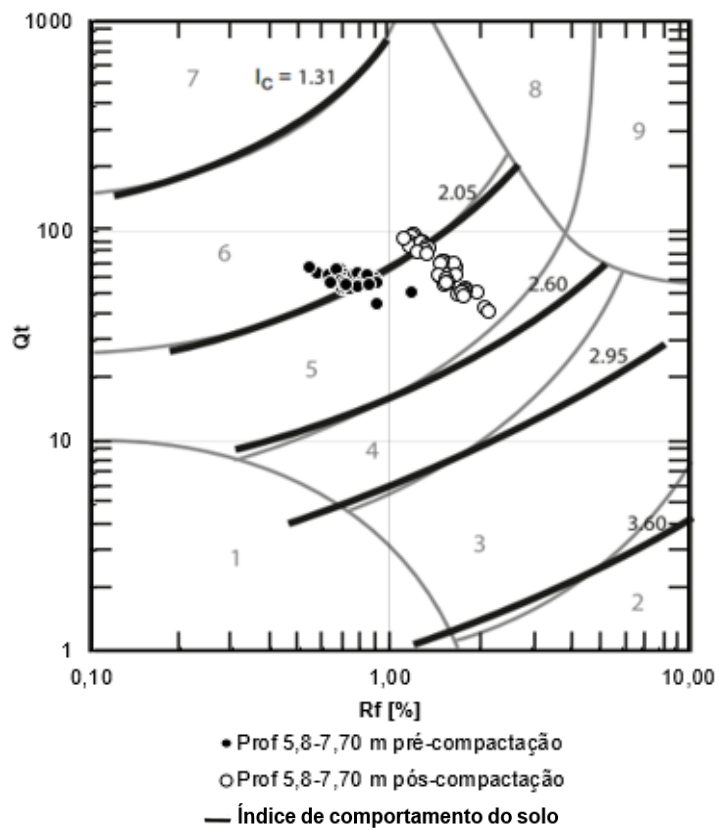


Figura 4.12 - Classificação e caracterização do comportamento da camada D.

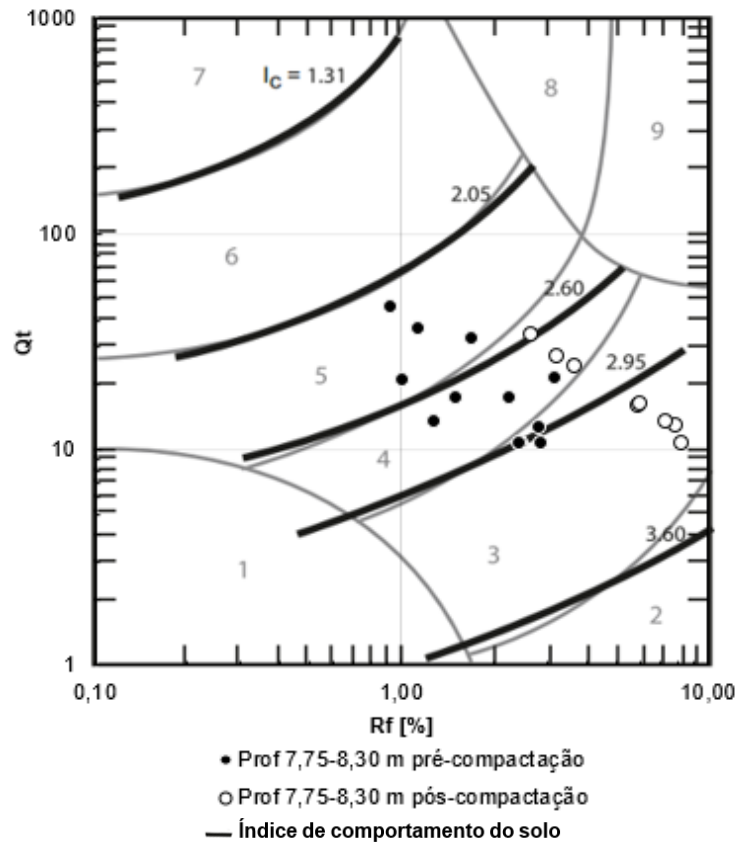


Figura 4.13 - Classificação e caracterização do comportamento da camada E.

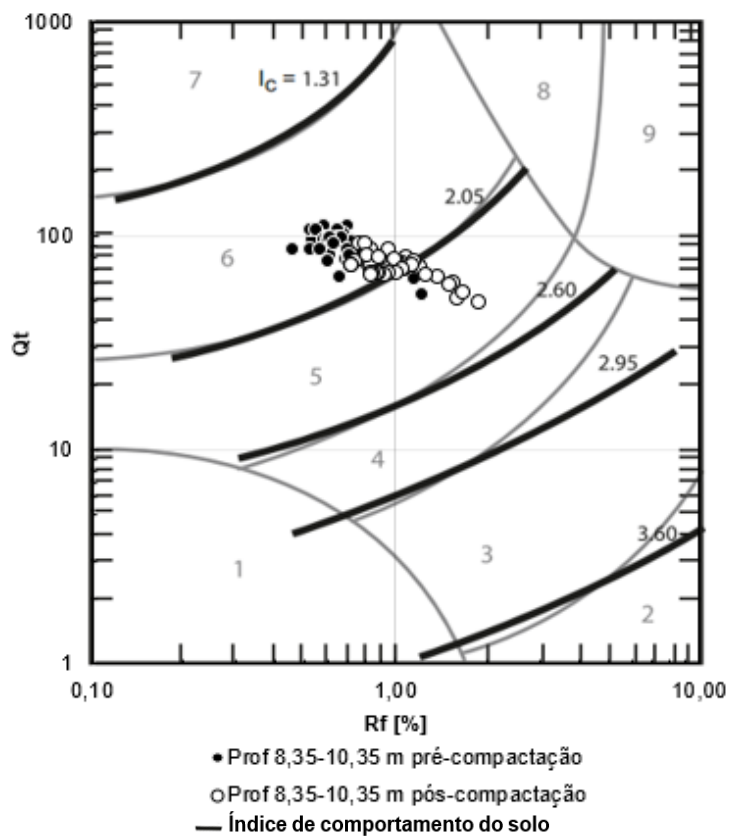


Figura 4.14 - Classificação e caracterização do comportamento da camada F.

De acordo com o gráfico de Robertson da Figura 4.9 e recorrendo à Tabela 3.4, a camada A, na fase de pré-compacção, situa-se na zona 6 classificando-se como sendo uma areia limpa ou areia siltosa. A camada B (Figura 4.10) localizam-se entre os 2.2 m e os 3.05 m de profundidade situando-se maioritariamente na zona 6 correspondente a uma mistura entre areia limpa a areia siltosa. A camada C (Figura 4.11) localiza-se entre os 3.1 m e os 5.75 m de profundidade e situa-se na zona 5 correspondente a uma mistura arenosa (areia siltosa e silte arenoso). A camada D (Figura 4.12) localiza-se entre 5.8 m e os 7.7 m de profundidade e situa-se essencialmente na zona 6 mas também na zona 5 e é classificada como sendo uma areia limpa a areia siltosa. A camada E (Figura 4.13) localiza-se entre 7.75 m e os 8.30 m de profundidade e situa-se nas zonas 3 a 5 que correspondem a mistura de argilas, misturas siltosas e misturas arenosas. A camada F (Figura 4.14) e localiza-se entre os 8.35 m e os 10.35 m de profundidade e situa-se na zona 6 e é classificada como sendo uma areia limpa a areia siltosa.

Recorrendo à tabela de classificação da consistência das argilas e da compacidade das areias, Tabela 3.3, e através dos resultados do SPT, Tabela 4.3, classificou-se o tipo de solo, mais precisamente a compacidade e consistência. Na Tabela 4.4 definiu-se a classificação de cada camada com base nos resultados do SPT e CPTu.

Tabela 4.3 - Resultados e caracterização do solo a partir do SPT.

Z (m)	N _{spt}	Dr _{Skempton} (%)	Ø' Skempton-de Mello (°)	Classificação
1.5	20	75.9	44	Areia medianamente compacta
3	11	58.4	38	Areia medianamente compacta
4.5	10	46.0	35	Areia solta
6	11	46.6	35	Areia medianamente compacta
7.5	4*	-	-	*Argila mole
9	19	56.4	38	Areia medianamente compacta
10.5	13	69.4	42	Areia medianamente compacta

Tabela 4.4 - Classificação de cada camada com base nos resultados do SPT e CPTu.

Camada	Z (m)	CPTu	SPT
A	0-2.20	Areia limpa a areia siltosa	Areia medianamente compacta
B	2.20-3.10	Areia limpa a areia siltosa	Areia medianamente compacta
C	3.10-5.80	Mistura arenosa	Areia solta
D	5.80-7.75	Areia limpa a areia siltosa	Areia medianamente compacta
E	7.75-8.35	Mistura argila, mistura siltosa	*Argila mole
F	8.35-10.35	Areia limpa a areia siltosa	Areia medianamente compacta

A estratigrafia de seis camadas definida anteriormente e indicada na Figura 4.15 onde estão representados os resultados da pré e pós compactação da resistência de ponta, resistência de lateral, pressão intersticial e adicionalmente para a estimativa do conteúdo de finos ao longo da profundidade. Esta estimativa foi determinada através dos valores de I_c de pré-compacção recorrendo à equação

(3.31) desenvolvida por Lunne, *et al.* (1997). É importante elucidar que esta estimativa foi um elemento fundamental para compreender o comportamento do solo face à execução da compactação dinâmica e perceber até que ponto teve influência no grau de melhoramento das restantes camadas. Este aspeto será abordado e aprofundado também no subcapítulo 4.8.

Pode-se observar no gráfico da evolução da resistência de ponta, Figura 4.16, que o seu melhoramento máximo ocorreu entre 1/3 e 2/3 da profundidade máxima de melhoramento (11.2 m), ou seja, entre os 3.7 m e os 7.5 m. Neste caso as camadas B, C e metade da camada D foram as camadas onde ocorreu uma maior melhoria, tendo a resistência de ponta sofrido um aumento máximo de 10 MPa, 12.5 MPa e 6 MPa respetivamente, e a resistência lateral sofrido um aumento máximo de 143 kPa, 120 kPa e 108 kPa respetivamente.

A camada superficial A, representada na Figura 4.9, estende-se desde a superfície do terreno até à profundidade 2.2 m. Esta camada apresenta um elevado grau de compactidade, na fase de pré-compactação, provocado pela sua exposição às ações externas que a compactaram ao longo do tempo (ciclos de secagem e molhagem, exposição solar, entre outros). É previsível que a camada A, ao ser perturbada pelo impacto do bloco associado à compactação dinâmica, piore em termos de resistência de ponta e lateral até à profundidade 2,2 m (Figura 4.15).

Ao analisar-se a camada D, classificada como areia limpa, e a camada C, classificada como sendo uma mistura arenosa (silte arenoso e areia siltosa), verificou-se alguma incoerência relativamente ao melhoramento esperado. Uma vez que a camada C, com maior percentagem de finos que a camada D, teve um maior melhoramento que a camada D. Para explicar este fenómeno recorreu-se à Tabela 4.4, que permitiu classificar a camada D como sendo uma areia medianamente compacta ao contrário da camada C que é classificada como sendo uma areia solta. Essa diferença do estado de compactidade é suficiente para, na camada C, ocorrer o melhoramento mais significativo.

A Figura 4.17 mostra os valores estimados dos ângulos de resistência ao corte do solo na fase de pré-compactação. Para o efeito utilizaram-se os resultados do SPT e CPTu e as correlações de Kulhawy e Mayne (1990), de Mello (1971) e Skempton (1986), para a referida estimativa. A camada E, situada à profundidade de 7.7 m e 8.35 m, e anteriormente classificada como sendo uma camada de solo fino, foi considerada como tendo um comportamento não drenado não tendo por isso sido estimado o valor do referido ângulo de resistência ao corte. Numa primeira análise da Figura 4.17 conclui-se que as estimativas do ângulo obtido a partir dos resultados do SPT e CPTu são muito semelhantes, o que aumenta a confiança dos valores obtidos.

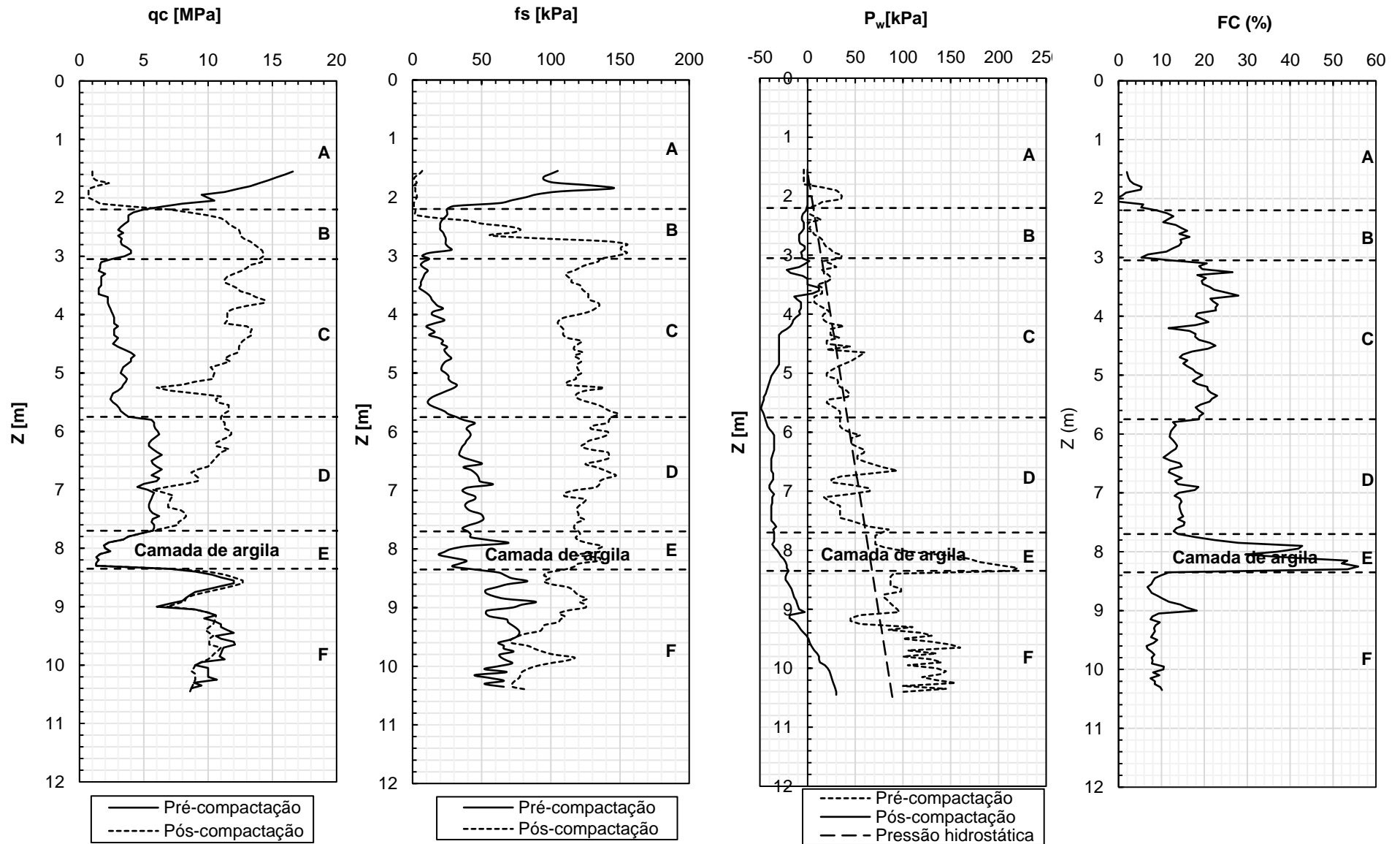


Figura 4.15 - Gráficos relativos ao CPTu (resistência de ponta q_c , resistência lateral f_s , pressão intersticial u_2) na fase de pré e pós compactação e estimativa do conteúdo de finos ao longo da profundidade.

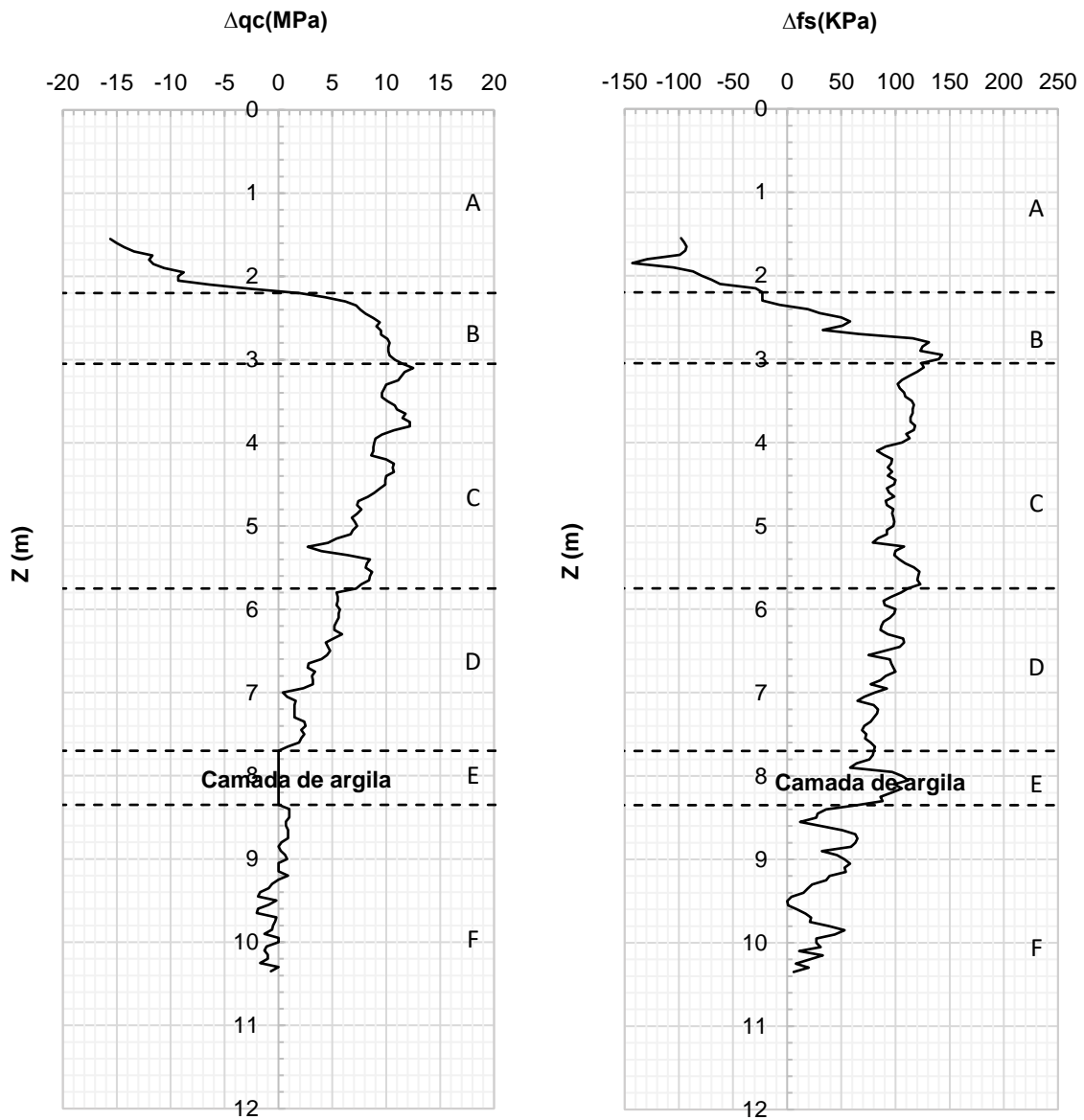


Figura 4.16 - Evolução da resistência de ponta (à esquerda) e da resistência lateral (à direita).

Uma referência especial à camada superficial A, classificada como sendo uma areia limpa a siltosa, na qual se observou um ângulo de resistência ao corte muito elevado, entre 44° e 52° aproximadamente. Uma vez mais associa-se a estas camadas superficiais os efeitos das ações externas já referidas anteriormente, as quais têm permitido atingir elevados valores do ângulo de resistência ao corte

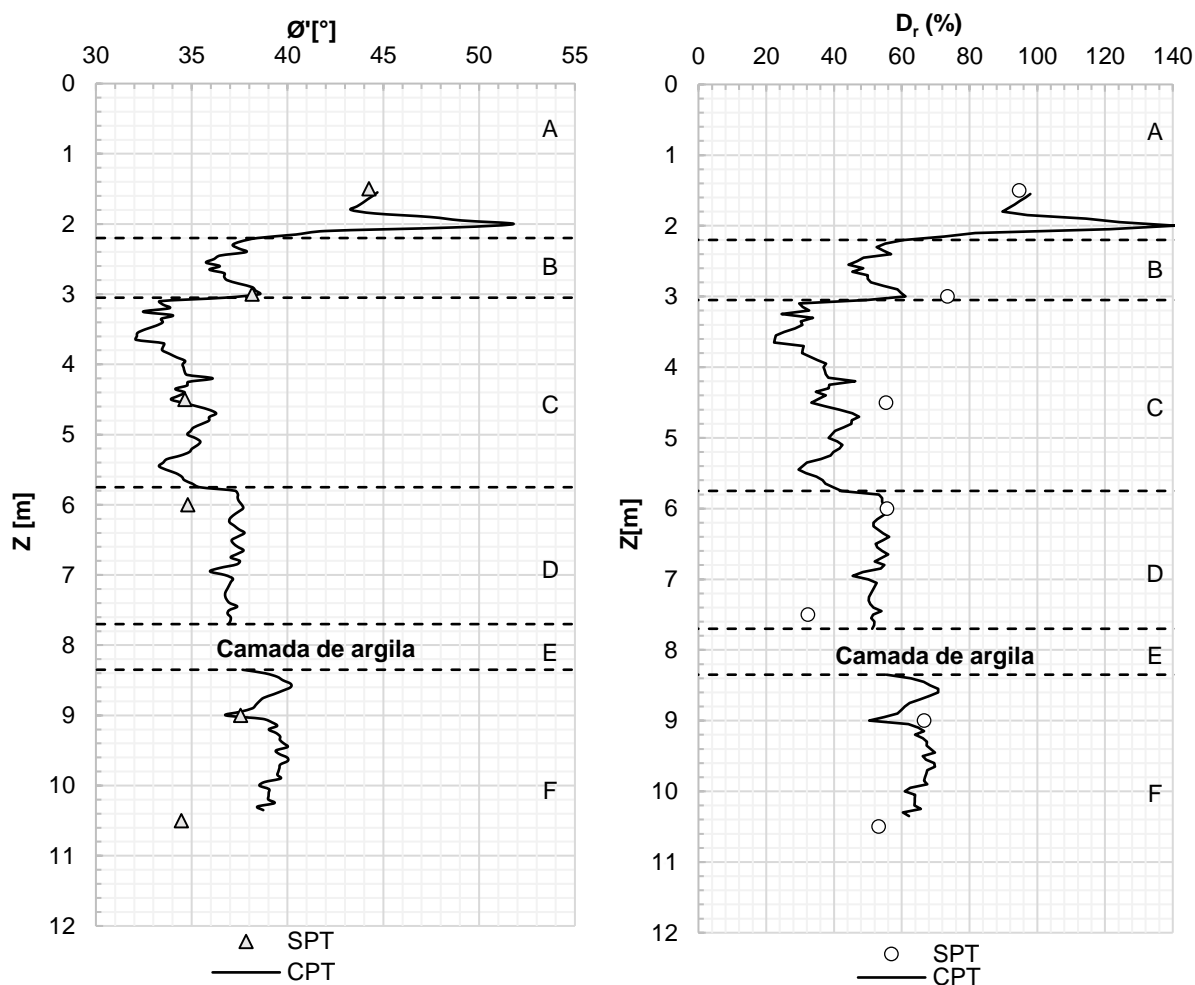


Figura 4.17 - Gráfico do ângulo de resistência ao corte (à esquerda) e da densidade relativa (à direita) na fase de pré compactação.

Os gráficos referentes à Figura 4.18 mostram a variação do ângulo de resistência ao corte e densidade relativa com os trabalhos de compactação. Como seria de prever, a camada superficial A regrediu em termos de melhoramento devido à perturbação do solo, que já apresentava indícios de estar compactada antes de se iniciar o processo de compactação dinâmica; observou-se um melhoramento significativo do ângulo de resistência ao corte da camada B e principalmente da camada C, revelando um aumento máximo do ângulo de 6.5° e 10° respectivamente e densidade relativa de 36% e 60% respectivamente; na camada D, a melhoria do solo aconteceu com menor contraste com um aumento do ângulo até, aproximadamente, 2° e da densidade relativa até 11%; por fim a camada F, sobretudo devido à atenuação da propagação da energia de impacto até esta camada devido à presença de uma camada de solo fino e devido à presença de uma camada superficial mais rígida, não terá tido qualquer aumento do valor do ângulo de resistência ao corte ou densidade relativa. Na Figura 4.19 apresenta-se o conteúdo de finos e o índice de melhoramento estimado para cada camada.

4.8. Conclusão

Observou-se uma diferença de quase 5 m entre a profundidade de melhoramento estimada (cerca de 11.2 m) e a profundidade de melhoramento observada (cerca de 7 m), Figura 4.19. Vários fatores podem estar na origem desta disparidade. Um dos fatores pode ter sido a presença da camada superficial A, com elevada densidade relativa e com uma espessura considerável de 2.2 m (espessura superior a 1 m) (Lukas, 1995). Esta camada pode ter influenciado o melhoramento das camadas inferiores dissipando as ondas de vibração provocadas pelo impacto dos blocos. A energia de impacto provavelmente foi distribuída ao longo da camada A, transmitindo a restante energia com uma intensidade muito menor para as camadas subjacentes. A camada D, classificada como uma areia medianamente compacta e com uma quantidade de finos relativamente baixa, não foi atingida por energia suficiente dos impactos para provocar a sua densificação. O mesmo pode ter acontecido com a camada de argila E, esta camada de solo mole provavelmente absorveu as ondas propagadas pelo impacto dos blocos impedindo o melhoramento das propriedades mecânicas da camada subjacente F. A camada na qual a compactação dinâmica terá sido mais eficiente foi na camada C, como se pode observar na Figura 4.19.

Por fim apresenta-se na Tabela 4.5 um resumo dos resultados da caracterização do solo camada a camada, evidenciando-se a relação entre o conteúdo de finos e o índice de melhoramento conseguindo com a compactação dinâmica. Dos resultados expostos é possível concluir que a camada C foi onde a aplicação técnica provou ser mais eficiente, em parte devido ao estado de compactidade da camada de areia. Uma melhoria não tão evidente ocorreu nas camadas B e principalmente camada D, devido ao facto das camadas já se encontrarem medianamente compactas.

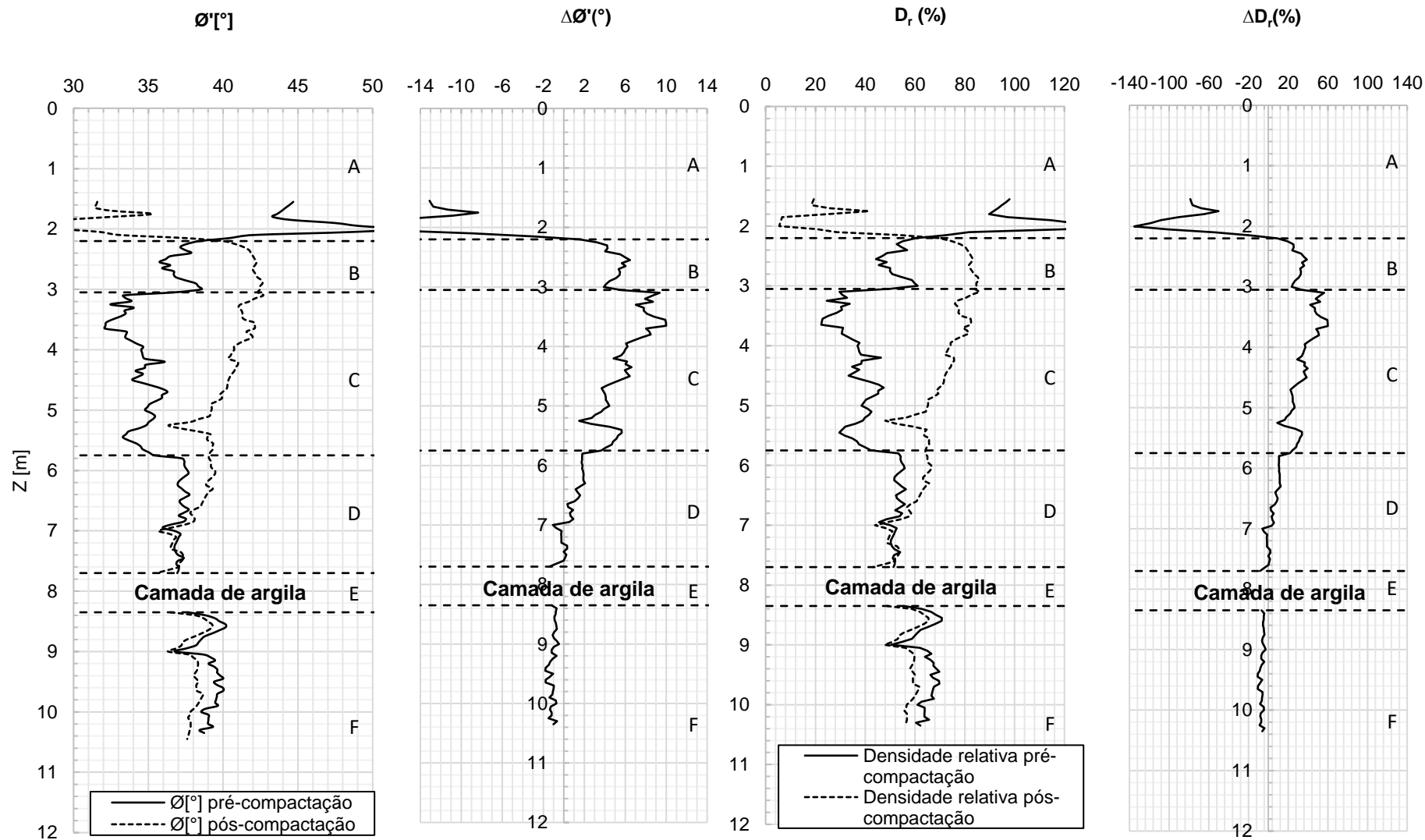


Figura 4.18 - Gráficos relativos aos ângulos de resistência ao corte e densidades relativas, antes e após a compactação.

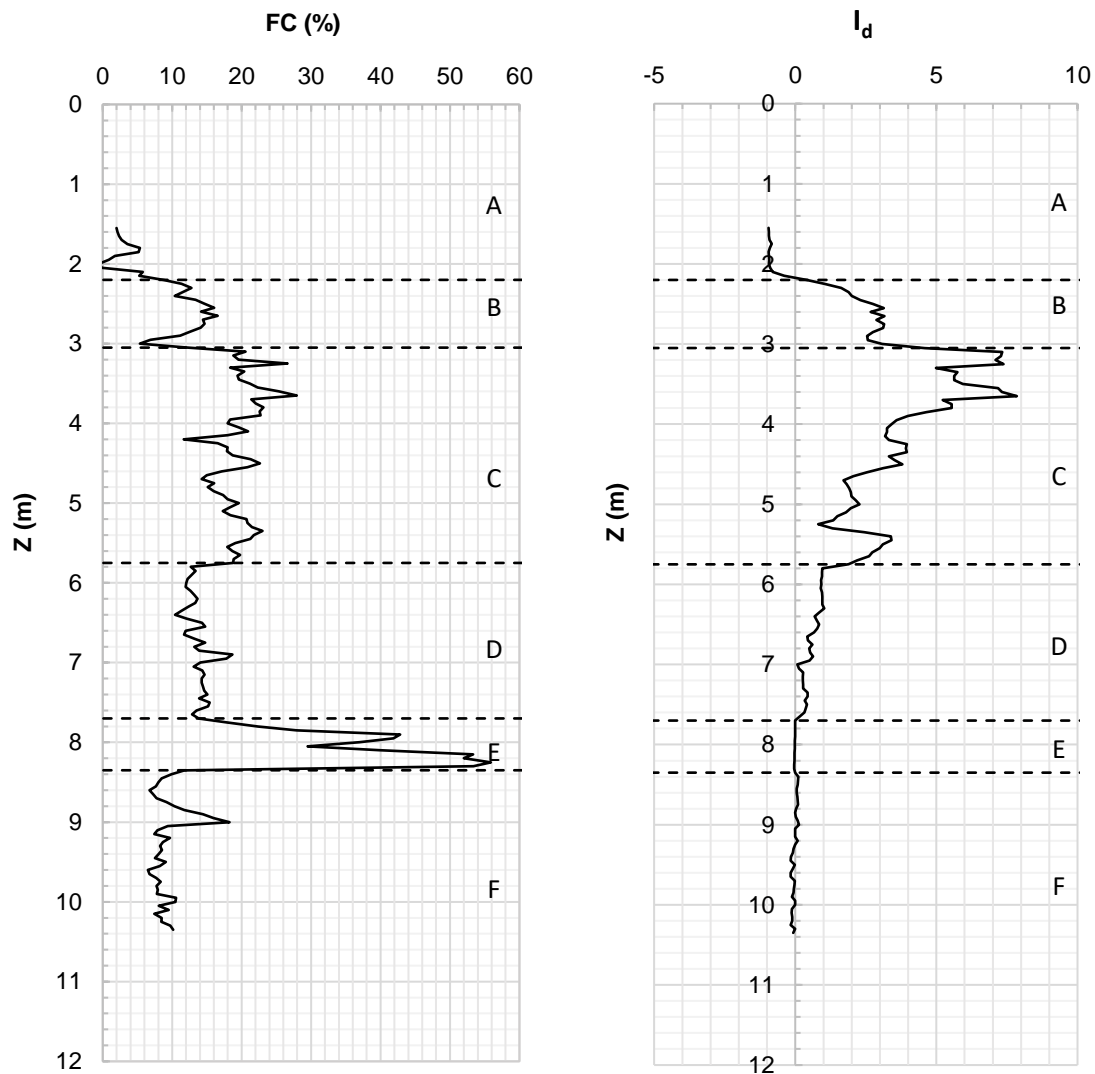


Figura 4.19 - Conteúdo de finos (à esquerda) e índice de melhoramento (à direita).

Tabela 4.5 - Tabela resumo correspondente à classificação, percentagem de finos e índice de melhoramento de cada camada.

Camada	Caracterização do solo	FC (%)	I _d
A	Areia limpa a areia siltosa (medianamente compacta)	0-6	<0
B	Areia limpa a areia siltosa (medianamente compacta)	7-16	2-3
C	Mistura arenosa (areia solta)	12-30	5-7
D	Areia limpa a areia siltosa (medianamente compacta)	12-19	0-1
E	Mistura argila, mistura siltosa (argila mole)	30-50	0
F	Areia limpa a areia siltosa (medianamente compacta)	7-18	0

4.9. Discussão e comparação de resultados

4.9.1. Profundidade máxima de melhoramento vs. energia libertada

Para se poder analisar o nível de melhoramento atingido pelos solos, é importante confrontar os resultados obtidos com outros projetos provenientes de diferentes locais. É este o tipo de registos que permite gerar gráficos para o dimensionamento preliminar do projeto de compactação.

Na Figura 4.20 são recolhidos vários resultados de profundidades máximas de melhoramento em função da energia de impacto envolvida (Mayne *et al.*, 1984). Observou-se neste gráfico que o valor estipulado de n , coeficiente empírico usado na equação (3.1), de 0.5, não se enquadrava nas características das camadas de solo do caso de estudo 1. Neste caso de estudo o uso da variável n aproxima-se do valor 0.3, que representa um valor normalmente associado a solos semipermeáveis (Lukas, 1995). A profundidade de melhoramento foi cerca de 7 m, apresentando um desvio considerável à suposta profundidade de melhoramento estimada de 11.2 m. Neste caso, o baixo valor de n foi influenciado pela existência de camadas com conteúdos de fino elevados, presença de uma camada de solo rígida à superfície e o facto de o solo estar saturado.

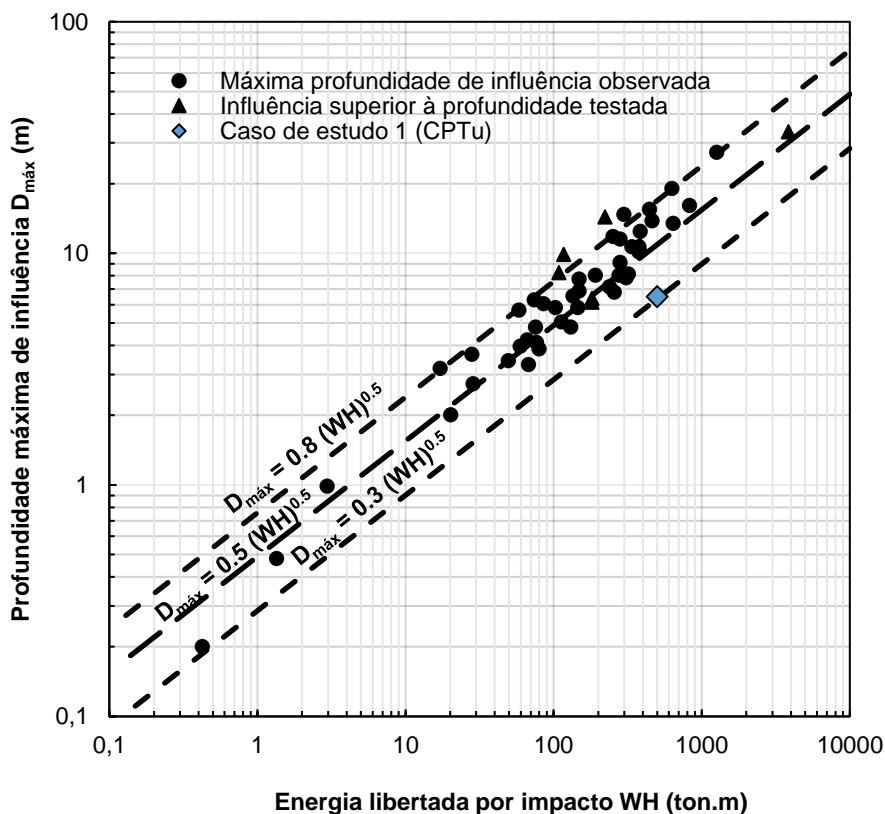


Figura 4.20 - Relação entre a profundidade máxima de melhoramento e a energia libertada por impacto, resultados referentes ao caso de estudo 1 (adaptado de Mayne *et al.*, 1984).

4.9.2. Resistência de ponta vs. energia aplicada

Relacionaram-se os valores da energia aplicada no caso de estudo 1 com os valores de q_c conseguidos nas camadas onde se alcançou o maior melhoramento (camadas B, C e D). Comparou-se os resultados obtidos com valores recolhidos de casos de estudo provenientes de diversos locais, Figura 4.21.

Na camada C foi onde se observaram os melhores resultados após a compactação, no entanto, e devido a diversos fatores, ficou um pouco abaixo da resistência de ponta expectável de 17.47 MPa, sendo que a camada C alcançou um q_c de 14.4 MPa. Caso se pretendesse obter um maior melhoramento do solo teria de se aumentar a energia aplicada na compactação dinâmica através do aumento da altura de queda, bloco ou aumento do número de impactos.

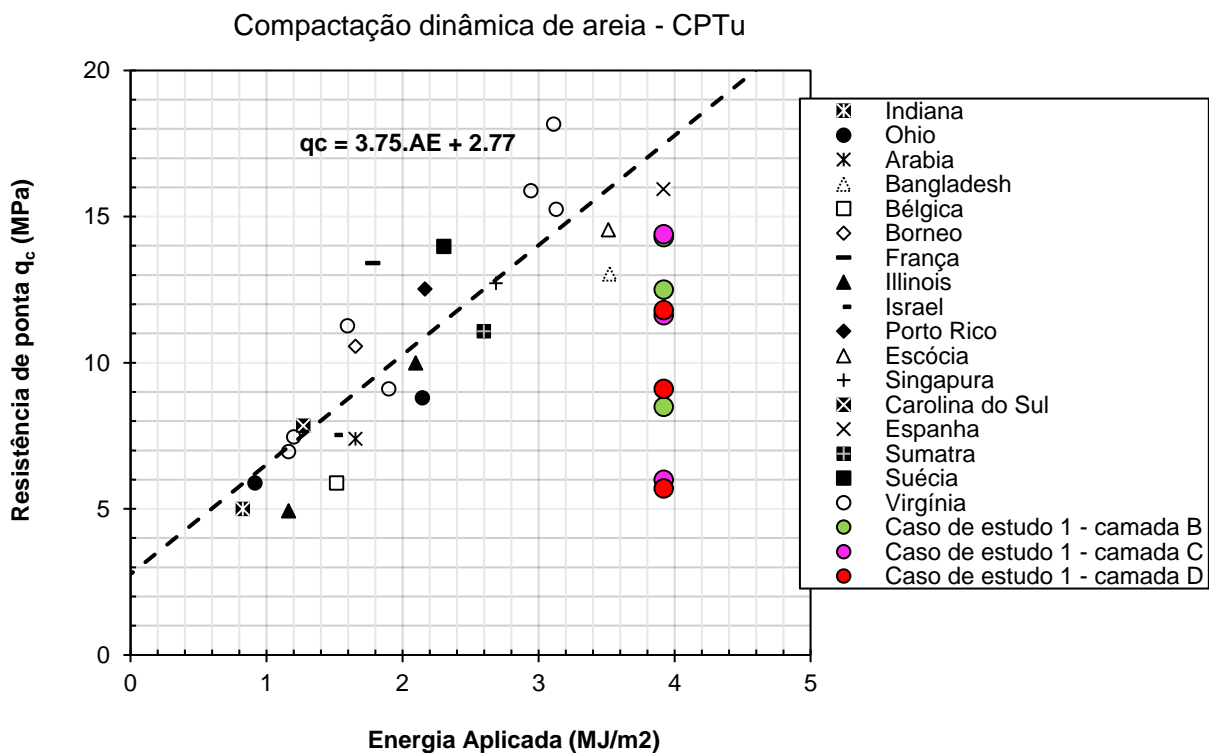


Figura 4.21 - Relação entre o q_c e a energia aplicada (adaptado de Lukas, 1995).

5. CASO DE ESTUDO 2

5.1. Introdução

Neste Capítulo 5 procedeu-se à análise de um caso de estudo “CPTU/DMT Control of Heavy Tamping Compaction of Sands” (Kurek e Bałachowski, 2013). O projeto de compactação dinâmica foi executado em Gdańsk, na Polónia. Optou-se pela análise deste caso de estudo pois abrange vários aspetos do dimensionamento e controlo da qualidade da técnica de compactação dinâmica. É também um caso com uma boa qualidade em relação ao tratamento de resultados, permitindo a sua exploração sob várias vertentes.

5.2. Condições geológico-geotécnicas

O solo é composto essencialmente por solos granulares. Até à profundidade de 18 m abaixo da superfície do terreno é formado solo do período pós-glaciar e holoceno associados à formação do rio Vístula Delta. No perfil geotécnico, Figura 5.2, até aos 6 m de profundidade o solo é caracterizado como sendo areia média a fina (camada IIa). Abaixo dessa camada tem-se areias de densidade média (camada IIb e IIc). Classificaram-se as camadas IIa, IIb e IIc pelo agrupamento de solos para a compactação dinâmica (Lukas, 1995), Figura 3.1, onde se inserem na zona 1, Figura 5.3, correspondente a solos granulares. O coeficiente de uniformidade da areia é 2.6 e a percentagem de conteúdo de finos é cerca de 6%, ou seja, este solo apresenta boas características e é adequado para o uso de compactação dinâmica.

Em relação aos ensaios *in-situ* utilizou-se o CPTu (piezocone com medição da pressão intersticial) e o DMT na identificação do tipo de solo e na caracterização do comportamento do mesmo. Os resultados do CPTu foram desprezados por incoerência de resultados do caso em estudo. Após uma análise aos resultados dos vários CPTu observou-se uma discordância entre os valores da resistência de ponta normalizada e a razão de atrito normalizado, Figura 5.1. Pode-se observar que os valores que se calcularam, na fase de pré-compactação, abrangem uma área referente a solos sobre consolidados enquanto os valores fornecidos pelos autores abrangem a zona dos solos normalmente consolidados. Verificou-se também que os ângulos de resistência ao corte mostravam valores muito similares antes e após a compactação, não havendo qualquer tipo de melhoria e como tal não justificava o uso da técnica de melhoramento. Recorreu-se apenas aos resultados do DMT para analisar o caso de estudo 2.

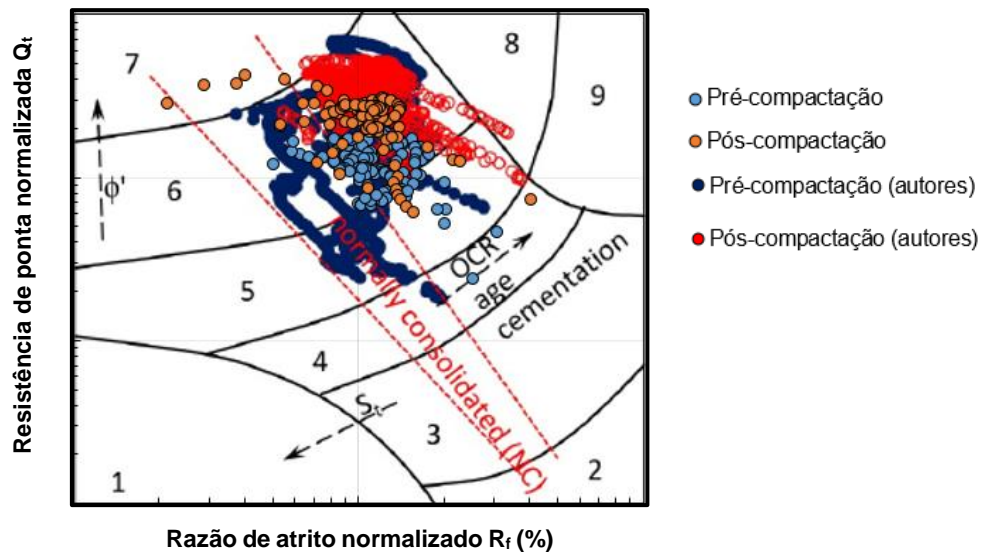


Figura 5.1 - Resultados do autor vs. resultados da dissertação (adaptado de Kurek e Bałachowski, 2013).

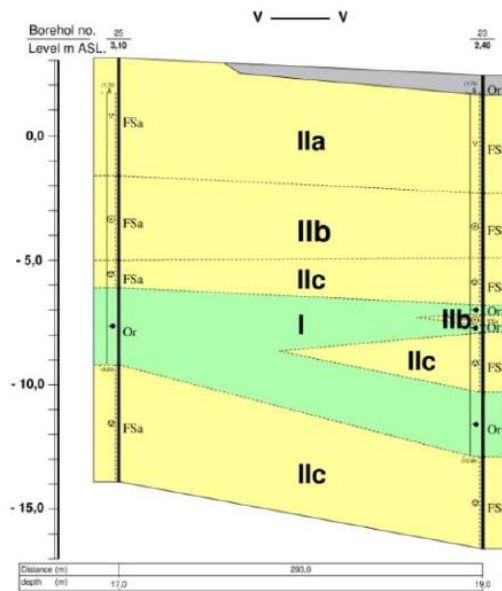


Figura 5.2 - Perfil geotécnico (Kurek e Bałachowski, 2013).

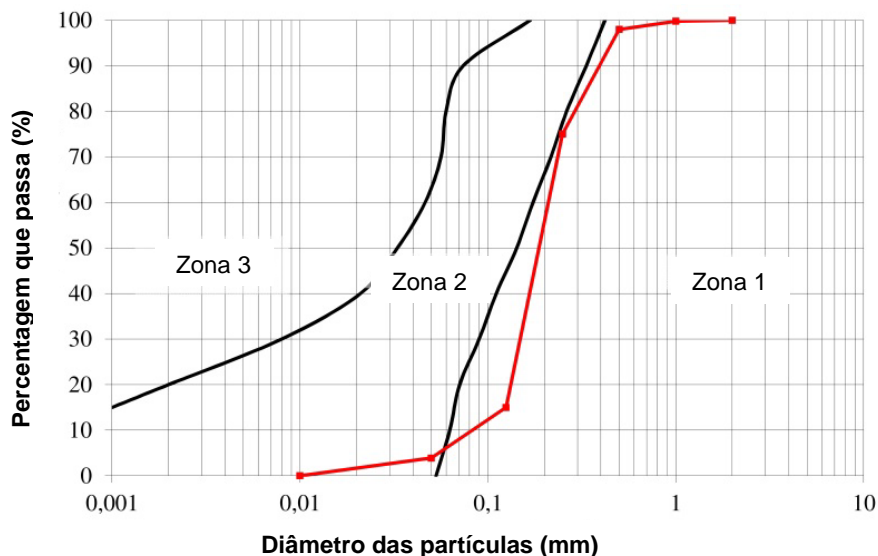


Figura 5.3 - Curva granulométrica do solo de projeto (Kurek e Bałachowski, 2013).

5.3. Trabalhos de compactação dinâmica

A massa do bloco utilizada foi de 18 ton e a área da sua base de 2.56 m². A altura de queda do bloco foi 18 m, na qual foi gerada uma energia de impacto de 3.24 MNm.

A Figura 5.4 ilustra a grelha de pontos referentes à primeira e segunda fase de compactação e os respectivos locais onde se fizeram os ensaios *in-situ*, CPTu e DMT de pré e pós compactação dinâmica.

Na primeira fase compactou-se uma área quadrada de 56.25 m² com dimensões 7.5 por 7.5 m como se verifica na Figura 5.4. Após 8 dias realizou-se uma segunda fase de impactos. Cada fase consistiu em 13 impactos em cada ponto da grelha.

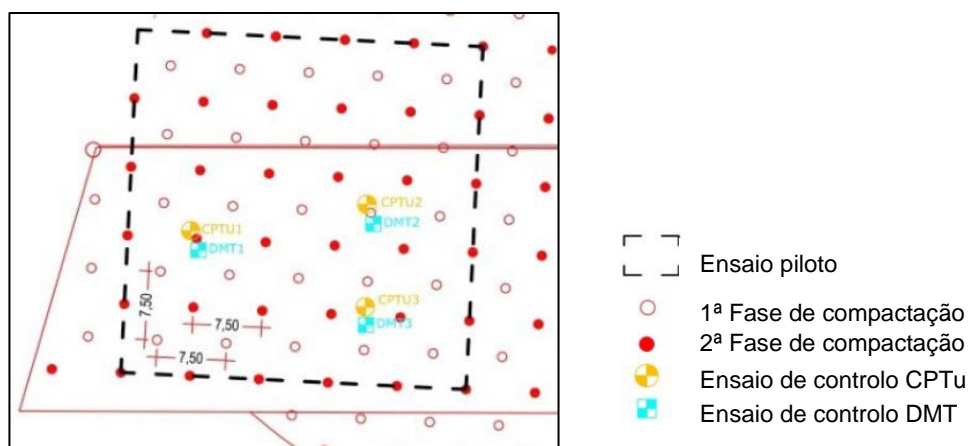


Figura 5.4 - Localização dos ensaios de campo, CPT e DMT, na primeira e segunda fase dos trabalhos de compactação dinâmica (Kurek e Bałachowski, 2013).

5.4. Profundidade de melhoramento

Como se explicou no Capítulo 3, a profundidade de melhoramento pode ser definida como a máxima profundidade de melhoramento no qual a compactação dinâmica teve influência. Optou-se pela da equação (3.6) proposta por Lukas em 1986, devido ao facto de apresentar valores mais conservativos (Hamidi, 2014). Neste caso e usando a equação (3.6) pode-se calcular da seguinte forma a profundidade de melhoramento:

$$D = n\sqrt{WH} \Leftrightarrow D = 0.5\sqrt{18 \times 18} \Leftrightarrow D = 9 \text{ m} \quad (5.1)$$

5.5. Energia aplicada

A energia total aplicada (AE_{total}) pode ser calculada através da seguinte equação:

$$AE_{Total} = \frac{N_d \cdot W \cdot H \cdot g \cdot N_p}{A_e} = \frac{13 \times 18 \times 18 \times 9.8 \times 2}{7.5^2} = 1468 \text{ kJ/m}^2 \quad (5.2)$$

Tabela 5.1 - Dados relativos aos trabalhos de compactação.

N_d	N_p	W (ton)	H (m)	A_e (m ²)	s (m)	g (m/s ²)
13	2	18	18	56.3	7.5	9.8

A quantidade de energia aplicada durante o processo de compactação dinâmica foi de aproximadamente 1500 kJ/m².

5.6. Resultados dos ensaios antes e depois da compactação

Em relação aos ensaios *in-situ* utilizou-se o DMT com o propósito de caracterizar o comportamento do solo antes e após a aplicação da compactação dinâmica. As sondagens de CPTu complementadas com o DMT permitiram caracterizar e definir a estratigrafia do solo, através de correlações empíricas, facilitando na identificação do tipo de solo e da rigidez do mesmo. Como foi fundamentado anteriormente, não se fará qualquer uso dos resultados provenientes CPTu para este caso.

Na Tabela 5.2 estão representados alguns parâmetros que se calcularam a partir dos resultados do DMT. É relevante aludir ao facto de K_{DMT} e E_d diminuírem após a compactação. O mesmo já não sucede no índice de comportamento do solo, que diminui após a compactação dinâmica. Este fenómeno pode ser elucidado através da equação (3.21), mais especificamente em relação à pressão

p_0 e p_1 . Ao analisar-se os resultados concluiu-se que após a compactação dinâmica o aumento da pressão p_0 é maior que o aumento da pressão p_1 .

Tabela 5.2 - Tabelas dos valores do DMT na fase de pré e pós a compactação.

Pré-compactação						
Camada	Z (m)	I_{DMT}	K_{DMT}	M_{DMT} (MPa)	RM	E_D (MPa)
A	1	8	6	70	2.06	34.04
	1.5	7	6	83	2.06	40.36
B	2	5.5	4	49	1.70	28.75
	2.5	9	2	39	1.10	35.39
	3	9	1.7	32	0.96	33.30
	3.5	15	1.2	25	0.85	29.41
	4	9	1.7	39	0.96	40.59
	4.5	7	2.2	42	1.18	35.45
	5	4.8	2.3	35	1.22	28.61
D	5.5	5.5	1.9	33	1.06	31.21
	6	8	1.5	33	0.85	38.72

Pós-compactação						
Camada	Z (m)	I_{DMT}	K_{DMT}	M_{DMT} (MPa)	RM	E_D (MPa)
A	0.8	4.7	9	65	2.41	26.99
	1.3	3.2	11	75	2.58	29.04
B	1.8	6.5	6	90	2.06	43.77
	2.3	5.8	7	120	2.19	54.79
	2.8	6.8	4.5	90	1.81	49.82
	3.3	6.2	4.4	90	1.79	50.37
	3.8	7.4	4.5	130	1.81	71.97
	4.3	5.5	5	115	1.90	60.59
	4.8	5.3	4.3	105	1.77	59.42
D	5.3	4.8	5.8	170	2.03	83.87
	5.8	4.2	5.9	155	2.04	75.92

Após a aplicação da compactação dinâmica notou-se um aumento do índice de tensão lateral no solo, K_{DMT} , Figura 5.5. Este aumento pode ser expresso através do módulo dilatométrico, E_D , Figura 5.6.

Os resultados da pré e pós-compactação do DMT são exibidos na Figura 5.5, onde se representou o índice de comportamento do solo do dilatômetro em função da profundidade, e na Figura 5.6, onde se representou o índice de tensão lateral do dilatômetro em função da profundidade. Observa-se que o índice de comportamento do solo I_{DMT} tem valores similares à profundidade 2 m e 5 m na fase de pré e pós compactação. Embora se observe uma alteração no índice de comportamento do solo I_{DMT} o tipo

de solo mantém-se o mesmo. Uma explicação para este comportamento é o facto de o comportamento do solo ser em grande parte influenciado pelo grau de compactação.

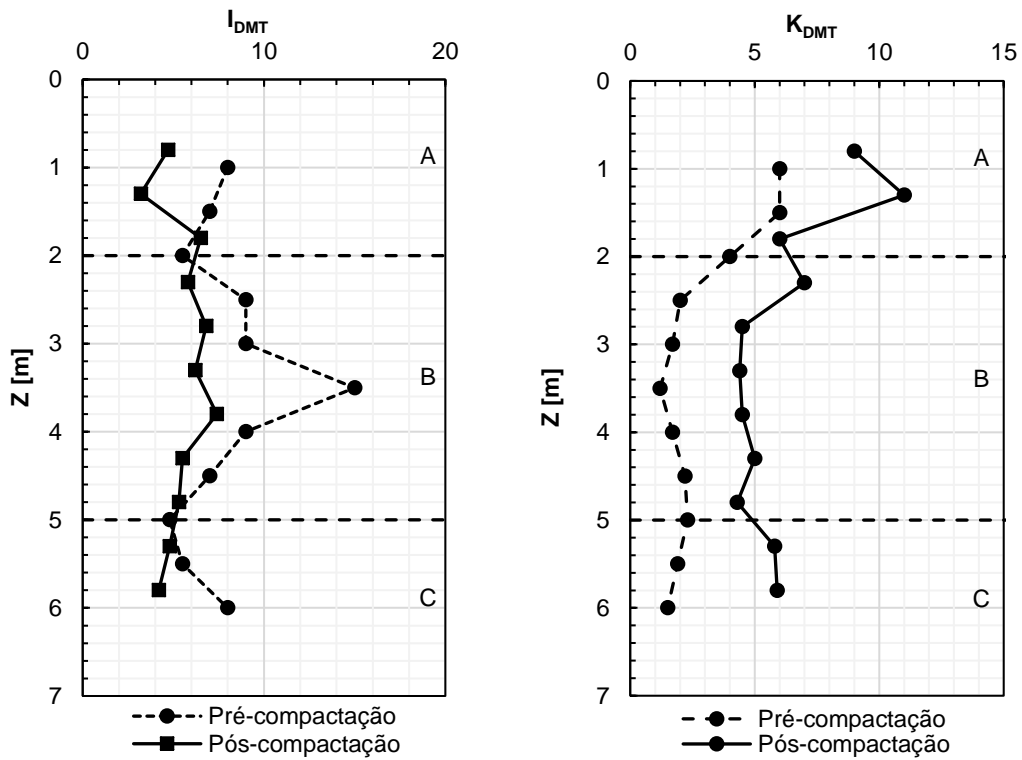


Figura 5.5 - Resultados do índice de comportamento do solo (à esquerda) e do índice de tensão lateral (à direita)

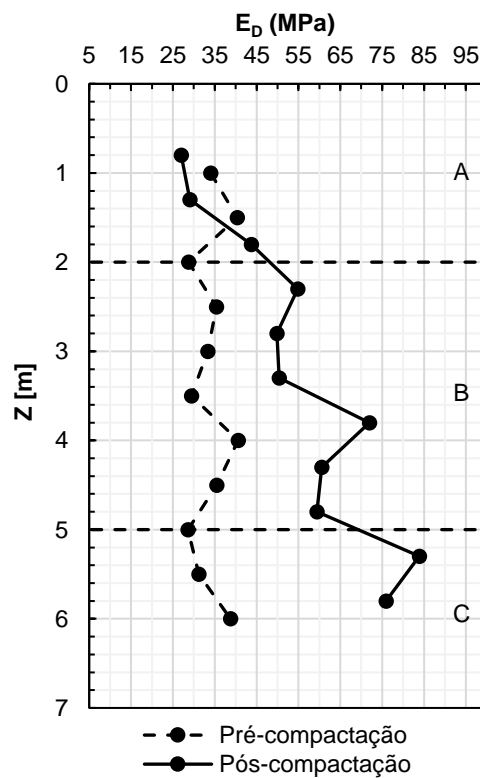


Figura 5.6 - Resultados do módulo dilatométrico do DMT (Kurek e Bałachowski, 2013)

5.7. Classificação e caracterização dos solos

A classificação das camadas de solo foi possível recorrendo ao diagrama de Marchetti e Crapps, demonstrado na Figura 5.7. No diagrama verificou-se que, após a compactação dinâmica e em todas as camadas, o índice de comportamento do solo I_d diminui e o módulo dilatométrico E_d aumenta, alterando o comportamento do solo para a zona de camadas de areia mais rígidas e compactas. A partir da análise do diagrama delimitou-se o solo em três camadas, camada A, camada B e camada C. Em relação ao tipo de solo as três camadas identificaram-se como sendo areias. O que vai distingui-las entre si é a rigidez de cada uma delas. Começando pela camada superficial A e a camada C, caracterizam-se ambas como sendo areias de rigidez intermédia; a camada B, profundidade da camada situada entre 2 m e 5 m, é uma camada que se distingue das outras duas pois é a única que se pode classificar como sendo uma areia de baixa rigidez.

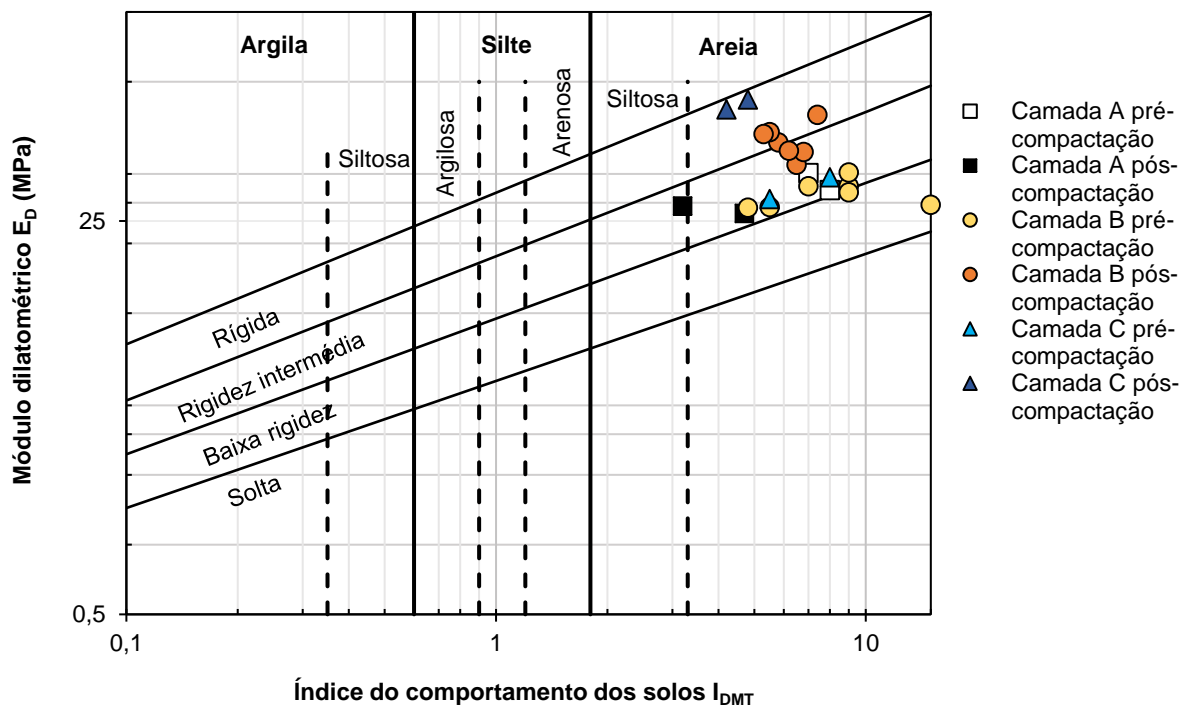


Figura 5.7 - Identificação dos solos a partir do DMT (adaptado de Marchetti e Crapps, 1981).

5.8. Conclusão

A partir da equação de Marchetti (1997), equação (3.27), deduziu-se o ângulo de resistência ao corte a partir do índice de tensão lateral K_{DMT} . Observou-se que na camada B foi onde houve um maior aumento de 7.5° do ângulo de resistência ao corte. Esse aumento também se refletiu no gráfico do índice de melhoramento, Figura 5.8, com um índice máximo de 2.7 e 2.9 respetivamente. A camada A

foi onde se verificou um menor aumento do ângulo de resistência ao corte e menor índice de melhoria pela mesma razão que a camada superficial do caso de estudo 1, esta camada está em contacto direto com ações externas que provocaram um aumento do seu grau de compactação. Observou-se uma maior percentagem de finos na camada de areia B, entre os 2 e os 5 m de profundidade. Foi também nessa camada que se observou o menor índice de melhoria, 0.5 e 0.9, respetivamente. À profundidade de 2.5 m e 3.5 m foi onde se observou a menor percentagem de finos e o maior o índice de melhoria, que resultou no valor final de 2.5. Em relação à camada C o melhoramento foi mais significativo à profundidade de 6 m, com um índice de melhoramento de 3 contendo 0 por cento de finos.

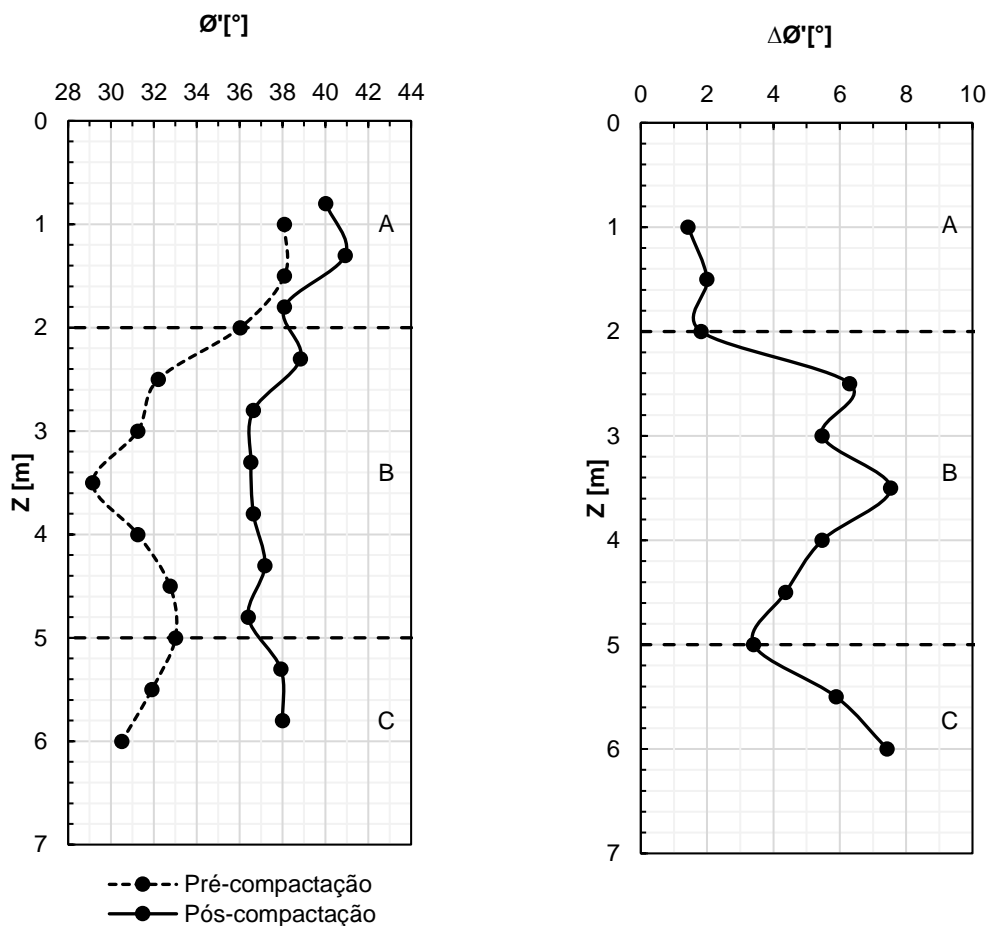


Figura 5.8 - Comparação dos ângulos de resistência ao corte na fase de pré e pós compactação (à esquerda) e da evolução do ângulo de resistência ao corte (à direita).

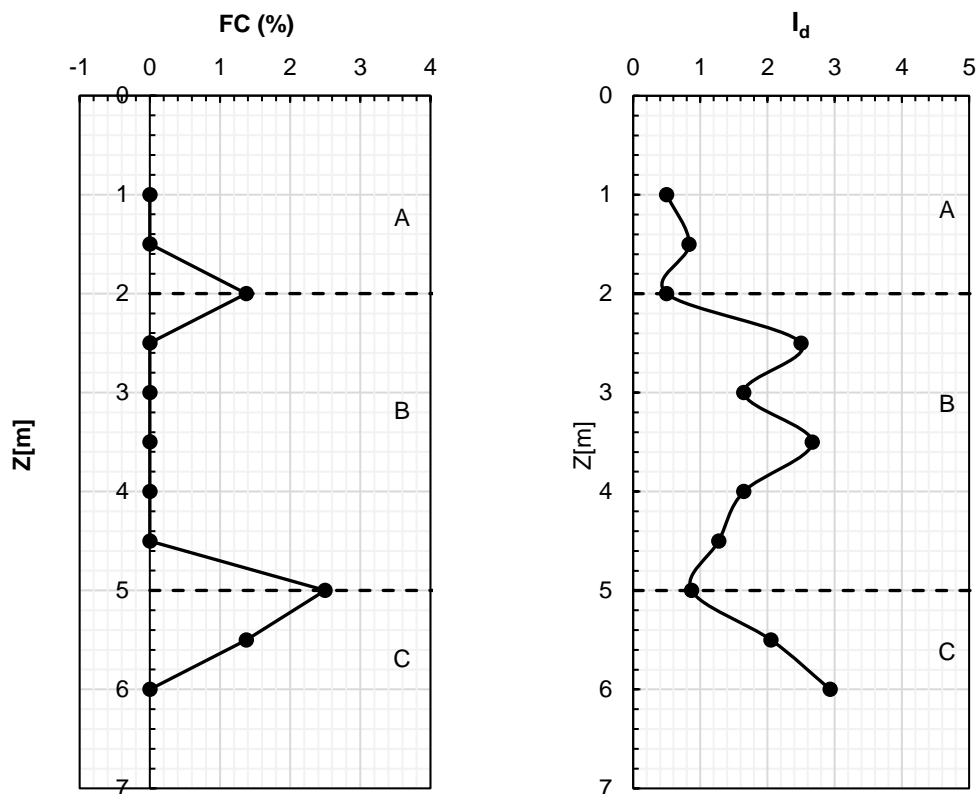


Figura 5.9 - Conteúdo de finos (à esquerda) e Índice de melhoramento do solo (à direita).

5.9. Discussão e comparação de resultados

5.9.1. Profundidade máxima de melhoramento vs. energia libertada

Na Figura 5.10 e Tabela 3.1, como se constatou anteriormente para o caso de estudo 1 seria correto ter considerado 0.3 para o valor de n . Para este caso de estudo 2 pôde-se estipular um n mínimo de 0.4. O facto de o DMT só ter fornecido informação até à profundidade de 6 m não permite ter uma noção até que profundidade ocorreu o melhoramento visto que a partir dos 6 m o índice de melhoramento continuava a aumentar. Mas prevê-se que o valor da profundidade de melhoramento alcançasse os 9 m visto as camadas de solo se caracterizarem por terem uma percentagem de conteúdo de finos muito baixos.

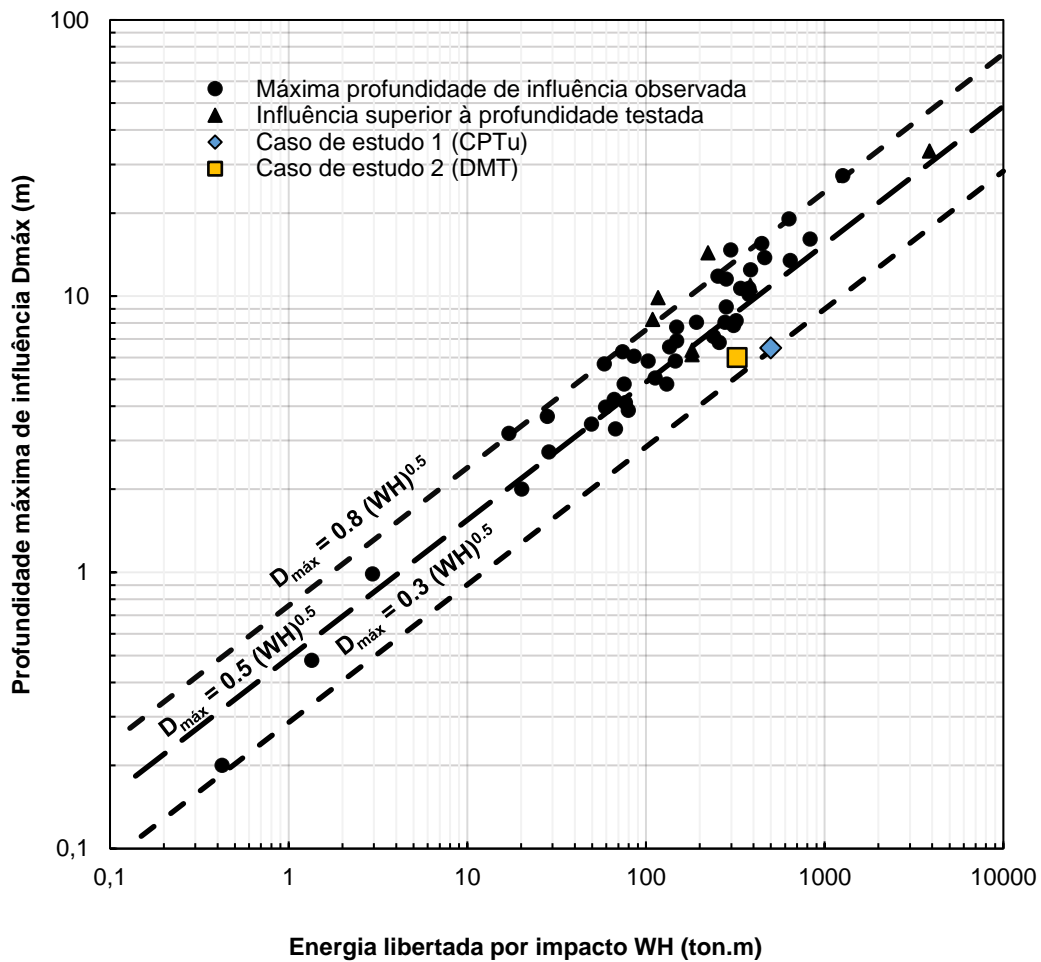


Figura 5.10 - Relação entre a profundidade máxima de melhoria e a energia libertada por impacto; resultados referentes ao caso de estudo 1 e 2 (adaptado de Mayne *et al.*, 1984).

5.9.2. Correlação entre o DMT e CPT

O coeficiente de impulso em repouso (K_0) deduziu-se através do valor de K_{DMT} do DMT e do valor de q_c do CPT. A equação (5.3) foi proposta por Baldi *et al* (1986) e é válida para areias envelhecidas:

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - 0.005 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (5.3)$$

A partir da mesma equação e com os valores de K_0 , K_{DMT} e σ'_{v0} calcularam-se as resistências de ponta de ponta q_c expostas na Tabela 5.3:

Tabela 5.3 - Valores de q_c após a compactação.

Z (m)	k_0	$\sigma'v_0$ (kPa)	K_{DMT}	q_c (MPa)
1	0.36	18.0	9	3.28
1.5	0.34	27.0	11	6.05
2	0.38	36.0	6	4.22
2.5	0.37	45.0	7	6.26
3	0.40	54.0	4.5	4.50
3.5	0.40	59.1	4.4	4.79
4	0.40	63.2	4.5	5.27
4.5	0.40	67.3	5	6.38
5	0.41	71.4	4.3	5.62
5.5	0.39	75.5	5.8	8.52
6	0.38	79.6	5.9	9.16

5.9.3. Resistência de ponta vs. energia aplicada

Utilizou-se o valor da energia aplicada para relacionar com os valores da resistência de ponta final q_c . Comparam-se esses valores com resultados recolhidos em campo provenientes de diversos projetos de compactação. Na Figura 5.11 além dos valores da resistência de ponta q_c referente a três camadas de areia do caso de estudo 1, adicionaram-se os valores alcançados da resistência de ponta q_c , das camadas B e C do caso de estudo 2. Na camada C foi onde se observaram os melhores resultados, com um q_c de 9.16 MPa, ultrapassando a melhoria estimada de 8.3 MPa. É possível observar que o valor do melhoramento de q_c obtido na camada C do caso de estudo 2 ultrapassa a linha de tendência. Este resultado é explicado pela boa adequabilidade do solo perante esta técnica de melhoramento.

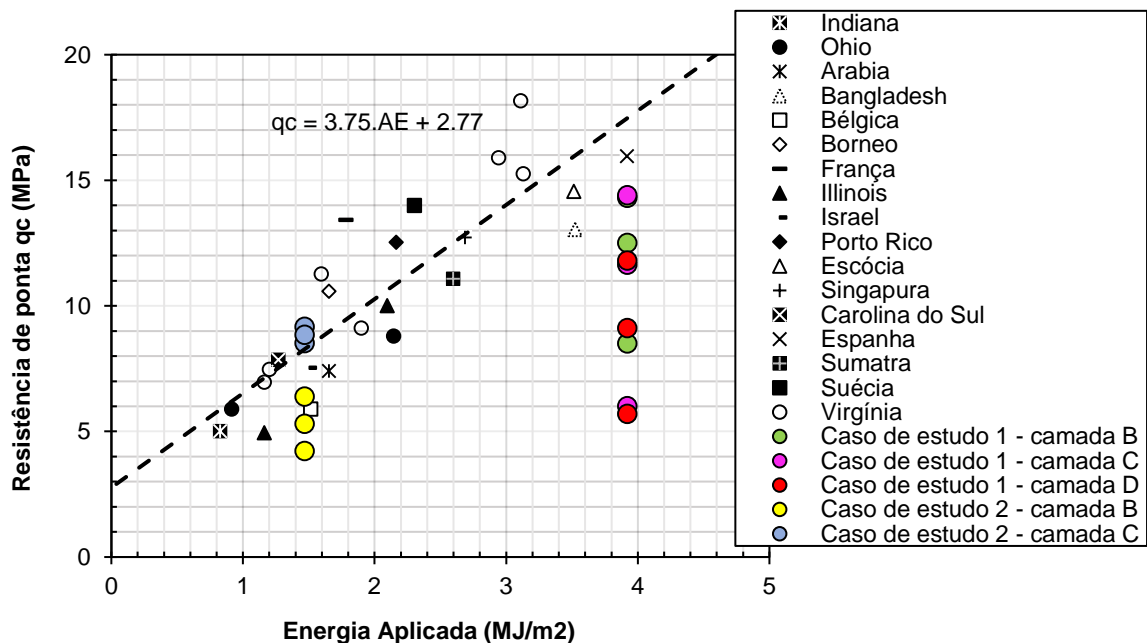


Figura 5.11 - Relação entre o q_c e a energia aplicada; comparação com os resultados do caso de estudo 1 (adaptado de Lukas, 1995).

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. Conclusões

Esta dissertação focou-se essencialmente na elaboração de um documento de aplicação prática para auxiliar nas bases de qualquer projeto de compactação dinâmica tanto no seu dimensionamento como no seu planeamento. Visto ser escassa a informação relativa a esta técnica de melhoramento em Portugal, esta dissertação auxiliará como guia para futuros projetos de melhoramento do solo. A opção seguida em várias situações, e porque se pretendia um documento centrado em aspetos práticos, foi de fornecer ao leitor as referências bibliográficas para consulta de informação detalhada adicional sobre cada assunto. Ao longo deste trabalho concluiu-se que a técnica de compactação dinâmica é uma técnica de melhoramento do solo com imensas potencialidades ao nível de melhoramento das características mecânicas de solos granulares.

O trabalho dividiu-se em 6 capítulos, no Capítulo 1 fez-se uma introdução à técnica e à organização da dissertação, e no Capítulo 2 fez-se uma breve descrição histórica, exposição da aplicabilidade da técnica e enumeração do equipamento normalmente associado a projetos de compactação dinâmica.

Ao longo do Capítulo 3, procurou-se elaborar uma compilação dos passos a seguir para o dimensionamento de um projeto de compactação dinâmica e uma breve explicação de alguns dos ensaios de campo utilizados para controlo da qualidade do solo. Como qualquer técnica de melhoramento de solo, a compactação dinâmica exige um bom controlo de qualidade durante a sua execução, principalmente durante a fase de pré compactação e pós compactação. Estas duas fases são as fases onde se devem prestar maior atenção para a obtenção de resultados e também para o correto dimensionamento do projeto.

Posteriormente, nos Capítulos 4 e 5, analisaram-se dois casos de estudo que permitiram ganhar uma perceção das várias capacidades desta técnica, mas também uma noção das suas limitações. Para o caso de estudo 1 pôde-se comprovar que, através dos resultados alcançados, a compactação dinâmica pode densificar o solo provocando uma diminuição das pressões intersticiais (u_2) e um aumento da resistência de ponta (q_c) e resistência lateral (f_s) dos solos. Este aumento verificou-se com maior intensidade entre 1/3 e 2/3 da profundidade máxima de melhoramento. No entanto, pôde-se apurar que em algumas camadas praticamente não ocorreram alterações nos valores da resistência de ponta e resistência lateral. Uma possível causa foi o facto de, ao longo da profundidade, existirem camadas de solo fino, ou seja, solos com comportamento não drenado. Outra causa provável está relacionada com a presença de uma camada superficial com uma elevada densidade relativa que pode ter levado à absorção de grande parte da energia de impacto destinada à densificação das camadas de solo subjacentes.

Em relação ao caso de estudo 2 foram utilizados para controlo de qualidade os resultados do CPTu e DMT, mas após algum tratamento e análise dos resultados chegou-se à conclusão que existia alguma incoerência entre resultados do CPTu fornecidos pelos autores do artigo. Observou-se uma

discordância entre os resultados da resistência de ponta normalizada e a razão de atrito normalizado. Desprezaram-se então os resultados referentes ao CPTu passando o DMT a ter um papel preponderante para a análise e validação do tratamento do caso de estudo 2.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Na presente dissertação, os objetivos propostos foram cumpridos. As sugestões para pesquisas futuras apresentadas são limitadas pela experiência do autor. Como linhas de desenvolvimento futuro e contribuição para o estudo deste tipo de técnica de melhoramento seria uma sugestão interessante a aplicação desta técnica com maior regularidade ao longo do território português. Ao mesmo tempo seria importante contribuir para a continuidade da investigação desta técnica de melhoramento e da sua utilização prática com base em resultados provenientes de projetos realizados em território português e na difusão desses mesmos resultados para a comunidade científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., e Pasqualini, E. (1986). *Flat dilatometer tests in calibration chambers*. Paper presented at the Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering.
- Communication Department of Menard. (2007). *Menard - Half a Century of History*, M. à. Tours (Ed.)
- De Mello, V.F. (1971). *The standard penetration test*. Paper presented at the Proceedings of the 4th PanAmerican conference on soil mechanics and foundation engineering.
- Dove, J.E., Boxill, L.E., e Jarrett, J.B. (2000). A CPT-based index for evaluating ground improvement *Advances in Grouting and Ground Modification* (pp. 296-310).
- Gambin, M.P. (1983). 8th European Conf. on Soil Mech. & Found. Eng *The Menard Dynamic Consolidation at Nice Airport*. Helsinki.
- Hamidi, B. (2014). *Distinguished ground improvement projects by dynamic compaction or dynamic replacement* (Doctoral dissertation).
- Hamidi, B., Nikraz, H., e Varaksin, S. (2010a). *Application of dynamic compaction in port of Ras Laffan expansion project*. Paper presented at the Proceedings of the 6th Australasian Congress on Applied Mechanics.
- Hamidi, B., Nikraz, H., e Varaksin, S. (2010b). Implementation of Optimized Soil Improvement Techniques for a Giga Project *Ground Improvement and Geosynthetics* (pp. 87-92).
- Hamidi, B., Varaksin, S., e Nikraz, H. (2011). Dynamic Compaction for Treating Millions of Square Meters of Sand, *Proceedings of the International Conference on Advances in Geotechnical Engineering* (pp. 475-480): Australian Geomechanics Society.
- Han, J. (2015). *Principles and practice of ground improvement*. John Wiley & Sons, *3rd International Conference on the Flat Dilatometer*.
- Jefferies, M.G., e Davies, M.P. (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N 60. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 16, No. 4, 458-468.
- Kopf, F., Paulmichl, I., e Adam, D. (2010). Research to Design in European Practice *Modelling and Simulation of Heavy Tamping Dynamic Response of the Ground*. Bratislava, Eslováquia.

- Kozompolis, A.V., Vettas, P., e Chlimintzas, G. (2013). Dynamic Compaction in Loose Granular Deposits; A Comparison Between Results from Conventional and Recent Improvement Methods.
- Ku, C.S., e Juang, C.H. (2010). CPTU characteristics and liquefaction resistance of reclaimed land by dynamic compaction. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, 121-128.
- Ku, C.S., e Juang, C.H. (2011). Variation of CPTU parameters and liquefaction potential at a reclaimed land induced by dynamic compaction. *Journal of GeoEngineering*, 6(2), 89-98.
- Kulhawy, F.H., e Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Retrieved from Cornell Univ.Palo Alto, CA (USA), Ithaca, NY (USA).
- Kurek, N., e Bałachowski, L. (2013). CPTU/DMT Control of Heavy Tamping Compaction of Sands.
- Leonards, G. A., Cutter, W. A., e Holtz, R. D. (1980). Dynamic compaction of granular soils. *ASCE, J. Geotech. Eng.*, 106, 35-44.
- Leonards, G.A., e Frost, J.D. (1988). Settlements of Shallow Foundations on Granular Soils. *ASCE Jnl GE, Vol. 114, No.7*, 791-809.
- Lukas, R.G. (1980). Densification of loose deposits by pounding. *ASCE, J. Geotech. Eng.*, 106 (104), 435-446.
- Lukas, R.G. (1986). *Dynamic Compaction for Highway Construction*: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Lukas, R.G. (1995). *Geotechnical Engineering Circular No. 1*. Estados Unidos: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Lunne, T., Robertson, P., e Powell, J. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. *Blackie Academic and Professional, London*.
- Luongo, V. (1992). *Dynamic compaction: Predicting depth of improvement* (Vol. 2): Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics; ASCE Geotechnical Special Publication No. 30.
- Mackiewicz, S., e Camp, I., WM. (2007). Ground modification: how much improvement? *Soil Improvement* (pp. 1-9).

- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106(ASCE 15290).
- Marchetti, S. (1997). *The flat dilatometer: design applications*. Paper presented at the Proc. Third International Geotechnical Engineering Conference, Keynote lecture, Cairo University.
- Marchetti, S., e Crapps, D.K. (1981). *Flat Dilatometer Manual*: G.P.E. Incorporated.
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., e Calabrese, M. (2001). *The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations ISSMGE TC16 Report; Bali: Proc: Insitu*.
- Mayne, P.W., Jones Jr, J.S., e Dumas, J.C. (1984). Ground response to dynamic compaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(6), 757 - 774.
- Menard, L., e Broise, Y. (1975). Theoretical and practical aspect of dynamic consolidation. *Geotechnique*, 25(1), 3 - 18.
- Meyerhof, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. *Geotech. Eng. Div. Am. Soc. of Civ. Eng., No. 102(3)*, 195 - 228.
- Meyerhof, G.G. (1959). Compaction of Sand and Bearing Capacity of Piles. *Journal Soil Mech. and Fdn. Eng. Div.*, Proceedings ASCE, Vol. 85, No. SM6
- Mitchell, J.M., e Jardine, F.M. (2002). *A guide to ground treatment (Vol. 573)*: CIRIA London.
- Moseley, M.P., e Kirsch, K. (2004). *Ground improvement*. CRC Press.
- Nashed, R. (2006). *Liquefaction mitigation of silty soils using dynamic compaction* (Doctoral dissertation), University at Buffalo, Buffalo, NY.
- Oshima, A., e Takada, N. (1998). Evaluation of Compacted Area of Heavy Tamping by Cone Point Resistance. *Proc. Int. Conf. Centrifuge 98., Kimura, Kusakabe, and Takemurs, eds., Balkema, Rotterdam*.
- Robertson, P. (2009). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337-1355.
- Robertson, P., e Cabal, K. (2012). Guide to Cone Penetration Testing, Greg Drilling & Testing. *INC. Corporate Headquarters, Signal Hill, California*.

- Robertson, P., e Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.
- Robertson, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 151-158.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., e Greig, J. (1986). Use of Piezometer Cone data. *In-Situ'86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering, GSP 6, ASCE, Reston, VA, Specialty Publication*, 1263-1280.
- Rollins, K.M., e Kim, J. (2010). Dynamic compaction of collapsible soils based on US case histories. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(9), 1178-1186.
- Skempton, A.W. (1986). Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. In *Geotechnique* (Ed.), (pp. 425 - 447).
- Varaksin, S. (1981). Recent development in soil improvement techniques and their practical applications. In *S. Soils* (Ed.), (pp. 38 - 39, 37 - 32).
- Varaksin, S., e Racinais, J. (2009). Etude Des Paramètres D'application de la Consolidation Dynamique et de ses Techniques Dérivées. *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2407 - 2410.