

**UMA CONTRIBUIÇÃO PARA A
DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES
FÍSICAS E MECÂNICAS DE MATERIAIS
GRANULARES COMPACTOS, COM
RECURSO A PENETRÓMETRO DINÂMICO
LIGEIRO**

TELMA CARREIRA PEREIRA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos Meus Pais, Jaime e Eulália e,
À minha Querida e Sempre Irmã Sónia.

O valor das coisas não está no tempo que elas duram, mas na intensidade com que acontecem. Por isso, existem momentos inesquecíveis, coisas inexplicáveis e pessoas incomparáveis.

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho de dissertação foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), sob a orientação do Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato.

Agradeço à Geocontrole S.A. a disponibilização de informação relativa aos trabalhos de prospecção realizados sobre plataformas ferroviárias, no contexto da sua reabilitação e modernização.

À REFER pela autorização para a publicação de dados obtidos no âmbito da caracterização de plataformas ferroviárias.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia que apoiou financeiramente parte deste trabalho, no âmbito do projecto PTDC/ECM/70571/2006 – “Optimização de vias ferroviárias de alta velocidade mediante o uso de sub-balastro betuminoso”.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) pela possibilidade que me deu de colaborar na análise de alguns dos resultados obtidos no âmbito do Projecto anteriormente referido.

À GALP pelo apoio financeiro na construção do modelo físico onde foram realizados alguns dos ensaios cujos resultados são apresentados neste trabalho.

Agradeço ao Técnico Profissional Especialista Rui Miguel Ribeiro Coelho pela sua colaboração nos ensaios de campo e de laboratório, sempre com empenho e dedicação. Igual agradecimento à Eng^a Ana Filipa pela disponibilidade e pela informação cedida, ao longo da construção do modelo físico.

O meu último agradecimento será dedicado à minha família, pelo apoio incondicional e sobretudo, pelo que sacrificaram em prol deste trabalho. Agradeço assim a todos os que me acompanharam, mas em especial a uma querida amiga, Maria, por mais um dos apoios sem fim e pela paciência sem limites que teve comigo.

RESUMO

Actualmente, os estudos de reabilitação de infra-estruturas antigas, a avaliação das condições de fundação das obras novas e o controlo de qualidade dos aterros estruturais e das camadas de apoio das infra-estruturas de transporte baseiam-se, cada vez mais, nos resultados dos ensaios realizados “in situ”.

O uso de métodos baseados em ensaios de penetração dos terrenos para avaliar as suas características constitui uma prática antiga. Diversos autores têm-se referido ao elevado potencial do Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (*Dynamic Probing Light* - DPL) quando aplicado no âmbito das infra-estruturas de transporte, nomeadamente no controlo de compactação das camadas, na avaliação da resistência à penetração de solos “in situ”, na detecção de solos com potencial risco de colapso, no zonamento de fundações e na estimativa do módulo de deformabilidade de camadas.

Neste trabalho apresentam-se alguns dos métodos que actualmente são utilizados no âmbito da caracterização das camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transporte.

Referem-se as principais vantagens associadas à utilização do DPL como método de caracterização de terrenos “in situ” e de camadas compactadas.

São analisados os resultados de alguns estudos realizados por outros autores e são apresentadas as propostas publicadas no decurso desses trabalhos, que visam relacionar os resultados do DPL com outras grandezas.

Desenvolvem-se investigações no sentido de perceber até que ponto o DPL se constitui como um método apropriado para estimar algumas propriedades dos solos. Para tal, recolheram-se e analisaram-se dados que foram obtidos no âmbito da caracterização geotécnica de plataformas ferroviárias antigas em serviço e realizaram-se ensaios num modelo físico construído em laboratório.

A partir dos estudos realizados foi possível propor algumas correlações de interesse prático, no contexto de estimativa de algumas propriedades importantes do solo, a partir dos resultados do DPL que são determinadas por outros métodos, no âmbito da caracterização e dimensionamento das camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transporte.

Conclui-se que pelo facto de algumas das correlações apresentadas serem relativamente satisfatórias, o DPL pode implantar-se como sendo um método complementar quando as vantagens deste equipamento sejam relevantes em relação a outras práticas de ensaio.

PALAVRAS-CHAVE: PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO; COMPACTAÇÃO; DEFORMABILIDADE.

ABSTRACT

Nowadays, studies of rehabilitation of old infrastructures, evaluation of subgrade conditions of new works and quality control of structural fills and support layers of transportation infrastructures are based, each time more, in the results of “in situ” tests.

The use of methods based in terrains penetration tests to evaluate their characteristics is an ancient practice. Many authors refer the high potential of the Dynamic Probing Light – DPL – when applied to the transportation infrastructures, namely in the layers compaction control, in the evaluation of penetration resistance of “in situ” soils, in the detection of soils with potential collapse risk, in the foundation zoning and in the estimation of the layers deformation modulus.

In this work, it is presented some of the methods that are used nowadays to characterize foundation and support layers of transportation infrastructures.

It is also referred the main advantages associated with the use of DPL as a method to characterize, “in situ”, the terrain and compacted layers.

Some results from other studies by other authors are analyzed and the proposals coming from those studies are presented, in order to link the DPL results with other unit magnitudes.

There was also some research developed, in order to understand in what way DPL can be one method to evaluate some soil properties. For that, data from geotechnical characterization of old railway platforms was collected and tests were made in a physical model built in laboratory.

Starting in the studies made, it was possible to propose some correlations of practical interest, in the context of estimating some important soil properties, starting in the DPL results that are determined by other methods, in the scope of characterization and project of the support layers and the foundation of transportation infrastructures.

As a conclusion it can be said that, due to the fact that some of the correlations presented being relatively satisfactory, DPL can be implemented as a complementary method when the advantages of this method be relevant in relation to other test practices.

KEY WORDS: DYNAMIC PROBING LIGHT; COMPACTION; DEFORMABILITY.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO.....	1
1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	2
2. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODOS USADOS NA CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E ESTRUTURAS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	6
2.2.1 PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO	6
2.2.2 STANDARD PENETRATION TESTING (SPT).....	10
2.3 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA	12
2.3.1 CONE PENETRATION TEST (CPT E CPTU)	12
2.4 PLATE LOAD TEST (PLT).....	14
2.5 CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR).....	16
2.6 ENSAIOS COM DEFLECTÓMETROS DE IMPACTO	17
2.6.1 DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO PESADO.....	17
2.6.2 DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO PORTÁTIL (DIP).....	18
2.7 GEOGAUGE	20
3. AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS FÍSICO-MECÂNICOS ATRAVÉS DE CORRELAÇÕES: DPL; CBR; ECP; LFWD E FWD.....	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2 CORRELAÇÕES ENTRE O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO DPL (I_{DPL}) E O ÍNDICE DE CBR.....	24
3.4. OUTRAS CORRELAÇÕES QUE ENVOLVEM O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO DPL.....	40

4. ANÁLISE DE ELEMENTOS OBTIDOS NO ÂMBITO DA CARACTERIZAÇÃO DE LINHAS FÉRREAS ANTIGAS	43
4.1 INTRODUÇÃO	43
4.2 APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO	45
4.2.1 TROÇO PINHAL NOVO – SETÚBAL (LINHA DO SUL)	47
4.2.2 TROÇO OVAR – GAIA (LINHA DO NORTE)	48
4.2.3 TROÇO ENTRONCAMENTO – SETIL (LINHA DO NORTE).....	49
4.2.4 TROÇO ALFARELOS E SECÇÕES ADJACENTES (LINHA DO NORTE).....	50
4.2.5 TROÇO ÉVORA – CASA BRANCA (LINHA DO ALENTEJO)	51
4.2.6 TROÇO DO RAMAL DA LOUSÃ	52
4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O ENSAIO DE CARGA EM PLACA	53
4.4 ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE DPL E A COMPACIDADE DOS SOLOS	56
4.5 ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DPL E O ÍNDICE CBR	57
4.6 ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DPL E O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (EV_2)	58
4.7 CONCLUSÕES	62
5. ESTUDOS EM MODELO FÍSICO PARA AVALIAR A RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO	63
5.1 INTRODUÇÃO	63
5.2 DESCRIÇÃO GERAL DA CONSTRUÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS.....	64
5.3 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS.....	68
5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O DPL E COM O DIP	69
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES	71
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	72
BIBLIOGRAFIA	73
ANEXO I	78
ANEXO II	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1: Ilustração do equipamento DPL (adaptado de Du Plessis et al., 2009).	8
Figura 2. 2: Curva DPL (adoptado de Alves, 2002).	9
Figura 2. 3: Diagrama estrutural (adoptado de Alves, 2002).	9
Figura 2. 4: Perfil de resistência à penetração obtido com o DPL, para diferentes níveis de compactação (adaptado de Reichert et al.).....	10
Figura 2. 5: Amostrador normalizado de Terzaghi (EC7, Parte 3, 1997).....	11
Figura 2. 6: Esquema de execução do ensaio SPT.	11
Figura 2. 7: Aspecto do equipamento do ensaio SPT (pilão automático e amostrador SPT - Terzaghi).	12
Figura 2. 8: Esquema de um penetrômetro estático (Eurocódigo 7-Parte 3).....	13
Figura 2. 9: Equipamento de execução do Ensaio de Carga em Placa (adaptado de Pestana, 2008).	15
Figura 2. 10: Imagem de execução do ECP numa via férrea em serviço (adaptado de Fortunato et al., 2009).....	15
Figura 2. 11: Exemplo duma curva de deflexão: típico resultado obtido do Ensaio de Carga em Placa (adaptado de Alshibli et al., 2005).	16
Figura 2. 12: Exemplo do equipamento usado para o ensaio CBR em laboratório.....	16
Figura 2. 13: Princípio de funcionamento do Deflectómetro de Impacto (FWD).....	17
Figura 2. 14: a) Equipamento do Deflectómetro de Impacto (FWD); b) Placa de carga; c) Geofones. (adaptado de Pestana, 2008)	18
Figura 2. 15: Representação da bacia de deformações gerada pela passagem do FWD (adaptada de Pestana, 2008).	18
Figura 2. 16: Descrição do equipamento FWD (adaptado de Pestana, 2008).	19
Figura 2. 17: Soil Stiffness Gauge (SSG): a) visor de resultados b) aspecto geral; c) aspecto do anel de carga (adaptado de Fortunato, 2005).....	20
Figura 2. 18: Princípio de funcionamento do GeoGauge (adaptado de Abu-Farsakh et al., 2005).....	20
Figura 3. 1: Representação gráfica das equações propostas por Sampson (1994).....	25
Figura 3. 2: Propostas de Fontes (2001): a) Amostras do Grupo 1; b) Amostras do Grupo 2.	26
Figura 3. 3: Curvas granulométricas das amostras (adaptado de Alves, 2002).	27
Figura 3. 4: a) Correlação entre IDPL (representado por DN) e CBR para solos: a) A-4; b) b) A-7-5; c) A-7-6; d) A-2-7 (adaptado de Alves, 2002).....	27
Figura 3. 5: Correlação entre IDPL e CBR (adaptado de Nazzal, 2003).	28
Figura 3. 6: Espessura da camada granular de reforço a colocar sobre a fundação, em função dos valores obtidos na fundação com o DPL e CBR (IDOT, 1982) (adaptado de Fortunato, 2005).....	28

Figura 3. 7: Correlação entre IDPL e CBR: a) George et al. (2007); b) comparação da proposta de George et al. (2007) com a de Gabr et al. (2000) (adaptado de International Journal of Pavement Engineering, 2007).	29
Figura 3. 8: Correlação entre o CBR e o módulo de deformabilidade: a) EG ; b) ELFWD (adaptado de Nazzal, 2003).	30
Figura 3.9: Relação entre o IDPL e o Módulo de Elasticidade para solos finos (adaptado de Peirre et al., 2007).....	34
Figura 3.10: Relação entre o IDPL e o Módulo de Elasticidade para materiais grosseiros (adaptado de Peirre et al., 2007).	34
Figura 3. 11: Relação entre resultados do DPL, determinados em versão automática (ADPL) e manual (MDPL) (George e Uddin, 2000) (adaptado de NCHRP, 2008).....	35
Figura 3. 12: Correlação entre MR e IDPL (George e Uddin, 2000) (adaptado de NCHRP, 2008).	35
Figura 3. 13: Correlação entre IDPL e: a) EEC <i>P</i> (i); b) EEC <i>P</i> (R2); c) MR,FWD (adaptado de Nazzal, 2003).	36
Figura 3. 14: Correlação entre IDPL e EG à profundidade de penetração 152 mm (adaptado de NCHRP, 2008).....	36
Figura 3. 15: Correlação entre IDPL e EG à profundidade de penetração 229 mm (adaptado de NCHRP, 2008).....	36
Figura 3. 16: Correlação: a) IDPL vs EG; b) IDPL vs ELFWD (adaptado de Abu-Farsakh et al. 2004).	37
Figura 3. 17: Correlação: a) IDPL vs. EPLT(i) (EV1); b) IDPL vs EPLT(R) (EV2) (adaptado de Abu-Farsakh et al. 2004).	37
Figura 3. 18: Correlação entre IDPL e ELFWD (adaptado de George et al., 2007).....	37
Figura 3. 19: Correlação entre IDPL e EV2: a) solos finos; b) solos granulares (adaptado de Fortunato et al., 2009).....	38
Figura 3. 20: Coeficiente de determinação obtido em função da profundidade para a qual é avaliado IDPL (adaptado de Fortunato et al., 2009).....	38
Figura 3. 21: Perfil do IDPL obtido em função da profundidade (adaptado de Fortunato et al., 2009). 39	
Figura 4. 1: Aspecto do Ensaio de Carga em Placa na caracterização de uma plataforma ferroviária em serviço (adaptado de Geocontrolo, 2004).....	45
Figura 4. 2: Ensaio pelo Método da Garrafa de Areia (adaptado de REFER E.P., 2001).....	46
Figura 4. 3: Aspecto da abertura de um poço na plataforma (adaptado de Geocontrolo, 2004).	46
Figura 4. 4: Localização geográfica do troço férreo entre Setúbal e Pinhal Novo (adaptado de REFER, 2010).	48
Figura 4. 5: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Pinhal Novo-Setúbal).	48
Figura 4. 6: Localização geográfica do troço férreo entre Ovar e Gaia (adaptado de REFER, 2010). 49	
Figura 4. 7: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Ovar-Gaia).	49

Figura 4. 8: Localização geográfica do troço férreo entre Entroncamento e Setil (adaptado de REFER, 2010).....	50
Figura 4. 9: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Entroncamento-Setil).....	50
Figura 4. 10: Localização geográfica da Estação de Alfarelos e secções adjacentes (adaptado de REFER, 2010).	50
Figura 4. 11: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Alfarelos e secções adjacentes).	51
Figura 4. 12: Pormenor do troço férreo entre Casa Branca e Évora (adaptado de REFER, 2010).....	51
Figura 4. 13: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Évora - Casa Branca).	52
Figura 4. 14: Mapa da rede férrea do Metro do Mondego.	52
Figura 4. 15: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Zona de Ramal da Lousã).....	53
Figura 4. 16: Divisão das amostras, em percentagem e em função da classificação AASTHO.	53
Figura 4. 17: Correlação entre EV1 e EV2.	55
Figura 4. 18: Percentagem de amostras dentro de cada intervalo de valores da razão entre EV2 e EV1.	55
Figura 4. 19: Curva que relaciona o índice DPL com a compacidade relativa.	57
Figura 4. 20: Curva que relaciona o índice CBR a 2,5 mm com o índice DCP.....	58
Figura 4. 21: Curva que relaciona o índice CBR a 5,0 mm com o índice DPL.	58
Figura 4. 22: Distribuição de amostras de acordo com a Especificação AASTHO.	59
Figura 4. 23: Relação entre IDPL600 e EV2, considerando o tipo de solos.....	60
Figura 4. 24: Distribuição de amostras em função do estado hídrico.	60
Figura 4. 25: Relação entre IDPL e EV2, considerando diversas propostas.	61
Figura 4. 26: Valores de R2 em função da profundidade.....	61
Figura 4. 27: Relação entre IDPL e EV2 e curva que melhor aproxima os valores obtidos.	62
Figura 5. 1: a) Planta das fossas; b) secção transversal tipo de cada modelo (adoptado de LNEC, 2010).....	64
Figura 5. 2: a) “Fossa” sem paredes de betão; b) “Fossa” com paredes envolventes de betão (adoptado de LNEC, 2010).....	65
Figura 5. 3: Ilustração do pórtico de reacção para realização de ensaios de carga (adoptado de LNEC, 2010).....	65
Figura 5. 4: Processo de compactação das camadas de solo.....	66
Figura 5. 5: Ilustração de etapas do Método da Garrafa de Areia.	66
Figura 5. 6: Ilustração do equipamento nuclear.	66

Figura 5. 7: Deflectómetro de Impacto Portátil (DIP).	67
Figura 5. 8: Ensaio com o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (DPL).	68
Figura 5. 9: Curvas granulométricas dos solos (adoptado de LNEC, 2010).	69
Figura 5. 10: Valores de R2 em função da profundidade de penetração do DPL.	69
Figura 5. 11: Relação entre IDPL600 e EDIP	70
Figura 5. 12: Relação entre IDPL700 e EDIP	70

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2. 1: Potencialidades do CPT e CPTU (Battaglio et al, 1986).....	14
Quadro 3. 1: Resumo de correlações entre IDPL e CBR.....	30
Quadro 3. 2: Resumo de correlações entre IDPL e CBR (continuação).....	31
Quadro 3. 3: Resumo de correlações entre IDPL e CBR (continuação).....	32
Quadro 3. 4: Relação entre o módulo de deformabilidade (E) e IDPL.....	39
Quadro 3. 5: Relação entre o módulo de deformabilidade (E) e IDPL (Continuação).....	40
Quadro 4. 1: Características do equipamento de penetração DPL.	47

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$I_{DPL,i}$ – índice de penetração à profundidade i [mm/golpe]

EV_i – módulo de deformabilidade equivalente obtido no ciclo i do ensaio de carga com placa [MPa]

γ_d – peso volúmico seco [g/cm³]

w – teor em água [%]

IP – índice de plasticidade [%]

w_L – limite de liquidez [%]

CBR – índice de California Bearing Ratio [%]

M_R – módulo reversível [MPa]

q_d – Resistência dinâmica [MPa]

DPL, DPM, DPH, DPSH - Ensaio com penetrômetros dinâmicos ligeiro, médio, pesado e super – pesado (ISSMGE - *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*)

ECP – Ensaio de Carga com Placa

LFWD – Light Falling Weight Deflectometer

DIP – Deflectômetro de Impacto Portátil

PDL – Penetrômetro Dinâmico Ligeiro

SPT – Standard Penetration Testing

CBR – California Bearing Ratio

CPT – Ensaio com o cone penetrômetro estático (cone holandês)

CPTU – Ensaio com o piezocone; CPTU

FWD - Falling Weight Deflectometer

END – Ensaio Não Destrutivo

1

INTRODUÇÃO**1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO**

A durabilidade, a estabilidade e o bom comportamento estrutural das obras de aterro, e das camadas de apoio das infra-estruturas de transporte, nomeadamente no que se refere à ausência de deformações significativas, devem ser as principais preocupações dos técnicos envolvidos no seu projecto, construção e manutenção.

De facto, as elevadas exigências de desempenho e os apertados requisitos de qualidade, como os que estão associados às modernas rodovias e vias férreas, exigem um apertado controlo das características destas estruturas.

Actualmente, os estudos de reabilitação de infra-estruturas antigas, a avaliação das condições de fundação das obras novas e o controlo de qualidade dos aterros estruturais e das camadas de apoio das infra-estruturas de transporte baseiam-se, cada vez mais, nos resultados dos ensaios realizados “in situ”.

A avaliação da compacidade dos terrenos e a determinação das suas características mecânicas têm vindo a ser realizadas através de aplicação de vários métodos. Alguns desses métodos constituem-se como referência, tendo em conta as grandezas que permitem determinar e a experiência acumulada que existe no meio técnico em relação aos resultados que deles é possível obter. Exemplo disso são o método da garrafa de areia para avaliação do peso volúmico dos solos “in situ” e o método do CBR (California Bearing Ratio) para avaliação da resistência à penetração.

No entanto, com o aumento dos conhecimentos no campo da engenharia, e com a evolução tecnológica, outros métodos de caracterização têm vindo a ser adoptados. Normalmente são métodos não invasivos e não destrutivos, dos quais resulta pouco, ou nenhum dano na estrutura. Alguns destes simulam mesmo condições de serviço da estrutura, aplicando solicitações (cargas ou deformações) semelhantes às que resultam da sua utilização.

Alguns desses métodos podem ser aplicados com o mínimo de perturbação à exploração das estruturas em serviço, e permitem obter diversas séries de valores de uma determinada grandeza, em épocas distintas, que podem ser comparados, com o objectivo de avaliar a evolução das características das estruturas.

Assim, alguns destes métodos apresentam vantagens significativas, relativamente ao conhecimento que permitem obter das estruturas, mas ainda assim evidenciam algumas dificuldades de utilização.

O uso de métodos baseados em ensaios de penetração dos terrenos para avaliar as suas características constitui uma prática antiga. Exemplo disso é o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (*Dynamic Probing Light - DPL*).

Diversos autores têm-se referido ao elevado potencial do DPL quando aplicado no âmbito das infra-estruturas de transporte, nomeadamente no controlo de compactação das camadas de base e/ou leito de pavimentos asfálticos, na avaliação da resistência à penetração de solos “in situ”, na detecção de solos com potencial risco de colapso, na identificação de locais onde é menor a resistência dos solos e na estimativa do módulo de deformabilidade de camadas (Berti, 2005; Espíndola. M.S., 2008; Fortunato et al. 2009).

O método do DPL, apesar de ser intrusivo, não causa danos significativos nem influencia a funcionalidade das camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transporte, pelo que pode ser considerado um método de ensaio não destrutivo.

Tratando-se de um ensaio relativamente simples, de baixo custo, rápido de executar, não requerendo mão-de-obra especializada e podendo ser realizado sem a necessidade de impor grandes restrições à exploração das estruturas em serviço e aos trabalhos de construção de obras novas, constitui uma forma interessante de caracterizar os terrenos “in situ” e as camadas de solo compactadas.

Neste trabalho serão analisados os resultados de alguns estudos realizados por outros autores e serão desenvolvidas investigações no sentido de perceber até que ponto o DPL se constitui como um método adequado para estimar algumas grandezas físicas e mecânicas importantes para a caracterização e dimensionamento das camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transporte

1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO

O principal objectivo do trabalho consiste em analisar a possibilidade de obter através do Penetrómetro Dinâmico Ligeiro características físicas e mecânicas que normalmente são utilizadas na avaliação do estado dos solos e no dimensionamento das camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transporte.

Para tal, desenvolveu-se uma pesquisa bibliográfica com o objectivo de analisar a investigação que tem sido produzida neste domínio, recolheram-se e analisaram-se dados que foram obtidos no âmbito da caracterização geotécnica de plataformas ferroviárias antigas em serviço e realizaram-se ensaios num modelo físico construído em laboratório.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste capítulo introdutório procura-se contextualizar o uso do método designado por Penetrómetro Dinâmico Ligeiro na avaliação do estado dos solos e da rigidez das camadas de apoio e de fundação das infra-estruturas de transporte. Para além disso, apresenta-se o principal objectivo que levou à realização deste trabalho.

No segundo capítulo são feitas algumas considerações sobre os diferentes métodos usados na caracterização de materiais e de camadas de infra-estruturas de transporte. Em particular, foram seleccionados aqueles cujos resultados da sua utilização têm vindo a ser correlacionados com os dados obtidos com o DPL.

No terceiro capítulo foi desenvolvida uma pesquisa bibliográfica no sentido de compilar as diversas propostas que têm sido publicadas por vários autores, para relacionar os resultados do DPL, nomeadamente o índice de penetração (I_{DPL}), com outras grandezas, nomeadamente o módulo de deformabilidade e o índice CBR.

No quarto capítulo utilizaram-se os dados obtidos no âmbito da caracterização de diversas plataformas ferroviárias antigas, para proceder a um estudo que tem como objectivo analisar a relação entre os resultados do DPL e outras grandezas, nomeadamente, a compacidade dos solos, o índice CBR e o módulo de deformabilidade medido no segundo ciclo de ensaio de carga em placa (EV_2). Após uma breve descrição das obras em causa e dos materiais ensaiados, procede-se à análise dos resultados e ao estabelecimento das leis que melhor relacionam as grandezas em estudo.

O capítulo quinto apresenta alguns dos estudos desenvolvidos no âmbito de um projecto de investigação em curso, durante o qual se acompanhou a compactação das camadas de solo de um modelo experimental construído em laboratório, e se realizaram ensaios com o objectivo de avaliar a relação entre os resultados do DPL e o módulo de deformabilidade obtido por um deflectómetro de impacto portátil.

Finalmente, e no último capítulo, é feito um resumo do trabalho realizado, referindo as principais conclusões obtidas, e apresentam-se perspectivas relativas ao desenvolvimento futuro nesta área.

2

ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODOS USADOS NA CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E ESTRUTURAS

2.1. INTRODUÇÃO

A avaliação das características das camadas de solo que compõem a fundação das estruturas no âmbito da Engenharia Civil, é efectuada com recurso a um vasto conjunto de ensaios, quer realizados em campo, quer em laboratório. Em particular, os ensaios de campo permitem testar os materiais nas suas condições “in situ”, permitindo obter resultados de forma relativamente rápida, económica e obviando os problemas relacionados com a extracção de amostras.

Os ensaios de campo podem ser caracterizados em função do estado final do local de ensaio, isto é, ensaios destrutivos ou não destrutivos. Ensaios não destrutivos (END) são ensaios que, como o próprio nome indica, após execução, não são identificados danos na estrutura que impeçam o seu bom e contínuo funcionamento. Naturalmente, estes são preferidos em relação aos destrutivos, principalmente em trabalhos de avaliação de obras já em período de exploração. Como principais vantagens dos END apontam-se: minimização de riscos, baixos custos e menor perturbação na exploração das estruturas.

A título de exemplo, refira-se os diversos métodos que têm sido utilizados para a realização de ensaios de carga não destrutivos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos e fundações de infra-estruturas de transporte (Fleming et al, 2000; Fortunato, 2005; Alves, 2007; Nageshwar Rao et al., 2008). Estes ensaios têm em comum o princípio de aplicação de uma carga à superfície e a medição das deformações associadas, em um ou vários pontos. No entanto, a experiência adquirida tem mostrado que os resultados obtidos com recurso a distintos métodos podem diferir muito entre si.

Uma referência especial deve ser feita aos deflectómetros de impacto, cujo princípio de funcionamento se baseia na aplicação de uma força de impulso numa placa circular, proporcionada pela queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores, e posteriormente na medição das deflexões resultantes na superfície ensaiada.

Estes equipamentos apresentam vantagens, quando comparados com o ensaio de carga estática com placa, pois permitem realizar ensaios de uma forma mais fácil e rápida, mobilizando menos meios, o que permite fazer um elevado número de ensaios com custos reduzidos, e, conseqüentemente, proceder a uma análise estatística dos resultados. Até há poucos anos os deflectómetros vinham sendo utilizados normalmente para a caracterização de pavimentos rodoviários e aeroportuários, havendo,

comparativamente, uma menor experiência na aplicação directa a camadas compactadas de solos ou agregados.

Por outro lado, existe uma ampla divulgação na utilização de equipamentos de penetração, quer estáticos, quer dinâmicos, para determinação de propriedades dos materiais e características das estruturas. Ao contrário dos métodos anteriormente referidos, os penetrómetros são intrusivos, provocando um dano na estrutura, embora, normalmente, com pouca expressão.

Os penetrómetros estáticos são normalmente equipamentos mais onerosos, mas em compensação são equipamentos tecnologicamente mais evoluídos, principalmente em versões automatizadas. Nestes, a penetração ocorre devido à pressão que se exerce contra o solo, ao contrário do que acontece nos penetrómetros dinâmicos, em que essa penetração se deve ao impacto de um peso que cai de uma determinada altura, em queda livre, sobre um mecanismo associado a uma ponteira (Stolf, 1991).

Em particular, o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (DPL- dynamic cone penetrometer) é um equipamento que se tem revelado interessante no âmbito da caracterização geotécnica, pois a resistência à penetração com ele obtida tem sido utilizada para estimar a compacidade de materiais, a sua deformabilidade e parâmetros resistentes. Este procedimento é bastante antigo, de custos reduzidos e de simples e rápida execução, quando comparado com outros.

Um outro ensaio que é de utilização generalizada, em particular no domínio das infra-estruturas de transporte, é o *California Bearing Ratio* (CBR). Trata-se também de um ensaio de penetração, do qual existe um grande historial de aplicação, e cujos resultados são utilizados na avaliação das características das camadas de fundação dos pavimentos.

No presente capítulo apresentam-se, de forma muito breve, para além do penetrómetro ligeiro, alguns tipos de métodos cujos resultados podem ser correlacionados com os obtidos por aquele método, nomeadamente tendo em conta algumas propostas apresentadas na bibliografia da especialidade e a análise feita a alguma informação obtida no âmbito deste estudo.

2.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

2.2.1 PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO

O ensaio de penetração dinâmica, conhecido internacionalmente por *Dynamic Probing Light* (DPL), foi proposto em 1956 por Scala, na Austrália (Ponce et al, 1991). O autor desenvolveu uma versão do DPL portátil e designou-o por *Scala Penetrómetro*. Desde então, a simplicidade e a mobilidade do equipamento promoveram a sua utilização, de forma generalizada, em todo o mundo. Este equipamento, que fornece uma indicação da resistência à penetração em função da profundidade, é de simples utilização e permite realizar ensaios de forma rápida e a baixo custo.

Em 1969, Van Vuuren, no Zimbábue, modificou o *Scala Penetrómetro* e encontrou uma correlação relativamente forte entre os resultados do DPL e os do ensaio CBR “in situ”. Em 1976, Kindermans empregou um equipamento similar nas investigações realizadas na Bélgica, e encontrou também uma boa correlação entre os resultados destes dois tipos de ensaio. Posteriormente, assistiu-se a uma elevada utilização do DPL por Kleyn *et al* (1982), na África do Sul, por Harison (1986) na Indonésia, e por Livneh e Isahai (1988) em Israel, entre outros.

Na África do Sul, desde 1973, o DPL tem sido largamente usado para medições rápidas da resistência dos solos “in situ” e em camadas de pavimentos, no âmbito das infra-estruturas rodoviárias.

Em Israel, os ensaios com o DPL tiveram início nos princípios da década de 80 do século XX, com vários trabalhos de investigação em solos e na avaliação da capacidade de suporte de pavimentos. A título de exemplo, este método foi utilizado na construção do Aeroporto de Ben Gurion. (Alves, 2002).

No Reino Unido, em parte por responsabilidade do *Transport and Road Reserch Laboratory* – TRRL, desenvolveu-se significativamente a aplicação do DPL, a par, ou em substituição, de outros ensaios de carácter não-destrutivo.

Posteriormente, na África do Sul (Kleyn *et al*, 1988) e na Argentina (Angelone *et al*, 1991), foram realizados estudos com o objectivo de desenvolver metodologias de projecto para pavimentos de baixo volume de tráfego, com base nas informações obtidas com o DPL.

No Brasil, este método tem sido estudado pelo DER-PR (Heyn, 1986), pela Escola de Engenharia de São Carlos da USP, por Rohn e Nogueira (1990), pelo Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), por Oliveira e Vertamati (1997), no estado da Paraíba por Rodrigues e Lucena (1991) e Santana *et al*. (1998) e, em Santa Catarina, por Cardoso e Trichês (1998 a e b, 1999 e 2000) na BR-101/SC, entre outros autores.

Os Sul-africanos De Beer, Kleyn e Savage, em 1988, desenvolveram um método empírico que permite avaliar a capacidade de suporte de um pavimento, recorrendo ao DPL (De Beer *et al*, 1988) (citado por Alves, 2002).

O DPL tem-se revelado um ensaio com grandes potencialidades, permitindo uma caracterização “fina”, quer de maciços naturais, quer de camadas compactadas, em diversos tipos de terrenos, desde solos moles ou pouco consistentes, até camadas de materiais britados, em diversos tipos de obras (Nogami e Villibor, 1995). A sua intensa utilização tem permitido o estabelecimento de diversas correlações com outros ensaios, em particular no âmbito da construção e caracterização de pavimentos, por exemplo na avaliação da homogeneidade da compactação das diversas camadas. Assim, a aplicação das equações dos diversos modelos de correlação tem surgido como proposta alternativa a processos mais onerosos e demorados de caracterização.

A variabilidade dos resultados obtida por diferentes operadores com diferentes equipamentos do tipo DPL, no mesmo tipo de solos, parece ser relativamente pequena (George e Uddin, 2000; Amini, 2003).

De entre os diversos penetrómetros usados, o DPL constitui um método simples e rápido de avaliação de terrenos até profundidades na ordem dos 8 m, tal como é especificado pela norma Europeia, Eurocódigo 7, Parte 3.

Este ensaio é de aplicação em campo e baseado na determinação do número de pancadas aplicadas sobre uma ponteira que conduz à penetração de um determinado comprimento. As pancadas são proporcionadas pela queda livre, de uma determinada altura constante, de um peso sobre um batente associado a um trem de varas com ponta cónica que penetra no solo. A profundidade de solo que sofreu penetração é designada frequentemente por *comprimento de penetração*, sendo este normalmente de 10 cm.

A Figura 2.1 representa um esquema de um tipo de DPL.

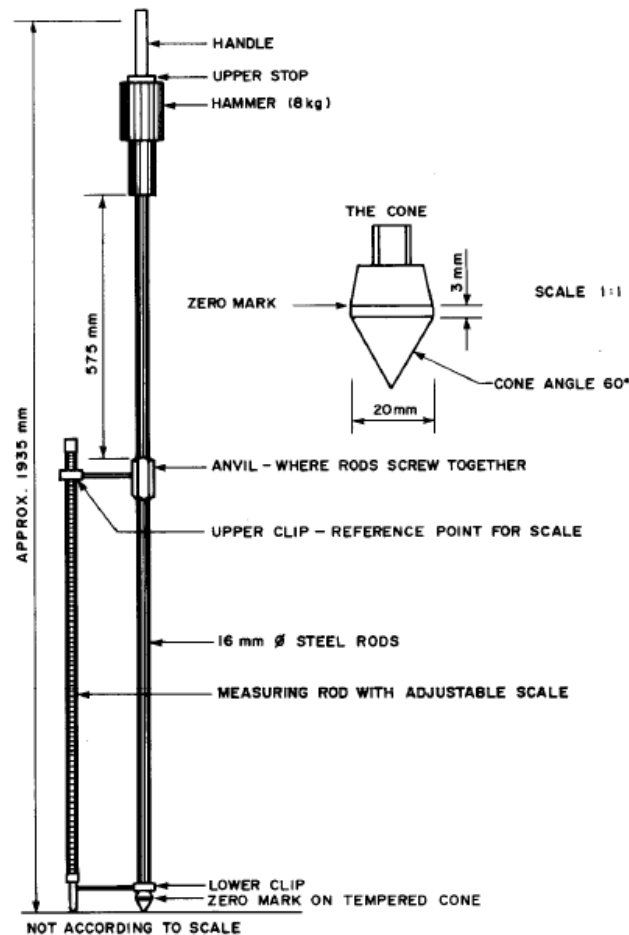


Figura 2. 1: Ilustração do equipamento DPL (adaptado de Du Plessis et al., 2009).

Tradicionalmente, a resistência de ponta ou *resistência dinâmica* (q_d) é determinada em função da profundidade de penetração através da seguinte equação (*fórmula dos holandeses*) (Equação 2.1):

$$q_d = \frac{M^2 \cdot H}{s \cdot (M + \varphi)} \times \frac{N}{P} \quad (2.1)$$

Onde:

M – peso do pilão (kgf);

H – altura de queda (m);

S – Secção transversal da ponteira cónica (m²);

φ – Peso das varas e batente (kgf);

P – Penetração (m);

N – Número de pancadas.

O índice de penetração obtido do ensaio DPL é, normalmente, definido pela inclinação da curva que relaciona o número de golpes com a profundidade penetrada correspondente (mm/golpe) (Figura 2.2), sendo o número de golpes determinado em intervalos de penetração pré-definidos. Quanto maior for o índice de penetração menor será a resistência da camada avaliada.

O Diagrama Estrutural, apresentado na Figura 2.3, é uma forma alternativa de representar os resultados obtidos, evidenciando o índice de penetração (DN). Quando o índice de penetração não varia em função da profundidade, pode significar que existe uma uniformidade das propriedades do material. Ao contrário, quando há variações pode significar que existe variação do teor em água nos solos, ou na sua compactação, ou mesmo mudança de tipo de material.

No exemplo apresentado na Figura 2.3 pode concluir-se que no ponto ensaiado existiam três camadas bem definidas com cerca de 230 mm, 480 mm e 90 mm de espessura, obtendo-se assim uma visão geral da estratificação do solo no local de ensaio.

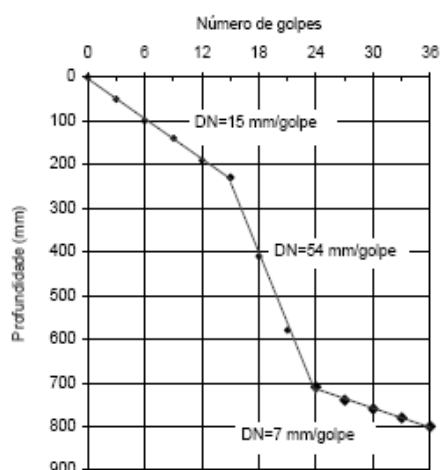


Figura 2. 2: Curva DPL (adoptado de Alves, 2002).

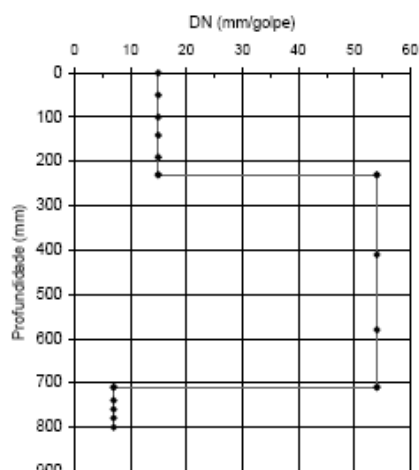


Figura 2. 3: Diagrama estrutural (adoptado de Alves, 2002).

O diâmetro das varas é inferior ao da base da ponteira cónica, para que a resistência à penetração resulte apenas das forças de reacção do terreno sobre a superfície cónica da ponta. Apesar disso, uma das críticas apontadas a este método está relacionada com a sua aplicação em solos coesivos, pois constata-se uma tendência à acumulação de uma resistência friccional ou adesão ao longo das varas, reduzindo assim a possibilidade de distinguir as diversas camadas atravessadas. No entanto, em camadas superficiais este problema parece ter menor significado.

A energia mobilizada no DPL é relativamente pequena, quando comparada com a de outros penetrómetros (da ordem de um décimo daquela aplicada no ensaio de penetração dinâmica normalizado, *Standard Penetration Testing*).

As vantagens apontadas a este método são: i) o equipamento utilizado é ligeiro e fácil de transportar (o que possibilita o acesso a locais restritos, onde não seja possível o acesso de veículos), fácil de operar, necessitando apenas de dois operadores (eventualmente um, no caso do equipamento automatizado), e de baixo custo; ii) os resultados são obtidos rapidamente e são fáceis de interpretar; iii) pode ser utilizado em diversos tipos de materiais; iv) os resultados são correlacionáveis com os obtidos por outros métodos (Berti, 2005).

Por outro lado, as desvantagens identificadas estão relacionadas com o facto de os resultados obtidos poderem ser muito variáveis. Para pequenas profundidades de penetração podem ser identificados essencialmente os seguintes factores que influenciam os resultados: i) factores humanos (rigor no procedimento de ensaio); ii) características do equipamento (energia aplicada, geometria do penetrómetro, ângulo do cone); iii) características do material ensaiado, como a granulometria, a

dimensão máxima das partículas, a compactidade, a plasticidade ou o teor de humidade (George e Uddin, 2000; Amini, 2003).

Em particular, poderá haver dificuldade em utilizar o DPL na caracterização de solos com partículas de dimensões relativamente elevadas.

A compactidade dos solos “in situ” influencia o perfil de resistência obtido pelo DPL. Reichert *et al.* apresentaram a Figura 2.4 onde é visível as diferenças provocadas pelos diferentes níveis de compactação: um maior número de passagens do equipamento de compactação conduz a uma maior resistência à penetração, o que é mais notório em zonas mais próximas da superfície.

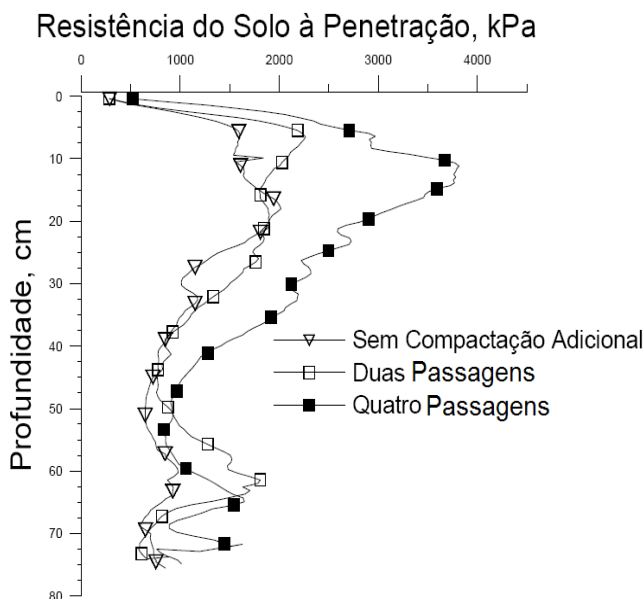


Figura 2. 4: Perfil de resistência à penetração obtido com o DPL, para diferentes níveis de compactação (adaptado de Reichert et al.).

Em relação à obtenção das propriedades dos materiais, alguns autores apontam várias limitações à avaliação das características de deformabilidade a partir de ensaios de penetração, justificando tal facto pela indução de grandes deformações na zona envolvente de penetração da ponteira, criando zonas de rotura localizadas (Amini, 2003).

A determinação das características dos materiais com recurso ao DPL é normalmente realizada de duas formas diferentes: i) utilizando correlações directas entre os resultados do DPL e as características a avaliar; ii) recorrendo a correlações entre os resultados do DPL e resultados obtidos com outros ensaios, os quais, por sua vez, se relacionam com as características a determinar.

2.2.2 STANDARD PENETRATION TESTING (SPT)

O ensaio de penetração dinâmica conhecido pela sigla SPT (*Standard Penetration Testing*) foi adoptado por Terzaghi na década de 40 do século XX. A utilização deste ensaio “in situ” vulgarizou-se em praticamente toda a parte do mundo, tendo sido adoptado às várias condições geotécnicas. Esta situação permitiu que fossem desenvolvidas correlações empíricas entre o número de pancadas (N) necessárias para penetrar um determinado tipo de solo e outras características do solo, como a compactidade das areias e a consistência das argilas. Porém, não foi fácil generalizar as correlações que vinham sendo propostas dado que o SPT não era verdadeiramente um ensaio normalizado.

O SPT apesar de definido com *standard*, só após alguns anos foi alvo de normalização, quando a entidade *International Reference Test Procedure*, em 1988, publicou um documento internacionalmente considerado como de referência para o ensaio SPT.

Numa descrição geral, o SPT consiste na cravação no fundo de um furo de sondagem de um amostrador normalizado, por meio de pancadas de um pilão de 63,5 kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm. O amostrador colocado no fundo do furo, consiste num tubo de aço (com diâmetro exterior e interior de 51 e 35 mm, respectivamente) com um comprimento de 80 cm e com 6,8 kgf de peso. O amostrador é biselado na parte inferior para facilitar a penetração do dispositivo no solo. Na outra extremidade do amostrador é colocada uma peça de rosca para amarração do trem de varas que estabelece a ligação até à superfície do terreno (Matos Fernandes, 2006).

O ensaio SPT é faseado, isto é, numa primeira fase, crava-se o amostrador cerca de 15 cm de profundidade, procedendo-se ao registo do número de pancadas necessárias à penetração do solo nesta profundidade. Este registo é apenas tomado como um valor indicativo, pois pressupõe-se que não é verdadeiramente representativo das características do material. Na segunda fase de ensaio, a profundidade de penetração na qual são contabilizadas as pancadas (N – numero de pancadas) necessárias aumenta para 30 cm. Caso o número de pancadas para atingir os 30 cm seja superior a 60 pancadas, pára-se o processo de cravação registando apenas o comprimento que até às 60 pancadas foi atingido. Este acontecimento é vulgarmente conhecido como *nega*.

O ensaio SPT permite proceder à recolha de amostras no furo ensaiado. Na Figura 2.5 apresenta-se o esquema do amostrador de Terzaghi (EC7-Part 3).

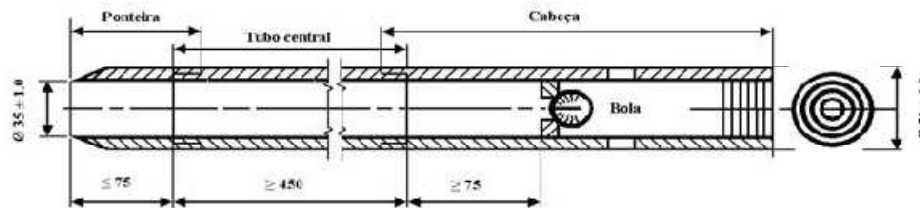


Figura 2. 5: Amostrador normalizado de Terzaghi (EC7, Parte 3, 1997).

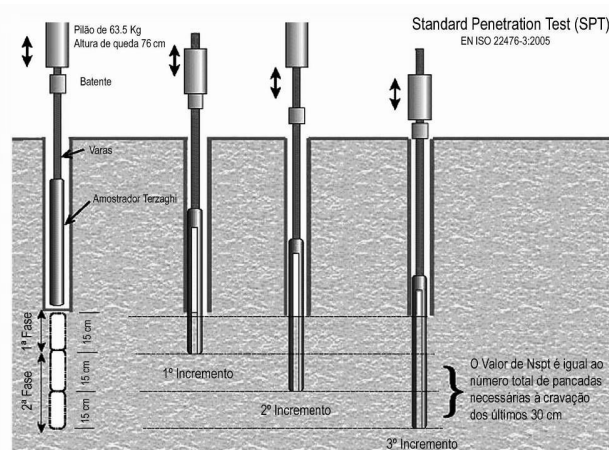


Figura 2. 6: Esquema de execução do ensaio SPT.



Figura 2. 7: Aspecto do equipamento do ensaio SPT (pilão automático e amostrador SPT - Terzaghi).

2.3 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA

2.3.1 CONE PENETRATION TEST (CPT E CPTU)

O ensaio de penetração estática, conhecido por Cone Penetration Test (CPT) ou por ensaio do Cone Holandês, foi referenciado as primeiras vezes na década de 30 do século XX, na Holanda (Vieira, 2002).

Pela aplicação do ensaio CPT é possível a determinação da resistência lateral (f_s) e de ponta (q_c) que o terreno oferece quando sujeito à penetração da haste cravada. Para além disso, com recurso ao CPTU determina-se as duas resistências referidas e ainda a pressão intersticial da água.

O princípio de funcionamento deste ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cónica, a velocidade constante. O procedimento do ensaio já se encontra normalizado (ISSMFE-TC-1986, EC7-Part 3, 1997), mas continuam a existir diferenças entre equipamentos. Esta divergência entre equipamentos é classificada segundo três categorias (Schnaid, 2000, citado por Vieira, 2002).

- Cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, com transferência mecânica pela haste, dos esforços necessários para a cravação da ponta cónica (q_c) e para vencer o atrito lateral (f_s);
- Cone eléctrico: medições da resistência de ponta, q_c , e do atrito lateral, f_s , a partir de células de carga eléctricas, estrategicamente colocadas no equipamento;
- Piezocone: equipamento que além das medições eléctricas de q_c e f_s , permite a medição da pressão de água nos poros que se gera durante a cravação.

Nas versões automáticas é possível uma monitorização contínua com minimização de erros demasiado elevados em pontos experimentais de perfis com elevada resistência à penetração (Vieira, 2002).

O equipamento de cravação é constituído por uma estrutura de reacção e um sistema de aplicação de cargas. Normalmente para a aplicação das cargas são usados sistemas hidráulicos. Uma válvula permite o controlo preciso da velocidade de cravação da haste durante a execução do ensaio. A penetração é feita através da cravação de varas de um metro de comprimento, seguida de recuo do pistão hidráulico para colocação de uma nova vara.

A reacção aos esforços de cravação pode ser obtida pelo peso próprio do equipamento ou através de um sistema de auto ancoragem. Actualmente, este equipamento faz uso de sistemas automáticos. Aplicações informáticas simples permitem a gestão do processo de aquisição e armazenamento das medições “in situ”, através de uma interacção entre um conversor analógico/digital e um computador. É aconselhada a utilização de um gatilho automático que correctamente posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fecha o circuito eléctrico no início da cravação e desencadeia o início das leituras, não sendo necessária a interferência do operador no registo automática dos resultados (Vieira, 2002).

O CPT permite assim a aquisição contínua de valores de resistência à penetração, oferecendo uma descrição detalhada da estratigrafia dos maciços em profundidade (em particular de solos sedimentares e moles), e se possível sem a influência (causadora de perturbações) do operador, nas medições dos vários parâmetros retirados do ensaio.

A denominada razão atrítica ou de fricção (Equação 2.2) é o mais corrente parâmetro usado na identificação da sequência estratigráfica do subsolo, deduzido a partir das medições q_c e f_s .

$$FR = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.2)$$

A dificuldade de comparação dos resultados obtidos devido aos diferentes equipamentos levou à normalização do ensaio por várias entidades, resultando diversas propostas (ASTM, 1979; ISSMFE-TC 16, 1989; EC7-Part 3, 1997). Alguns dos parâmetros normalizados pelo Eurocódigo 7 – parte 3, consistem em:

- Velocidade de cravação de 20 ± 5 mm/s;
- Área da base da ponteira cónica 1000 mm^2 ; e
- Ponteira com ângulo de 60° .

Esta publicação europeia refere um conjunto de outras recomendações relativas à rugosidade e outras características específicas que o equipamento deve satisfazer para ser padronizado como um equipamento CPT ou CPTU. Na Figura 2.8 está ilustrado um esquema de um penetrómetro estático.

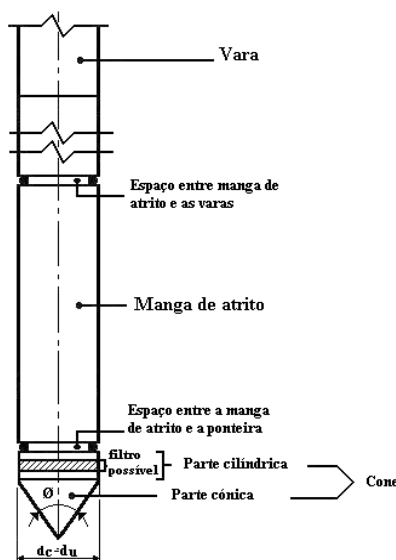


Figura 2. 8: Esquema de um penetrómetro estático (Eurocódigo 7-Parte 3).

A cravação do cone no solo gera um estado de tensão-deformação complexo e a sua análise só é possível adoptando hipóteses simplificadas ou métodos semi-empíricos de interpretação. Existe uma grande variedade de abordagens possíveis dos resultados das quais Schnaid (2000) e Vieira (2002) destacam:

- Método de equilíbrio limite (Terzaghi, 1943);
- Método de expansão de cavidade (Vesic, 1977; Salgado *et al*, 1996);
- Método de penetração contínua (Battaglio *et al*, 1986);
- Métodos numéricos (Houlsby e Teh, 1988; Sandven, 1990; Whittle e Aubeny, 1993);
- Método de trajectória de deformações (Baligh, 1985 e Houlsby, 1988);
- Métodos empíricos (De Ruitter, 1982; Lunne *et al*, 1985; Aas *et al*, 1986).

De entre estes métodos, os mais divulgados são os que se baseiam em correlações empíricas. No Quadro 2.1 apresentam-se as potencialidades do ensaio CPT e CPTU (Battaglio *et al*, 1986), retirado de Schnaid (2000) e Vieira (2002).

Quadro 2. 1: Potencialidades do CPT e CPTU (Battaglio *et al*, 1986).

Investigação	CPT	CPTU
Estratigrafia do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de consolidação	-	Alta
Condições de nível freático	-	Alta
Potencial de liquefacção	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

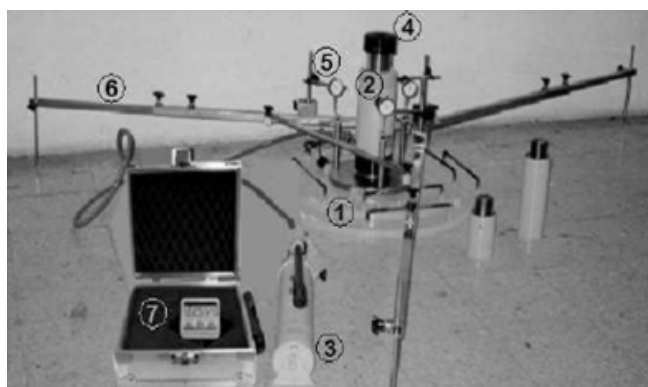
2.4 PLATE LOAD TEST (PLT)

O ensaio de Carga em Placa (PLT, também conhecido como ECP) é um ensaio de campo, que teve origem nos anos 40, e pode ser destrutivo ou não destrutivo. Pode ser usado para estimar a capacidade de carga das camadas que compõem as fundações de estruturas (para obter parâmetros de resistência do solo), mas pode também ser utilizado na avaliação da deformabilidade. Para tal, a superfície a ensaiar é sujeita a um determinado carregamento de compressão.

O ensaio é realizado com um equipamento do tipo do ilustrado na Figura 2.9. Consiste numa placa rígida circular ou quadrada que assenta directamente sobre o solo, um macaco hidráulico para a aplicação do carregamento, uma célula de força para medição da carga aplicada, um sistema de um ou mais deflectómetros para medição dos deslocamentos da placa e uma estrutura de referência para

apoio à medição dos assentamentos. A placa pode ser de diversos tipos, dimensões e graus de rigidez (Pereira, 1971). O macaco hidráulico é accionado por uma bomba manual ou eléctrica, que faz variar a intensidade da carga. Os deflectómetros instalam-se no centro ou em pontos equidistantes do centro da placa.

É necessária ainda a utilização de um sistema de reacção, no qual se apoiará o macaco hidráulico ao aplicar o carregamento.



- 1 - Placa rígida;
- 2 - Macaco hidráulico;
- 3 - Bomba hidráulica;
- 4 - Célula de carga;
- 5 - Deflectómetro;
- 6 - Estrutura de referência;
- 7 - Equipamento de leitura.

Figura 2. 9: Equipamento de execução do Ensaio de Carga em Placa (adaptado de Pestana, 2008).



Figura 2. 10: Imagem de execução do ECP numa via férrea em serviço (adaptado de Fortunato et al., 2009).

No âmbito da caracterização de camadas de infra-estruturas de transporte, o procedimento do ECP consiste na execução de dois carregamentos, intercalados de descarga total da força aplicada. São medidos, em ambos os carregamentos, os assentamentos totais da placa, o que permite, a par do conhecimento da força aplicada, e admitindo que o meio é semi-infinito e tem um comportamento elástico linear, calcular dois módulos de deformabilidade equivalente: EV_1 e EV_2 .

A relação entre estes módulos pode ainda ser utilizada como um parâmetro de eficiência da compactação (Pestana, 2008).

A curva carga *versus* assentamento obtida da realização do ensaio permite perceber a evolução das deformações permanentes e o comportamento reversível da camada. Um exemplo representativo desta curva está representado na Figura 2.11, onde se observa um conjunto de ciclos completos de carga e descarga, para três níveis de carregamento.

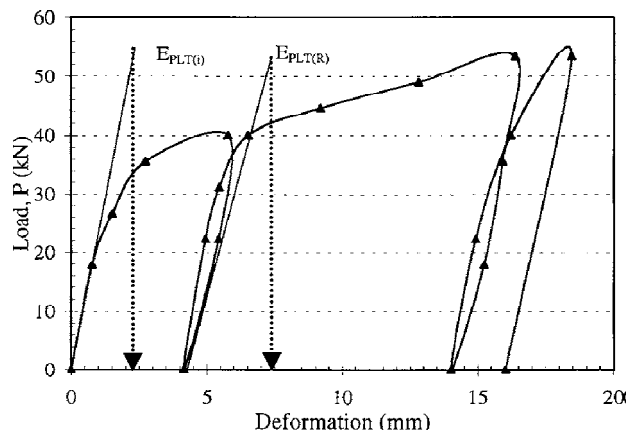


Figura 2. 11: Exemplo duma curva de deflexão: típico resultado obtido do Ensaio de Carga em Placa (adaptado de Alshibli et al., 2005).

2.5 CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

O ensaio *California Bearing Ratio* (CBR) teve origem nos anos 20 do século XX, no âmbito da engenharia rodoviária. O CBR é um ensaio relativamente simples que é comumente usado como um indicador da capacidade resistente dos materiais das camadas de suporte dos pavimentos e fundação em geral das infra-estruturas de transporte. De facto, a sua importância neste âmbito é tal que diversas metodologias de dimensionamento consideram o resultado obtido neste ensaio como parâmetro fundamental, em particular para a determinação das espessuras das camadas (Nazzari, 2003).

O índice de CBR pode ser determinado em todos os tipos de solos (Preussler, 2007). Trata-se de um ensaio de penetração, cujo resultado é uma relação entre a força necessária para penetrar com um pistão normalizado numa amostra do solo ensaiado e a força necessária para penetrar num solo padrão, sob determinadas condições, de acordo com a norma LNEC E198-1967 (Figura 2.12).

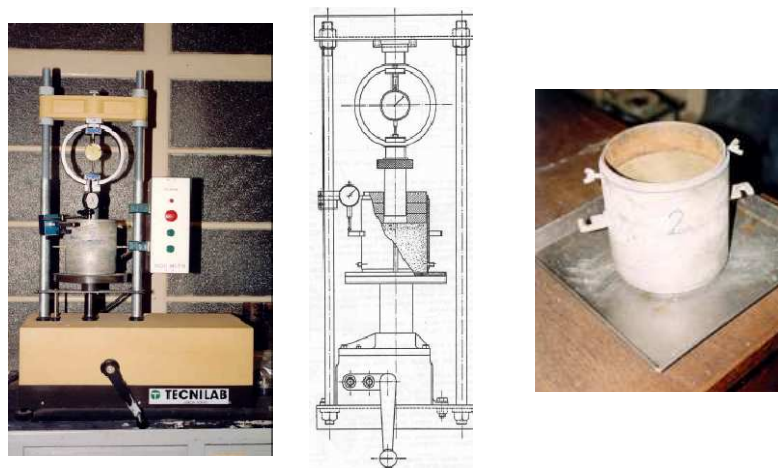


Figura 2. 12: Exemplo do equipamento usado para o ensaio CBR em laboratório.

No ensaio CBR a determinação do Índice de CBR é definida assim pela Equação 2.5.

Segundo a especificação do LNEC referenciada, o ensaio de CBR pode ser realizado para vários tipos de amostras: i) ensaio em amostras intactas; ii) ensaio com provetes moldados; iii) ensaio “in situ”.

Em geral, o Índice de CBR é conseguido a partir das forças corrigidas correspondentes às penetrações de 2,5 e 5,0 mm, dividindo-se pelas forças normalizadas de 1355 e 2033 kgf e multiplicadas por 100, de forma ao resultado ser apresentado em percentagem. O valor correspondente a cada penetração é a média dos resultados do ensaio em três provetes. Toma-se normalmente para Índice de CBR do solo o valor correspondente à penetração de 2,5 mm. Se o valor do CBR correspondente à penetração de 5,0 mm for superior, repete-se o ensaio. Se tal resultado for confirmado, o valor a considerar como resultado final par ao Índice de CBR do solo corresponde à penetração de 5,0 mm (LNEC E198-1967).

(2.5)

2.6 ENSAIOS COM DEFLECTÓMETROS DE IMPACTO

2.6.1 DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO PESADO

Os deflectómetros de impacto (FWD - Falling Weight Deflectometer) começaram por ser equipamentos principalmente aplicados na caracterização estrutural e avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários e aeroportuários, medindo a resposta do pavimento a uma carga de impacto (COST 324, 1997).

A ideia de base, desenvolvida na Europa na década de 60, pela *Technical University of Denmark*, pelo *Danish Road Institute* e pelo *Dynatest Group* foi criar um ensaio que pudesse representar o efeito das cargas de um veículo em movimento (Pestana, 2008).

O equipamento, esquematizado na Figura 2.13, é composto por um sistema mecânico com um eixo vertical, ao longo do qual se desloca uma massa, uma placa de carga com 300 mm ou 400 mm de diâmetro (Figura 2.14 b)) sobre a qual existe uma base com um conjunto de amortecedores; para permitir calcular as deformações verticais da superfície ensaiada resultantes do ensaio de carga, existe um conjunto de acelerómetros (ou em alternativa geofones) a várias distâncias do eixo vertical de carga (Figura 2.14 c)). O conjunto é montado num reboque que é atrelado a um veículo ligeiro e que se posiciona no local a ensaiar (Figura 2.14 a).

A massa, depois de elevada por um sistema hidráulico, cai em queda livre e aplica uma carga dinâmica, que pode ser variável e controlada pelo operador (em função da altura de queda e da massa), entre 15kN e os 250kN, num intervalo de tempo de +/- 25 ms, o que pretende simular a passagem de um veículo a uma velocidade de 60km/h.

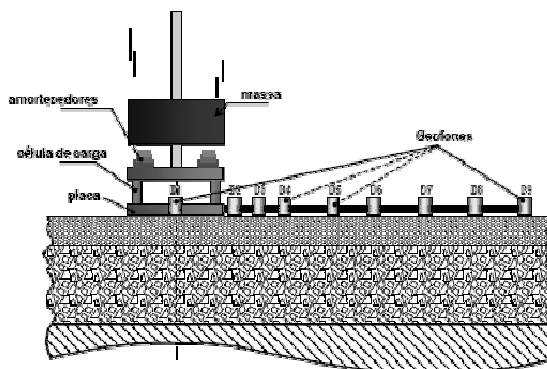


Figura 2. 13: Princípio de funcionamento do Deflectómetro de Impacto (FWD).



a)

b)

c)

Figura 2. 14: a) Equipamento do Deflectómetro de Impacto (FWD); b) Placa de carga; c) Geofones. (adaptado de Pestana, 2008)

O ensaio realizado com o deflectómetro de impacto permite a obtenção de um módulo de deformabilidade equivalente sobre a superfície ensaiada e dos módulos de deformabilidade dos materiais das diferentes camadas, se se proceder à interpretação da bacia de deflexões através de um modelo estrutural (Figura 2.15).

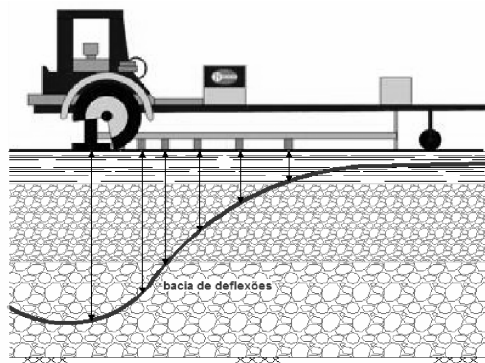


Figura 2. 15: Representação da bacia de deformações gerada pela passagem do FWD (adaptada de Pestana, 2008).

Atendendo à facilidade de execução e rapidez do ensaio, a sua frequência de realização pode ser elevada. Normalmente os ensaios são realizados com um espaçamento entre pontos de ensaio que poderá variar entre 25 a 100m, dependendo da extensão do troço a ensaiar. Cada ensaio demora apenas alguns minutos a preparar e a executar.

As principais vantagens da utilização deste equipamento prendem-se com o facto de ser não destrutivo, com a rapidez de execução do ensaio (elevado rendimento) e com a facilidade de variar a carga aplicada (Leite, 2007; Pestana 2008).

2.6.2 DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO PORTÁTIL (DIP)

O deflectómetro de impacto portátil (DIP), também designado por *Light Falling Weight Deflectometer* (LFWD), é um equipamento que funciona com o mesmo princípio do FWD. Começou por ser aplicado na Alemanha e surgiu como alternativa ao ensaio de carga em placa tradicional (NAZZAL, 2003).

O equipamento é composto por (Figura 2.16): i) uma placa de carga circular (de 100 mm, 200 mm ou 300 mm) que é colocada directamente sobre a superfície do terreno a ensaiar; ii) uma massa móvel que se desloca num varão guia fixo e que cai livremente de uma altura definida; iii) uma célula que mede a força aplicada à superfície; iv) um conjunto de borrachas amortecedoras que protegem a célula de

carga da queda da massa e v) um geofone posicionado no centro da placa, que mede as deflexões induzidas (GUDISHALA, 2004). Além do geofone central podem ser utilizados mais dois geofones, consoante o modelo do equipamento.

A massa móvel é elevada manualmente até à altura definida (no máximo de 0,80 m) e largada, caindo sobre os amortecedores e transmitindo um impulso à placa de carga e ao solo. A força aplicada no solo por este impulso é medida pela célula de carga e a deflexão resultante medida pelo geofone central e pelos geofones laterais, se utilizados. As deflexões e forças medidas são transmitidas ao sistema de controlo (computador portátil ou PDA), que através de um software pode utilizá-las para o cálculo do módulo de rigidez elástico, através da seguinte equação (Fortunato, 2005).

$$E_{LFW D} = 0,75 \cdot d \cdot \frac{\sigma}{\delta_c} \quad (2.4)$$

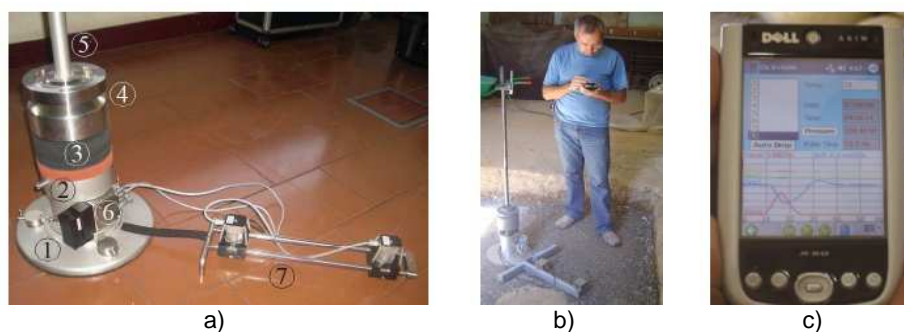
Onde:

σ - tensão aplicada (kPa);

d – diâmetro da placa (m);

δ_c – deformação central (m)

A força e as deflexões são medidas e registadas no domínio do tempo.



1 – Placa de Carga;

2 – Cilindro com célula de carga;

3 – Borrachas amortecedoras;

4 – Massa móvel;

5 – Varão guia;

6 – Mecanismo para o geofone central;

Figura 2. 16: Descrição do equipamento FWD (adaptado de Pestana, 2008).

Fortunato *et al.* (2002) publicaram estudos sobre a utilização de um Deflectómetro de Impacto Portátil (DIP) para avaliação do módulo de deformabilidade das camadas de apoio da via férrea, no âmbito das obras de renovação da plataforma ferroviária da Linha do Norte da rede ferroviária portuguesa, entre Pampilhosa e Quintans.

Os autores concluíram que as principais vantagens do deflectómetro de impacto portátil são: (i) peso reduzido do equipamento; (ii) necessidade de apenas um ou, eventualmente, dois operadores; (iii) pouco espaço necessário para realização do ensaio; (iv) tempo reduzido de realização do ensaio, e (v) fornecimento imediato de resultados (permitindo, por exemplo, avaliação e acção imediatas da fiscalização durante uma obra).

Quando comparado com o ensaio de carga em placa, ou mesmo com o deflectómetro pesado, este equipamento tem como vantagens o facto de ser portátil, de ser fácil de transportar, de poder ser utilizado em locais de difícil acesso e de ter um custo de investimento e de utilização muito inferior.

2.7 GEOGAUGE

O *Soil Stiffness Gauge* (SSG), também designado por GeoGauge (Figura 2.17), é um dispositivo electro-mecânico portátil desenvolvido nos últimos anos, que se destina a medir a rigidez de um meio, através de um ensaio não destrutivo. A partir desta grandeza, e tendo em conta as características do equipamento, é possível calcular o módulo de deformabilidade equivalente na superfície ensaiada.

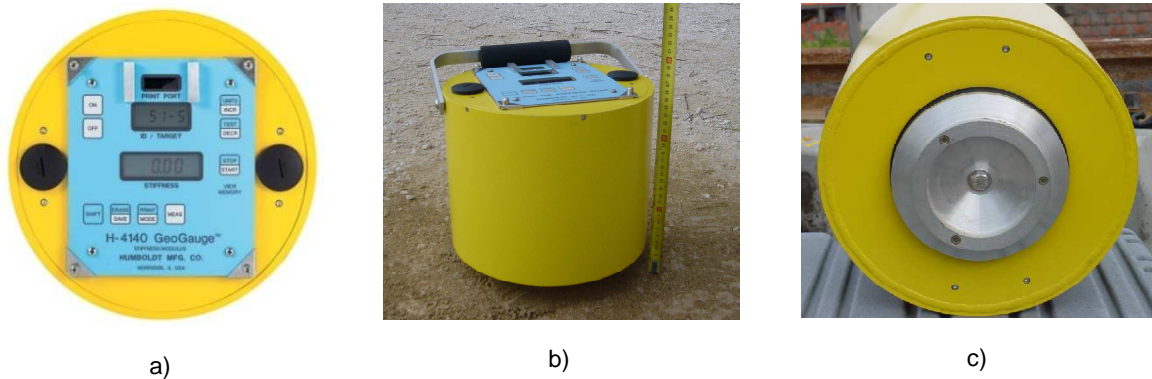


Figura 2. 17: Soil Stiffness Gauge (SSG): a) visor de resultados b) aspecto geral; c) aspecto do anel de carga (adaptado de Fortunato, 2005).

O equipamento GeoGauge gera pequenas forças e transmite-as à superfície a ensaiar, daí resultando deslocamentos nessa mesma superfície. As forças aplicadas são geradas dinamicamente por um vibrador (Figura 2.18) e transmitidas por meio de um anel assente directamente na superfície. Durante o ensaio são medidas as forças e as resultantes velocidades de deformação provocadas à superfície. Este processo é realizado para diferentes valores de frequência de vibração, mas dentro de um intervalo definido.

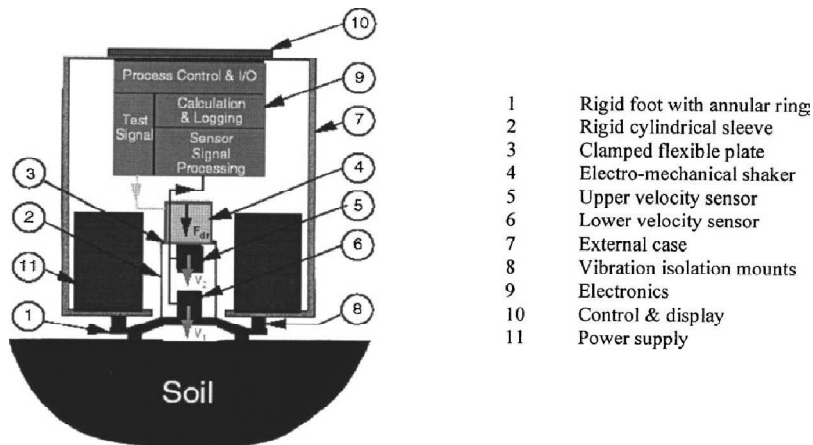


Figura 2. 18: Princípio de funcionamento do GeoGauge (adaptado de Abu-Farsakh et al., 2005).

O módulo de deformabilidade do meio ensaiado (E_G), considerado isotrópico, homogéneo e elástico linear, pode ser calculado através da expressão:

$$E_G = H_{SG} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{1,77 \cdot R} \quad (2.5)$$

onde:

R – raio exterior do anel de carga (m);

ν - coeficiente de Poisson.

H_{SG} - rigidez dada pelo equipamento (MN/m).

O GeoGauge é um equipamento de fácil utilização e com custo associado reduzido. Permite medir rapidamente a rigidez “in situ”, sem perturbação do solo. Aplica-se a camadas compactadas de solos ou de agregados, executadas, por exemplo, em terraplenagens de infra-estruturas de transportes.

3

AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS FÍSICO-MECÂNICOS ATRAVÉS DE CORRELAÇÕES: DPL; CBR; ECP; LFWD E FWD

3.1. INTRODUÇÃO

Nos domínios da caracterização e do dimensionamento das camadas constituintes das infra-estruturas de transporte, é essencial conhecer a rigidez e a resistência dos solos que compõem tais estruturas. Em particular, no âmbito do controlo da compactação, e em complemento da determinação do peso volúmico seco e do teor em água, é usual determinar o módulo de deformabilidade e a resistência à penetração (Chen et al., 2005).

Como já foi referido, tradicionalmente, o módulo de deformabilidade é determinado em campo com recurso ao Ensaio de Carga em Placa (ECP). No entanto, por se tratar de um ensaio relativamente dispendioso e de execução demorada, tem vindo a ser substituído por outros, mais económicos e mais fáceis de realizar.

Para além disso, tem havido sempre a tendência de correlacionar os resultados de ensaios de penetração com o valor do módulo de deformabilidade, quer aquele que é determinado “in situ”, quer o que é determinado em laboratório, por exemplo com recurso ao ensaio de carga triaxial cíclica (Fortunato, 2005). Os casos mais paradigmáticos são os ensaios CBR e DPL, anteriormente descritos. A exploração desta via tem levado a que se estabeleçam também correlações entre os resultados obtidos nestes ensaios.

No entanto, fazendo uma avaliação das práticas correntes e das correlações apresentadas por diversos autores, é fácil perceber a sua grande variabilidade e a forte dependência em relação a diversos factores. A contribuição de cada um deles tem sido analisada, inclusivamente com recurso a ferramentas informáticas que incorporam métodos estatísticos, como por exemplo o *Statistical Package for Social Sciences* (SPSS).

Neste contexto, este capítulo apresenta distintas correlações, obtidas em condições diversas, nomeadamente no que se refere ao tipo de solos, suas condições de estado, características dos equipamentos utilizados, tipo de solicitação e nível de deformação atingido.

3.2 CORRELAÇÕES ENTRE O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO DPL (I_{DPL}) E O ÍNDICE DE CBR

Um pouco por todo o mundo, têm sido propostas inúmeras equações para relacionar o valor da resistência à penetração obtido pelo DPL (conhecido por I_{DPL} , e expresso em mm/golpe) - razão entre a profundidade de penetração e o número de golpes - e o valor de CBR (%). Das relações encontradas na bibliografia consultada, as mais utilizadas são do tipo (Amini, 2003):

$$\log(CBR) = a + b \cdot \log(I_{DPL}) \quad (3.1)$$

ou

$$CBR = a \cdot I_{DPL}^b \quad (3.2)$$

Alguns autores dão grande ênfase à necessidade de os valores que são utilizados nas correlações serem obtidos a partir de ensaios realizados sobre solos em condições de estado (teor em água e compacidade) idênticas, quer “in situ”, quer em laboratório. Vertamatti e Oliveira (1997) e mais tarde, Lima (2000), comentam as dificuldades de interpretação da vasta gama de resultados disponíveis na bibliografia, devido ao facto de os autores nos seus estudos por vezes não fazerem referência a aspectos fulcrais, como é o caso do tipo de materiais utilizados, as condições de ensaio, entre outros (Maschio et al, 2008). Esta falta de informação pode levar outros autores a usarem estes modelos de forma errónea e fora do contexto para o qual foram obtidos.

Nos Quadros 3.1 a 3.3 encontra-se um resumo de diversas equações (Equação 3.9 a 3.61), algumas das quais se comentam de seguida, e que relacionam os valores de CBR e de DPL.

Por exemplo, Kleyn (1975), em estudos desenvolvidos para o Transvaal Road Department, sobre 2000 amostras de solos das estradas da África do Sul, obteve a relação expressa pela Equação 3.9. Contudo, o autor não refere os procedimentos de ensaio nem as características dos materiais. Kleyn fez estudos sobre as diferenças de resultados entre índices de penetração para cones de 30° e 60°. Os resultados apresentaram, em média, índices de penetração 20% inferiores para o cone de 60° em ensaios realizados com corpos de prova nas mesmas condições de humidade e resistência.

Kindermans (1976) analisou 63 amostras de solos argilosos, siltosos e arenosos, tendo obtido a equação Equação 3.10, associada a um coeficiente de determinação igual a 0,97 (Maschio et al, 2008).

Smith e Pratt, em 1983, na Austrália, realizaram ensaios “in situ” em 30 locais distintos, utilizando um equipamento DPL com características geométricas idênticas ao equipamento desenvolvido por Scala (1956), com um cone de 30°. Apesar de terem proposto a relação expressa pela Equação 3.12, não apresentaram as características geotécnicas dos materiais ensaiados nem o coeficiente de correlação associado à equação proposta.

Na Inglaterra, o TRRL (1986) publicou também uma correlação definida pela Equação 3.13. No mesmo ano, mas agora em estudos realizados sobre amostras recolhidas nas estradas do Panamá, obteve a Equação 3.14. Keyn (1986), em estudos realizados também sob amostras recolhidas na rede rodoviária do Panamá, propôs a Equação 3.15.

Harison (1987), na Indonésia, propôs uma relação (Equação 3.16) com um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,98, com base em ensaios laboratoriais realizados sobre 72 amostras, das quais se destacavam argilas, areia bem graduada e cascalho. Para cada condição de humidade e de energia de compactação, o autor moldou duas amostras, as quais submeteu a ensaios de CBR e DPL. Posteriormente, separou as amostras baseando-se nos critérios de classificação dos solos, ou seja, o conjunto total foi separado em amostras de solos argilosos, arenosos e cascalhos, tendo-se obtido,

respectivamente, as Equações 3.17, 3.18 e 3.19. Os coeficientes de determinação associados foram considerados bons, tendo em conta que foram todos eles superiores a 0,90 (0,97, 0,92 e 0,96 respectivamente).

Em 1989, o mesmo autor, na Austrália, publicou mais duas propostas (Harison, 1989). A primeira (Equação 3.20) destina-se a solos argilosos com I_{DPL} maior que 10 mm/golpe, enquanto a segunda (Equação 3.21) a materiais granulares com I_{DPL} menores que 10 mm/golpe.

Hasin e Mustafa (1987) realizaram ensaios em campo e sobre amostras indeformadas, e obtiveram a Equação 3.21, com um R^2 igual a 0,90. Os estudos foram desenvolvidos com a análise de 28 resultados, obtidos ao longo do principal troço rodoviário do oeste da Malásia (Maschio, 2008).

Em 1987, Livneh, num estudo realizado sobre 74 amostras de solos argilosos e siltosos, recolhidas em Israel, imersas cerca de 96 horas, obtiveram um modelo de correlação com um R^2 de valor igual a 0,96 (Equação 3.23). Mais tarde, Livneh e Ishai (1995) modificam a equação proposta pelo primeiro (Equação 3.24).

Angelone et al. (1991), analisando amostras recolhidas na Argentina, identificadas na sua maioria como solos arenosos finos, propuseram a relação expressa pela Equação 3.25.

Webster et al. (1991), no Chile, realizaram estudos sobre 101 amostras ensaiadas em laboratório, do tipo argiloso e arenoso, e concluíram que os resultados se relacionavam através da Equação 3.26, com um valor de R^2 igual a 0,95 (Amini, 2003).

Sampson (1994), em estudos que pretendiam também estabelecer relações do tipo daquelas que até agora foram referidas, obteve um conjunto de resultados experimentais, e propôs que os parâmetros das equações dependessem da plasticidade dos solos (Equação 3.27 à 3.31) (ver ponto 3.6.2). Porém, não disponibilizou o valor do coeficiente de correlação correspondente a cada uma. Na Figura seguinte, apresentam-se as curvas obtidas através daquelas relações. É possível concluir que a plasticidade tem um efeito importante na forma como os dois parâmetros se relacionam (Paige-Green e tal, 2009).

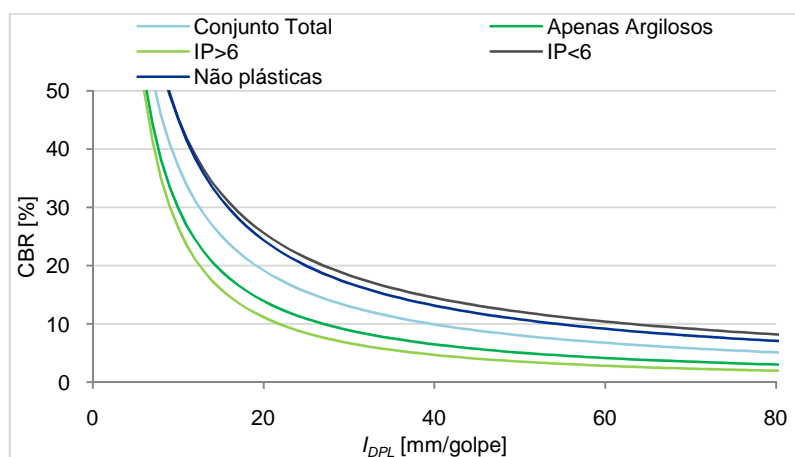


Figura 3. 1: Representação gráfica das equações propostas por Sampson (1994).

Vertamatti e Oliveira (1997), no Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), através da realização de ensaios sobre solos tradicionais da região do Vale do Paraíba, em São Paulo, no Brasil, obtiveram um coeficiente de determinação de valor 0,96, associado à relação expressa pela Equação 3.33. Este estudo foi realizado sobre 70 amostras. Para cada teor em água foram compactados dois provetes com a energia Proctor, os quais foram ensaiados, respectivamente, com o teor em água de compactação e após 96 horas de imersão. Os autores apresentaram correlações individualizadas para os provetes

ensaiados na humidade de moldagem e para aqueles que foram ensaiados após imersão, observando-se um decréscimo no coeficiente de determinação para a correlação obtida nestes últimos. As Equações 3.34 e 3.35 representam essas relações.

Trichês e Cardoso (1998), nas proximidades de Florianópolis, realizaram ensaios com o DPL em amostras que segundo a classificação AASTHO, pertencem aos grupos descritos por A-7-6, A-4 e A-2-4. Para cada uma das 53 amostras analisadas, foram moldados 4 provetes com um dado teor em água e energia de compactação: dois para ensaio CBR, com o teor em água de compactação, e após imersão durante 96 horas); e os outros dois para aplicação do DPL (um com, e outro sem imersão). Neste estudo os autores obtiveram a relação expressa pela Equação 3.36, associada a um valor de R^2 igual a 0,90.

Fontes, em 2001, na região de Florianópolis, realizou um conjunto de ensaios DPL sobre solos no seu estado natural de teor em água. Para além disso, realizou também ensaios CBR sobre os mesmos solos, depois de imersos 96 horas. Os estudos realizados levaram-no a apresentar as equações 3.44 e 3.45, as quais foram estabelecidas em função dos valores de CBR e do teor em água evidenciados pelos materiais: a primeira para amostras com valores de CBR entre os 7% e os 11% e teores em água próximos de 17%; a segunda para valores de CBR compreendidos num intervalo de 16% a 20% e teor em água próximo de 10%. Na Figura 3.2 apresentam-se as duas curvas propostas por este autor, sendo que o I_{DPL} está representado por DN.

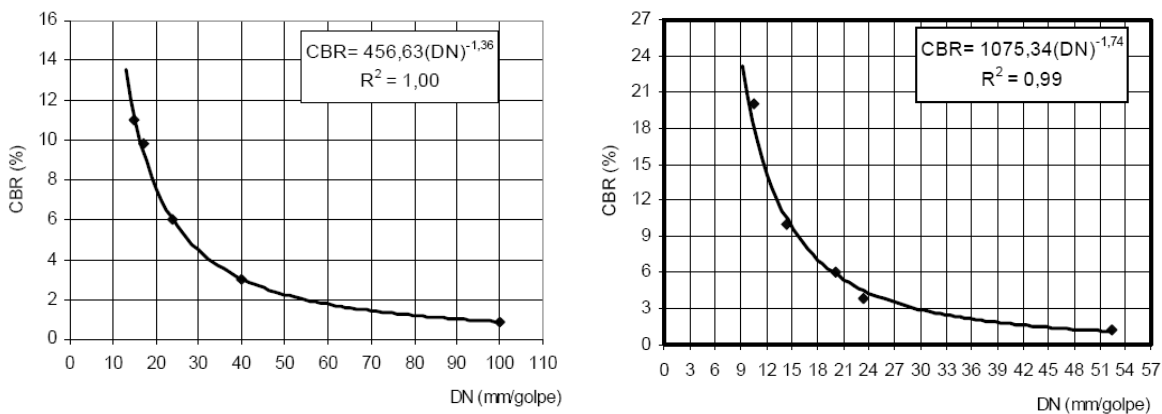


Figura 3. 2: Propostas de Fontes (2001): a) Amostras do Grupo 1; b) Amostras do Grupo 2.

Alves (2002) analisou um conjunto de amostras sob duas condições de estado diferentes, definidas como: condição *in situ* (teor em água natural); e condição *projecto* (determinação do CBR após imersão durante 4 dias). Adicionalmente, e na tentativa de obter maior rigor na análise, o autor separou o conjunto total de amostras em 5 grupos, atendendo à classificação AASTHO (A-4; A-7-5; A-7-6; A-2-7; A-2-4). Na Figura 3.3 ilustra-se graficamente a distribuição granulométrica das amostras analisadas neste estudo.

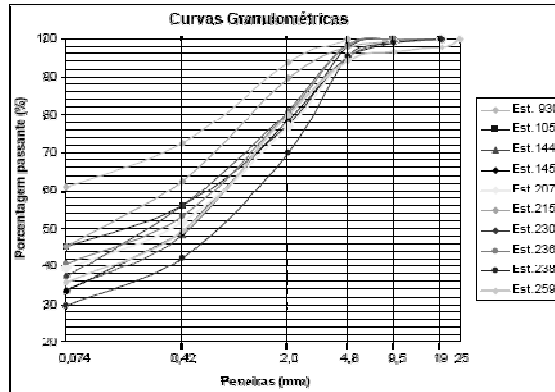


Figura 3. 3: Curvas granulométricas das amostras (adaptado de Alves, 2002).

No Quadro 3.3 e na Figura 3.4 encontram-se dispostas as equações que relacionam I_{DPL} com CBR, os correspondentes coeficientes de determinação, e as condições em que as amostras foram analisadas (“*in situ*” ou em “*projecto*”) (Equações 3.46 a 3.57). Para além disso, nas referidas Figuras apresentam-se também gráficos que permitem comparar as propostas deste autor com as que foram apresentadas por Harison (1987).

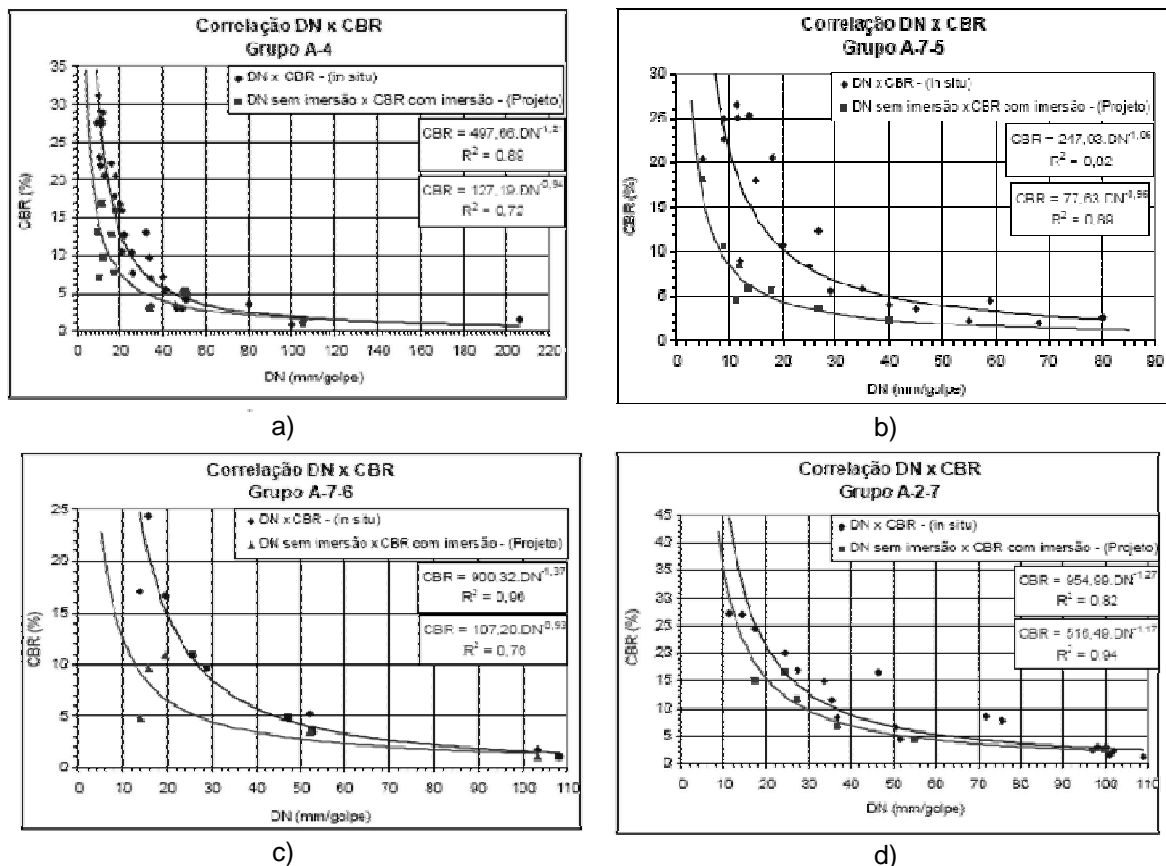


Figura 3. 4: a) Correlação entre I_{DPL} (representado por DN) e CBR para solos: a) A-4; b) A-7-5; c) A-7-6; d) A-2-7 (adaptado de Alves, 2002).

Nazzari (2003), no decurso de um estudo relativamente abrangente, que envolveu a realização de ensaios CBR em laboratório e a utilização de diversos métodos não destrutivos de caracterização “*in situ*” (DPL, ECP, *Light e Falling Weight Deflectometer* (LFWD e FWD) e GeoGauge) publicou, entre

outras, a Equação 3.58, válida para intervalos de I_{DPL} entre 6,61 e 66,67 mm/golpe (Figura 3.5). Uma das preocupações do autor era demonstrar que estes métodos podem ser usados como ferramentas eficientes na avaliação das condições de fundação e da rigidez dos materiais de pavimentação e de terraplanagens.

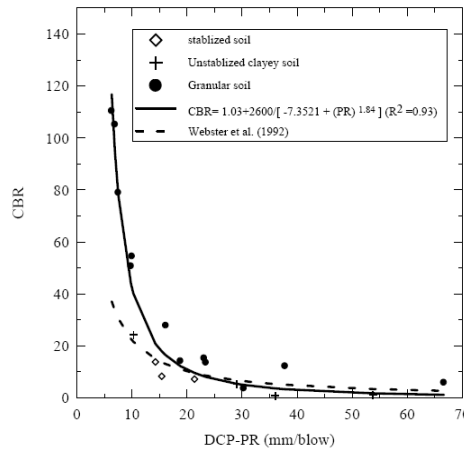


Figura 3. 5: Correlação entre I_{DPL} e CBR (adaptado de Nazzal, 2003).

Fortunato (2005) refere o facto de alguns manuais relativos a pavimentos rodoviários, e no contexto das actividades relacionadas com o tratamento e reforço dos mesmos, estabelecerem as espessuras das camadas de reforço consoantes as necessidades e com base nos índices obtidos dos ensaios DPL e CBR. Esta abordagem tem implícita uma relação entre os valores de DPL e de CBR (Figura 3.6).

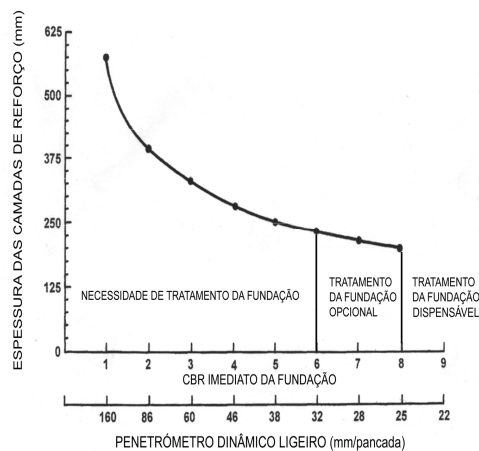


Figura 3. 6: Espessura da camada granular de reforço a colocar sobre a fundação, em função dos valores obtidos na fundação com o DPL e CBR (IDOT, 1982) (adaptado de Fortunato, 2005).

George et al. (2007) desenvolveram na Índia um estudo bastante amplo no contexto da avaliação de métodos usados na determinação dos parâmetros de rigidez (ECP, FWD e LFWD) e de resistência dos solos, no âmbito da engenharia rodoviária. Os solos da região, com clima tropical húmido, recolhidos em troços de estrada, eram predominantemente de natureza laterítica, incluindo aluviões e solos salinos. Este tipo de solos é característico de zonas de elevada pluviosidade, temperaturas elevadas e elevada humidade, com períodos alternados secos e molhados.

Neste estudo foi também utilizado o DPL, cujos resultados foram correlacionados com os valores de CBR, pela Equação 3.60, à qual se associa um coeficiente de determinação igual a 0,82. Os resultados

obtidos estão apresentados graficamente na Figura 3.7a) (I_{DPL} é aqui indicado como $DCPI$). Esta proposta foi comparada com a de Gabr et al. (2000) (Figura 3.7b).

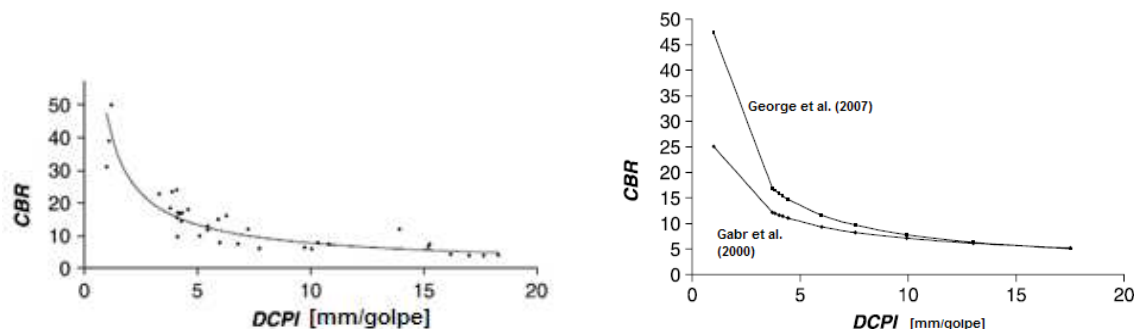


Figura 3. 7: Correlação entre I_{DPL} e CBR: a) George et al. (2007); b) comparação da proposta de George et al. (2007) com a de Gabr et al. (2000) (adaptado de International Journal of Pavement Engineering, 2007).

Na década de 90, a AASTHO adoptou para o cálculo do Módulo Reversível (M_R), a expressão desenvolvida nos anos 60 pelos autores Huekelom e Klomp (1962), onde este é determinado em função do índice de CBR, de acordo com a expressão:

$$M_R(MPa) = 10,34.CBR \quad (3.3)$$

Por seu lado, o Transportation Road Research Laboratory (TRRL) adoptou a equação do tipo:

$$M_R(psi) = 3000.CBR^{0,65} \quad (3.4)$$

Lenke et al. (2003) propuseram, para fins de controlo de compactação, uma relação do tipo (coeficiente de correlação igual a 0,62):

$$\log(CBR) = 1,9 + 1,48.\log(E_G) \quad (3.5)$$

Nazzal (2003) desenvolveu, no âmbito do estudo anteriormente referido, e com base nos resultados dos ensaios de CBR, de deflectómetro de impacto (E_{LFWD}) e de GeoGauge (E_G), modelos de correlação entre os resultados obtidos por cada um dos métodos, ilustrados nas Figuras 3.7, e expressos por:

$$CBR = 0,00392.E_G^2 - 5,75 \quad (3.6)$$

$$CBR = -14 + 0,66.E_{LFWD} \quad (3.7)$$

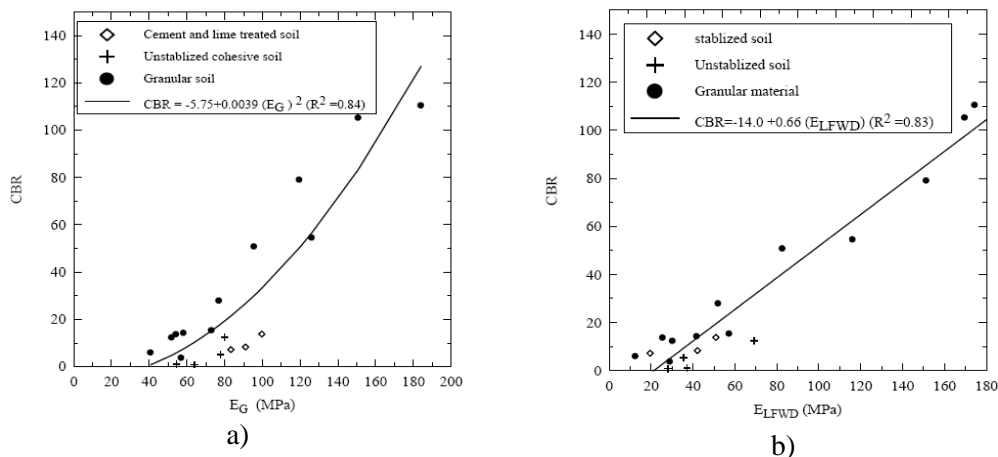


Figura 3. 8: Correlação entre o CBR e o módulo de deformabilidade: a) E_G ; b) E_{LFWD} (adaptado de Nazzal, 2003).

Neste caso, os valores de E_G variaram entre 40,8 e 184 MPa e os de E_{LFWD} entre 12,5 e 865 MPa.

Kavussi et al. (2009) num estudo com o objectivo de avaliar o potencial do Deflectómetro de Impacto Portátil, analisaram os valores do módulo obtidos por este método (E_{LFWD}) e resultados obtidos por outros métodos, nomeadamente o CBR, de forma a encontrar expressões para correlacionar os resultados dos ensaios. Neste estudo os autores publicaram a Equação 3.8.

$$CBR = -5,58 + 0,484 \cdot E_{LFWD} \quad (3.8)$$

Considerando válidas as expressões acima referidas, é possível determinar o módulo de deformabilidade, indirectamente, conhecendo o I_{DPL} , e recorrendo a relações entre este e o CBR.

Quadro 3. 1: Resumo de correlações entre I_{DPL} e CBR.

Autor	Ano	País	N.º Pontos	Equação	N.º Eq.	R ²	
Kleyn	1975	África do Sul	2000	$\log(CBR) = 2,631 - 1,280 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.9]		
Kindermans	1976			$\log(CBR) = 2,578 - 1,309 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.10]	0,97	
Kleyn e Savage	1982	África do Sul		$\log(CBR) = 2,60 - 1,26 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.11]		
Smith e Pratt	1983	Austrália	30	$\log(CBR) = 2,55 - 1,15 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.12]		
TRRL	1986	Inglaterra		$\log(CBR) = 2,48 - 1,06 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.13]		
		Brasil		$\log(CBR) = 2,647 - 1,3 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.14]		
Keyn	1986	Brasil		$CBR = 443,45 \cdot I_{DPL}^{-1,30}$	[3.15]		
Harison	1987	Indonésia	72	Conjunto total das 72 amostras			
				$\log(CBR) = 2,810 - 1,320 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.16]	0,98	
				Solos argilosos			
				$\log(CBR) = 2,56 - 1,16 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.17]	0,97	
				Solos arenosos			
$\log(CBR) = 3,03 - 1,51 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.18]	0,92					
Cascalhos							
$\log(CBR) = 2,55 - 0,96 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.19]	0,96					

Quadro 3. 2: Resumo de correlações entre I_{DPL} e CBR (continuação).

Autor	Ano	País	N.º Puntos	Equação	N.º Eq.	R ²
Harison	1989	Austrália		Solos Argilosos: $I_{DPL} > 10$ mm/golpe $\log(CBR) = 2,56 - 1,16 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.20]	
				Materiais Granulares: $I_{DPL} < 10$ mm/golpe $\log(CBR) = 2,70 - 1,12 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.21]	
Hasin e Mustafa	1987	Malásia	28	$\log(CBR) = 2,43 - 0,99 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.22]	0,90
Livneh	1987	Israel	74	Solos argilosos e siltosos $\log(CBR) = 2,2 - 0,71 \cdot \log(I_{DPL})^{1,5}$	[3.23]	0,96
Livneh e Ishai	1995			$\log(CBR) = 2,14 - 0,69 \cdot \log(I_{DPL})^{1,5}$	[3.24]	
Angelone et al	1991	Argentina		Solos arenosos Finos $\log(CBR) = 2,563 - 1,05 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.25]	
Webster et al	1991	Chile	101	$\log(CBR) = 2,89 - 1,46 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.26]	0,95
Sampson	1994			Conjunto total de amostras $\ln(CBR) = 5,8 - 0,95 \cdot \ln(I_{DPL})$	[3.27]	
				Apenas Amostras Plásticas $\ln(CBR) = 5,93 - 1,10 \cdot \ln(I_{DPL})$	[3.28]	
				Amostras de $IP > 6\%$ $\ln(CBR) = 6,15 - 1,248 \cdot \ln(I_{DPL})$	[3.29]	
				Amostras de $IP < 6\%$ $\ln(CBR) = 5,70 - 0,82 \cdot \ln(I_{DCP})$	[3.30]	
				Apenas amostras não plásticas $\ln(CBR) = 5,86 - 0,89 \cdot \ln(I_{DPL})$	[3.31]	
Esse et al	1995			$\log(CBR) = 2,45 - 1,07 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.32]	
Vertamatti e Oliveira	1997	Brasil	70	$\log(CBR) = 2,89 - 1,46 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.33]	0,96
				Amostras sem imersão $\log(CBR) = 2,506 - 1,068 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.34]	0,98
				Amostras com imersão (96 horas) $\log(CBR) = 2,441 - 1,024 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.35]	0,96
Trichês e Cardoso	1998		53	$\log(CBR) = 2,71 - 1,25 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.36]	0,90
	1999	Brasil		Amostras de CBR imersas $CBR = 151,58 \cdot (I_{DPL})^{-1,03}$	[3.37]	0,84
				Amostras com teor em água natural $CBR = 512,64 \cdot (I_{DPL})^{-1,25}$	[3.38]	
Coonse	1999			$\log(CBR) = 2,53 - 1,14 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.39]	
Gabr et al	2000			$CBR = 363,67 \cdot I_{DPL}^{-1,10}$	[3.40]	0,83
				$CBR = 79,46 \cdot I_{DPL}^{-0,82}$	[3.41]	0,71
				Los Angeles $\log(CBR) = 1,4 - 0,55 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.42]	
Lima	2000			$\log(CBR) = 2,809 - 1,288 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.43]	0,86
Fontes	2001			$CBR = 456,63 \cdot I_{DPL}^{-1,36}$	[3.44]	1,0
				$CBR = 1075,34 \cdot I_{DPL}^{-1,74}$	[3.45]	0,99

Quadro 3. 3: Resumo de correlações entre I_{DPL} e CBR (continuação).

Autor	Ano	País	N.º Pontos	Equação	N.º Eq.	R2
Alves	2002			Todas as amostras <i>in situ</i> : $CBR = 363,67 \cdot I_{DPL}^{-1,10}$	[3.46]	0,83
				Todas as amostras <i>projecto</i> : $CBR = 79,46 \cdot I_{DPL}^{-0,82}$	[3.47]	0,71
				Amostras <i>in situ</i> : A-4 $CBR = 497,66 \cdot I_{DPL}^{-1,21}$	[3.48]	0,89
				Amostras <i>projecto</i> : A-4 $CBR = 127,19 \cdot I_{DPL}^{-0,94}$	[3.49]	0,72
				Amostras <i>in situ</i> : A-7-5 $CBR = 247,93 \cdot I_{DPL}^{-1,06}$	[3.50]	0,82
				Amostras <i>projecto</i> : A-7-5 $CBR = 77,63 \cdot I_{DPL}^{-0,96}$	[3.51]	0,89
				Amostras <i>in situ</i> : A-7-6 $CBR = 900,32 \cdot I_{DPL}^{-1,37}$	[3.52]	0,96
				Amostras <i>projecto</i> : A-7-6 $CBR = 107,20 \cdot I_{DPL}^{-0,93}$	[3.53]	0,76
				Amostras <i>in situ</i> : A-2-7 $CBR = 954,99 \cdot I_{DPL}^{-1,27}$	[3.54]	0,82
				Amostras <i>projecto</i> : A-2-7 $CBR = 516,49 \cdot I_{DPL}^{-1,17}$	[3.55]	0,94
				Amostras <i>in situ</i> : A-2-7 $CBR = 351,48 \cdot I_{DPL}^{-1,05}$	[3.56]	1,00
				Amostras <i>projecto</i> : A-2-4 $CBR = 148,60 \cdot I_{DPL}^{-1,01}$	[3.57]	0,71
				Nazzal	2003	
Karaunaprema e Edirisingle	2005			$\log(CBR) = 1,966 - 0,667 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.59]	0,95
George et al.	2007	Índia		$CBR = 47,32 \cdot I_{DPL}^{-0,7852}$	[3.60]	0,82

3.3. CORRELAÇÕES ENTRE O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO DPL E O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Actualmente, no âmbito da caracterização dos materiais que constituem as camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transporte, é usual proceder à determinação do módulo de deformabilidade. No entanto, o módulo de deformabilidade não é um parâmetro intrínseco do material. O seu valor depende, entre outras variáveis, da forma como é determinado, do nível de carga e de deformação atingidos e das condições de estado do material.

Para além disso, no âmbito da avaliação estrutural, começa também a ser corrente proceder à determinação do módulo de deformabilidade equivalente *in situ*, o qual depende, para além das variáveis já referidas, da estratificação do meio e da profundidade interessada pelo ensaio.

Em laboratório é usual recorrer ao ensaio triaxial de cargas repetidas para determinar o módulo de deformabilidade (Chen et al. 2001, Livneh e Goldberg, 2001; Nazarian et al, 2002; Rahim e George, 2002; Sawangsuriva et al, 2002). Este módulo é usualmente designado por módulo reversível, e pode ser calculado por:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (3.61)$$

Onde:

σ_d – tensão de desvio repetida;

ε_r – deformação elástica ou reversível, correspondente a um certo numero de aplicações de σ_d ;

M_R – Módulo reversível.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.62)$$

Onde:

Δh - deslocamento recuperável;

h_0 – altura inicial da amostra colocada no equipamento de ensaio.

O manual de pavimentação do DNER (2006), destaca alguns factores que afectam o módulo reversível dos solos granulares (citado por Sachet, 2007):

- Número de repetições da tensão deviatória;
- Histórico de tensões;
- Duração e frequência do carregamento;
- Nível de tensão aplicada.

Para além disso o módulo reversível depende do tipo de material, da dimensão das partículas, da granulometria, do teor em água e da compacidade (Hicks e Monismith, 1971, citado por NCHRP, 2008).

Na avaliação “*in situ*”, para além do ensaio de carga em placa, usam-se equipamentos como os deflectómetros de impacto, ou equipamentos como o Geogauge.

Tendo em conta a relativa dificuldade/complexidade e custo destas determinações, pelo menos de forma sistemática, tem havido interesse no seio da comunidade técnico-científica em aperfeiçoar correlações entre os valores do módulo de deformabilidade determinados por estes métodos e os resultados de ensaios de penetração, em particular do DPL.

Fortunato (2005) refere alguns autores que propõem a determinação do módulo de deformabilidade de solos e de agregados a partir do valor do índice de penetração, I_{DPL} (mm/pancada) do ensaio DPL, através de uma relação do tipo (De Beer, 1991; Konrad e Lachance, 2000):

$$\log(E) = a - b \cdot \log(I_{DPL}) \quad (3.63)$$

Nos Quadros 3.4 e 3.5 apresentam-se equações propostas por diversos autores para relacionar o módulo de deformabilidade com I_{DPL} .

Angelone et al. (1991) após a realização de ensaios sobre amostras recolhidas de rodovias na região litoral da Argentina, classificadas como solos finos (A-4 e A-6), publicaram a Equação 3.69.

Hassan (1996) indica que a relação entre o Módulo Reversível e o Índice de Penetração do DPL é significativamente afectada pelo teor em água dos materiais. Segundo o autor, as variáveis relacionam-se de acordo com a Equação 3.70.

Chai e Roslie (1998) publicaram, em resultado das suas investigações, a Equação 3.72, que relaciona o módulo reversível determinado pelo FWD, com o índice de penetração obtido pelo DPL.

Chua (1998) propôs um modelo de correlação entre o módulo de deformabilidade do solo (E) e o Índice de Penetração do DPL (I_{DPL}) para diferentes materiais e valores de tensão principal na fase de ruptura. Nesta análise os materiais foram divididos em vários grupos, ou seja, argilas de alta e baixa plasticidade, solos siltosos, solos arenosos, solos com cascalho, agregados naturais e asfalto reciclado. As Figuras 3.9 e 3.10 ilustram os resultados obtidos. A primeira figura foi proposta para os solos finos, enquanto a segunda refere-se a materiais de granulometria grosseira.

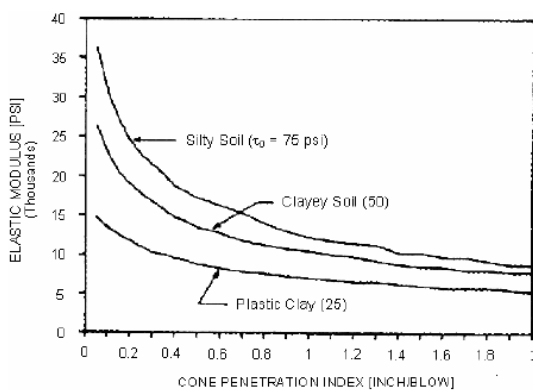


Figura 3.9: Relação entre o I_{DPL} e o Módulo de Elasticidade para solos finos (adaptado de Peirre et al., 2007).

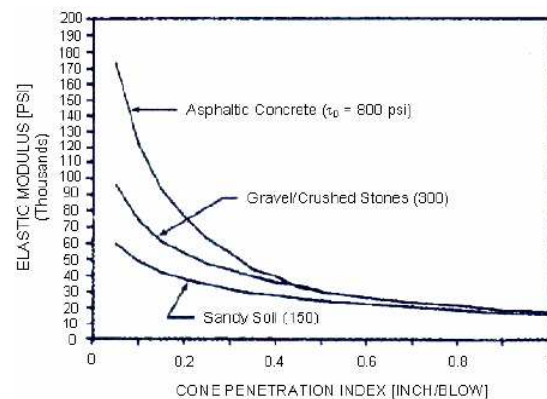


Figura 3.10: Relação entre o I_{DPL} e o Módulo de Elasticidade para materiais grosseiros (adaptado de Peirre et al., 2007).

Chen et al. (1999) realizaram ensaios DPL e FWD em camadas de pavimentos e concluíram que os resultados se podiam relacionar através da Equação 3.73 (R^2 igual a 0,42). Esta proposta é limitada a valores de 10 a 60 mm/golpe, do Índice de Penetração do DPL.

George e Uddin (2000) conduziram as suas investigações no sentido de correlacionar o módulo reversível dos solos (determinado em laboratório) com o Índice de Penetração do DPL, tendo em conta o teor em água, o limite de liquidez, e o peso volúmico dos solos que constituíam as camadas ensaiadas. Neste estudo realizaram ensaios com distintos equipamentos de DPL, nomeadamente manuais e automáticos, e concluíram que os resultados não diferem de forma significativa, como se pode observar na Figura 3.11.

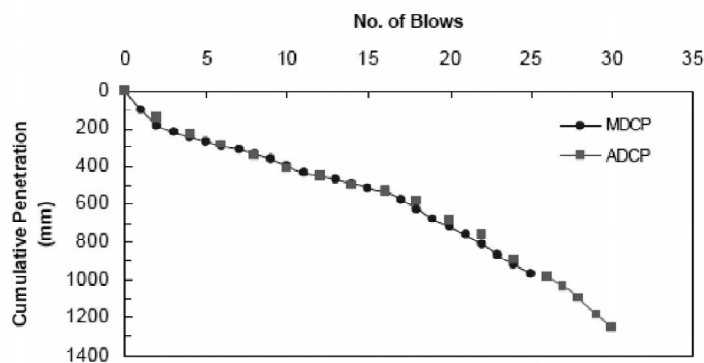


Figura 3. 11: Relação entre resultados do DPL, determinados em versão automática (ADPL) e manual (MDPL) (George e Uddin, 2000) (adaptado de NCHRP, 2008).

Dos resultados do estudo (Figura 3.12) obtiveram expressões diferentes, em função do tipo de solo. Isto é, os autores propõem a Equação 3.75 para finos e a Equação 3.76 para solos de granulometria grosseira.

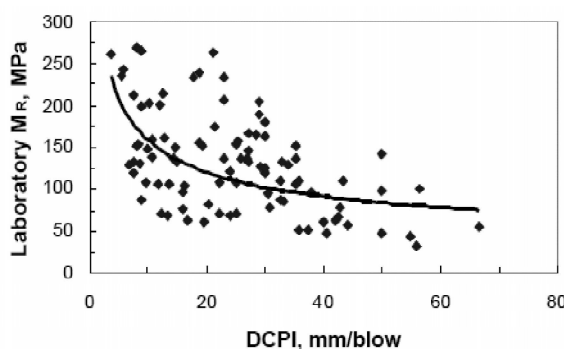


Figura 3. 12: Correlação entre M_R e I_{DPL} (George e Uddin, 2000) (adaptado de NCHRP, 2008).

Rahim e George (2002) estudaram a possibilidade de utilizar o DPL de operação automática na caracterização de solos de fundação de pavimentos. Para tal, determinaram características físicas dos solos, realizaram diversos ensaios com o DPL num trecho piloto e, em simultâneo, recorreram ao FWD e a ensaios de carga triaxial para a determinação do módulo reversível “in situ” e em laboratório, respectivamente. Em resultado dos estudos apresentaram duas expressões que permitem estimar o valor do módulo reversível de forma distinta relativamente a solos finos e granulares (Equação 3.64 e 3.65, respectivamente).

$$M_R = a_0 \cdot (PI)^{a_1} \cdot \left[\gamma_{dr}^{a_2} + \left(\frac{w_L}{w_c} \right)^{a_3} \right] \quad (3.64)$$

$$M_R = b_0 \cdot \left(\frac{PI}{\log(C_u)} \right)^{b_1} \cdot \left[\gamma_{dr}^{b_2} + w_{cr}^{b_3} \right] \quad (3.65)$$

Onde:

M_R – módulo reversível determinado em laboratório (MPa);

PI – penetração (mm/pancada);

C_u – coeficiente de uniformidade;

γ_{dr} – peso volúmico relativo ao valor máximo do ensaio Proctor normal (kN/m^3);

w_c – teor em água (%);

w_{cr} – teor em água relativo ao valor óptimo do ensaio Proctor normal (%);

w_L – limite de liquidez;

a_i, b_i – constantes.

Para valores do coeficiente de determinação (R^2) de cerca de 0,7 em ambos os casos, as constantes a_i e b_i assumem os seguintes valores: $a_0 = 27,86$; $a_1 = -0,114$; $a_2 = 7,82$; $a_3 = 1,925$; $b_0 = 90,68$; $b_1 = -0,305$; $b_2 = -0,935$; $b_3 = 0,674$.

Nazzal (2003), no âmbito do estudo já referido, realizou vários ensaios, e na sequência dos resultados obtidos propôs as relações expressas pelas equações 3.80, 3.81 e 3.97 (Figura 3.13, onde I_{DPL} é representado por PR) entre o I_{DPL} e o módulo de deformabilidade determinado através do ECP e do FWD, para valores de I_{DPL} entre 4,8 e 67 mm/golpe.

O autor na sua investigação definiu o módulo de deformabilidade obtido no primeiro e segundo ciclo de carga (EV_1 e EV_2), pelas siglas $E_{ECP(i)}$ e $E_{ECP(R2)}$, respectivamente.

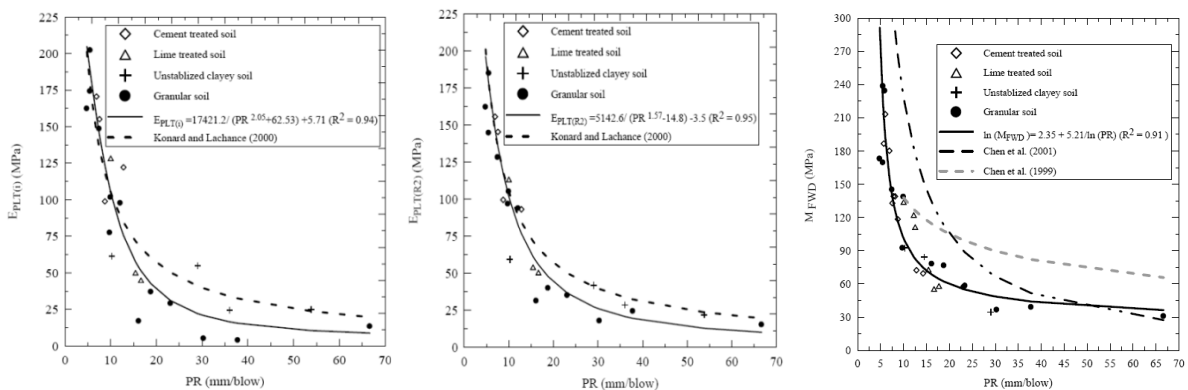


Figura 3. 13: Correlação entre I_{DPL} e: a) $E_{ECP(i)}$; b) $E_{ECP(R2)}$; c) $M_{R,FWD}$ (adaptado de Nazzal, 2003).

Edil e Benson (2005) propuseram correlações entre os resultados do DPL obtidos a diferentes profundidades e os do GeoGauge, como se mostra nas Figuras 3.14 e 3.15 (Mohammadi et al, 2008).

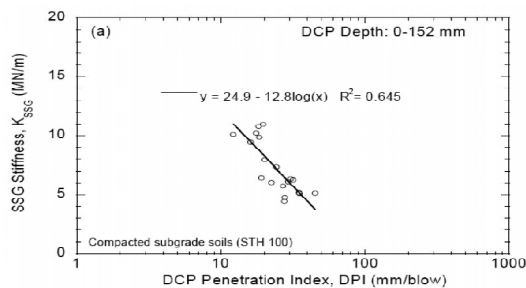


Figura 3. 14: Correlação entre I_{DPL} e E_G à profundidade de penetração 152 mm (adaptado de NCHRP, 2008).

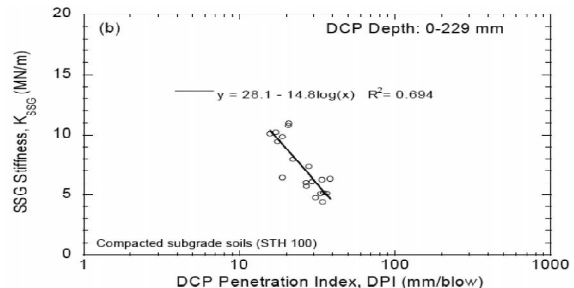


Figura 3. 15: Correlação entre I_{DPL} e E_G à profundidade de penetração 229 mm (adaptado de NCHRP, 2008).

Abu-Farsakh et al. (2004) realizaram vários ensaios de determinação dos parâmetros de deformabilidade dos solos, recorrendo a diversos métodos. Para além disso, utilizaram também o DPL, o que lhes permitiu propor diversas correlações. Os ensaios usados no estudo foram: i) ECP; ii) LFWD; iii) FWD; iv) GeoGauge e v) DPL. Todos eles foram executados no Louisiana Transportation Research Center Laboratory (LTRC). Os resultados obtidos pelos autores apresentam-se nas Figuras 3.15 e 3.16.

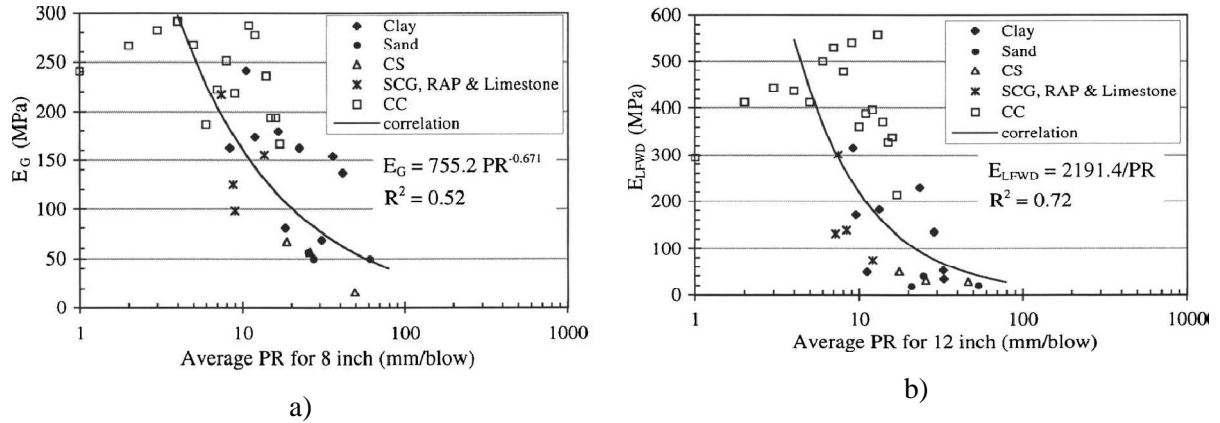


Figura 3. 16: Correlação: a) I_{DPL} vs E_G ; b) I_{DPL} vs E_{LFWD} (adaptado de Abu-Farsakh et al. 2004).

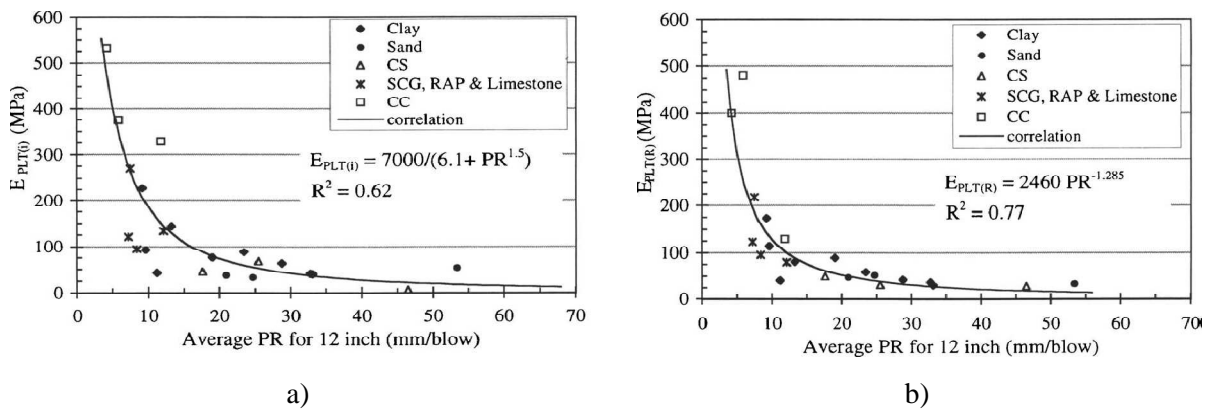


Figura 3. 17: Correlação: a) I_{DPL} vs. $E_{PLT(i)}$ (EV_1); b) I_{DPL} vs $E_{PLT(R)}$ (EV_2) (adaptado de Abu-Farsakh et al. 2004).

No trabalho de George et al. (2007), já referido, é proposta uma relação entre o Índice de Penetração do DPL e o módulo de deformabilidade obtido pelo LFW, a qual se traduz pela Equação 3.91, correspondendo a um coeficiente de determinação de 0,73 (Figura 3.18).

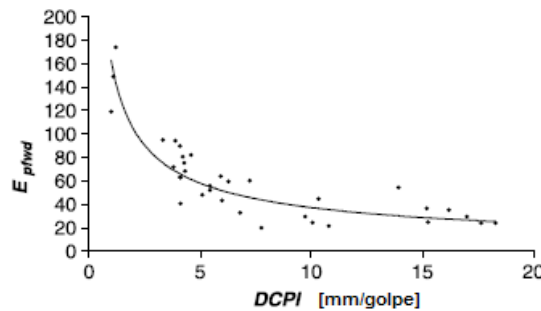


Figura 3. 18: Correlação entre I_{DPL} e E_{LFWD} (adaptado de George et al., 2007).

Fortunato et al. (2009), em estudos desenvolvidos no âmbito da renovação da Linha do Norte de Portugal e perante os resultados dos ensaios realizados nos trabalhos de prospecção da via férrea em serviço, propuseram as relações entre os valores obtidos com o DPL e o módulo de deformabilidade obtido no segundo ciclo do ensaio de carga em placa (EV_2), expressas pelas Equações 3.95 e 3.96, e apresentadas na Figura 3.19. As equações são distintas em função do tipo de materiais envolvidos, isto é, materiais de granulometria fina e materiais grosseiros (pela classificação AASHTO), respectivamente.

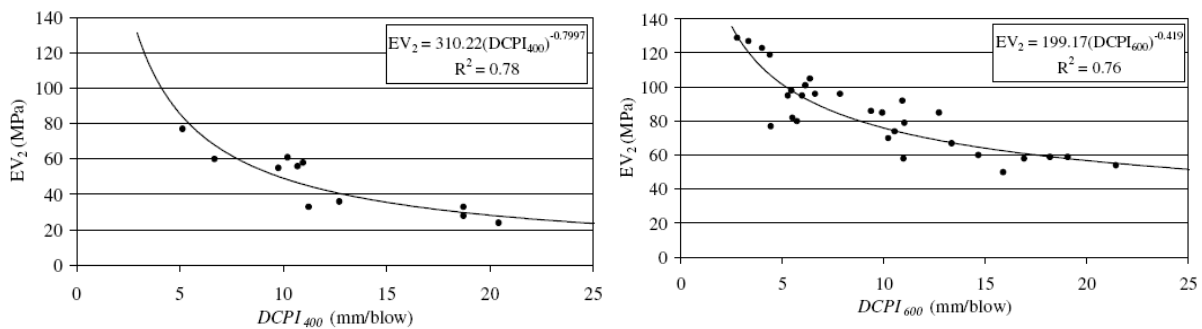


Figura 3. 19: Correlação entre I_{DPL} e EV_2 : a) solos finos; b) solos granulares (adaptado de Fortunato et al., 2009).

Para ter em conta a profundidade de influência do ensaio de carga com placa, os autores calcularam para todos os locais $I_{DPL,n}$, entre a superfície do solo e uma certa profundidade n , e em múltiplos de 100 mm, até uma profundidade de 900 mm. Foram estabelecidas correlações entre os diferentes valores de I_{DPL} e EV_2 e foram analisados os respectivos coeficientes de determinação. A Figura 3.20 apresenta a variação de R^2 com a profundidade. Os valores máximos dos coeficientes de determinação obtidos desta forma foram 0,76 e 0,78, respectivamente, para solos granulares e para solos finos, para a resistência necessária para penetrar 400 mm e 600 mm, respectivamente. Esses valores de R^2 podem ser considerados bastante razoáveis para este tipo de correlação.

Os valores de EV_2 variam entre 20 e 80 MPa para solos de grão fino e entre 50 e 130 MPa para solos mais grosseiros.

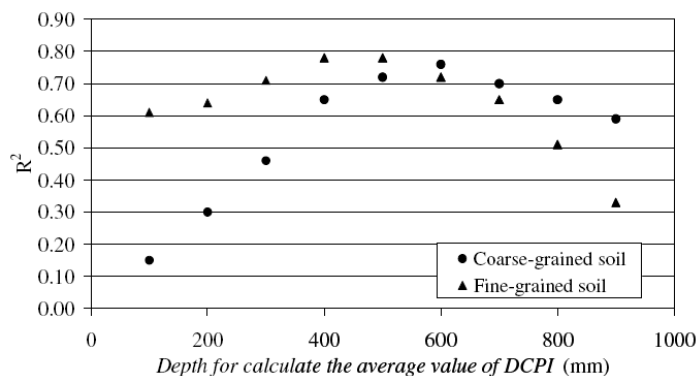


Figura 3. 20: Coeficiente de determinação obtido em função da profundidade para a qual é avaliado I_{DPL} (adaptado de Fortunato et al., 2009).

A fim de ter em conta a heterogeneidade das camadas avaliadas e, em alguns casos, a presença de partículas de grande diâmetro, foram executados dois ensaios DPL em cada um dos 80 locais analisados, espaçados de 30-50 cm. Dos resultados obtidos em cada ponto foram considerados os valores médios da resistência à penetração.

O equipamento DPL usado na avaliação da resistência à penetração dos solos em campo apresentava as seguintes características: i) o peso do pilão, 10 kgf; altura de queda, 0,50 m; secção da ponteira, 10 cm²; peso da vara, 3,79 kgf; ângulo do cone, 90°.

Pela observação dos perfis obtidos, os autores concluíram que na maioria dos casos o I_{DPL} vai diminuindo ao longo da profundidade, como se ilustra na Figura 3.21. Em particular, no caso dos solos granulares, os valores de I_{DPL} obtidos em pequenas profundidades foram significativamente superiores aos obtidos em profundidades maiores. Uma vez que o material e o grau de compactação eram

semelhantes em profundidade, pode-se concluir que o padrão dever-se-á ao aumento da pressão de confinamento (Al Jayawickrama et al., 2000).

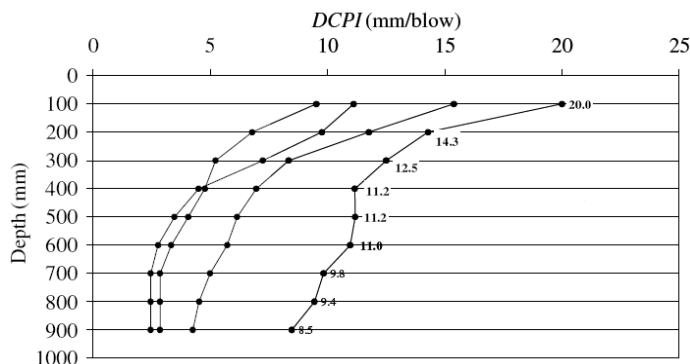


Figura 3. 21: Perfil do I_{DPL} obtido em função da profundidade (adaptado de Fortunato et al., 2009).

Quadro 3. 4: Relação entre o módulo de deformabilidade (E) e I_{DPL} .

Autor	Ano	País	Equação	N.º Eq.	R ²
Pen	1990		$\log(E) = 3,65 - 1,17. \log(I_{DPL})$	[3.66]	
			$\log(E) = 3,25 - 0,89. \log(I_{DPL})$	[3.67]	
De Beer	1990		$\log(E) = 3,05 - 1,07. \log(I_{DPL})$	[3.68]	
Angelone et al.	1991		$M_R = 201. (I_{DPL})^{-0,44}$	[3.79]	
Hassan	1995		$M_R(\text{psi}) = 7013,065 - 2040,783. \ln(I_{DPL})$	[3.70]	
Chai e Roslie	1998		$E(\text{MN}/\text{m}^2) = 17,6(269/I_{DPL})^{0,64}$	[3.71]	
Chai e Roslie	1998		$M_R = 2224. I_{DPL}^{-0,99}$	[3.72]	
Chen et al.	1999		$E = 338,5. I_{DPL}^{-0,380}$	[3.73]	
Alves	2000		$M_R = 188,12. (I_{DPL})^{-0,58}$	[3.74]	
George e Uddin	2000		Solos Finos	[3.75]	
			$M_R = 235,3. I_{DPL}^{-0,48}$		
			Solos Grossos	[3.76]	
			$M_R = 532,1. I_{DPL}^{-0,49}$		
Alshibli et al.	2005		$E_{FWD} = \frac{2191,4}{I_{DPL}}$	[3.77]	
Konrad e Lachance	2001		$\log(E_{ECP}) = 2,906 - 0,884. \log(I_{DPL})$	[3.78]	0,92
Nazzal	2003		$E_{ECP(i)} = \frac{17421,2}{I_{DPL}^{2,05} + 62,53} - 5,71$	[3.79]	0,94
			$E_{ECP(R2)} = \frac{5142,61}{I_{DPL}^{1,57} - 14,8} - 3,49$	[3.80]	0,95
Kumar et al.	2003		$E_s = 375,2. I_{DPL}^{-0,645}$	[3.81]	

Quadro 3. 5: Relação entre o módulo de deformabilidade (E) e I_{DPL} (Continuação).

Autor	Ano	País	Equação	N.º Eq.	R ²
Abu-Farsakh et al.	2004		$E_G = 755,2 \cdot (I_{DPL})^{-0,671}$	[3.82]	0,52
			$E_{LFWD} = 2191,4 / I_{DCP}$	[3.83]	0,72
			$E_{PLT(i)} = \frac{7000}{6,1 + I_{DPL}^{1,5}}$	[3.84]	0,62
			$E_{PLT(R2)} = 2460 \cdot I_{DPL}^{-1,285}$	[3.85]	0,77
Lavoie	2005		$E_s = 348,3 \cdot I_{DPL}^{-0,640}$	[3.86]	
Chen et al.	2005		$E = 537,76 \cdot I_{DPL}^{-0,6645}$	[3.87]	
Edil e Benson	2005		$E_G = 28,1 - 14,8 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.88]	
			$E_G = 24,9 - 12,8 \cdot \log(I_{DPL})$	[3.89]	
Chen et al.	2007		$M_R = 18,05 \cdot I_{DPL}^{-0,67}$	[3.90]	
George et al.	2007		$E_{LFWD} = 162,48 \cdot (I_{DPL})^{-0,6398}$	[3.91]	0,73
Mohammadi	2007		$E_{PLT(i)} = 55,033 \cdot I_{DPL}^{-0,5459}$	[3.92]	0,83
			$E_{PLT(R2)} = 53,727 \cdot I_{DPL}^{-0,7433}$	[3.93]	0,94
Fortunato et al.	2009		<i>Solos Finos</i>	[3.94]	0,76
			$E = 199,17 \cdot I_{DPL}^{-0,42}$		
			<i>Solos Grosseiros</i>	[3.95]	0,78
			$E = 310,22 \cdot I_{DPL}^{-0,80}$		
Rahim e George	2002		$M_R = a_0 \cdot (PI)^{a_1} \cdot \left[\gamma_{dr}^{a_2} + \left(\frac{w_L}{w_c} \right)^{a_3} \right]$	[3.64]	
			$M_R = b_0 \cdot \left(\frac{PI}{\log(C_u)} \right)^{b_1} \cdot [\gamma_{dr}^{b_2} + w_{cr}^{b_3}]$	[3.65]	
Nazzal	2003		$\ln(M_{R,FWD}) = 2,35 + \frac{5,21}{\ln(I_{DPL})}$	[3.96]	0,91

3.4. OUTRAS CORRELAÇÕES QUE ENVOLVEM O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO DPL

A tarefa de determinação dos parâmetros de controlo de compactação é relativamente demorada, em particular quando se utiliza o método da garrafa de areia. Assim, existem diversas propostas para relacionar o peso volúmico seco com os resultados do DPL. Por exemplo, Novais Ferreira e Nunes (1990) desenvolveram um estudo relativo à possibilidade de controlar a compactação de aterros recorrendo ao DPL.

Neste estudo foram realizados ensaios “in situ” com o DPL e com a garrafa de areia, durante a construção de um aterro.

A partir dos resultados obtidos os autores verificaram a tendência, expressa pela Equação 3.97, onde n é corresponde ao número de pancadas associado ao DPL.

$$\gamma_d (kN/m^3) = 15,3359 + 1,5407 \ln(n) \quad (3.97)$$

A proposta está associada a um coeficiente de correlação de 0,67. É de notar que os ensaios foram realizados sob diversos tipos de solos, o que, conseqüentemente, aumentou a dispersão dos resultados.

Como já foi referido, a utilização de penetrómetros na caracterização dos terrenos é uma prática antiga, pelo que existem vários tipos de penetrómetros, que são usados conforme as características dos maciços em análise. Esta utilização massiva tem permitido estabelecer correlações entre os resultados obtidos por cada um dos tipos de equipamento, com vista à determinação das características físico-mecânicas dos terrenos.

Livneh e Ishai (1987) (citados em Burnham e Johnson, 1993) propõem uma relação entre os valores obtidos com o SPT (Standard Penetrometer Test) e o DPL do tipo:

$$\log(I_{DPL}) = -A + B \cdot \log(SPT) \quad (3.98)$$

onde SPT indica a penetração média por pancada, determinada a partir do número de pancadas necessárias para penetrar uma determinada profundidade, recorrendo à norma ASTM D1586-64.

Utilizando resultados de vários tipos de ensaios de penetração em solos graníticos da região norte de Portugal, Martins e Miranda (2003) relacionaram os valores dos ensaios de penetração DPL e DPH (*Penetrómetro Dinâmico Pesado*), através de:

$$N_{DPH} = 0,174 \cdot N_{DPL} \quad (3.99)$$

Em conclusão, e de acordo com alguns dos autores que foram citados, é correcto afirmar que cada equação está relacionada com uma metodologia própria de ensaio e, principalmente, com cada tipo de material, e respectivo estado.

4

ANÁLISE DE ELEMENTOS OBTIDOS NO ÂMBITO DA CARACTERIZAÇÃO DE LINHAS FÉRREAS ANTIGAS

4.1 INTRODUÇÃO

A via férrea deve permitir a circulação de veículos de passageiros e de mercadorias, em adequadas condições de segurança e conforto, de forma economicamente eficiente e garantindo a regularidade dos serviços disponíveis.

O desempenho deste tipo de estruturas resulta de uma complexa interação dos vários componentes do sistema (superestrutura e fundação) em resposta às solicitações impostas pela circulação dos veículos e às mudanças das condições climatéricas.

As acções transmitidas aos carris dependem da intensidade das cargas, da sua frequência de aplicação, da velocidade de circulação, da qualidade do material circulante, das características da própria superestrutura (tipo de carris; natureza, estado e espessura do balastro; tipo e afastamento das travessas; tipo de ligações) e do respectivo estado de conservação.

A via deve apresentar capacidade de carga suficiente para que sejam evitadas deformações permanentes excessivas na superestrutura e na subestrutura. Para além disso, é também fundamental que tenha uma elasticidade razoável que permita absorver as cargas dinâmicas e evitar a degradação do material circulante.

De entre as consequências da degradação de uma via férrea destaca-se, pela sua importância, a perda da regularidade geométrica dos carris, após passagem dos veículos. O processo de manutenção dessa regularidade depende: i) do comportamento da superestrutura ferroviária e da respectiva fundação; ii) da manutenção da superestrutura e da subestrutura e do próprio material circulante.

A caracterização das camadas de apoio e da subestrutura da via férrea pode ser feita com o intuito de melhor adaptar o tipo e frequência das acções de manutenção e/ou de obter elementos para dimensionar o reforço ou a reabilitação da via.

As intervenções mais frequentes ocorrem ao nível da superestrutura e sobretudo na camada de balastro. Quando as deficiências alcançam níveis elevados normalmente aplica-se o chamado “ataque mecânico pesado”. Este “ataque” é realizado para densificar a camada de balastro existente e, eventualmente colocar de novo balastro, com o intuito de repor a capacidade de carga e a geometria da via. Quando existe degradação do balastro ou quando este fica contaminado com solo, e essa contaminação atinge um valor superior ao considerado como limite razoável, de tal modo que fica comprometido o seu bom desempenho, processa-se a substituição desse material.

As infra-estruturas de caminhos de ferro mais antigas não foram projectadas tendo em conta as exigências actuais. Como consequência, são repetidos os casos em que as vias, por mais operações de conservação a que sejam sujeitas, não conseguem apresentar padrões de qualidade aceitáveis (Fazio e Corbin, 1986). Quando a capacidade de carga da fundação é insuficiente, quer devido ao aumento das solicitações, quer por diminuição das características mecânicas dos materiais, podem desenvolver-se fenómenos de degradação importantes, os quais podem levar a limitar a velocidade de circulação, por razões de segurança, ou levar à redução de cargas máximas a transportar.

Nas fundações de vias mais antigas, em que não existe camada de sub-balastro, o elevado teor em água nos solos, em consequência das chuvas, resulta na diminuição da capacidade de carga, podendo provocar deformações permanentes significativas. Em muitos destes casos, o balastro penetra na parte superior da fundação, levando à mistura de materiais (Li e Selig, 1998), ou desenvolve uma acção de erosão da plataforma das terraplenagens. Como consequência, produz-se material fino que é muitas vezes “bombado” a grande pressão até à superfície.

Em vias em que a camada de balastro é composta por material de baixa resistência, como é o caso dos materiais calcários, é também frequente observar-se material fino que tem origem na degradação do próprio balastro.

Estes mecanismos, para além de contribuírem para a degradação do balastro e da plataforma (Boomintahan et al., 1987), provocam ainda a degradação das travessas.

Nestas estruturas é difícil manter um nivelamento adequado da via e a conservação torna-se onerosa. Assim, quando a plataforma mostra indícios de instabilidade e uma fraca capacidade de carga, é necessário reconstruí-la, procedendo ao saneamento ou tratamento dos materiais existentes (Rose et al., 1984; Raymond, 1985).

Neste contexto, é importante registar que existem diferenças significativas entre a reabilitação e a concepção de novas infra-estruturas de linhas férreas. Diferenças essas que se associam à preocupação do maior aproveitamento possível do existente e na redução de perturbações na exploração da via no processo de reabilitação.

No âmbito dos projectos de modernização de linhas férreas em serviço, realizados com o objectivo de obter uma resposta adequada às novas exigências, como sejam o aumento das cargas máximas por eixo, o aumento do volume de tráfego e a necessidade de circulação dos veículos a velocidades mais elevadas, é importante o conhecimento das características de fundação da via, nomeadamente da espessura das camadas de distintos solos, da natureza e estado destes e das características mecânicas associadas.

Face aos resultados da prospecção, do tratamento da informação histórica disponível, das conclusões retiradas sobre inspecções visuais e das condições impostas ao projecto (geometria, prazos, custos, envolvente física, etc.) são então estudadas as medidas de reabilitação a aplicar ao longo do desenvolvimento do troço em estudo.

Assim, é fundamental ter em conta o desempenho da via e as características que os materiais exibem antes da reabilitação/renovação. Logo, a caracterização geotécnica da infra-estrutura é uma tarefa essencial. No entanto, os trabalhos de prospecção são de difícil execução, quer pela presença da superestrutura, quer pela heterogeneidade da infra-estrutura, quer ainda pela necessidade de manter a circulação ferroviária e respeitar os regimes de interdição da via.

Neste enquadramento, é muito importante utilizar métodos expeditos de caracterização que permitam obter informações relevantes relativamente às camadas da subestrutura e aos materiais que as constituem. No processo de selecção desses métodos deve ter-se em conta: i) os objectivos a atingir;

ii) as características actuais da via; iii) o tipo de perturbação causada na via aquando da execução dos ensaios; iv) a importância da grandeza a obter; v) a heterogeneidade dos materiais a ensaiar; vi) as características dos ensaios (repetibilidade, reprodutibilidade, fiabilidade, processo de interpretação, procedimento de ensaio, tempo necessário para a execução do ensaio e a obtenção de resultados); vii) as condicionantes físicas e de mobilidade dos equipamentos de ensaio; viii) aspectos económicos.

Os ensaios de penetração, em particular o DPL, podem constituir uma ferramenta muito útil para proceder à avaliação da fundação da via férrea.

4.2 APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

Neste trabalho tratou-se informação obtida durante os estudos realizados no âmbito da reabilitação de linhas férreas antigas em serviço. Os elementos analisados foram obtidos na Linha do Alentejo (percurso entre Casa Branca e Évora), na Linha do Sul (trecho entre Setúbal e Pinhal Novo) e na Linha do Norte (um trecho entre Ovar e Gaia, um trecho próximo de Alfarelos. Foi também considerado um trecho entre Entroncamento e Setil, bem como traçado pertencente ao Metro do Mondego, na zona de Ramal da Lousã.

Tendo como desígnio a caracterização e zonamento geotécnicos dos terrenos ocorrentes ao longo do traçado, e visando os objectivos almejados pelo Estudo Geotécnico, foram estabelecidos trabalhos de prospecção mecânica e ensaios de caracterização “in situ” e de laboratório comuns a todas as linhas.

Em particular, foram realizados ensaios de carga em placa na plataforma das vias (Figura 4.1), de acordo com a Norma Francesa NF P 94 117.1, com placa de 600 mm de diâmetro. É de notar que como as vias a avaliar se encontravam em exploração, os trabalhos foram executados à noite, altura de tráfego reduzido.



Figura 4. 1: Aspecto do Ensaio de Carga em Placa na caracterização de uma plataforma ferroviária em serviço (adaptado de Geocontrolo, 2004).

Em cada local de ensaios foram realizados os seguintes procedimentos: i) remoção do balastro granítico (BG) até à cota pretendida; ii) regularização da superfície de ensaio; iii) montagem dos dispositivos de ensaio e execução do ensaio de carga em placa; iv) caracterização dos terrenos subjacentes com ensaios de DPL; v) determinação da baridade “in situ” pelo método da garrafa de areia (Figura 4.2); vi) e recolha de amostras para ensaios de laboratório.

Em complemento aos ensaios de carga, efectuaram-se poços na plataforma, intercalados, também em períodos de interdição nocturna (Figura 4.3). Estes consistem na abertura de pequenas trincheiras transversais ao eixo da via, efectuadas entre travessas e sobre apenas um dos carris (periféricas), alcançando profundidades modestas, da ordem de 1 m. Além da determinação da espessura da camada de balastro e da caracterização dos materiais ocorrentes, com base apenas em análise macroscópica, procedeu-se às seguintes operações:

- i) Realização de ensaios na fundação com Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (DPL), conduzidos até cerca dos 2 m de profundidade;
- ii) Progressão da investigação até cerca de 1 a 2 m, com trado manual, tendo em vista a colheita de amostras para ensaios de laboratório.



Figura 4. 2: Ensaio pelo Método da Garrafa de Areia (adaptado de REFER E.P., 2001).



Figura 4. 3: Aspecto da abertura de um poço na plataforma (adaptado de Geocontrolo, 2004).

O ensaio DPL foi realizado de acordo com os procedimentos e as características apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4. 1: Características do equipamento de penetração DPL.

Descrição	Valor
Peso do pilão (kgf)	10
Altura de queda (m)	0,50
Secção da ponteira (cm ²)	10
Peso da vara (kgf)	3,79
Peso do batente (kgf)	4,4
Penetração (cm)	10
Ângulo no vértice do cone (°)	90

Da análise dos resultados obtidos em alguns pontos de ensaio pelo DPL, identificaram-se perfis de resistência com variações bastante significativas, sendo considerados valores fora da variação típica observada para o número de pancadas em função da profundidade de penetração. Tais variações associam-se à presença de partículas de grandes dimensões (seixo grosseiro ou blocos) envolvidas em solo. Tal pode dever-se quer ao facto de durante a construção, principalmente nas zonas em aterro, não ter havido grandes preocupações em seleccionar os materiais em termos de granulometria, quer à existência de partículas de balastro que penetraram na plataforma. Estes casos não foram considerados para a análise desenvolvida devido a não serem tidos como resultados fiáveis.

A caracterização laboratorial envolveu a realização de um alargado conjunto de ensaios, nomeadamente: i) análise granulométrica por peneiração (LNEC E 239); ii) teor em água natural (NP 84); iii) limites de consistência ou de Atterberg (LL, LP) (NP 143); iv) ensaio de azul de metileno (NF P 94 – 068); v) ensaio de equivalente de areia (LNEC E 199); vi) Compactação Proctor normal e modificado (LNEC E 197); vii) e Índice de CBR a 2,5 mm e 5,0 mm por ensaios de laboratório (LNEC E198).

Atendendo aos resultados obtidos nos ensaios foi possível classificar os materiais pelas classificações Francesa, AASTHO e ASTM.

Apresentam-se de seguida os troços onde foram obtidos os dados.

4.2.1 TROÇO PINHAL NOVO – SETÚBAL (LINHA DO SUL)

O Estudo Geotécnico do trecho entre o Pinhal Novo e Setúbal, integrado na Linha Sul (Figura 4.4) e com uma extensão total de 10,844 km, teve como objectivo a reabilitação da via e a duplicação entre a saída da Estação de Pinhal Novo e a entrada de Setúbal.

Este troço apresenta um cenário geológico enquadrado pela importante unidade morfo-estrutural que constitui a designada “Bacia terciária do Tejo-Sado” (Geocontrolo, 2000).



Figura 4. 4: Localização geográfica do troço férreo entre Setúbal e Pinhal Novo (adaptado de REFER, 2010).

Em particular, e após análise das amostras transportadas para laboratório, descrevem-se os solos de aterro de suporte da plataforma, como solos de depósitos essencialmente arenosos. Isto é, a maioria dos solos que se observaram ao longo do traçado são solos A-3 da classificação AASTHO (Figura 4.5). Os solos que se integram neste grupo são considerados solos com boas propriedades drenantes e adequados para se constituírem como camadas de apoio em infra-estruturas de transporte.

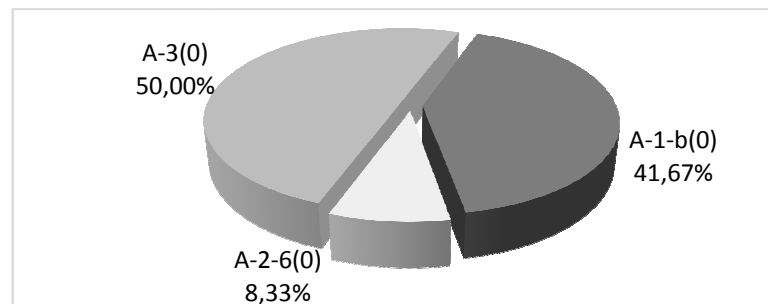


Figura 4. 5: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Pinhal Novo-Setúbal).

4.2.2 TROÇO OVAR – GAIA (LINHA DO NORTE)

No ano de 2004 foram realizados trabalhos de auscultação da plataforma da via férrea no troço Ovar-Gaia da Linha do Norte (Figura 4.6), com vista a obter elementos para desenvolver o projecto de reabilitação da via. A metodologia adoptada para caracterização geotécnica da plataforma compreendeu diversos estudos, nomeadamente:

- Reconstituição histórica da construção, manutenção e desempenho da via;
- Avaliação o enquadramento geotécnico da plataforma e respectivas condições de drenagem;
- Identificação de zonas com comportamento deficiente e zonas onde, para as condições de tráfego existente, não se tenha registado problemas de desempenho da via;
- Caracterização geotécnica da plataforma com base em ensaios de carga com placa e em poços realizados na plataforma, com colheita de amostras para ensaios de laboratório, e execução de ensaios DPL.



Figura 4. 6: Localização geográfica do trecho férreo entre Ovar e Gaia (adaptado de REFER, 2010).

A análise integrada e ponderada do conjunto de informação proporcionada pelas campanhas de prospecção efectuadas e pelos indicadores de reconhecimento geológico de superfície, precedida e convenientemente enquadrada pela consulta bibliográfica, permitiu descrever os materiais ao longo do traçado como depósitos fundamentalmente areno-siltosos, mais ou menos argilosos e/ou pedregosos.

A análise em laboratório permitiu identificar materiais de constituição muito diversa, abarcando quase todas as subclasses da classificação AASHTO, com ligeiro predomínio dos solos granulares A-1-b, A-2-4, em relação aos solos finos A-4 (1), A-4 (2), A-4 (6) e A-7-6 (6) (Figura 4.7).

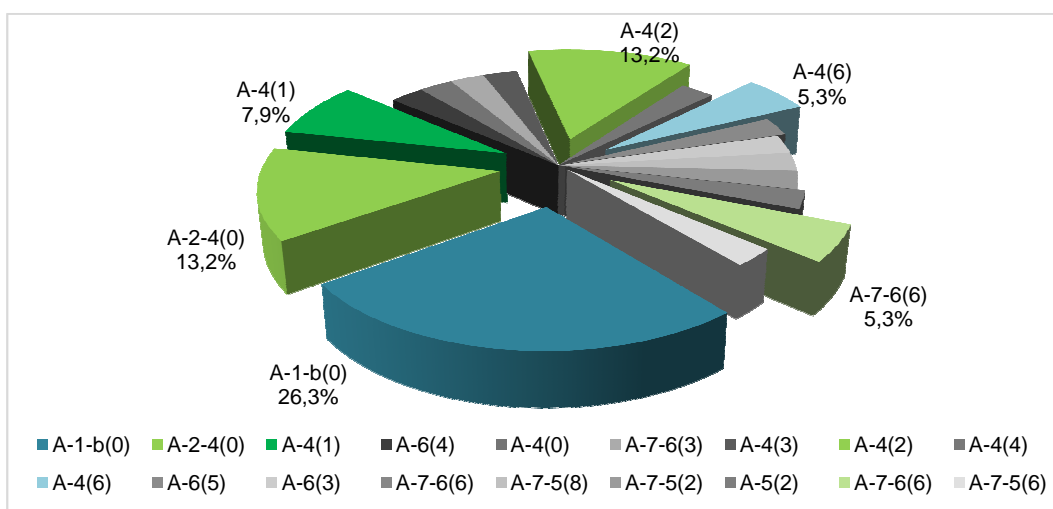


Figura 4. 7: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Ovar-Gaia).

4.2.3 TROÇO ENTRONCAMENTO – SETIL (LINHA DO NORTE)

O trecho férreo entre Entroncamento e Setil está inserido na Linha do Norte (Figura 4.8). Os estudos agora apresentados foram realizados em 2008, no âmbito do projecto de renovação. Os solos prospectados distribuem-se de acordo com o representado na Figura 4.9.



Figura 4. 8: Localização geográfica do troço férreo entre Entroncamento e Setil (adaptado de REFER, 2010).

Dos solos analisados, verifica-se predominância dos A-2, isto é, metade do conjunto de amostras.

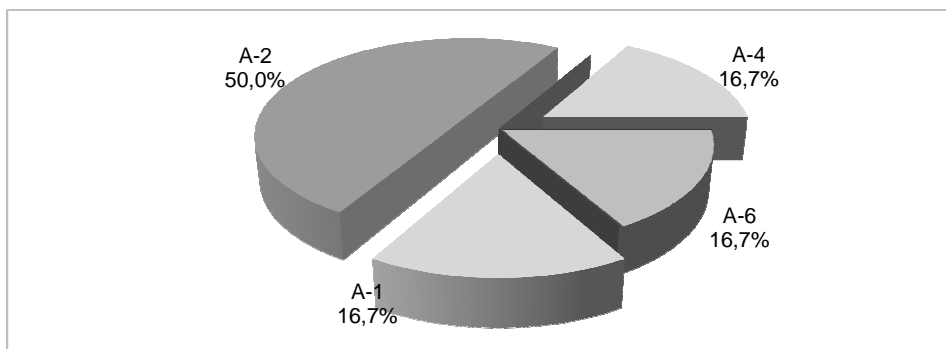


Figura 4. 9: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Entroncamento-Setil).

4.2.4 TROÇO ALFARELOS E SECÇÕES ADJACENTES (LINHA DO NORTE)

Trata-se igualmente de um trecho da Linha do Norte que se pretende renovar, e que apresenta uma extensão de cerca de 10 889 m, na zona envolvente à Estação de Alfarelos (Figura 4.10).



Figura 4. 10: Localização geográfica da Estação de Alfarelos e secções adjacentes (adaptado de REFER, 2010).

Os trabalhos de auscultação foram, como noutros projectos de reabilitação de via férrea, realizados durante o período nocturno, nomeadamente os ensaios de carga em placa (ECP) e os ensaios de DPL.

A caracterização geotécnica permitiu concluir que existiam diversos tipos de materiais, sendo a sua maioria classificada como A-2 (Figura 4.11). Usualmente, as camadas construídas com este tipo de solos, quando sujeitos a uma compactação adequada, apresentam boas características mecânicas.

Em relação ao seu estado hídrico, observou-se uma tendência para a existência de solos húmidos a muito húmidos.

O módulo de deformabilidade medido no segundo ciclo do ensaio de carga em placa (EV2) variou entre 60 e 80 MPa.

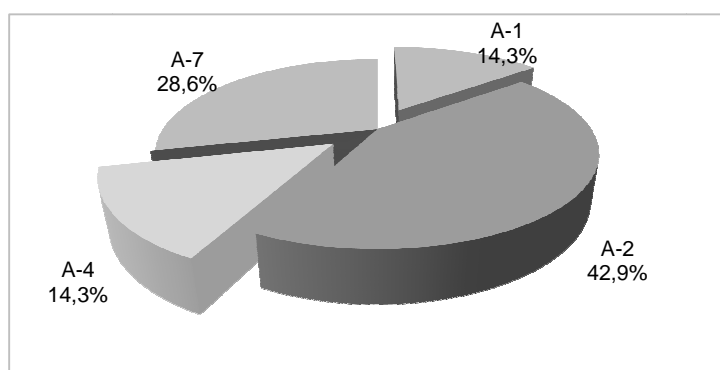


Figura 4. 11: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Alfarelos e secções adjacentes).

4.2.5 TROÇO ÉVORA – CASA BRANCA (LINHA DO ALENTEJO)

Os trabalhos de prospecção geotécnica no traçado entre Évora e Casa Branca foram desenvolvidos no ano de 2001, entre os meses de Agosto e Outubro. Na Figura 4.12 apresenta-se um esquema da localização geográfica do troço em causa.

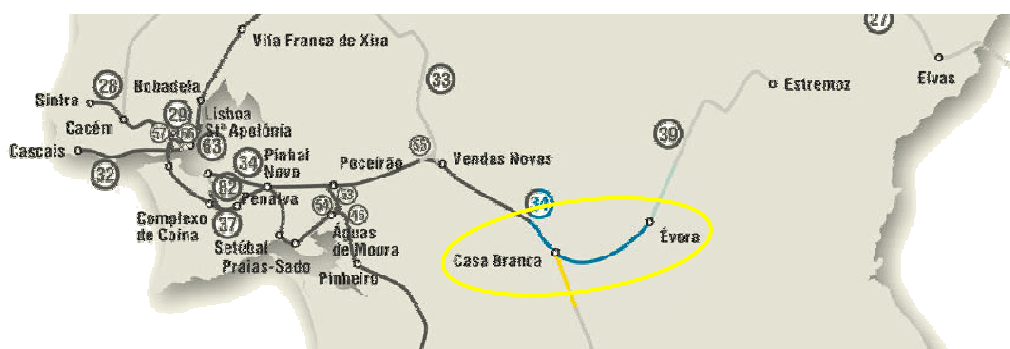


Figura 4. 12: Pormenor do troço férreo entre Casa Branca e Évora (adaptado de REFER, 2010).

Os dados deste troço analisados neste trabalho não incluíram resultados dos ensaios de carga em placa, uma vez que a localização destes não coincidia com a localização dos outros ensaios, nomeadamente DPL, CBR “in situ” e Garrafa de Areia, para determinação do peso volúmico seco “in situ”.

Após trabalhos de caracterização da fundação ao longo do traçado, concluiu-se que a maioria das amostras de solo pertencia aos grupos A-1 e A-2, como se apresenta na Figura 4.13.

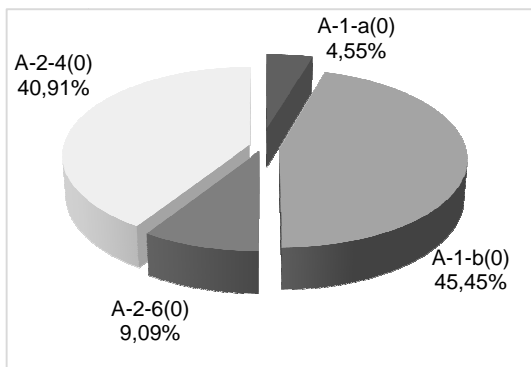


Figura 4. 13: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Troço Évora - Casa Branca).

4.2.6 TROÇO DO RAMAL DA LOUSÃ

O troço férreo do Ramal da Lousã foi alvo de dois períodos distintos, mas em anos seguidos, 2007 e 2008, de trabalhos de prospecção, no contexto de avaliação da via e reabilitação da mesma. Este projecto integra-se no novo projecto do Metro do Mondego (Figura 4.14).



Figura 4. 14: Mapa da rede férrea do Metro do Mondego.

Das amostras de solos recolhidas na zona de Ramal da Lousã e, segundo a especificação AASTHO, a tipologia de solos predominante é definida por solos do tipo A-1 e A-2 (Figura 4.15).

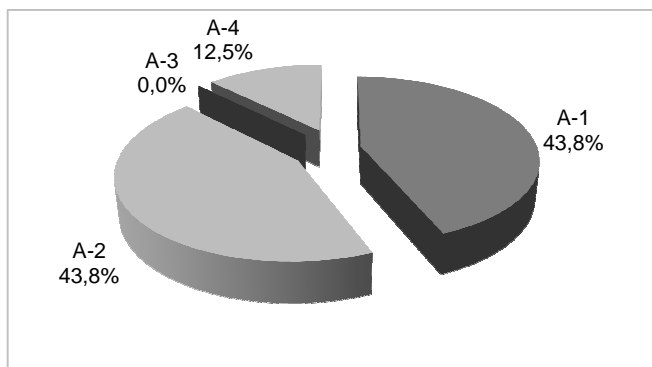


Figura 4. 15: Distribuição dos solos de acordo com a classificação AASTHO (Zona de Ramal da Lousã).

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O ENSAIO DE CARGA EM PLACA

É razoável considerar que a relação entre módulo de deformabilidade obtido no segundo ciclo do ensaio de carga em placa (EV_2) e aquele que é obtido no primeiro ciclo (EV_1) constitui um indicador da compactidade dos materiais ensaiados.

Em todas as obras apresentadas e envolvidas no presente estudo foram realizados ensaios de carga em placa (ECP), o que permitiu fazer uma análise sucinta dos resultados obtidos sobre 104 locais.

Os solos identificados são na sua maioria do tipo A-1 e A-2 (Figura 4.16), variando a sua preponderância de acordo com o apresentado no Quadro 4.2. Em 30 dos 104 locais onde se fizeram ensaios de carga foram identificados solos finos, isto é, com uma percentagem superior a 35% de partículas passadas no peneiro n.º200 da ASTM.

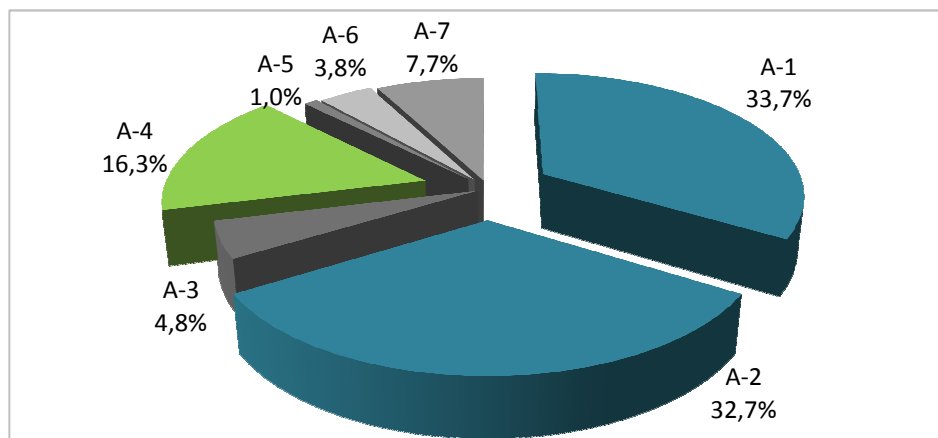


Figura 4. 16: Divisão das amostras, em percentagem e em função da classificação AASTHO.

Quadro 4. 2: Resumo da percentagem de cada tipo de amostras (AASTHO), por obra.

	Amostras	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
Todas	104	33,7%	32,7%	4,8%	16,3%	1,0%	3,8%	7,7%
Ramal da Lousã	16	43,8%	43,8%	0,0%	12,5%	0,0%	0,0%	0,0%
Ovar-Gaia	47	27,7%	23,4%	0,0%	27,7%	2,1%	6,4%	12,8%
Alfarelos	7	14,3%	42,9%	0,0%	14,3%	0,0%	0,0%	28,6%
Évora-Casa Branca	18	50,0%	50,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
Entroncamento-Setil	6	16,7%	50,0%	0,0%	16,7%	0,0%	16,7%	0,0%
Pinhal Novo-Setúbal	10	40,0%	10,0%	50,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

No que se refere ao estado hídrico, e atendendo à classificação francesa, pode concluir-se que grande parte das amostras podem ser consideradas como solos granulares, em estado hídrico muito húmido, húmido e médio.

Na Figura 4.17 apresenta-se a relação entre EV_2 e EV_1 relativa a cada ensaio de carga em placa, podendo constatar-se que os valores de ambas as grandezas variam, em geral, entre 20 e 150 MPa..

O valor de EV_2 no caso de solos finos varia num intervalo de 50 a 90 MPa, enquanto para materiais granulares essa variação ocorre entre 30 e 180 MPa.

A equação que melhor relaciona as duas grandezas é dada por:

$$EV_2 = 0,9739.EV_1 + 17,473 \quad (4.1)$$

É de notar que se procedeu a diversas análises no sentido de avaliar a influência do estado hídrico e do tipo de solo (fino ou granular) nesta relação e no respectivo coeficiente de determinação, tendo-se concluído que não há alterações substanciais quando se procede a esse tipo de discriminação.

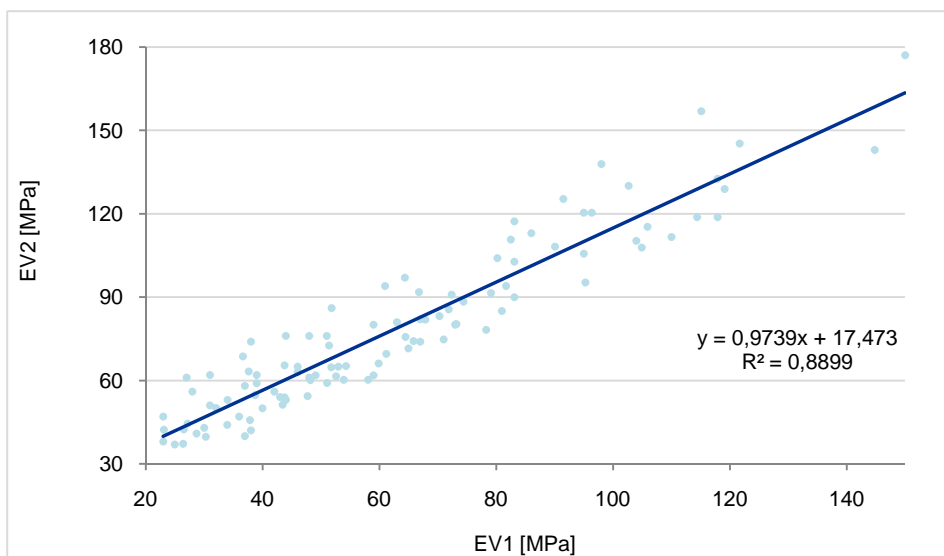


Figura 4. 17: Correlação entre EV_1 e EV_2 .

Se for considerada a relação com intersecção da origem, ela é expressa por:

$$EV_2 = 1,20 \cdot EV_1 \quad (R^2=0,83) \quad (4.2)$$

Na Figura 4.18 apresenta-se a percentagem de ensaios em que o quociente EV_2/EV_1 se situou nos diversos intervalos considerados entre 1 e 2. É notório que na maioria das situações aquela relação não ultrapassa 1,6, havendo mesmo uma percentagem superior a 50% com valores inferiores a 1,3, pelo que se pode considerar que os materiais em análise poderão estar relativamente densos.

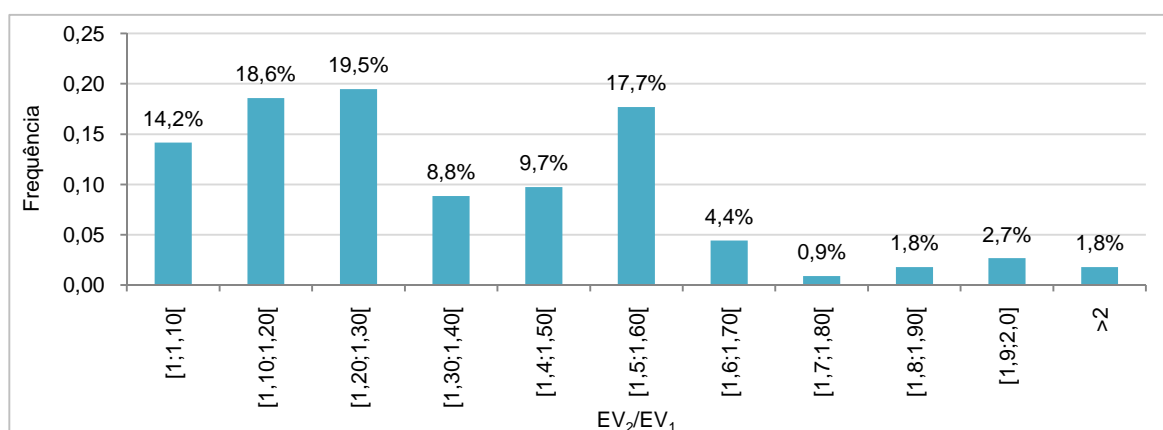


Figura 4. 18: Percentagem de amostras dentro de cada intervalo de valores da razão entre EV_2 e EV_1 .

É de notar que em linhas férreas antigas em serviço é expectável este tipo de situação, particularmente quando se trata de solos granulares, os quais se vão densificando por acção da compactação proporcionada pela passagem do tráfego ao longo de muitos anos (Fortunato, 2005).

4.4 ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE DPL E A COMPACIDADE DOS SOLOS

Como foi referido anteriormente, têm sido publicadas algumas propostas para relacionar os resultados obtidos pelo DPL com os valores do peso volúmico seco obtido na compactação de materiais de aterro, tendo como objectivo tornar mais simples e rápido o controlo da compactação.

Atendendo a que no âmbito da caracterização geotécnica de um trecho de via férrea em serviço podem encontrar-se vários tipos de solos, parece ser razoável adoptar o valor da compactação relativa, em alternativa ao peso volúmico seco, para avaliar da possibilidade de estimar a compactidade dos solos através do DPL.

O índice de penetração do DPL a cada profundidade foi calculado a partir dos resultados do DPL, dados em número de pancadas por cada 100 mm de profundidade de penetração, através da Equação 4.3.

$$I_{DPL,i} = \frac{h_i}{\sum N_i} \quad (4.3)$$

Onde:

h_i – profundidade de penetração à superfície (mm);

N_i – número de pancadas, correspondente a cada 100 mm de profundidade;

$I_{DPL,i}$ – índice de penetração à profundidade i (mm/golpe)

Os dados utilizados para proceder a uma análise deste tipo foram obtidos no troço Évora-Casa Branca, no qual foram realizados ensaios DPL, ensaios de garrafa de areia para determinação do peso volúmico “in situ” e ensaios Proctor em laboratório para determinação do peso volúmico máximo. Nas outras obras anteriormente referidas não foram realizados ensaios de determinação do peso volúmico “in situ”.

Tendo em conta que os ensaios de garrafa de areia são realizados à superfície da camada, abrangendo uma profundidade máxima da ordem dos 200 mm, os resultados do DPL que, no âmbito deste estudo, foram relacionados com a compactidade relativa foram os obtidos até uma profundidade de 200 mm.

Uma lei como aquela que está representada na Figura 4.19, com o índice DPL apresentado em forma de logaritmo, conduz a um coeficiente de determinação de 0,81.

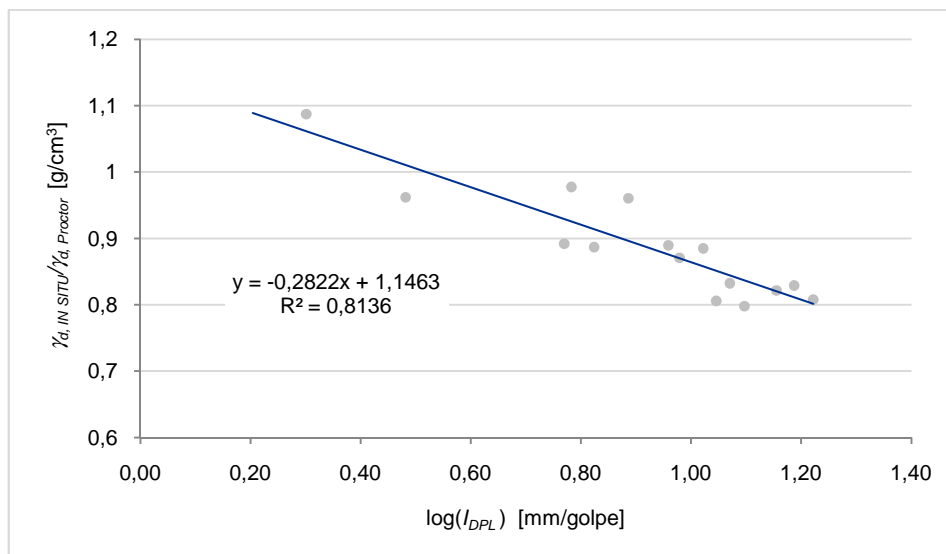


Figura 4. 19: Curva que relaciona o índice DPL com a capacidade relativa.

4.5 ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DPL E O ÍNDICE CBR

O CBR é um parâmetro usado na caracterização dos solos como materiais de construção (em determinado estado), no controlo da qualidade de construção de camadas compactadas, e ainda na avaliação da capacidade de solos “in situ”, em particular no âmbito de processos de renovação de estruturas. Apesar de fornecer informação importante, a sua realização é relativamente morosa, traz alguns transtornos, em particular em infra-estruturas em exploração, e o seu custo não é despreciable.

Assim, pretendeu-se analisar a hipótese de poder estimar este índice a partir do índice DPL.

O índice de CBR foi determinado para dois níveis de assentamentos, isto é, para 2,5 mm e para 5,0 mm. O índice DPL foi determinado para uma profundidade de apenas 200 mm, tendo em conta que o CBR, nas condições descritas, é um indicador que caracteriza apenas a parte superficial dos terrenos.

Nas Figuras 4.20 e 4.21 representam-se os valores obtidos para ambos os índices e as melhores relações encontradas.

As equações 4.4 e 4.5 traduzem essas relações, com valores de R^2 de 0,79 e 0,67, respectivamente.

$$CBR_{2,5 \text{ mm}} = -1,078 \cdot I_{DPL,200 \text{ mm}} + 1,785 \quad (4.4)$$

$$CBR_{5,0 \text{ mm}} = -1,0165 \cdot I_{DPL,200 \text{ mm}} + 1,6193 \quad (4.5)$$

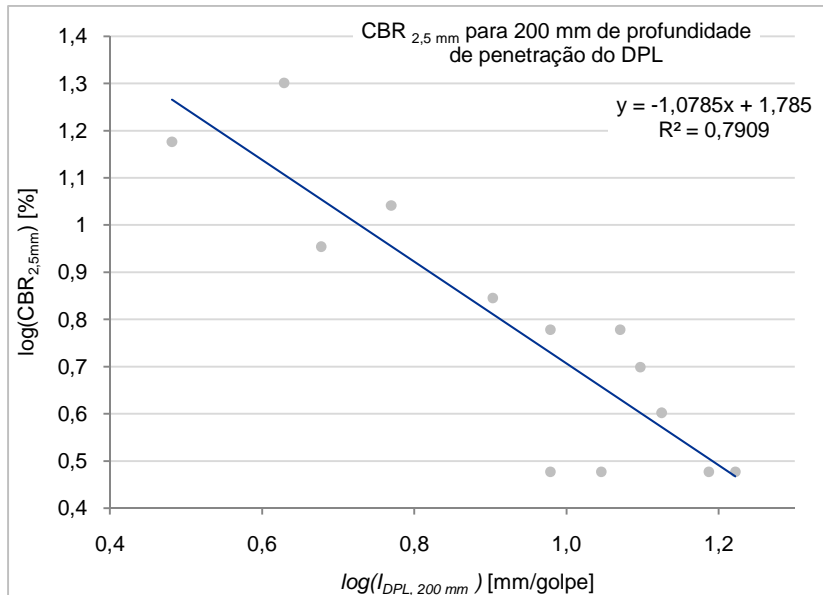


Figura 4. 20: Curva que relaciona o índice CBR a 2,5 mm com o índice DPL.

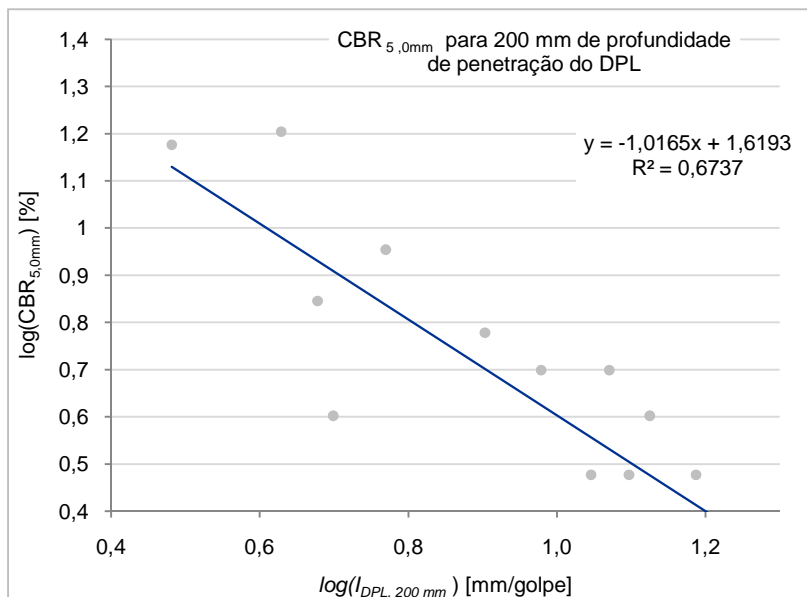


Figura 4. 21: Curva que relaciona o índice CBR a 5,0 mm com o índice DPL.

Considerando apenas as quatro amostras de solos do grupo A-2 (o que, evidentemente, é escasso para estabelecer alguma tendência), aumenta a correlação para $R^2=0,94$, e a relação toma a seguinte forma:

$$\log(CBR_{2,5\text{ mm}}) = 1,62 - 0,884 \cdot \log(I_{DPL}) \quad (4.6)$$

4.6 ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DPL E O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (EV_2)

Um dos principais motivos que levaram à realização de ensaios com o DPL, foi a tentativa de estabelecer uma relação entre os resultados deste ensaio e os resultados dos ECP, de forma a ser

possível zonar melhor o tipo intervenção a realizar, no âmbito da reabilitação das plataformas ferroviárias.

De acordo com a informação disponível, em algumas situações não foi possível realizar os ensaios DPL até à profundidade prevista, devido à presença em profundidade de solos muito rijos, rochas brandas e mesmo rochas duras. Noutras circunstâncias, foram detectados, pontualmente, valores de resistência muito elevados, que estavam associados à presença de partículas de grandes dimensões (seixo grosseiro ou blocos) envolvidas em solo. Tal pode dever-se quer ao facto de durante a construção, principalmente nas zonas em aterro, não ter havido grandes preocupações em seleccionar os materiais em termos de granulometria, quer à existência de partículas de balastro que penetraram na plataforma (Fortunato, 2005).

Os dados analisados resultaram dos trabalhos de caracterização geotécnica realizados sobre quatro dos cinco troços descritos anteriormente (apenas não foram considerados os ensaios do troço entre Casa Branca e Évora), perfazendo um total de 64 locais ensaiados.

A caracterização laboratorial dos solos que foram sujeitos a ensaio permitiu concluir que a maioria destes foi classificada como A-1 (26,6%), A-4 (23,4%) e A-2 (20,3%) (Figura 4.22).

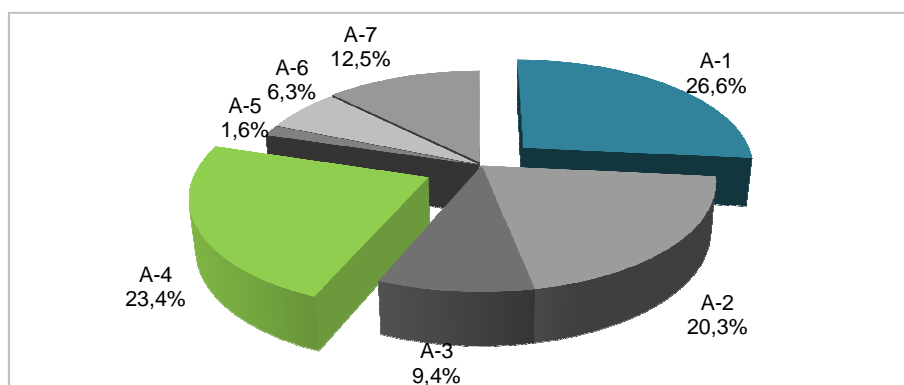


Figura 4. 22: Distribuição de amostras de acordo com a Especificação AASTHO.

Após análise dos resultados, concluiu-se que a profundidade de penetração que permitia obter melhores valores de correlação entre o DPL e o ECP, era igual a 600 mm. Esta conclusão tinha já sido obtida por Fortunato (2005).

Na Figura 4.23, apresentam-se os resultados obtidos, considerando o índice de penetração medido até aos 600 mm. O módulo de deformabilidade varia 30 e 150 MPa, enquanto o índice de penetração, varia entre 3 e 60 mm/golpe. A grande maioria os solos granulares (A-1, A-2 e A-3) exibem valores do módulo superiores a 80 MPa e valores de I_{DPL} inferiores a 15 mm/golpe. Os solos finos (mais de 35% de passados no peneiro n.º200) exibiram, em geral, valores do módulo inferiores a 90 MPa e valores de I_{DPL} superiores a 10 mm/golpe.

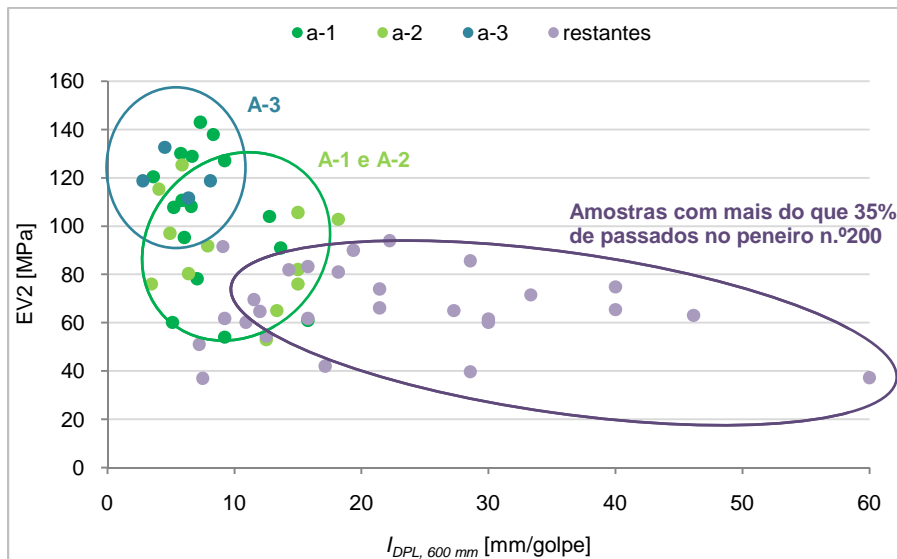


Figura 4. 23: Relação entre I_{DPL600} e EV_2 , considerando o tipo de solos

Em análise complementar, subdividiu-se o conjunto de amostras em função do seu estado hídrico, segundo a norma francesa de classificação de solos. É de notar que apenas cerca de 70% das 64 amostras foram classificadas em função do estado hídrico. Dessas, cerca de 50% foram classificadas como muito húmidas (th) ou húmidas (h) (Figura 4.24).

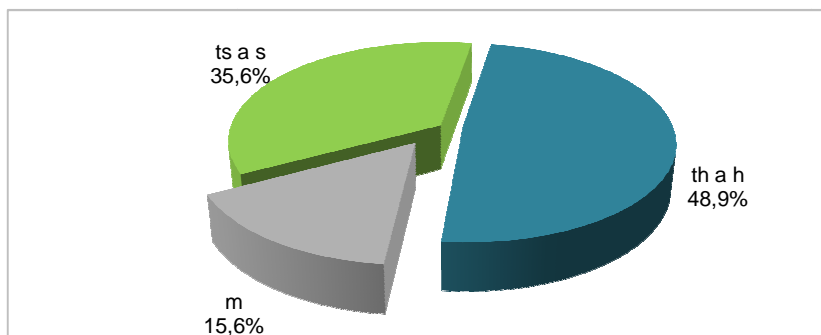


Figura 4. 24: Distribuição de amostras em função do estado hídrico.

Dessa análise concluiu-se que grande parte dos solos finos encontravam-se em estado húmido ou muito húmido, o que pode contribuir para os mais baixos valores de EV_2 e mais elevados valores de I_{DPL} .

Uma análise de diversas propostas de alguns autores, estabelecidas a partir da utilização de equipamentos DPL semelhantes entre si, permite concluir que a relação entre o módulo de deformabilidade e o I_{DPL} pode ser muito distinta (Figura 4.25). É de notar que Fortunato et al., (2009) utilizaram um cone da ponteira com um ângulo 90° , tendo os outros autores utilizado um cone com 60° .

A proposta de Mohammad (2007) foi a que maior discrepância de valores apresentou em relação às restantes seleccionadas (Abu-Farsakh et al., 2004; George et al., 2007; Fortunato et al., 2009).

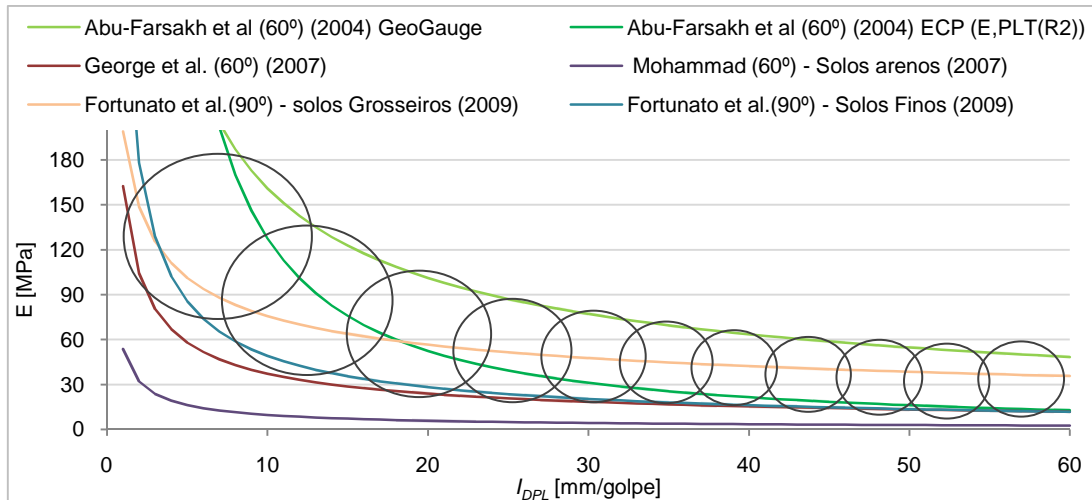


Figura 4. 25: Relação entre I_{DPL} e EV_2 , considerando diversas propostas.

Na tentativa de estabelecer uma relação que, com os dados analisados no âmbito deste trabalho, evidenciasse um coeficiente de determinação relativamente elevado, optou-se por considerar apenas os pontos incluídos na “mancha apresentada na Figura 4.25. O conjunto total de dados fica agora com apenas 40 amostras.

De acordo com a Figura 4.26, continua a ser o índice de penetração calculado a 600 mm, aquele que melhor coeficiente de determinação apresenta (0,70), quando se analisa a correlação com o módulo de deformabilidade, agora no universo de 40 amostras.

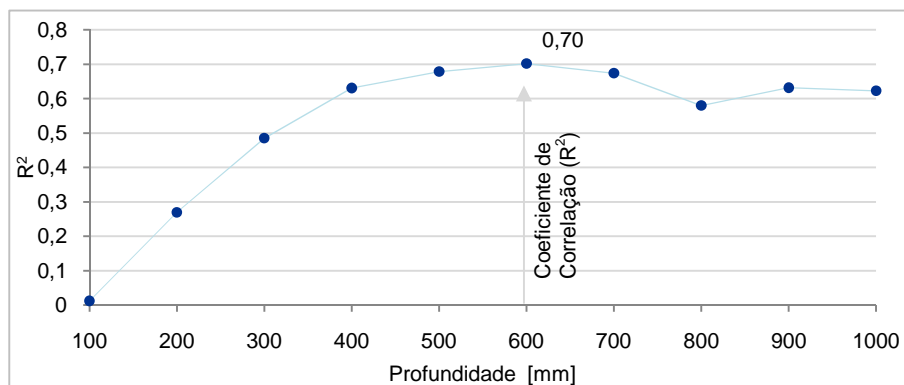


Figura 4. 26: Valores de R^2 em função da profundidade.

A Equação 4.7 traduz a curva que melhor aproxima a relação entre I_{DPL} e EV_2 , a que corresponde um coeficiente de determinação aproximado de 0,70 (Figura 4.27).

$$EV_2 = 188,8 \cdot I_{DPL,600 \text{ mm}}^{-0,328} \quad (4.7)$$

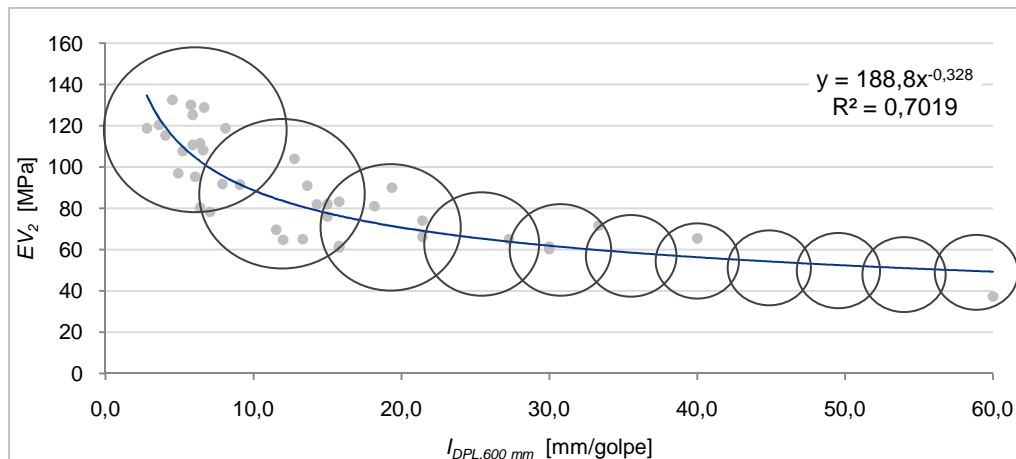


Figura 4. 27: Relação entre I_{DPL} e EV_2 e curva que melhor aproxima os valores obtidos.

4.7 CONCLUSÕES

Da análise dos valores do módulo de deformabilidade determinados pelo ensaio de carga com placa, no primeiro e no segundo ciclo de carga, verifica-se a existência de uma relação entre eles com um coeficiente de determinação próximo de 0,9, obtida sobre um conjunto considerável de pontos de ensaio (104 pontos).

Atendendo a que o quociente entre aquelas grandezas assume valores próximos da unidade (em geral, cerca de 1,0 a 1,3), parece poder concluir-se que os casos analisados traduzem um estado de compactidade dos solos relativamente elevado.

Em relação ao estado hídrico das amostras, é perceptível que os solos finos exibiram maior humidade, tendo em conta os critérios da norma francesa, o que, certamente, influenciou os resultados obtidos.

Procedendo à separação dos solos de acordo com a especificação AASTHO, verifica-se que para solos de granulometria fina (>35% passados no peneiro n.º200 da ASTM), a variação do módulo de deformabilidade é relativamente menos significativa (40 a 90 MPa), comparando com o que acontece com os solos granulares (60 a 140 MPa).

Os solos granulares, normalmente em estado hídrico muito seco a seco, evidenciaram, em geral, valores de índice de penetração inferiores a 15 mm/golpe e valores de EV_2 superiores a 80 MPa..

A relação encontrada entre o índice DPL (calculado até 600 mm de profundidade, em 40 locais) e o módulo de deformabilidade EV_2 tem um coeficiente de determinação de 0,7.

A relação encontrada entre a compactidade relativa e o índice DPL, considerando 15 locais de ensaio, evidenciou um coeficiente de determinação de 0,81, traduzindo o aumento do índice DPL com a diminuição da compactidade relativa.

Constatou-se também a existência de uma relação relativamente forte entre o CBR (em particular o $CBR_{2,5mm}$) e o I_{DPL} , aumentando este último com a diminuição do primeiro, com um coeficiente de determinação de 0,79.

5

ESTUDOS EM MODELO FÍSICO PARA AVALIAR A RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO

5.1 INTRODUÇÃO

Os estudos recentes mostram que as crescentes velocidades praticadas na via-férrea e o aumento da carga por eixo e dos volumes de tráfego tendem a conduzir a uma maior deterioração da via e ao consequente incremento dos custos de conservação e renovação. Ao mesmo tempo, o aumento da ocupação das vias resulta em limitações dos tempos de interdição. Assim, têm sido propostas e desenvolvidas soluções de via-férrea não tradicional, com o objectivo de tornar estas estruturas globalmente mais eficientes. A avaliação do comportamento e a optimização destes novos sistemas devem ser realizados quer através da modelação física e numérica, quer através da construção de trechos experimentais.

No âmbito do estudo da viabilidade técnica e económica de soluções não tradicionais na estrutura da via-férrea, está em desenvolvimento o projecto “Optimização de vias ferroviárias de alta velocidade mediante o uso de sub-balastro betuminoso” - PTDC/ECM/70571/2006 (2008-2010) co-financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia que envolve o Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, como instituição proponente, o LNEC e a GALP.

Com este projecto pretende-se contribuir para o desenvolvimento de conhecimentos no âmbito do dimensionamento de soluções não tradicionais de vias-férreas, proceder a uma análise económica dessas soluções e desenvolver modelos específicos para incorporar nas análises de custos por ciclo de vida.

Neste enquadramento, no LNEC estão a ser construídos e caracterizados, com ensaios tradicionais e com métodos inovadores (PFWD, Geogauge, Geordar), vários modelos físicos da subestrutura da via-férrea, contemplando soluções estruturais tradicionais (sub-balastro de agregado britado) e diversas outras soluções, fazendo variar a espessura da camada de sub-balastro betuminoso. Durante a construção, está a ser instalado um sistema de observação que permitirá avaliar as deformações em várias zonas da estrutura, quando sobre ela forem realizados ensaios de carga com placa e com deflectómetros de impacto. Após a construção, pretende-se avaliar o comportamento resiliente das diversas estruturas, quando sujeitas a diversos níveis de carga, e a respectiva deformação permanente a longo prazo. Durante os estudos promover-se-á a alteração do teor em água dos materiais da subestrutura.

O estudo que se apresenta neste Capítulo foi desenvolvido durante o controlo de compactação dos solos de fundação dos diversos modelos anteriormente referidos.

5.2 DESCRIÇÃO GERAL DA CONSTRUÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS

Os modelos físicos utilizados no âmbito deste trabalho, com vista a analisar a possibilidade de estimar o valor do módulo de deformabilidade de camadas de solo compactadas a partir dos resultados do DPL, foram construídos nas instalações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Trata-se de duas secções experimentais distintas, designadas por “fossas”, cada uma das quais de secção quadrada (4x4 m²) e com uma profundidade de 2,80 m.

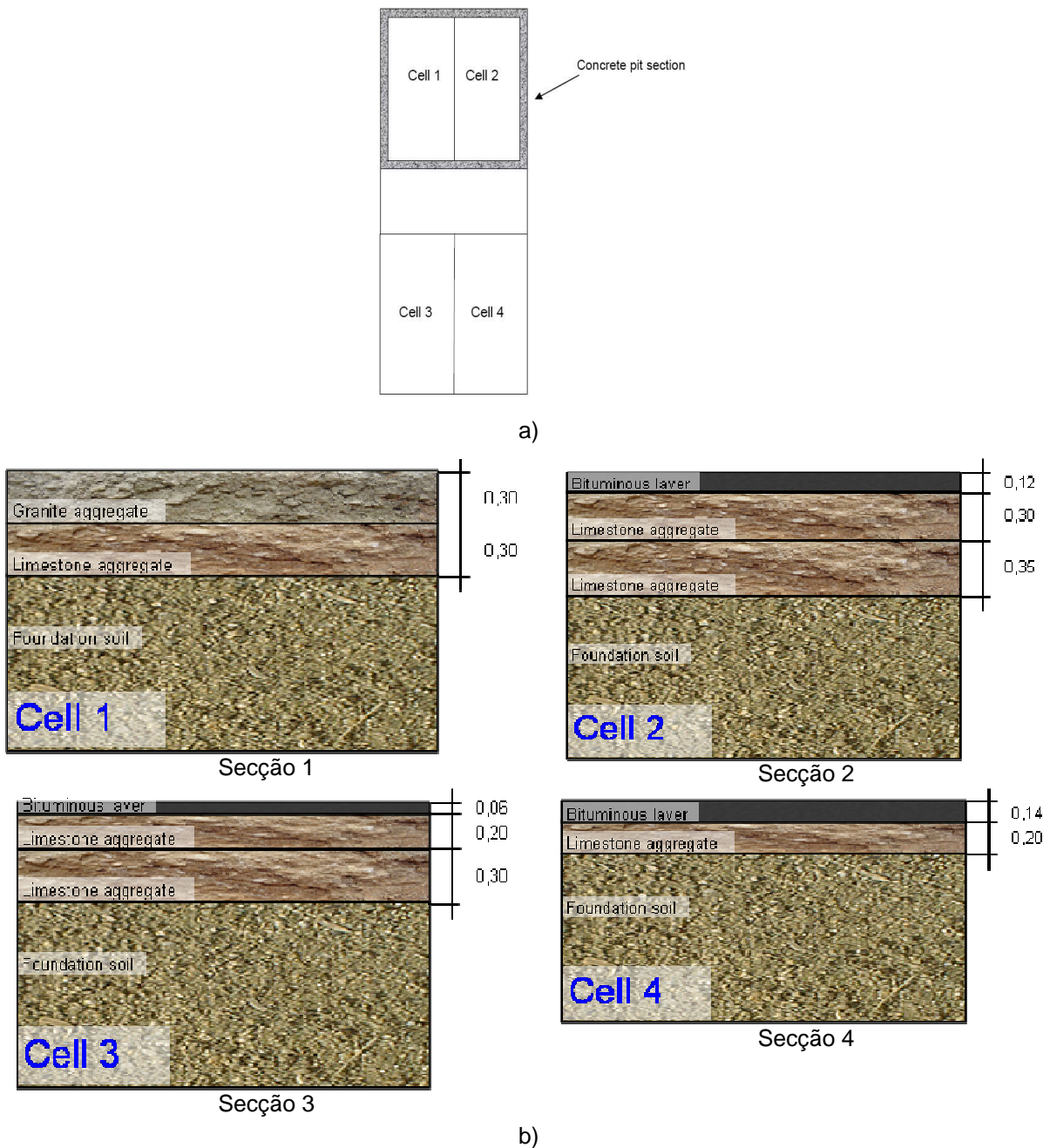


Figura 5. 1: a) Planta das fossas; b) secção transversal tipo de cada modelo (adoptado de LNEC, 2010)

Numa delas, o fundo e as paredes laterais são de betão, e lateralmente dispõe de duas câmaras de 1,10 m de largura, que podem actuar como reservatórios, permitindo variações do nível de água no interior da fossa. Na parte superior cada uma dessas fossas foi dividida ao meio, para que se pudessem construir 4 modelos distintos, representando distintas camadas de apoio da via férrea (Figura 5.1).

Na Figura 5.2 apresentam-se alguns aspectos das duas fossas onde foram construídos os modelos.



Figura 5. 2: a) “Fossa” sem paredes de betão; b) “Fossa” com paredes envolventes de betão (adoptado de LNEC, 2010)

Para possibilitar a execução de ensaios de carga sobre os modelos, existe uma estrutura de reacção, constituída por um pórtico rolante de aço, que permite aplicações de cargas até 150 kN (Figura 5.3). No âmbito dos estudos cujos resultados são agora analisados esta estrutura de reacção não foi utilizada.



Figura 5. 3: Ilustração do pórtico de reacção para realização de ensaios de carga (adoptado de LNEC, 2010).

Os solos de fundação, comuns aos distintos modelos, foram colocados por camadas. A compactação foi realizada por um compactador vibratório ligeiro e por uma placa de compactação, a qual foi utilizada para completar a compactação nas zonas onde o cilindro não era eficaz (Figura 5.4).



Figura 5. 4: Processo de compactação das camadas de solo.



Figura 5. 5: Ilustração de etapas do Método da Garrafa de Areia.

Com o recurso ao equipamento gamadensímetro *Troxler* e sobre as camadas que iam compondo a construção do protótipo, foi possível a medição fácil e rápida, da percentagem e o teor em água do agregado usado em cada uma. Esta é uma prática eficaz para o controlo da compactação das camadas granulares. É de notar que a superfície onde assenta o equipamento deve apresentar-se lisa para que a leitura seja feita de forma correcta (Figura 5.6). Para além deste equipamento para controlo da compactação foram ainda executados em alguns pontos o ensaio de Garrafa de Areia como é ilustrado pela Figura 5.5.



Figura 5. 6: Ilustração do equipamento nuclear.

Durante a construção das diversas camadas foram também realizados ensaios com o Deflectómetro de Impacto Portátil (Figura 5.7), para determinação do módulo de deformabilidade (E_{DIP}), e com o DPL (Figura 5.8). Estes ensaios foram realizados durante e no fim da compactação de cada camada, para distintos estados de compactidade (com variação do número de passagens do compactador), com o objectivo de obter um conjunto relativamente largo de resultados que traduzissem diversos estados dos materiais.

Assim, o grau de compactação das camadas que foram ensaiadas, medido no local de ensaio, variou entre 89% e 103%, tendo como referência o ensaio Proctor Pesado. O teor em água de compactação variou entre -2% e +3% em relação ao valor óptimo do mesmo ensaio de referência.

O DIP utilizado aplicava uma tensão vertical de cerca de 110 kPa, através de uma placa de 30 cm de diâmetro.

O DPL que foi utilizado era semelhante ao descrito no Quadro 4.1 do capítulo anterior.

Como já foi referido, no trabalho que agora se apresenta, apenas se analisa alguma da informação obtida no âmbito da compactação dos solos de fundação.



Figura 5. 7: Deflectómetro de Impacto Portátil (DIP).



Figura 5. 8: Ensaio com o Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (DPL).

5.3 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

Os solos empregues na construção da fundação dos modelos foram areias siltosas, classificadas como A-2-4 (classificação AASHTO). O Quadro 5.1 apresenta os resultados obtidos na caracterização desses solos.

Quadro 5. 1: Propriedades de plasticidade das amostras usadas.

	Limite de Liquidez (LL) [%]	Limite de Plasticidade (LP) [%]	Índice de Plasticidade (IP)
Amostras I	27,1	17,5	9,6
Amostras II	22,8	NP	NP
Amostras III	24,0	16,3	7,7

A Figura 5.9 ilustra graficamente a curva granulométrica de cada uma das três amostras.

O material de onde foi retirada a Amostra II foi colocado nas camadas superiores, por se tratar de um solo de características geotécnicas relativamente melhores.

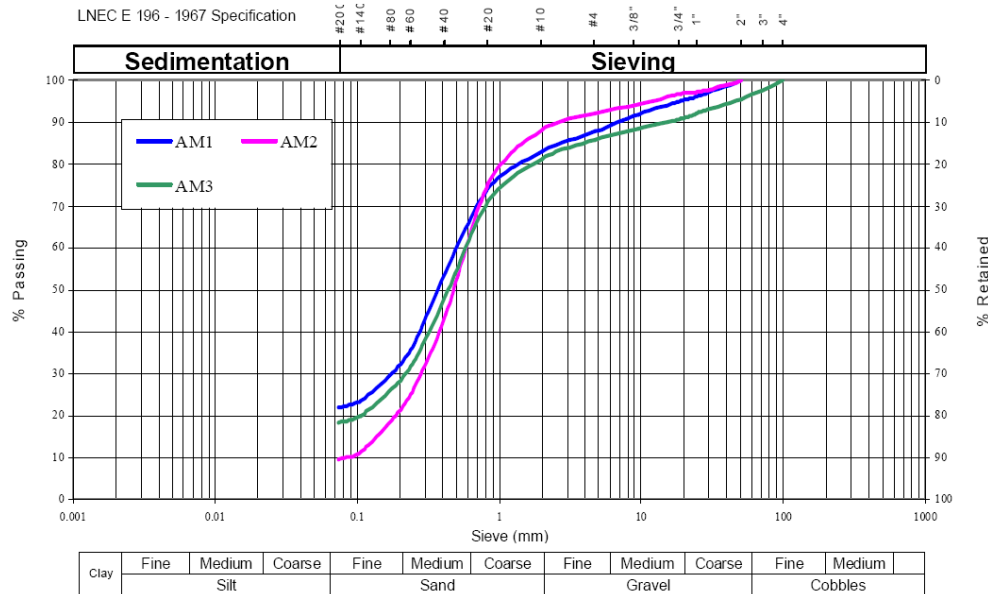


Figura 5. 9: Curvas granulométricas dos solos (adoptado de LNEC, 2010).

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O DPL E COM O DIP

Do protótipo construído e testado nas instalações do LNEC, resultou um conjunto de dados que foram analisados.

Apesar de a placa de carga que foi utilizada no DIP ter um diâmetro de apenas 30 cm, a melhor correlação entre os resultados obtidos pelo DIP e pelo DPL continua a ser obtida para I_{DPL} de cerca de 600 mm a 700 mm, como se constata pela análise da Figura 5.10. Este comportamento pode estar relacionado com o facto de o DIP ser um ensaio dinâmico, interessando assim uma profundidade relativamente mais elevada do que aquela que é interessada pelo ensaio de carga em placa tradicional (considerado pseudo-estático).

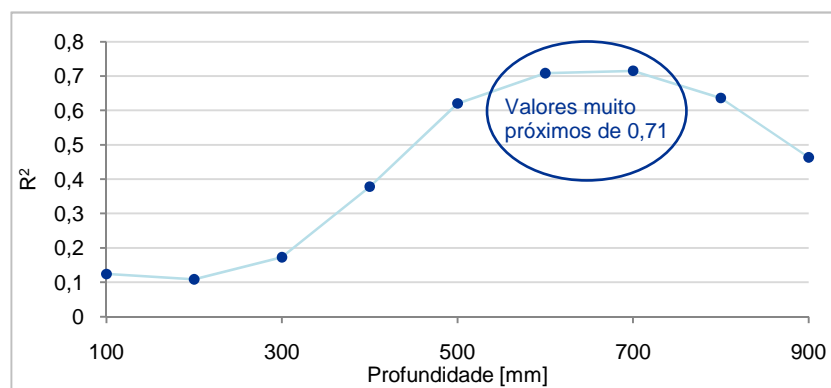


Figura 5. 10: Valores de R^2 em função da profundidade de penetração do DPL.

Nas Figuras 5.11 e 5.12 estão representados os valores calculados de E_{DIP} e de $I_{DPL,600}$ e de $I_{DPL,700}$, respectivamente. As curvas que melhor relacionam os resultados obtidos são traduzidas pelas relações:

$$E_{DIP,600} = 14423 \cdot I_{DPL}^{-2,455} \quad (5.1)$$

$$E_{DIP,700} = 14668 \cdot I_{DPL}^{-2,486} \quad (5.2)$$

Estas curvas são semelhantes e apresentam valores do coeficiente de determinação de cerca de 0,71.

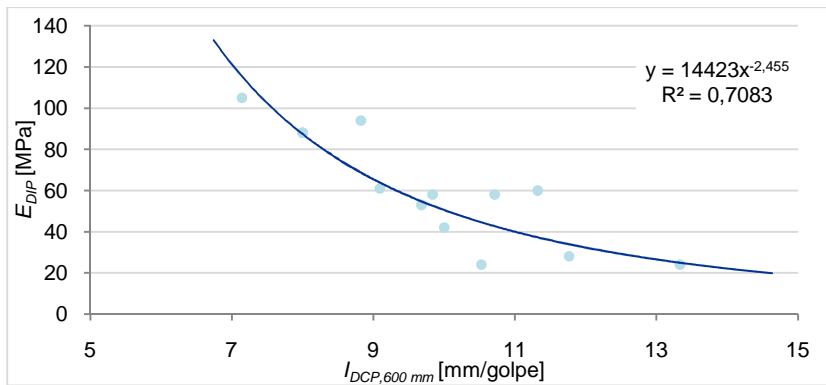


Figura 5. 11: Relação entre I_{DPL600} e E_{DIP}

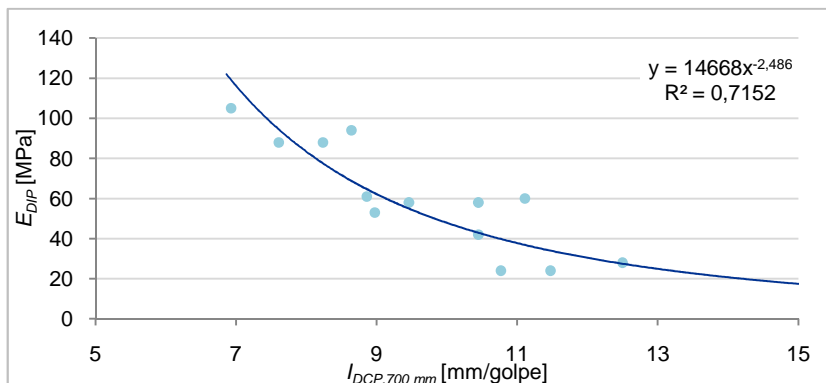


Figura 5. 12: Relação entre I_{DPL700} e E_{DIP}

A relação agora encontrada entre $I_{DPL,600mm}$ e E_{DIP} é relativamente distinta daquela identificada no capítulo 4, que relaciona $I_{DPL,600mm}$ com o módulo de deformabilidade “in situ” (EV_2), obtida em plataformas ferroviárias em serviço, com o ensaio de carga em placa.

É de notar que os solos analisados e os métodos utilizados para a determinação do módulo de deformabilidade foram relativamente distintos.

Em termos gerais, pode dizer-se que foi possível encontrar uma relação que permite estimar razoavelmente o módulo de deformabilidade determinado pelo deflectómetro de impacto portátil em função do valor do índice de penetração obtido pelo Penetrómetro Dinâmico Ligeiro, considerando uma profundidade de 600 mm.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A pesquisa desenvolvida neste trabalho permitiu concluir que o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (DPL) tem sido amplamente utilizado na caracterização de terrenos de fundação e de camadas de apoio de infra-estruturas de transporte.

Têm sido desenvolvidas inúmeras correlações entre os resultados obtidos pelo DPL e diversas grandezas obtidas por outros métodos. São frequentes as propostas que relacionam o índice de penetração do DPL com a compacidade (ou peso volúmico seco) dos solos, com o índice CBR e com o módulo de deformabilidade.

Vários autores referem as vantagens da utilização deste método, nomeadamente relacionadas com o baixo custo, a rapidez de execução dos ensaios e de obtenção dos resultados, os reduzidos danos e a pouca perturbação causados às estruturas analisadas.

Da análise de elementos de diversos projectos desenvolvidos recentemente em Portugal concluiu-se que é prática corrente realizar ensaios com o DPL para caracterização de terrenos, em particular das camadas superficiais, no âmbito da reabilitação ou renovação de plataformas ferroviárias.

A compilação dos resultados obtidos em diversos trabalhos de prospecção e de caracterização de plataformas ferroviárias em serviço, em que se utilizou o DPL, e a análise da informação produzida, permitiram propor correlações entre o índice de penetração do DPL e: i) o módulo de deformabilidade equivalente da plataforma existente, obtido no segundo ciclo do ensaio de carga em placa (EV_2); ii) o índice CBR; iii) a compacidade relativa. Estas correlações apresentaram coeficientes de determinação de cerca de 0,7 a 0,8.

A construção de um aterro estrutural em laboratório, num modelo físico de grandes dimensões, com o qual se pretendeu modelar a fundação de uma via férrea, permitiu realizar diversos ensaios com o DPL e com um deflectómetro de impacto portátil, para determinação do módulo de deformabilidade. Os ensaios foram realizados sobre camadas com diversos graus de compactação, o que permitiu estabelecer uma correlação entre os resultados obtidos por ambos os métodos. O coeficiente de determinação associado a essa correlação foi de cerca de 0,7.

Quer na avaliação das plataformas em serviço, através o ensaios de carga com placa, quer na caracterização do modelo por camadas construído em laboratório, utilizando o deflectómetro, concluiu-se que a melhor forma de estimar o módulo de deformabilidade a partir o DPL, era considerando o índice de penetração determinado para uma profundidade de penetração de cerca de 600 a 700 mm.

Com os estudos agora apresentados, pretendeu-se contribuir para o desenvolvimento de uma metodologia que possa ser utilizada no âmbito da renovação de infra-estruturas de transporte, em particular de plataformas ferroviárias em serviço, no que concerne à determinação e avaliação das propriedades físicas e mecânicas da subestrutura que se encontra em exploração e dos materiais que a constituem.

Para além disso, pretendeu-se também desenvolver um método que permita estimar o módulo de deformabilidade de camadas compactadas, quando são utilizados solos adequados à colocação em aterros estruturais.

O DPL pode constituir um importante método para a caracterização da fundação das plataformas ferroviárias, quando se equacionam os aspectos técnicos, económicos e logísticos associados a esta actividade.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A investigação realizada durante estes estudos permitiu concluir que é possível alargar os conhecimentos relativos à utilização do DPL, no âmbito da caracterização de camadas de apoio e de fundações de infra-estruturas de transporte.

É importante continuar a recolher e a analisar os resultados obtidos “in situ”, no âmbito da caracterização das estruturas em serviço, para tornar mais robustas as relações encontradas entre o índice de penetração do DPL e grandezas como o módulo de deformabilidade equivalente da plataforma (quer obtido do ensaio de carga em placa quer obtido por outros meios), o índice CBR e a compacidade relativa.

Em particular, a execução de ensaios em modelos físicos, utilizando solos distintos daqueles que foram utilizados neste estudo, pode contribuir de forma importante para a generalização das relações encontradas, ou para encontrar novas relações, que dependam do tipo de solo e, eventualmente, do seu estado hídrico.

Por outro lado, seria interessante desenvolver estudos com o objectivo tentar relacionar os resultados do DPL com outras grandezas determinadas em laboratório, nomeadamente o módulo reversível determinado pelo ensaio de carga triaxial cíclico, em diversas condições de estado dos solos e sob distintas solicitações. De facto, esta é uma grandeza com um relevo importante no âmbito da engenharia de infra-estruturas de transporte.

BIBLIOGRAFIA

- Abu-Farsakh, M. Y., Alshibli, K., Nazzal, M., Seyman, E., (2005). *Assessment of “in situ” Test Technology for Construction Control of base Courses and Embankments*. Louisiana Department of Transportation and Development.
- Alshibli, K., Abu-Farsakh, M. Y., Seyman, E. *Laboratory Evaluation of the Geogauge and Light Falling Weight Deflectometer as Construction Control Tools*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Outubro, 2005, Volume 17, Número 5.
- Alves, A., (2002). *Avaliação da Capacidade de Suporte e Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplanagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone*. Dissertação de Pós-Graduação, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- Alves, T. *Metodologias de auscultação de pavimentos rodoviários – Aplicação prática do radar de prospecção e do deflectómetro de impacto*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, .
- Alves, T., (2007). *Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários. Aplicação Prática do Radar de Prospecção e do Deflectómetro de Impacto*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Amini, F., (2003). *Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in MDOT Pavement Design and Construction*. Jackson State University, Mississippi.
- Angelone, S., Tosticarelli, J., Martinez, F. (1991). *El Penetrómetro Dinâmico de Cono. Su Aplicación al Control y Diseño Estructural de Pavimentos*. Congresso Ibero-Latinoamericano Del Asfalto.
- Azevedo, C. Guimarães, M. *Proposição de uma equação de correlação entre resultados de sondagens Tipo DPL e valores NSPT*. Décimo tercer Encuentro Regional Ibero-Americano de CIGRÉ, Maio, 2009.
- Batista, L., (2007). *Determinação de Parâmetros de Deformabilidade de Camadas de um Pavimento a partir de ensaios de Campo*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.
- Batista, L., Muniz de Farias, M. *Determinação de Parametros de Deformabilidade de Camadas de um Pavimento a Partir de Ensaios de Campo*.
<http://www.ceftru.unb.br/pesquisa/artigos-cientificos-2/determinacao-de-parametros-de-deformabilidade-de-camadas-de-um-pavimento-a-partir-de-ensaios-de-campo>
- Berti, C. *Avaliação da Capacidade de suporte de solos “in situ” em obras viárias através do Cone de Penetração Dinâmica – Estudo Experimental*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas. UNICAMP, 2005.
- Berti, C., E. L. de Paiva, C. *Correlações entre índices de penetração DCP e CBR disponíveis na Literatura*. V Jornadas Luso-Brasileiras de Pavimentos: Políticas e Tecnologias. Julho 2006, Brasil.
- Borges do Canto, C., Dyminski, A., Kormann, A., Ligocki, L. *Avaliação da Variabilidade e de Incertezas Relacionadas aos Resultados de Ensaios Executados com Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) em Solos do Estado do Paraná*. <http://www.nilsson.com.br/Downloads/IC06.pdf>
- Burnham, T. *Application of dynamic cone penetrometer to Minnesota department of transportation pavement assessment and procedures*. Technical Report, Minnesota, Maio, 2007.
- Burnham, T., Johnson, D. *In Situ Foundation Characterization Using the Dynamic Cone Penetrometer*. Maio 1993, Minnesota.

- Chen, D., Wang, J., Bilyeu, J. *Application of Dynamic Cone Penetrometer in Evaluation of Base and Subgrade Layers*. Transportation Research Record, 2001, Volume 1764.
- Chen, J., Hossain, M. M. Latorella, T. *Use of Falling Weight Deflectometer and Dynamic Cone Penetrometer in Pavement Evaluation*. Transportation Research Record, 1999, Volume 1655.
- Chua, K. M. (1988). *Determination of CBR and Elastic Modulus of Soils Using a Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer*. Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed), Balkema, Rotterdam.
- Coonse, J. (1999). *Estimating California Bearing Ratio of Cohesive Piedmont Residual Soil Using the Scala Dynamic Cone Penetrometer*. Master's Thesis (MSCE), North Carolina State University, Raleigh, N.C.
- Cunha, J., Gomes Correia, A. *Influência da deformação cíclica de solos de fundação no desempenho de uma via-férrea de alta velocidade*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil Azurém, P-4800-058 Guimarães, Portugal.
- Dai, S., Kremer, C. *Improvement and Validation of Mn/DOT DCP Specifications for Aggregate Base Materials and Select Granular*. Technical Report, 2006, Minnesota. <http://www.lrrb.org/PDF/200532.pdf>
- Du Plessis, L. Paige-Green, P., *The use and interpretations of the dynamic cone penetrometer (DCP) test*. http://researchspace.csir.co.za/dspace/bitstream/10204/3692/1/Paige-Green_2009.pdf
- Espíndola, M. *Diagnóstico de uso e ocupação dos solos do município de Jaguaruna através de SIG*. Universidade do Sul de Santa Catarina, 2008.
- Faria Milleo, E. *Método investigativo para um quadro de especificações de compactação de aterros em obras de subestações de energia*. Monografia apresentada ao curso de Pós-Graduação Latu-Sensu Patologia nas Obras Civis, Universidade de Tuiuti do Paraná, 2008.
- Fleming, P.R., Frost, M.W., and Rogers, C.D.F. (2000). "A Comparison of Devices for Measuring Stiffness In-Situ." Proceedings of the 5th International Conference on Unbound Aggregate in Roads, Nottingham, UK.
- Fontes, L. *Contribuição à investigação geotécnica de vias urbanas não pavimentadas através do emprego do penetrômetro dinâmico de cone*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2001, Florianópolis.
- Fortunato, E., Pinelo, A., Matos Fernandes, M. *In situ characterization of an old railway platform with DCP*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2007.
- George, K. P., Uddin, W. *Subgrade Characterization for Highway Pavement Design*. Final Report, Mississippi Department of Transportation, Jackson, MS, 2000.
- George, V., Rao, N., Shivashankar, R. *PFWD, DCP and CBR correlations for evaluation of lateritic subgrades*. International Journal of Pavement Engineering, Volume 10, Número 3, Junho, 2009.
- Greco, Fortunato, E., (2005). *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga*. Dissertação de Doutoramento, Laboratório Nacional de Engenharia Civil em cooperação com a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.

- Gudishala, R. *Development of Resilient Modulus Prediction Models for Base and Subgrade Pavement Layers from In Situ Devices Test Results*. Dissertação de Mestrado, Faculty of the Louisiana State University, India (2004).
- Harison, J.A. *Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of soil*. London, 1987.
- Hassan, A. *The Effect of Material Parameters on Dynamic Cone Penetrometer Results for Fine-Grained Soils and Granular Materials*. Dissertação de Mestrado, Oklahoma State University, Stillwater, Oklahoma, 1996.
- Herrick, J., L.Jones, T. *A dynamic cone penetrometer for measuring soil penetration resistance*. SOIL SCI.SOC.AM.J., Volume 66, Julho-Agosto 2002.
- Heyn, A.T. *Aplicações do Penetrómetro Dinâmico de Ponta Cônica na avaliação de Estruturas de Pavimento*. Reunião anual de pavimentação 21, Rio de Janeiro, 1986.
- Kavussi, A., Rafiei, K., Yasrobi, S. *Evaluation of PFWD as potencial quality control tool of pavements layers*. Journal of Civil Engineering and Management, 2010.
- Kleyn, E.G., Savage, P.E. *The Application of the Pavement DCP to Determine the Bearing Properties and Performance of Road Pavements. International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields*. Trondheim, Norway, 1982.
- Lavoie, M. *Utilization d'un Pénétrömètre Dynamique Automatisé au Ministère des Transports*. http://www.aqtr.qc.ca/documents/Congres/Conferences2005/40Congres/pdfs/Lavoie_Martin.pdf
- Lima, L.C. *O Ensaio DCP aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias executadas com solos Lateríticos de textura fina*. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, 2000.
- Livneh, M. *Uncertainty associated with pre-defined correlative expressions of various in-situ test outputs*. FAA worldwide airport technology transfer conference, Atlantic City, New Jersey, USA, Abril 2007.
- Livneh, M. *Validation of Correlation Between a Number of Penetration Tests and In Situ California Bearing Ratio Tests*. Transp. Res. Rec 1219. Transportation Research Board, Washington, 1987.
- LNEC E198-1967. *Solos – Determinação do CBR*. Documentação Normativa, especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC. *Optimization of High-Speed Railway Track Using Bituminous Sub-Ballast*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2010.
- Martins, J., Miranda, T. *Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Campos de Azurém, 4800-058 Guimarães Portugal, 2003.
- Maschio, E., Colognesi de Souza, F., Agner de Faria Milleo, I., *Método Investigativo para um Quadro de Especificações de Compactação de Aterros em Obras de Sebestações de Energia*. Universidade Tuiuti do Paraná, 2008.
- Mendonça, A. *Um estudo sobre aterros ferroviários antigos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1997.
- Mohammad, L. N., Titi, H. H., and Herath, A. (2000). *Evaluation of Resilient Modulus of Subgrade Soil by Cone Penetration Test*. Trans. Research Record N° 1652.

- Mohammadi, S. D., Nikoudel, M. R., Khamehchiyan, M. *The use of dynamic cone penetrometer (DCP) to determine some useful relationships for sandy and clayey soils*. <http://www.projects.go2professionals.com/P.H.S.W.Kulatilake/SLConference2008/papers/2340.pdf>
- Mohammadi, S. D., Nikoudel, M. R., Rahimi, H., Khamehchiyan, M. *Application of the dynamic cone penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils*. Engineering Geology 101, 2008.
- Nazzal, M. *Field evaluation of in situ test technology for Q_c/Q_A during construction of pavement layers and embankments*. Dissertação de Mestrado, Louisiana State University, 2003.
- NCHRP - National Cooperative Highway Research Program. *Estimating Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design*, 2008.
- Pestana, R. *Contribuição para o Estudo do Comportamento Mecânico de Resíduos de Construção e Demolição Aplicados em Estradas de Baixo Tráfego*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008.
- Pinto, J. *Caracterização Superficial de Pavimentos Rodoviários*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2003.
- PrENV 1997-2 (1997). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 3. Design assisted by laboratory testing*. Delf.
- PrENV 1997-3 (1997). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 3. Design assisted by field testing*. Delf.
- Preussler, L. *Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica de S. Paulo, 2007.
- Rahim, A. and George, K.P. (2003). *Falling Weight Deflectometer for Estimating Subgrade Elastic Modulus*. ASCE Journal of Transportation Engineering, Volume 129, Nº. 1.
- Rahim, A.M., George, K.P. *Automated Dynamic Cone Penetrometer for Subgrade Resilient Modulus Characterization*. Transportation Research Record 1806, Transportation Research Board, Washington, DC, 2002.
- Rao, Ch., George, V., Shivashankar, R. *PFWD, CBR and DCP Evaluation of Lateritic Subgrades of Dakshina Kannada, India*. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Outubro 2008, Goa, India.
- Reinert, D., Collares, G., Reicher, J. *Desenvolvimento e funcionalidade de um penetrómetro de cone com taxa constante de penetração no solo*. http://w3.ufsm.br/ppgcs/congressos/XVRBMCSA_SM/Gilberto%20Loguercio%20Collares.pdf
- Sachet, T. *Controle Tecnológico de Obras Rodoviárias Envolvendo a Reciclagem In Situ de Bases Granulares de Pavimentos Asfálticos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Passo Fundo, 2007.
- Sachet, T., Rodrigues, R., Prietto, P., Gonçalves, F. *Controle Tecnológico da Reciclagem de Bases Granulares de Pavimentos Rodoviários Através do Ensaio DCP (Dynamic Cone Penetrometer)*. <http://usuarios.upf.br/~pugliero/arquivos/27.pdf>
- Siekmeier, J., Burnham, T., Beberg, D. *Mn/DOT's New Base Compaction Specification Based on the Dynamic Cone Penetrometer*. 46th Geotechnical Engineering Conference, February 20, 1998, University of Minnesota. <http://www.dot.state.mn.us/materials/researchdocs/newbase.pdf>

- Siekmeier, J., Young, D., Beberg, D. *Comparison of the Dynamic Cone Penetrometer with Other tests During Subgrade and Granular Base Characterization in Minnesota*. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Volume 3, ASTM STP 1375, West Conshohocken, PA.
- Silva, L. *Fundamentos teórico-experimentais da mecânica dos pavimentos ferroviários e esboço de um sistema de gerência aplicado à manutenção da via permanente*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.
- Stolf, R. *Teoria e teste experimental de fórmulas de transformação dos dados de penetrômetro de impacto em resistência do solo*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 1991.
- Transport and Road Research Laboratory (1999). *A guide to the pavement evaluation and maintenance of bitumen – surfaced roads in tropical and sub-tropical countries*. Overseas Road Note 18.
- Transport and Road Research Laboratory. *Operating Instructions for the TRRL Dynamic Cone Penetrometer*. Overseas Unit. Crowthorne, 1986.
- Trichês, G., Cardoso, A.B. *Utilização do Penetrômetro Dinâmico de Cone no Controle Tecnológico de Camadas Finais de Aterros Rodoviários e na Avaliação da sua Capacidade de Suporte*. Reunião Anual de Pavimentação 31, São Paulo, 1998.
- Trichês, G., Dal Pai, C. *Metodologia de Investigação Geotécnica de Vias Urbanas Não Pavimentadas com o emprego do Método das Pastilhas e Cone de Penetração Dinâmico–DCP Parte 2 – Caracterização da capacidade de suporte*. 13ª Reunião de Pavimentação Urbana, Maceió, Abril, 2006.
- Trindade, T., Carvalho, C., Silva, S., Barbosa, P. *Estudo dos Módulos de Resiliência de Dois Solos Tropicais no Estado Natural e Quando Estabilizados com Cimento*. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, Brasil.
- Van Vuuren, D. J. (1969). *Rapid Determination of CBR with the Portable Dynamic Cone Penetrometer*. The Rhodesian Engineer, N°. 105.
- Vertamatti, E.; Oliveira, L.E., *Análise de Pavimento de Baixo Volume de Tráfego Executado com solos transitórios*. Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, Rio de Janeiro, 1997.
- Webster, S., Grau, R., Williams, T. *Description and application of dual mass dynamic cone penetrometer*. Introduction Report GL-92-3, USAE Waterways Experiment Station, Minnesota, 1992.
- Xiangwu, Z. *Cone Penetrometer Equipped with Piezoelectric Sensors for Measurement of Soil Properties in Highway Pavement*. Final Report for Highway IDEA Program, Ohio, Julho, 2006.

ANEXO I

O Anexo I apresenta informações complementares dos modelos de correlação obtidos para o conjunto de pontos experimentais analisados nas vias férreas antigas e apresentados no Capítulo 4.

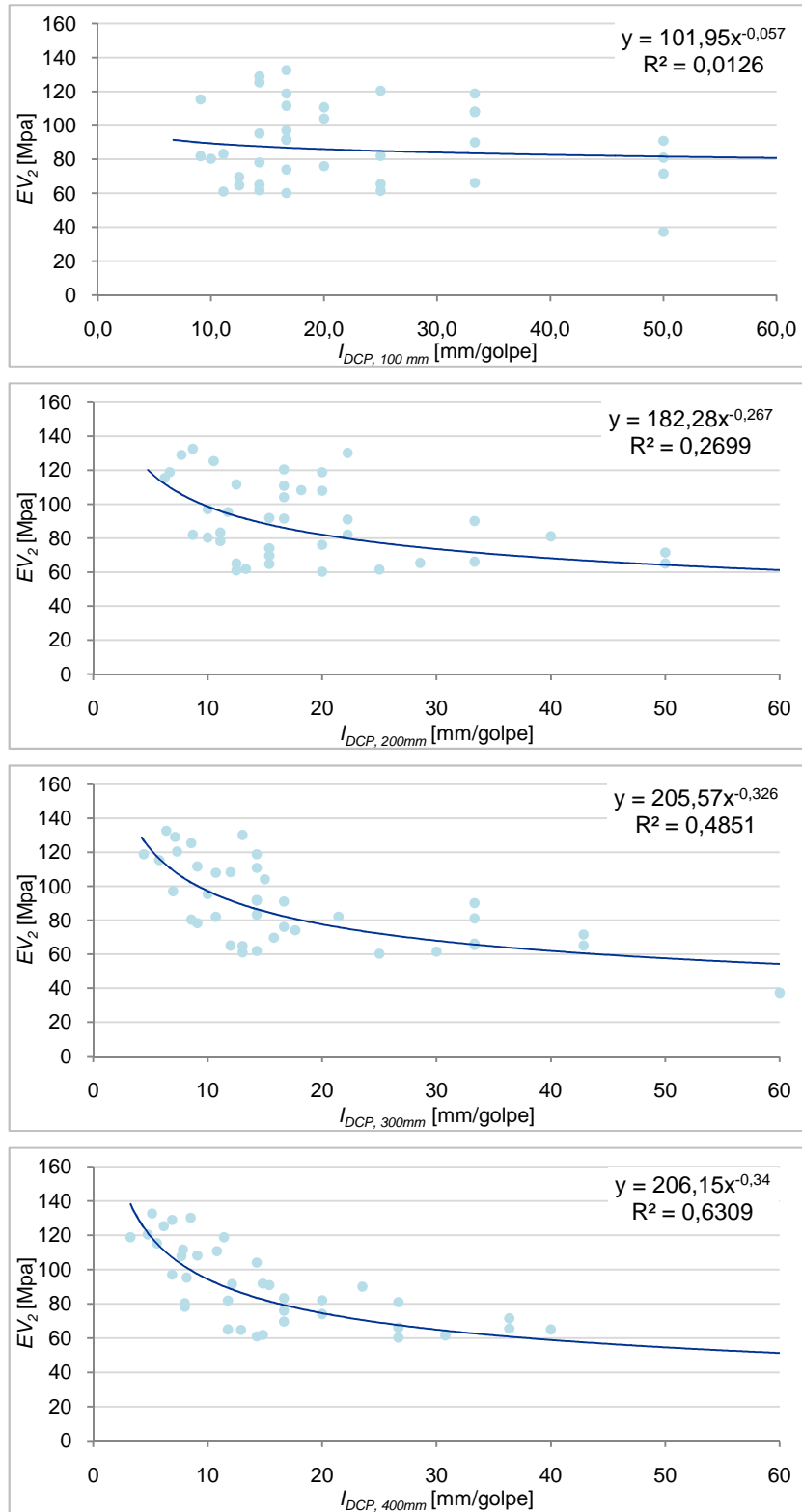


Gráfico I. 1: Relação entre I_{DCP} e EV_2 , $I_{DCP,100}$; $I_{DCP,200}$; $I_{DCP,300}$; $I_{DCP,400}$.

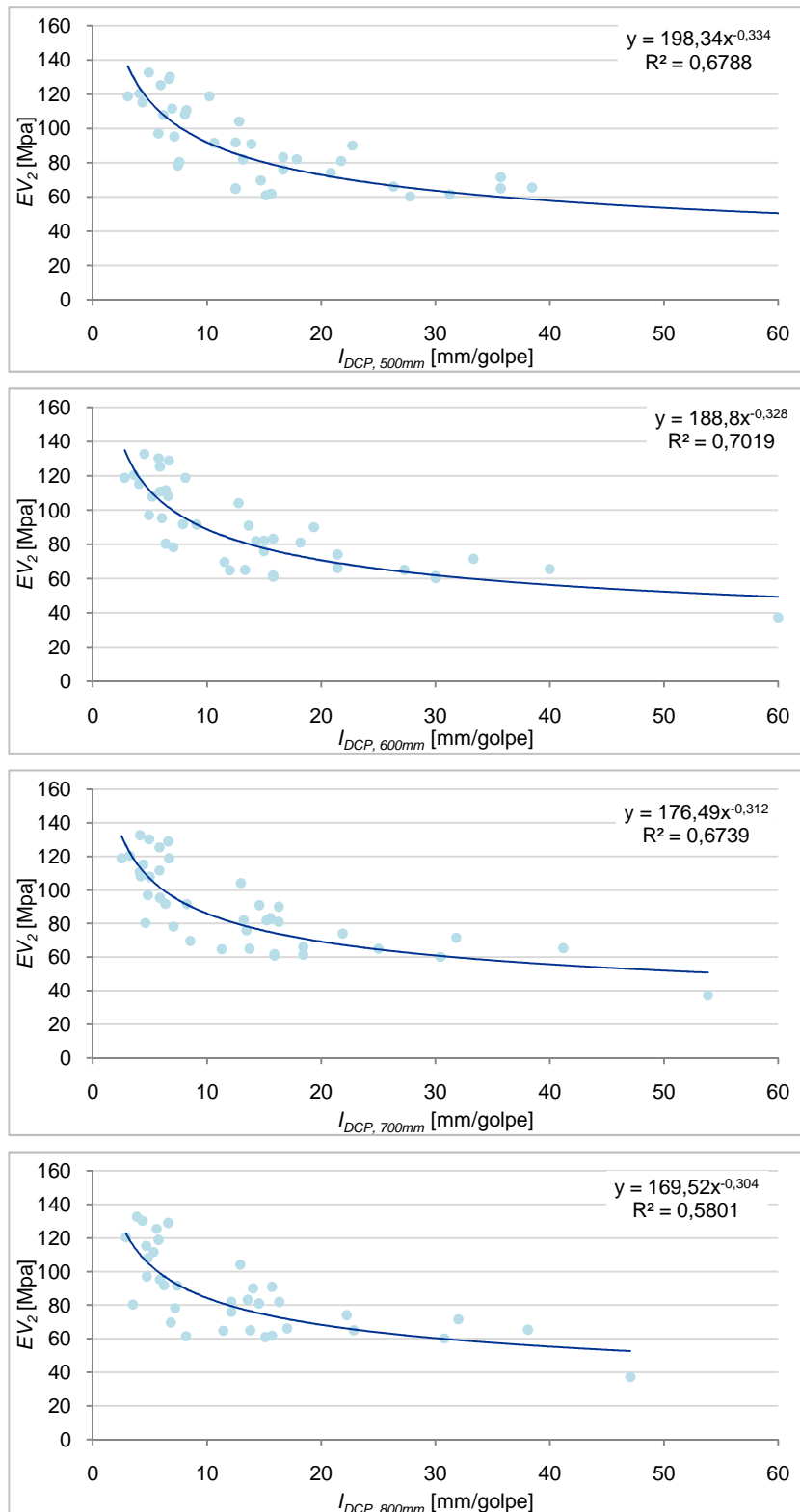


Gráfico I. 2: Relação entre I_{DCP} e EV_2 , $I_{DCP,500}$; $I_{DCP,600}$; $I_{DCP,700}$; $I_{DCP,800}$.

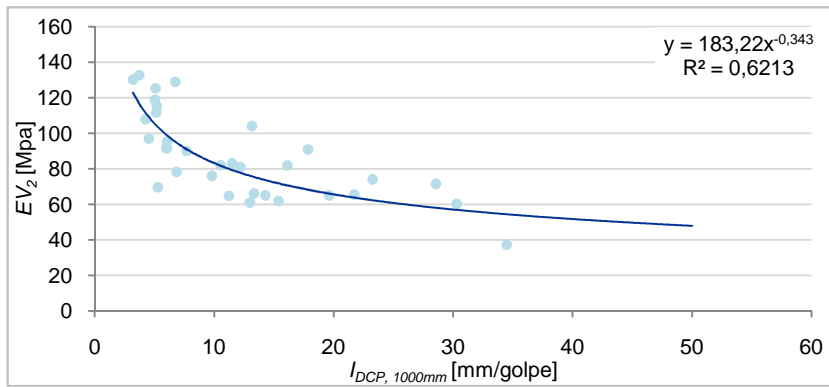
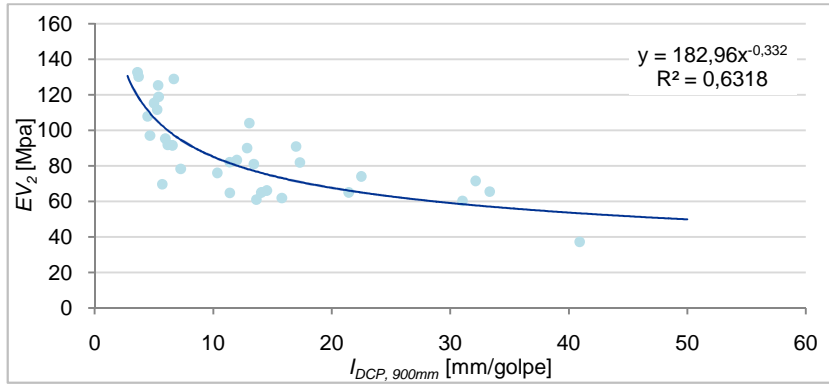


Gráfico I. 3: Relação entre I_{DCP} e EV_2 , $I_{DCP,900}$; $I_{DCP,1000}$.

ANEXO II

O Anexo II apresenta informações complementares dos modelos de correlação obtidos para o conjunto de pontos experimentais resultantes da concepção do protótipo descrito no Capítulo 5.

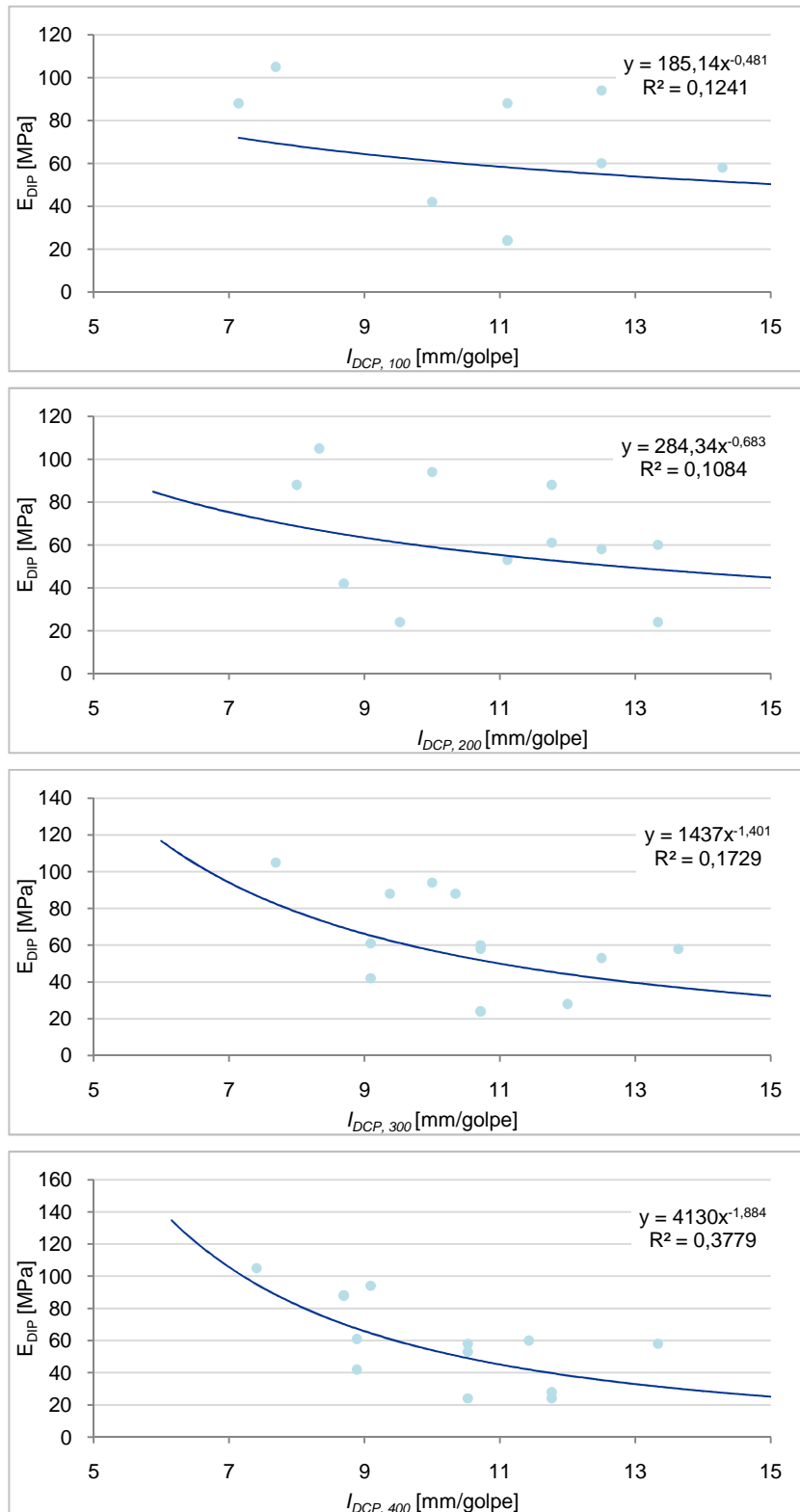


Gráfico II. 1: Relação entre I_{DCP} e E_{DIP} , para profundidades de penetração dos 100 aos 400 mm.

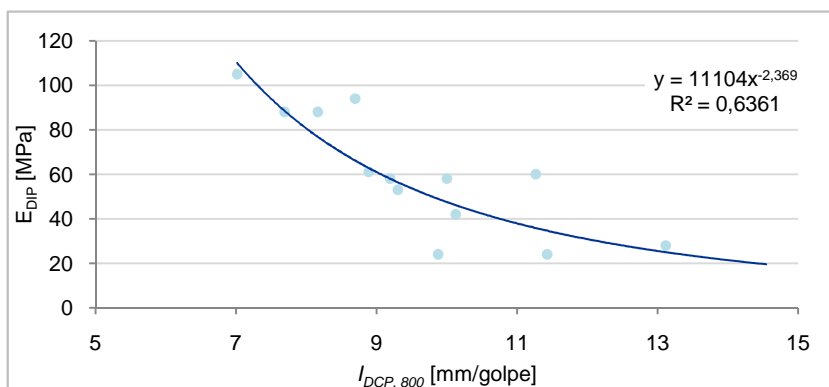
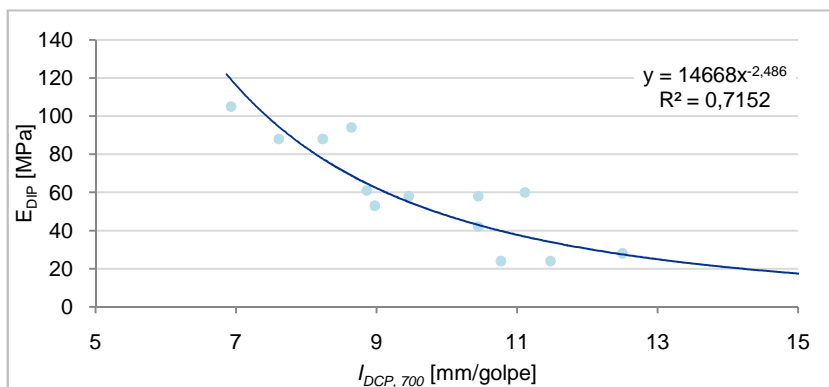
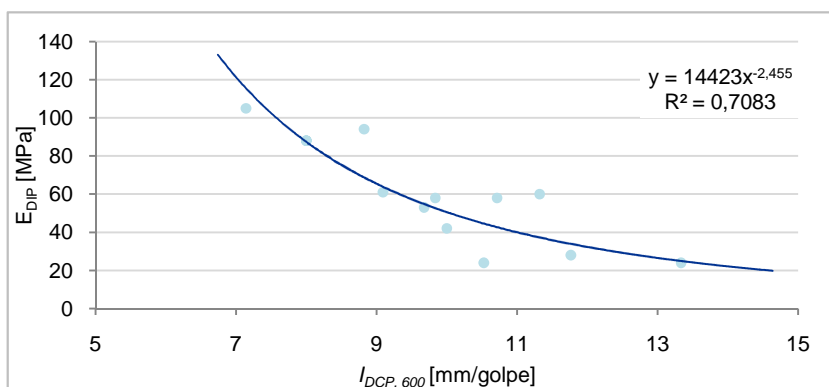
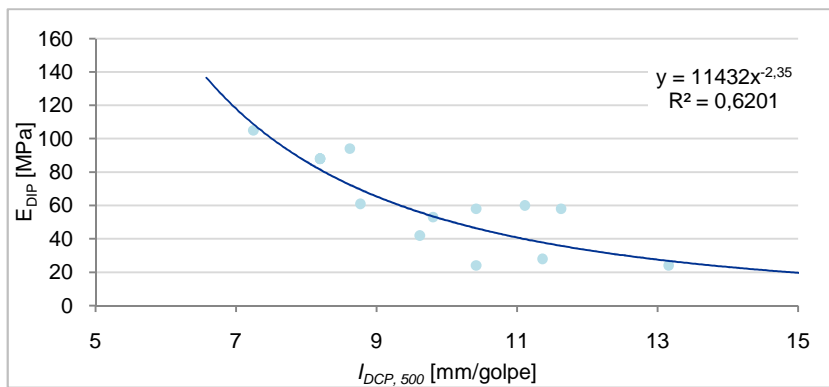


Gráfico II. 2: Relação entre I_{DCP} e E_{DIP} , para profundidades de penetração dos 500 aos 800 mm.

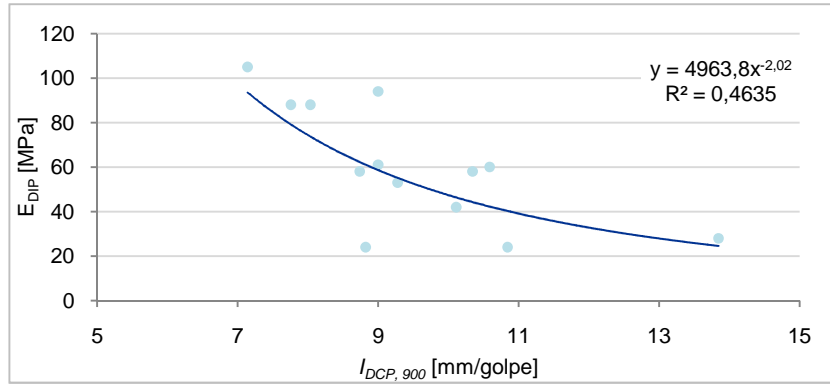


Gráfico II. 3: Relação entre I_{DCP} e E_{DIP} , para profundidades de penetração aos 900 mm.