

**CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO DE PAVIMENTOS
COM OS RESULTADOS DO ENSAIO COM O
PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO.**

David Michel Pires Rodrigues

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Dezembro 2015

CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO DE PAVIMENTOS COM OS RESULTADOS DO ENSAIO COM O PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO.

David Michel Pires Rodrigues

Relatório Final de Projeto apresentado à
**Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança**

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientador:

**António Miguel Verdelho Paula
Manuel Joaquim Costa Minhoto**

Dezembro 2015

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar a minha gratidão a todas as pessoas e entidades que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho. Quero agradecer em particular:

- ao Prof. Doutor António Miguel Verdelho Paula, pela disponibilidade e orientação, tanto na parte científica como na parte prática deste trabalho e pela correção do texto original;

- ao Prof. Doutor Manuel Joaquim da Costa Minhoto, pelo incentivo e pela disponibilidade;

- aos Sr. João Pires e ao Sr. Octávio Pereira, técnicos do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção da ESTIG, pelo rigor tomado e o profissionalismo demonstrado durante a realização dos ensaios;

- à Eng^a. Hermínia Morais por disponibilizar os documentos e normas necessárias para a realização deste trabalho;

- à Direção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, pelas condições, equipamentos e meios laboratoriais disponibilizados;

- à Camara Municipal de Bragança, por ter autorizado o acesso as obras na estrada Municipais M527 e ter disponibilizado o material necessário para realização dos ensaios;

- a todos os meus colegas que, diretamente ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e para a minha formação académica;

- aos meus pais pelo apoio incondicional.

RESUMO

Em Portugal, o documento de referência para conceção de pavimentos rodoviários é o Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional mais conhecido como MACOPAV. Este manual permite dimensionar as diversas camadas que constituem o pavimento rodoviário, no entanto este trabalho vai-se focar especificamente na caracterização da fundação do pavimento, que inclui para além da camada de leito de pavimento os terrenos subjacentes.

Existem vários tipos de ensaios de caracterização dos solos que podem ser laboratoriais e/ou “*in situ*”. Uns destinam-se a identificar os solos, outros para conhecer o comportamento mecânico e/ou de deformabilidade dos solos e outros destinam-se para controlar a aplicação destes materiais como material de construção (compactação de solos).

Mais concretamente o Manual de Conceção de Pavimentos estabelece classes de fundação de pavimentos, caracterizadas através do respetivo módulo de deformabilidade. Para efeitos de avaliação e atribuição de classes de fundação, os solos usualmente encontrados estão agrupados em classes, cujo comportamento mecânico é expresso através do respetivo valor de CBR do ensaio *California Bearing Ratio* (CBR) para as condições mais desfavoráveis previsíveis em obra e após entrada em serviço.

Os objetivos principais deste trabalho são identificar e caracterizar fundações de pavimentos em diferentes obras/aterros na região de Bragança. Assim foram realizados ensaios laboratoriais e em campo de identificação e caracterização mecânica de solos com uso exclusivo para fundação de pavimentos. Primeiro, realizaram-se ensaios de identificação dos solos estudados, posteriormente foram realizados ensaios para caracterizar mecanicamente o solo no âmbito do dimensionamento do pavimento. Assim foram realizados ensaios laboratoriais como o *California Bearing Ratio* CBR e ensaio Proctor e ensaios de campo como o ensaio de controlo da compactação em campo com célula radioativa, o ensaio de carga em placa para obter o módulo de deformabilidade do solo e por último o ensaio com o penetrómetro dinâmico ligeiro.

Com estes ensaios pretende-se fazer um estudo comparativo de correlação empírica entre os diferentes ensaios de caracterização mecânica realizados, tanto laboratoriais como de campo, aprofundando a relação que existe entre propriedades mecânicas e as classes de fundação de pavimentos e os resultados dos ensaios de campo, principalmente com os resultados do ensaio penetrómetro dinâmico ligeiro por ser um ensaio fácil de usar e realizar.

PALAVRAS-CHAVE

Fundação de Pavimento

Leito de pavimento

Ensaio CBR

Ensaio de Carga com Placa

Ensaio Penetrómetro Dinâmico Ligeiro

Ensaio Gama densímetro

ABSTRACT

In Portugal, the reference document for the design of road pavements is the Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional better known as MACOPAV. This manual allows dimensioning the various layers that constitute the road surface, however this work will be focused specifically on the characterization of the floor foundation, which includes beyond the bed floor layer underlying terrain.

Several types of soil characterization tests may be laboratory and / or "in situ". Some are intended to identify the soil, others to know the mechanical behavior and / or deformability of the soil and other are intended to control the application of these materials as construction material (soil compaction).

In particular the Manual de Conceção de Pavimentos establishes classes of floors foundation, characterized by the respective deformability module. For the evaluation and award of foundation classes, soils are usually grouped into classes whose mechanical behavior is expressed through the respective value of CBR of the California Bearing Ratio test (CBR) for the most predictable unfavorable conditions in construction and after entry in service.

The main objective of this work is to identify and characterize floor foundations in different works / landfills in Bragança region. Thus laboratory tests and field identification and mechanical characterization of soils with exclusive use floor foundation were performed. First, soil identification tests were performed, subsequently tests to mechanically characterize the soil were performed in order to design the pavement. Thus, it were performed laboratory tests such as the California Bearing Ratio CBR and Proctor tests and field tests as the compression control test with radioactive cell, the plate load test for soil deformability module and finally the test with the light dynamic penetrometer.

With these tests it is intended to make a comparative study of empirical correlation between the different mechanical characterization tests performed, both in laboratory and in the field, deepening the relationship between mechanical properties and floor foundation classes and the results of field trials mainly with the results of the test penetrometer dynamic light by being easy to use, and test performed.

KEYWORDS

Pavement foundation

Pavements subgrade

California Bearing Ratio test

Plate Load test

Light dynamic penetrometer test

Gamma densimeter test

Índice

1.	Enquadramento temático.....	1
1.1.	Contexto rodoviário nacional.....	1
1.2.	Constituição das estradas	2
1.3.	Dimensionamento	5
1.3.1.	Generalidades	5
1.3.2.	Método de dimensionamento.....	6
1.3.3.	Dimensionamento da fundação do pavimento.....	6
1.4.	Materiais para leitos de pavimento	10
1.5.	Considerações finais	11
2.	Objetivo do trabalho e programa de ensaios	14
2.1.	Objetivo do trabalho	14
2.2.	Organização da realização dos ensaios e observações.....	17
2.3.	Locais de ensaio.....	19
3.	Os ensaios realizados	24
3.1.	Ensaios Laboratoriais.....	24
3.1.1.	Determinação do teor em água do solo	24
3.1.2.	Ensaio Proctor	24
3.1.3.	Ensaio C.B.R. avaliação da capacidade de carga do solo compactado. ...	27
3.2.	Ensaios “ <i>in situ</i> ”.....	29
3.2.1.	Controlo da compactação com célula radioativa.....	29
3.2.2.	Ensaio com penetrómetro dinâmico ligeiro - PDL.....	31
3.2.3.	Ensaio de carga em placa.....	34
4.	Resultados dos ensaios	37
4.1.	Resultados dos ensaios laboratoriais.....	37
4.1.1.	Resultados das análises granulométricas.....	38
4.1.2.	Limites de consistência e classificação dos solos.....	44

4.1.3.	Resultados dos ensaios Proctor	48
4.1.4.	Resultados dos ensaios C.B.R.	49
4.2.	Resultados dos ensaios “ <i>in situ</i> ”	53
4.2.1.	Resultados do ensaio de controlo da compactação com célula radioativa	53
4.2.2.	Resultados com o penetrómetro dinâmico ligeiro P.D.L.....	55
4.2.3.	Resultados do ensaio de Carga com Placa	58
5.	Análise dos resultados obtidos e conclusões.....	61
5.1.	Análise e comparação dos resultados obtidos.....	61
5.2.	Correlações para solos de classe GM.....	63
5.2.1.	Correlação entre N_{10} e índice CBR.	63
5.2.2.	Correlação entre N_{10} e grau de compactação <i>in situ</i>	66
5.2.3.	Correlação entre N_{10} e módulo de deformabilidade do solo.	68
5.3.	Correlações para solos de classe SM.	70
5.3.1.	Correlação entre N_{10} e índice CBR.	70
5.3.2.	Correlação entre N_{10} e grau de compactação <i>in situ</i>	73
5.4.	Correlações para solos de classe GM e SM.	75
5.4.1.	Correlação entre N_{10} e índice CBR.	75
5.4.2.	Correlação entre N_{10} e grau de compactação <i>in situ</i>	77
5.5.	Conclusões	79
	Bibliografia.....	83
	Anexos.....	i
	Anexo I – Resultados de ensaios PDL e ECP da Zona 1.	ii
	Anexo II – Resultados de ensaios PDL da Zona 2.	x
	Anexo III – Resultados de ensaios PDL da Zona 3.....	xii
	Anexo IV – Resultados de ensaios PDL da Zona 4.	xv

Índice de figuras

Figura 1-1 - Corte esquemático duma estrada. (adaptado de Minhoto, 2012/2013)	2
Figura 1-2 - Ilustração das terraplenagens. (adaptado de Minhoto, 2012/2013).....	3
Figura 1-3 - ábaco para determinação da espessura total do pavimento em betão betuminoso. (Minhoto, 2012/2013).....	12
Figura 2-1 - Representação esquemática das solicitações e do modo de funcionamento dum pavimento rodoviário flexível. (Morais, 2011)	15
Figura 2-2 - Organograma dos ensaios realizados.....	17
Figura 2-3 - Vista aérea da Zona 1 (foto obtida a partir de Google Earth).	19
Figura 2-4 - Vista aérea da Zona 2 (foto obtida a partir de Google Earth).	21
Figura 2-5 - Vista aérea da Zona 3 (foto obtida a partir de Google Earth).	22
Figura 2-6 - Vista aérea da Zona 4 (foto obtida a partir de Google Earth).	23
Figura 3-1 - Evolução do peso volúmico seco γ_d , em função do teor em água w.	25
Figura 3-2 - Realização do ensaio Proctor.....	26
Figura 3-3 - Realização do ensaio CBR.	28
Figura 3-4 - Os diferentes modos de medição do equipamento: A – Transmissão direta; B – Transmissão indireta; C – Determinação do teor em água. (Ferreira da Silva, 2013)	29
Figura 3-5 - O Gama densímetro e seus acessórios.....	30
Figura 3-6 - Realização de ensaios PDL.	32
Figura 3-7 - Resultados do ensaio PDL. (Resultados obtidos no Ponto P2.2)	33
Figura 3-8 - Realização do ensaio de carga em placa no ponto P1.2.	34
Figura 3-9 - Ensaio de carga com placa. (adaptado de Fernandes, 2011).....	35
Figura 3-10 - Curva Carga-assentamento dum ensaio de carga com placa.....	36
Figura 4-1 - Curvas granulométricas da Zona 1.	39
Figura 4-2 - Curvas granulométricas da Zona 2.	40
Figura 4-3 - Curvas granulométricas da Zona 3.	42
Figura 4-4 - Curvas granulométricas da Zona 4.	43

Figura 4-5 - Curvas carga – assentamento ponto P1.2.	58
Figura 4-6 - Curvas carga – assentamento ponto P1.3.	59
Figura 4-7 - Curvas carga – assentamento ponto P1.4.	59
Figura 4-8 - Curvas carga – assentamento ponto P1.6.	60
Figura 4-9 - Curvas carga – assentamento ponto P1.7.	60
Figura 5-1 - Correlação entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM.....	64
Figura 5-2 - Correlação com início na origem entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM.	65
Figura 5-3 - Correlação entre N_{10} e grau de compactação em solos de classe GM.....	66
Figura 5-4 - Correlação com início na origem entre N_{10} e o grau de compactação em solos de classe GM.	67
Figura 5-5 Correlação entre N_{10} e módulo de deformabilidade em solos de classe GM.	68
Figura 5-6 - Correlação com início na origem entre N_{10} e módulo de deformabilidade em solos de classe GM.	69
Figura 5-7 - Correlação entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe SM.	71
Figura 5-8 - Correlação com início na origem entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe SM.....	72
Figura 5-9 - Correlação entre N_{10} e grau de compactação em solos de classe SM.....	73
Figura 5-10 - Correlação com início na origem entre N_{10} e o grau de compactação em solos de classe SM.....	74
Figura 5-11 - Correlação entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM e SM.....	75
Figura 5-12 - Correlação com início na origem entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM e SM.....	76
Figura 5-13 - Correlação entre N_{10} e grau de compactação em solos de classe GM e SM.	77
Figura 5-14 - Correlação com início na origem entre N_{10} e o grau de compactação em solos de classe GM e SM.....	78

Índice de tabelas

Tabela 1-1 - Classes de tráfego segundo o MACOPAV de Julho 1995.....	7
Tabela 1-2 - Classes de fundação segundo o MACOPAV de Julho 1995.	7
Tabela 1-3 - Classes de terrenos de fundação segundo o MACOPAV de Julho 1995.....	8
Tabela 1-4 - Características das classes de terrenos segundo o MACOPAV de Julho 1995.	9
Tabela 1-5 - Potencial de expansibilidade de solos segundo o MACOPAV de Julho 1995.	9
Tabela 1-6 - Camada de leito de pavimento em materiais não ligados segundo o MACOPAV de Julho 1995.....	10
Tabela 1-7- Classe de fundação do procedimento espanhol. (DGC, 2010)	13
Tabela 1-8 - Classe de tráfego do procedimento espanhol. (DGC, 2010).....	13
Tabela 1-9 - Estruturas para Tráfego pesado segundo o procedimento espanhol (adaptado do DGC, 2010).....	14
Tabela 2-1 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 1.....	20
Tabela 2-2 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 2.....	21
Tabela 2-3 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 3.....	22
Tabela 2-4 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 4.....	23
Tabela 3-1 - Tabela tipo de resultados.....	31
Tabela 3-2 - Características dos diversos penetrómetros (EN ISO 22476-2).....	31
Tabela 4-1 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 1.	38
Tabela 4-2 - Composição Granulométrica do solo da Zona 1.....	39
Tabela 4-3 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 2.	40
Tabela 4-4 - Composição Granulométrica da Zona 2.....	41
Tabela 4-5 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 3.	41
Tabela 4-6 - Composição Granulométrica da Zona 3.....	42
Tabela 4-7 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 4.	43
Tabela 4-8 - Composição Granulométrica da Zona 4.....	44

Tabela 4-9 - Classificação dos solos em função do índice de consistência. (adaptado de Fernandes, 2006)	45
Tabela 4-10 - Limites de consistência da Zona 4.	45
Tabela 4-11 - Tabela recapitulativa da classificação unificada de todos os solos.....	47
Tabela 4-12 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 1.	48
Tabela 4-13 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 2.	48
Tabela 4-14 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 3.	49
Tabela 4-15 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 4.	49
Tabela 4-16 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 1.	50
Tabela 4-17 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 2.	50
Tabela 4-18 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 3.	50
Tabela 4-19 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 4.	50
Tabela 4-20 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.	51
Tabela 4-21 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.	51
Tabela 4-22 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.	51
Tabela 4-23 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.	52
Tabela 4-24 - Tabela comparativa entre a classe de solo obtidas com a classificação dos solos e o ensaio CBR.	52
Tabela 4-25 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 1.	53
Tabela 4-26 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 2.	54
Tabela 4-27 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 3.	54
Tabela 4-28 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 4.	55
Tabela 4-29 - Critério de avaliação de compacidade dos solos. (adaptado de NP EN 1997-3, 2010)	56
Tabela 4-30 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 1	56
Tabela 4-31 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 2	56
Tabela 4-32 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 3	57
Tabela 4-33 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 4.	57

Tabela 4-34 - Resultados dos ensaios de carga com placa	61
Tabela 5-1 - Tabela resumo dos resultados de ensaios realizados.	62
Tabela 5-2 - Tabela resumo com as correlações lineares entre o N_{10} do ensaio PDL com o CBR para o grau de compactação in situ (%), Grau de compactação in situ e o Módulo de deformabilidade EV2 do ensaio de carga em placa.	80
Tabela I-1 - Ensaio PDL do ponto P1.1.....	ii
Tabela I-2 - Ensaio PDL do ponto P1.2.....	ii
Tabela I-3 - Ensaio PDL do ponto P1.3.....	iii
Tabela I-4 - Ensaio PDL do ponto P1.4.....	iii
Tabela I-5 - Ensaio PDL do ponto P1.5.....	iv
Tabela I-6 - Ensaio PDL do ponto P1.6.....	iv
Tabela I-7 - Ensaio PDL do ponto P1.7.....	v
Tabela I-8 - Ensaio ECP do ponto P1.2.....	v
Tabela I-9 - Ensaio ECP do ponto P1.3.....	vi
Tabela I-10 - Ensaio ECP do ponto P1.4.....	vii
Tabela I-11 - Ensaio ECP do ponto P1.6.....	viii
Tabela I-12 - Ensaio ECP do ponto P1.7.....	ix
Tabela II-1 - Ensaio PDL do ponto P2.1.	x
Tabela II-2 - Ensaio PDL do ponto P2.2.	xi
Tabela II-3 - Ensaio PDL do ponto P2.3.	xi
Tabela III-1 - Ensaio PDL do ponto P3.1.....	xii
Tabela III-2 - Ensaio PDL do ponto P3.2.....	xiii
Tabela III-3 - Ensaio PDL do ponto P3.3.....	xiv
Tabela IV-1 - Ensaio PDL do ponto P4.1.....	xv
Tabela IV-2 - Ensaio PDL do ponto P4.2.....	xvi
Tabela IV-3 - Ensaio PDL do ponto P4.3.....	xvi
Tabela IV-4 - Ensaio PDL do ponto P4.4.....	xvii

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

#	Peneiro
ν	Coefficiente de Poisson
γ	Peso específico (kN/m ³)
γ_d	Peso volúmico seco do solo (kN/m ³)
γ_w	Peso volúmico húmido do solo (kN/m ³)
σ	Pressão de contacto (KPa)
ASTM	<i>American Society of Testing Materials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
CBR	<i>Californian Bearing Ratio</i>
d	Diâmetro da placa (m)
E	Módulo de Young (MPa)
ECP	Ensaio de carga em placa
EP	Estradas de Portugal
Esf	Módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa)
ESTiG	Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Ev	Módulo de deformabilidade
Ev1	Módulo de deformabilidade no primeiro ciclo de carga (MPa)
Ev2	Módulo de deformabilidade no segundo ciclo de carga (MPa)
GC	Grau de compactação (%)
IP	Infraestruturas de Portugal
Ic	Índice de consistência
IPB	Instituto Politécnico de Bragança
JAE	Junta Autónoma de Estradas
kg	Quilograma
kN	Quilonewton
K	Relação entre módulos de deformabilidade

LCPC	<i>Laboratoire central des Ponts et Chaussées</i>
LL	Limite de liquidez
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LP	Limite de Plasticidade
m	Metro
MACOPAV	Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
MPa	Megapascals
NP	Norma Portuguesa
PDL	Penetrómetro Dinâmico Leve
Ps	Pressão média sob a placa
qd	Resistência a penetração dinâmica de ponta
rd	Resistência a penetração dinâmica
w	Teor em água (%)
w _n	Teor em água natural (%)
w _{opt}	Teor em água ótimo (%)

1. Enquadramento temático

1.1. Contexto rodoviário nacional

Em Portugal, o desenvolvimento socioeconómico está diretamente ligado a rede rodoviária, por ser a principal infraestrutura de transporte, permitindo a circulação de pessoas e de mercadorias. Durante muito tempo, houve uma certa dificuldade em manter a qualidade da rede devido ao facto de a mesma ser muito extensa e uma pequena percentagem ser utilizada por um grande volume de tráfego de elevada agressividade.

Para responder a este problema, em 1985, foi elaborado o Plano Rodoviário Nacional (PRN85), o qual foi aprovado em setembro de 1985. Esse plano tinha como objetivo modernizar a rede nacional mais particularmente a Rede Fundamental constituída pelos Itinerários Principais (IP) e os Itinerários Complementares (IC).

Em 1998, foi aprovado o plano atualmente em vigor, o Plano Rodoviário Nacional 2000 (PRN2000) (JAE, 1998). Este plano veio preencher as lacunas deixadas pelo plano anterior. Sempre na perspetiva do desenvolvimento socioeconómico, teve em atenção o desenvolvimento da rede nas zonas fronteiriças, bem como o estabelecimento de alternativas a estradas com portagens e a acessibilidade em zonas urbanas.

A rede nacional ficou desde então constituída por uma rede Fundamental e a rede de Estradas Nacionais. Criou-se também uma nova categoria de estradas denominadas por Estradas Regionais.

O novo Plano Rodoviário permitiu o melhoramento da qualidade da rede nacional com o objetivo de alcançar em termos de qualidade os padrões dos países europeus mais desenvolvidos.

As estradas municipais não estão incluídas no plano rodoviário nacional mas estão sobre a responsabilidade das autarquias, as quais devem dispor de capacidades técnicas bem como os meios financeiros para conservar a rede nas melhores condições para os usuários.

A rede de Estradas Municipais suporta, por norma, um volume de tráfego menos importante que o da rede nacional, no entanto, prevê-se um acréscimo do volume de tráfego a nível local. Por esse motivo, a capacidade de conservação destas estradas por parte das autarquias vai ser determinante para os usuários cada vez mais numerosos e exigentes.

O objetivo do presente trabalho é identificar e caracterizar mecanicamente as fundações de pavimentos com auxílio de diferentes ensaios, laboratoriais e “*in situ*”. Entende-se por fundação de um pavimento o conjunto das camadas de solo onde este está apoiado, incluindo, para além da camada de leito do pavimento, os terrenos subjacentes (CEPSA, 2006).

O estudo e caracterização mecânica dos solos da fundação do pavimento é de grande importância, quer ao nível do projeto quer ao nível da construção dos pavimentos, e existem procedimentos típicos de caracterização da capacidade de suporte de uma fundação. O mais utilizado baseia-se na avaliação do índice californiano de capacidade de suporte (CBR) duma amostra de solo do leito de pavimento como caracterização do comportamento mecânico da fundação. Este método ficou conhecido como o método do CBR (*California Bearing Ratio*) tendo sido largamente utilizado nos Estados Unidos durante a Segunda Guerra Mundial, após o que se tornou no método mais utilizado para o dimensionamento de pavimentos (Minhoto, 2012/2013).

1.2. Constituição das estradas

Por definição, a estrada é uma via de comunicação terrestre destinada a circulação de veículos rodoviários. A mesma deve garantir que os usuários possam circular com as devidas condições de segurança, comodidade e economia.

A estrada é definida como uma estrutura multicamadas como podemos observar na Figura 1-1.

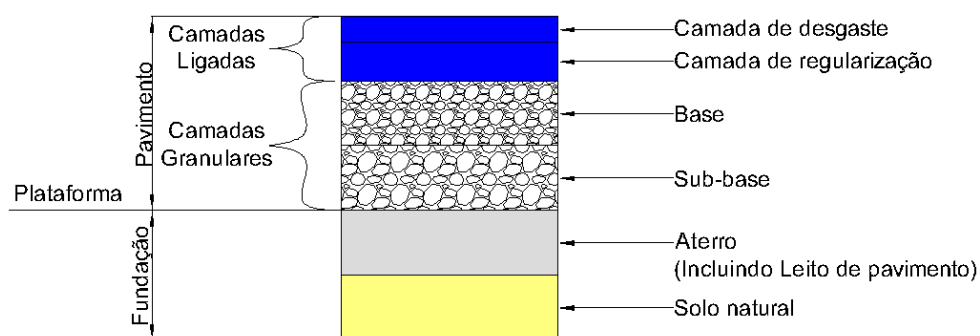


Figura 1-1 - Corte esquemático duma estrada. (adaptado de Minhoto, 2012/2013)

De forma a enquadrar corretamente o tema abordado, vão ser descritos os principais componentes da estrada, ou seja, as terraplanagens, a fundação do pavimento e os pavimentos.

- **Terraplenagens:**

As terraplenagens constituem uma parte muito importante da realização de obras rodoviárias, é basicamente o conjunto de três operações: a escavação, o aterro e transporte de terras como se pode ver na Figura 1-2, tendo como objetivo de moldar o terreno. A escavação consiste em retirar terras, para abaixar a cota do terreno para a cota desejada, quanto ao aterro consiste em subir a cota do terreno.

O objetivo desta operação é realizar uma superfície adequada à circulação dos veículos, que apresente um desenvolvimento pouco sinuoso, horizontal e sem irregularidades dentro de adequados limites económicos.

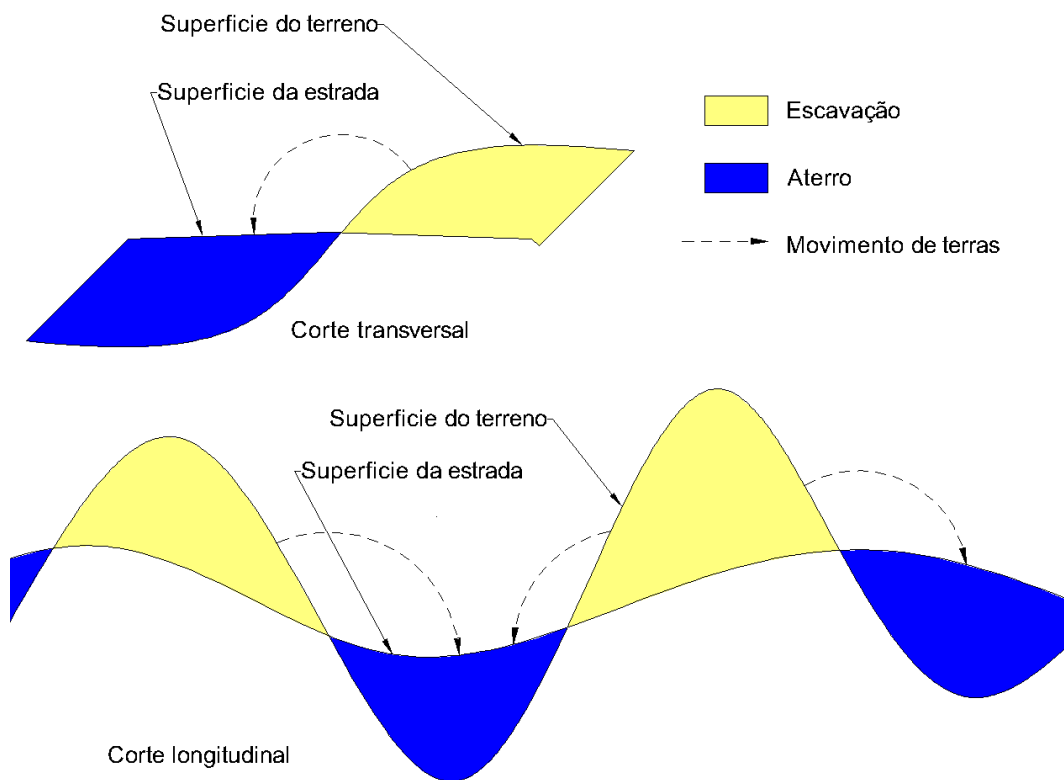


Figura 1-2 - Ilustração das terraplenagens. (adaptado de Minhoto, 2012/2013)

- **Fundação e leito de pavimento:**

Um pavimento rodoviário é uma estrutura multicamadas colocada sobre uma plataforma de suporte. Essa plataforma, sobre a qual assenta o pavimento é constituída pelo solo de fundação e pelo leito do pavimento.

O leito do pavimento tem por objetivo de fornecer, durante a fase de obras, uma superfície com capacidade de suporte suficiente para a circulação dos equipamentos de obra, bem como um bom nivelamento. (Minhoto, 2012/2013).

Também tem como objetivo, em fase de exploração, de homogeneizar e/ou melhorar o comportamento da fundação e ter devida capacidade de suporte para o bom desempenho estrutural do pavimento.

No caso dos aterros é corrente designar a camada de leito do pavimento por camada de coroamento dos aterros.

- **Pavimentos:**

O pavimento rodoviário é a estrutura que vai permitir a circulação dos veículos com as devidas condições de segurança e comodidade.

Esta estrutura é realizada sobre a superfície obtida após os trabalhos de terraplanagem. O pavimento rodoviário é realizado com propósito de proteger a superfície criada pela terraplanagem dos agentes climáticos, mas também de degradar as cargas devidas ao tráfego e impermeabilizar de forma que a água não atinja a fundação do pavimento.

O pavimento tem uma função estrutural, que consiste em reduzir as tensões verticais que atingem a fundação, para que esta resista as ações do tráfego.

Em termos funcionais, fornece regularidade e resistência ao desgaste, o que permite aos usuários circular com devidas condições de segurança e comodidade.

Esta estrutura é uma estrutura estratificada constituída por camadas finitas. Essas camadas são de dois tipos. Há as camadas granulares, constituídas por material granular; estas camadas não são ligadas e são estabilizadas mecanicamente. Têm como função resistir aos esforços de compressão. As camadas ligadas são constituídas por materiais estabilizados com ligantes. Estas camadas são situadas no topo da estrutura e tem como função resistir ao esforço de tração.

O pavimento pode por vezes ser constituído por uma ou mais camadas tendo, no caso geral, uma camada de desgaste e camadas de fundação.

1.3. Dimensionamento

1.3.1. Generalidades

Em Portugal, os pavimentos rodoviários são dimensionados preferencialmente com o método da Shell, este método publicado em 1978 sob o nome de “Manual de dimensionamento de pavimentos Shell”, visa a fornecer aos engenheiros uma ferramenta para projetar pavimentos que seja aplicável a todos os climas do mundo.

Este método considera a estrutura de pavimento como um sistema multicamadas com comportamento linear elástico, sob a ação das cargas de tráfego, em que os materiais são caracterizados pelo seu módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

No entanto, o manual de referência para o pré dimensionamento de pavimentos flexíveis, rígidos e semirrígidos é o “Manual de Conceção de Pavimentos para Rede Rodoviária Nacional” da antiga Junta Autónoma de Estradas (JAE), geralmente designado por MACOPAV. Este manual foi elaborado em 1995 pela JAE conhecida atualmente por Infraestruturas de Portugal (IP). Este manual, organizado sob forma de catálogo, foi elaborado a partir do guia de dimensionamento francês intitulado: “*Conception et dimensionnement des structures de chaussée*” (LCPC).

O MACOPAV é um manual destinado ao pré-dimensionamento de estruturas rodoviárias, sendo estas estruturas retificadas na fase de projeto de execução. Este pré-dimensionamento baseia-se em quatro fatores principais que são a classe de tráfego, as condições climáticas, os materiais de pavimento e as condições de fundação. Este último critério sendo o que vai ser destacado ao longo deste trabalho.

Tanto o método da Shell como o MACOPAV abrangem somente as fases de dimensionamento, deixando de lado a gestão da conservação e reabilitação dos pavimentos ou a previsão da evolução do valor de cada parâmetro de estado dos pavimentos como o fendilhamento longitudinal, a pele de crocodilo, as rodeiras, etc.

1.3.2. Método de dimensionamento

Portugal, bem como Espanha e França, utilizam para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, um guia de dimensionamento baseado em considerações empíricas e métodos analíticos. No âmbito do dimensionamento, Espanha, França e Reino Unido, utilizam um eixo padrão de 130kN, sendo esta carga a mais próxima do peso máximo dos eixos dos veículos pesados. O MACOPAV por sua vez, considera um eixo padrão de 80 kN e um período de vida útil de 20 anos; período durante o qual a necessidade de intervenção de conservação é mínima.

O Manual de Conceção de Pavimentos permite, em fase de pré-dimensionamento, selecionar uma estrutura de pavimento flexível, em função do nível de tráfego previsto para a via rodoviária a dimensionar. O MACOPAV é simples de utilizar devido a sua organização sequencial. O documento está dividido em sete capítulos; os cinco primeiros capítulos dizem respeito à recolha e sistematização dos dados necessários para o pré-dimensionamento; nos dois últimos, trata-se de definir as estruturas de pavimento possíveis (flexíveis, semirrígidos e rígidos).

1.3.3. Dimensionamento da fundação do pavimento

A fundação do pavimento tem um papel importante em termos estrutural, tanto a curto prazo como a longo prazo. A curto prazo, a fundação deve garantir uma superfície regular com capacidade de suporte que viabilize a construção da primeira camada do pavimento com as características geométricas e de compactação pretendidas e a circulação do equipamento de obra sem prejuízo durante a fase de construção. A longo prazo, deve garantir a capacidade de suporte necessária para o conveniente funcionamento estrutural do pavimento. Tanto a curto prazo como a longo prazo, a fundação deve garantir a drenagem das águas pluviais.

A capacidade de suporte da fundação é das características mais importantes para o dimensionamento de pavimentos. De facto, essa característica mecânica condiciona as características das camadas granulares que nela vão ser colocadas.

No dimensionamento da fundação, o MACOPAV define primeiramente as classes de fundação. A fundação do pavimento não é constituída só por a camada de leito do pavimento, também integra os terrenos subjacentes que condicionam o seu comportamento. Para efeito de dimensionamento devem analisar-se as características dos terrenos até à profundidade de 1 metro (JAE, 1995).

As diversas classes de fundação são associadas a oito classes de tráfego. Essas classes são definidas a partir do tráfego médio diário anual de veículos pesados (em cada sentido e na via mais solicitada) no ano de abertura (TMDA)p assim como definido na Tabela 1-1.

Tabela 1-1 - Classes de trafego segundo o MACOPAV de Julho 1995.

Classe	(TMDA)p
T7	<50
6	50 - 150
T5	150 - 300
T4	300 - 500
T3	500 - 800
T2	800 - 1200
T1	1200 - 2000
T0	>2000

O MACOPAV define quatro classes de terreno de fundação, como mostra a Tabela 1-2 às quais estão associadas a um intervalo de valores de módulo de deformabilidade bem como a classes de tráfego, de forma a definir as condições mínimas mais exigentes no caso da via mais solicitada.

Tabela 1-2 - Classes de fundação segundo o MACOPAV de Julho 1995.

Classe de fundação	Módulo da fundação (MPa)		Classe de trafego
	Gama	Valor de cálculo	
F1	> 30 a ≤ 50	30	T5,T6
F2	> 50 a ≤ 80	60	T3, T4, T5, T6
F3	> 80 a ≤ 150	100	T1, T2, T3, T4, T5, T6
F4	>150	150	T1, T2, T3, T4, T5, T6

Posteriormente é definida as classes de terrenos. Os terrenos que constituem a fundação são nos casos mais usuais em escavação ou em aterro, o manual classifica estes terrenos de fundação em seis classes diferentes tais como descritas na Tabela 1-3.

Estas classes de terrenos foram elaboradas com base na Classificação Unificada de Solos como especificado na norma ASTM D 2487. Assim, para cada classe de terreno, vai ser indicado os valores do *California Bearing Ratio* (C.B.R.) em que se enquadra cada classe, a descrição dos terrenos bem como as suas possíveis utilizações.

Tabela 1-3 - Classes de terrenos de fundação segundo o MACOPAV de Julho 1995.

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				Aterro (Corpo)	Leito	Sub-base
S0	< 3	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade. (1)	N	N	N
		OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltes orgânicos. (2)	P	N	N
		CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas. (3)	P	N	N
		MH	Siltes inorgânicos; areias finas micáceas; siltes micáceos. (4)	P	N	N
S1	≥ 3 a < 5	OL	Idem (1)	S	N	N
		OH	Idem (2)	S	N	N
		CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
S2	≥ 5 a < 10	CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
		CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média; argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.	S	N	N
		ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltes argilosos de baixa plasticidade.	S	N	N
		SC	Areia argilosa; areia argilosa com cascalho. (5)	S	P	N
S3	≥ 10 a < 20	SC	Idem (5)	S	S	N
		SM	Areia siltosa; areia siltosa com cascalho.	S	S	N
		SP	Areias mal graduadas; areias mas graduadas com cascalho.	S	S	N
S4	≥ 20	SW	Areias bem graduadas; areias bem graduadas com cascalho.	S	S	P
		GC	Cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia.	S	S	P
		GM-u	Cascalho siltoso; cascalho siltoso com areia. (6)	S	S	P
		GP	Cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	P
S5	≥ 40	GM-d	Idem (6)	S	S	S
		GP	Idem (7)	S	S	S
		GW	Cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia.	S	S	S

N – não admissível; P- possível; S - admissível

A Tabela 1-3 limita-se a indicar se é possível ou não a reutilização destes terrenos para a execução dos aterros, do leito do pavimento e a sub-base do pavimento, mas as características mais importantes no domínio da sua aplicabilidade em obras rodoviárias, é apresentada na Tabela 1-4.

Tabela 1-4 - Características das classes de terrenos segundo o MACOPAV de Julho 1995.

Tipo de solo	Permeabilidade				Compressibilidade/expansibilidade				Massa volúmica aparente seca (kN/m ³)
	Impermeável	Má	Média	Excelente	Nula	Fraca	Média	Elevada	
OH	x							x	13,00 - 17,50
CH	x							x	14,50 - 18,50
MH		x	x					x	13,00 - 17,00
OL		x					x	x	14,50 - 17,00
CL	x						x		14,50 - 21,00
ML		x	x			x	x		16,00 - 21,50
SC	x	x				x	x		16,00 - 21,50
SM-u	x	x				x	x		16,00 - 21,00
SM-d		x			x				19,00 - 21,50
SP				x	x	x			17,00 - 21,50
SW				x	x	x			17,50 - 21,00
GC	x	x				x			21,00 - 23,50
GM-u	x	x				x			18,50 - 21,50
GM-d		x			x				20,00 - 23,50
GP				x	x				17,50 - 22,50
GW				x	x				20,00 - 22,50

Outro dado importante na análise dos solos de fundação é a sua expansibilidade, o MACOPAV caracteriza a expansibilidade do solo através da relação entre o teor em água natural (w_n) e o seu limite de plasticidade (w_p), como indicado na Tabela 1-5.

Tabela 1-5 - Potencial de expansibilidade de solos segundo o MACOPAV de Julho 1995.

ω_n/ω_p	Potencial de expansibilidade
< 0,6	Muito alto
0,6 - 0,8	Alto
0,8 - 1,0	Baixo
>1	Muito baixo

O MACOPAV aborda também o tratamento de solos “*in situ*”, mais especificamente os solos tratados com cal e os solos tratados com cimento, no entanto esses tipos de solos não vão ser abordados neste trabalho.

Finalmente, o MACOPAV aborda a constituição das plataformas, e de facto, considera-se necessário e vantajoso realizar uma camada na zona superior da terraplanagem, a qual é denominada por leito de pavimento. As características desta plataforma vão depender do material utilizado para a sua realização e vão ser influenciadas pela classe de plataforma desejada.

Para definir a espessura do leito de pavimento, o MACOPAV fornece uma tabela a duas entradas onde a espessura vai ser dada pelo cruzamento da classe de terreno existente com a classe de fundação pretendida, como se vê na Tabela 1-6.

Tabela 1-6 - Camada de leito de pavimento em materiais não ligados segundo o MACOPAV de Julho 1995.

		F1	F2	F3	F4
	Ef (MPa) CBR (%)	> 30 a ≤ 50	> 50 a ≤ 80	> 80 a ≤ 150	> 150
S0	< 3	Estudo especial			Em pedraplenos ou em aterros com material de tipo solo-enrocamento, com uma camada de leito de pavimento em material pétreo de espessura não inferior a 15 cm
S1	≥ 3 a < 5	30 S2 ou 20 S3	60 S3 ou 40 S4		
S2	≥ 5 a < 10	(*)	30 S3 ou 15 S4	60 S3 ou 30 S4	
S3	≥ 10 a < 20	-	(*)	20 S4	
S4;S5	≥ 20	-	-	(*)	

As espessuras são definidas em centímetros.

* Em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária a garantia de uma espessura final de 30 cm bem compactada; em aterros as condições de fundação estão garantidas.

1.4. Materiais para leitos de pavimento

O MACOPAV destaca duas categorias de solo para a realização do leito de pavimento além do material granular britado, essas categorias são:

- Solos arenosos selecionados, dos grupos S1, S2 e S3.
- Seixo do grupo S4.

As Estradas de Portugal especificam nos seus cadernos de encargos três tipos de configurações para os leitos de pavimentos, estes podem ser realizados a partir de solo, material granular não britado e material granular britado.

Quando o leito é realizado a partir de solo, requer-se que o solo seja de boa qualidade, isento de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas.

As características exigidas para esse solo são:

- Dimensão máxima das partículas: 75 mm
- Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM máxima: 20%
- Limite de liquidez máximo: 25%
- Índice de plasticidade máximo: 6%
- Equivalente de areia, mínimo: 30%
- Valor de azul-de-metileno máximo: 2,0
- CBR a 95% de compactação relativa, e teor ótimo em água (Proctor Modificado), mínimo:10%
- Expansibilidade (ensaio CBR), máxima: 1,5%
- Percentagem de matéria orgânica: 0% (EP, S.A., 2009)

1.5. Considerações finais

Além do MACOPAV, elaborado a partir do guia francês intitulado: “*Conception et dimensionnement des structures de chaussée*” (LCPC), existem outros métodos de referência para o dimensionamento de pavimentos.

Um dos mais conhecidos é o método americano do Asphalt Institute, baseado nos resultados dos ensaios realizados pela “*American Association of State Highway and Transportation Officials*” (AASHTO), ensaios conhecidos como AASHO Road Test.

A aplicação do método traduz-se na aplicação dum ábaco, como apresentado na Figura 1-3, que fornece a espessura total do pavimento, TA, em betão betuminoso em função do CBR do solo de fundação e do índice DTN (*Design traffic number*) representativo do tráfego. O índice DTN (*Design traffic number*) é o número médio diário de eixo simples de 80kN que produz no pavimento o mesmo dano que o tráfego previsto para 20 anos. O ábaco também permite determinar as espessuras mínimas das camadas betuminosas e

das camadas de sub-base e base granulares. A principal particularidade do método do Asphalt Insitute reside na determinação do DTN (Minhoto, 2012/2013).

DTN é dado pela fórmula:

$$DTN = \frac{NAEP_{80}^{20anos}}{20 \times 365}$$

Em que:

- DTN é o número de tráfego de projeto (*Design Traffic Number*)

- $NAEP_{80}^{20anos}$ é o número acumulado de eixos padrões de 80 kN durante 20 anos.

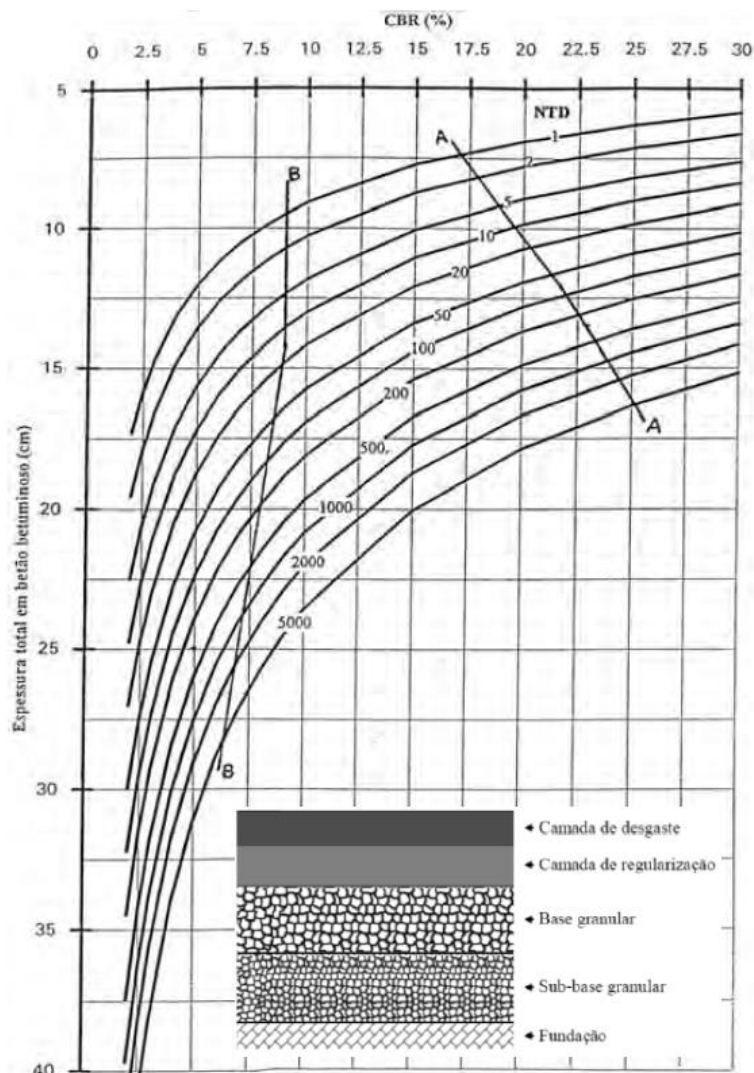


Figura 1-3 - ábaco para determinação da espessura total do pavimento em betão betuminoso. (Minhoto, 2012/2013)

A intersecção da linha do DTN com a linha AA, corresponde à espessura mínima admissível do pavimento em betão betuminoso; se o ponto TA se encontra à esquerda

da linha BB, então a intersecção de DTN com BB corresponderá à espessura TBB ($<TA$) a adotar para o total de camada betuminosa, exigindo a utilização duma sub-base.

A escolha da estrutura dum pavimento segundo este método, está condicionada por

- Espessura de betão betuminoso (Camada de Regularização + camada desgaste): TAA
- Espessura máxima da camada de base granular: $2*(TA-TAA)$;
- Espessura máxima da camada de sub-base: $2.7*(TA-TBB)$;
- Espessura mínima da camada de desgaste em betão betuminoso, sobre bases em betão:
 - Se $DTN < 10$, a espessura mínima é de 2,5 cm.
 - Se $DTN = 100$, a espessura mínima é de 4 cm.
 - Se $DTN > 100$, a espessura mínima é de 5 cm. (Minhoto, 2013/2013)

Existe outro método que apresenta um certo interesse, trata-se do método espanhol, este método é interessante visto que apresenta outra abordagem do dimensionamento de pavimentos num país com características de clima semelhantes às de Portugal.

Este método elaborado por a “*Dirección General de Carreteras*” (DGC), caracteriza a fundação de pavimento a partir dos resultados do ensaio de carga com placa como indicado na Tabela 1-7. É atribuída uma resistência em função do módulo de reação obtido no segundo ciclo desse ensaio, que define as condições de execução com determinados materiais.

Tabela 1-7- Classe de fundação do procedimento espanhol. (DGC, 2010)

Classe de fundação	E1	E2	E3
Módulo de reação (MPa)	≥ 60	≥ 120	≥ 300

Este método classifica as classes de tráfego em função dos veículos pesados por dia como indicado na Tabela 1-8:

Tabela 1-8 - Classe de tráfego do procedimento espanhol. (DGC, 2010)

Classe de tráfego	T00	T0	T1	T2	T31	T32	T41	T42
Veículos pesados por dia	≥ 4000	< 4000	< 2000	< 800	< 200	< 1800	< 50	< 25
		≥ 2000	≥ 800	≥ 200	≥ 100	≥ 50	≥ 25	

A partir destes dados define-se a estrutura do pavimento como na Tabela 1-9.

Tabela 1-9 - Estruturas para Tráfego pesado segundo o procedimento espanhol (adaptado do DGC, 2010)

Categoria de tráfego pesado		T00	T0	T1		T2		T31	T32	T41	T42
Classe da fundação	E1	-	-	-		MB - 18 SC - 30		MB - 15 SC - 30	MB - 12 SC - 30	MB - 8 SC - 30	MB - 5 SC - 25
	E2	-	-	MB - 30 SC - 25 (1)	MB - 15 GC - 22 SC - 22	MB - 18 SC - 22 (1)	MB - 15 GC - 20 (1) SC - 20	MB - 12 SC - 30	MB - 10 SC - 30	MB - 8 SC - 25	MB - 5 SC - 22
	E3	MB - 25 SC - 30	MB - 20 GC - 22 (1) SC - 25	MB - 20 SC - 20 (1)		MB - 15 SC - 20 (1)		MB - 12 SC - 22	MB - 10 SC - 22	MB - 8 SC - 20	MB - 5 SC - 20

MB – Mistura Betuminosa;

GC – Grava-cimento;

SC – solo-cimento

(1) – Camadas tratadas com cimento.

2. Objetivo do trabalho e programa de ensaios

2.1. Objetivo do trabalho

No início do século XX, havia pouco tráfego, e as cargas transportadas eram muito reduzidas, pelo que as solicitações a que os pavimentos estavam sujeitos, eram muito baixas. Apesar disto já se observava que o comportamento de um pavimento que passava por terrenos naturais de pior qualidade era diferente de outro, com semelhante constituição, mas fundado sobre material granular. Desta forma surge a necessidade de caracterizar os materiais e de os ter em conta na escolha da espessura das camadas (Tangarrinha, 2011).

O modo de comportamento dos pavimentos, quando submetidos às solicitações dependerá das características dos materiais utilizados nas várias camadas. As camadas ligadas estão normalmente submetidas à flexão, devendo resistir aos esforços de tração (σ_t), os quais podem originar fendilhamento por fadiga. As camadas ligadas estão ainda submetidas a contrações e expansões térmicas (ΔT), a esforços de corte e a esforços de compressão. As camadas ligadas estão ainda submetidas a esforços tangenciais (τ) na

camada de desgaste. As camadas granulares resistem essencialmente, aos esforços verticais de compressão (σ_z) que originam deformações permanentes (Minhoto, 2012/2013).

As solicitações anteriormente descritas são representadas na Figura 2-1.

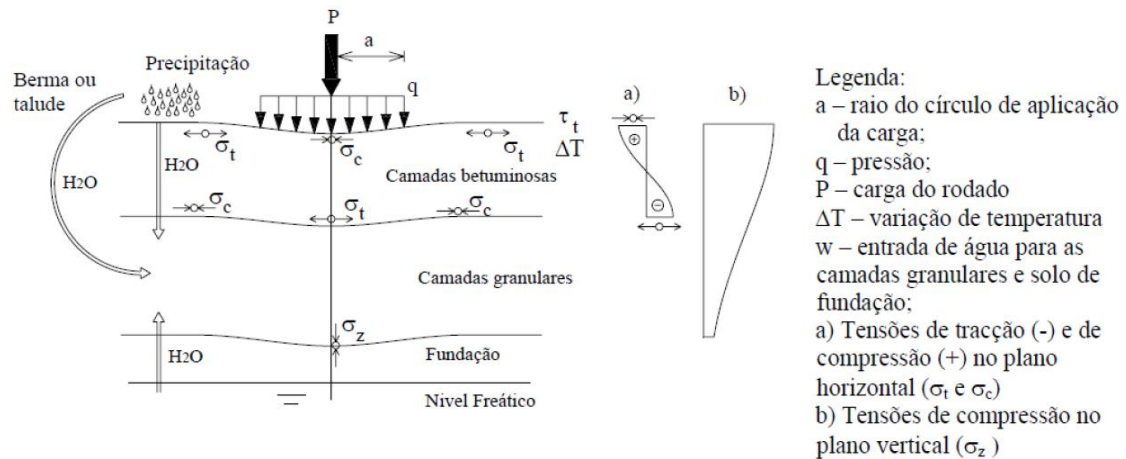


Figura 2-1 - Representação esquemática das solicitações e do modo de funcionamento dum pavimento rodoviário flexível. (Morais, 2011)

A fundação é geralmente constituída por terreno natural ou por material granular em aterro. Assim, o conhecimento adequado do comportamento geotécnico dos solos de fundação é essencial à análise estrutural dos pavimentos rodoviários. A fundação de um pavimento integra o leito do pavimento e todo o terreno subjacente que condiciona o seu comportamento, a escolha do que se deve usar e a espessura da respetiva camada dependem da qualidade do solo e da capacidade de suporte que se pretende obter para a fundação (leito mais solo subjacente) (Santos, 2009).

Assim surgiram as primeiras formas empíricas de dimensionamento de pavimentos, sendo a mais conhecida, o CBR, que através da percentagem de CBR do material, nos dá a espessura a aplicar. Este método foi desenvolvido por Porter, através de ensaios realizados pela Divisão de Estradas da Califórnia entre 1928 e 1929 (Quaresma, 1985).

Além do ensaio CBR, existem ensaios de campo para definir os parâmetros do solo. Os ensaios de campo mais frequentemente utilizados são o ensaio de *Standart Penetration Test* (SPT) e o ensaio de *Cone Penetration Test* (CPT) devido a serem dos ensaios mais antigos. Apesar dos ensaios SPT e CPT serem os ensaios mais frequentemente utilizados para obter os parâmetros do solo, existe outro ensaio para averiguar as características do solo, como é o caso do ensaio *Dinamic Probing Light Test* (DPL).

Apesar deste ensaio ser dos mais antigos, mais rápido e simples de execução, não se conhecem métodos para correlacionar os resultados deste ensaio com os parâmetros mecânicos do solo.

Como se compreenderá, a diversidade de equipamentos usados e das respetivas energias de cravação não é alheia ao facto apontado (Fernandes, 2011).

O bom comportamento mecânico da fundação do pavimento é fundamental quer a curto prazo para a circulação de veículos durante a fase de construção, quer a longo prazo para minimizar a deterioração do pavimento.

Este trabalho tem como objetivo estabelecer uma correlação entre os resultados de diferentes ensaios de caracterização do solo da fundação do pavimento tanto em campo como em laboratório. Assim, foram realizados diferentes ensaios laboratoriais tais como: ensaios de identificação de solos, Proctor e CBR. Os ensaios “*in situ*” realizados foram: penetrómetro dinâmico leve (PDL), ensaio de carga em placa (ECP) e ensaio de controlo de compactação com célula radioativa para conhecer a compacidade do solo “*in situ*”.

Pretende-se assim melhorar os procedimentos para a classificação do solo em geral e a fundação do pavimento em particular.

Realizaram-se vários tipos de ensaios como descrito no organograma da Figura 2-2.

Foram realizados ensaios PDL no âmbito de estabelecer uma correlação entre os resultados deste ensaio no âmbito de facilitar a caracterização dos leitos de pavimentos, de facto, no dimensionamento dos leitos o valor utilizado é o índice CBR, no entanto o ensaio CBR é um ensaio longo a realizar e que necessita ter um laboratório a disposição. Assim realizaram-se ensaios CBR mas também ensaios de carga em placa de modo a correlacionar os resultados do ensaio PDL com o módulo de deformabilidade; também se realizaram ensaio de controlo de compactação com célula radiativo para comparar os resultados do ensaio PDL com o grau de compactação medido “*in situ*”. O ensaio PDL é um ensaio que se consegue realizar rapidamente e numa grande quantidade de pontos por dia; assim estas correlações permitirão caracterizar mais pontos ao longo dum leito de pavimento de forma mais rápida e mais económica.

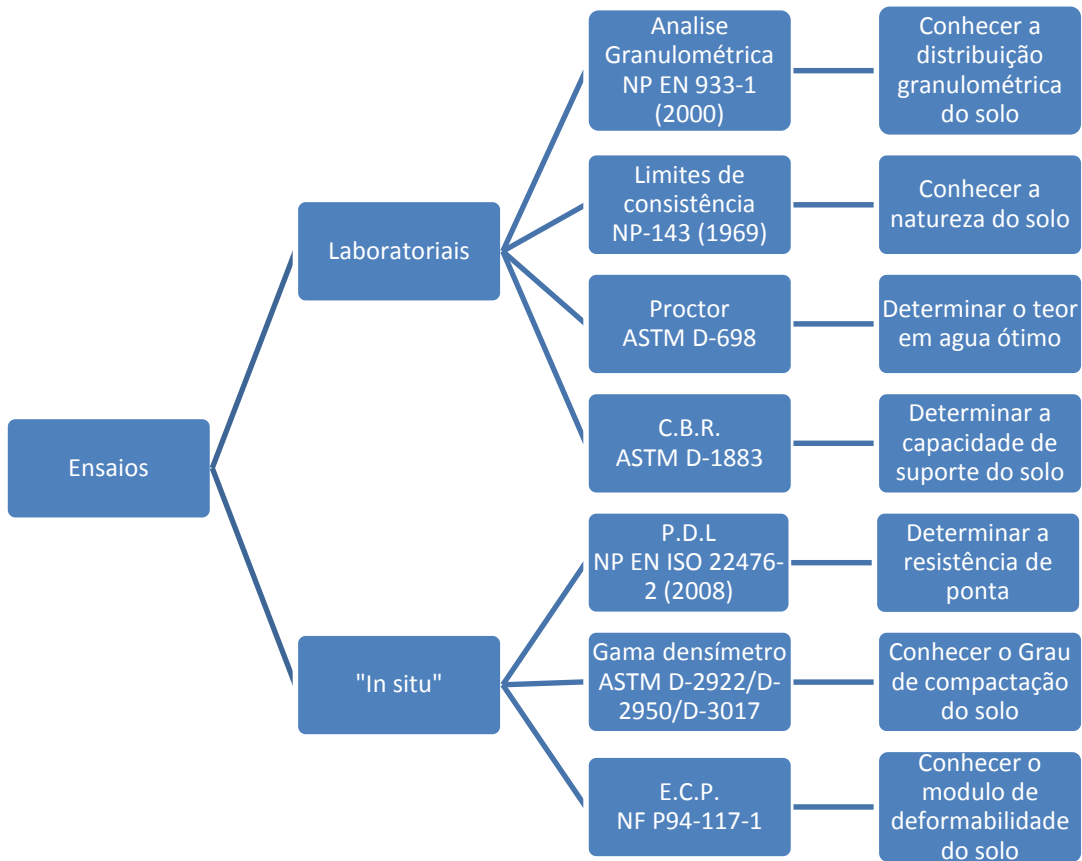


Figura 2-2 - Organograma dos ensaios realizados.

2.2. Organização da realização dos ensaios e observações

A realização dos ensaios decorreu em varias fases e requereram um trabalho importante de organização e logística.

- Primeiro, foi necessário ir ao local e seleccionar os pontos onde seriam realizados os ensaios, esses pontos foram seleccionados em função de vários critérios, tais como a facilidade de acesso e o facto de poder realizar o ensaio sem perturbar o decorrer da obra e realizar os ensaios em segurança.

- De seguida recolheram-se amostras de solo para poder realizar os ensaios laboratoriais. Tomou-se o cuidado de recolher uma quantidade importante de solo devido aos vários ensaios requererem bastante solo. Estes ensaios vão requerer também uma grande quantidade de tempo. De facto, além dos ensaios mais rápidos serem executados em menos de uma hora, ensaios como o C.B.R. requerem no mínimo 4 dias,

esse tempo multiplicado pelo número de amostras a ensaiar dá um período de ensaio elevado.

- O primeiro ensaio em campo a ser realizado foi o PDL. Este ensaio é fácil e rápido de executar, e o facto de o equipamento ser fácil de transportar permite uma fácil mudança do equipamento do ponto ensaiado para o próximo ponto. O único contratempo durante a realização deste tipo de ensaio foi o decorrer da obra que por vezes implicou esperar que o local esteja desocupado para efetuar o ensaio.

- Uma vez realizados os ensaios laboratoriais e mais especificamente os ensaios Proctor, foram realizados os ensaios de controlo de compactação com célula radioativa. Este ensaio é mais simples e rápido de executar. Uma vez realizado o ensaio Proctor, calibra-se o equipamento da célula radioativa e procede-se a medição do peso volúmico seco “*in situ*” o que permite determinar o grau de compactação do solo. Este equipamento pode ser transportado em qualquer veículo e só requer alguns minutos para o calibrar e efetuar as medidas.

-Finalmente, realizaram-se os ensaios de carga em placa. A realização deste ensaio foi condicionada pela disponibilidade do cilindro na obra, pois este ensaio além de relativamente rápido de execução requer a presença dum sistema de reação, geralmente um camião carregado, neste trabalho foi utilizado um cilindro compactador. Este ensaio foi realizado para determinar o módulo de deformabilidade do solo.

Convém salientar que para a planificação dos trabalhos usou-se uma margem de tempo alargada, pois condicionantes exteriores como a meteorologia, a indisponibilidade dos veículos e dos operadores ou o atraso da obra alteram a planificação prevista.

- Observações:

Os ensaios laboratoriais são claramente aqueles que melhor traduzem as características do material ensaiado. Em laboratório, a compactação, a humidade, e todos os parâmetros que influenciam as características da amostra são devidamente controlados. No entanto, devido ao facto da quantidade de amostras ser reduzido, os resultados obtidos podem não ser representativos do solo “*in situ*”, principalmente neste caso quando se trata de obras com grande desenvolvimento longitudinal.

Alem disso, para a realização dos ensaios laboratoriais, apenas necessitamos de ir ao local para recolher as amostras necessárias, não é necessário transportar os

equipamentos de ensaio para o local onde se encontra o maciço de solo em estudo. No entanto os ensaios laboratoriais são caros e demorados e nem todas as obras tem um laboratório na proximidade.

Ao contrário dos ensaios laboratoriais, os ensaios “*in situ*” /campo, permitem estudar o solo nas condições “*in situ*” ou como foi colocado em obra. Estes ensaios podem realizar-se num grande número de pontos do local a caracterizar, tem geralmente custos reduzidos e são de realização mais rápida apesar de geralmente necessitarem de maior logística.

A realização dos dois tipos de ensaios não se excluem, pelo contrário, cada novo ensaio realizado acresce informações sobre o solo em estudo (Fernandes,2006).

2.3. Locais de ensaio

Os ensaios foram realizados em quatro locais distintos. O primeiro local situa-se na estrada M527 (Zona 1) no troço que liga as aldeias de Mós e Valverde no distrito de Bragança sobre uma extensão de aproximadamente 2,5 km. Como se pode ver na Tabela 2-1 foram realizados ensaios em 7 pontos ao longo da extensão do troço.



Figura 2-3 - Vista aérea da Zona 1 (foto obtida a partir de Google Earth).

Tabela 2-1 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 1.

Pontos	Coordenadas		Altitude (m)	Ensaio de campo/" <i>in situ</i> "	Ensaio laboratoriais
P1.1	N 41° 43,014'	W 6° 48,213'	737	Gama densímetro P.D.L.	Analise Granulo. Proctor CBR
P1.2	N 41° 42,606'	W 6° 47,723'	721	Gama densímetro P.D.L. E.C.P.	Analise Granulo. Proctor CBR
P1.3	N 41° 42,559'	W 6° 47,685'	719	Gama densímetro P.D.L. E.C.P.	Analise Granulo. Proctor CBR
P1.4	N 41° 42,461'	W 6° 47,606'	720	Gama densímetro P.D.L. E.C.P.	Analise Granulo. Proctor CBR
P1.5	N 41° 42,268'	N 6° 47,489'	687	Gama densímetro P.D.L.	Analise Granulo. Proctor CBR
P1.6	N 41° 42,066'	N 6° 47,450'	658	Gama densímetro P.D.L. E.C.P.	Analise Granulo. Proctor CBR
P1.7	N 41° 42,025'	N 6° 47,398'	650	Gama densímetro P.D.L. E.C.P.	Analise Granulo. Proctor CBR

Em todos os pontos de ensaio da Zona 1 o solo foi compactado mecanicamente “*in situ*”.

Além dos ensaios realizados na Zona 1 também foram realizados ensaios num terreno da zona industrial das Cantarias em Bragança pertencente à empresa Bricantel (Zona 2), num terreno na R. Alexandre Herculano pertencente a Moagem do Loreto (Zona 3) e finalmente num terreno na estrada do aeroporto Santa Maria pertencente a empresa Faurecia-sistemas De Escape Portugal Lda (Zona 4). As coordenadas dos pontos de ensaios estão indicadas nas tabelas, 2-2, 2-3 e 2-4, respetivamente.



Figura 2-4 - Vista aérea da Zona 2 (foto obtida a partir de Google Earth).

Tabela 2-2 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 2.

Pontos	Coordenadas		Altitude (m)	Ensaio "in situ"	Ensaio laboratoriais
P2.1	N 41° 47' 13,99"	W 6° 46' 35,58"	726	Gama densímetro P.D.L.	Analise Granulo. Proctor CBR
P2.2	N 41° 47' 13,32"	W 6° 46' 36,35"	726	Gama densímetro P.D.L.	Analise Granulo. Proctor CBR
P2.3	N 41° 47' 12,81"	W 6° 46' 36,96"	726	Gama densímetro P.D.L.	Analise Granulo. Proctor CBR



Figura 2-5 - Vista aérea da Zona 3 (foto obtida a partir de Google Earth).

Tabela 2-3 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 3.

Pontos	Coordenadas		Altitude (m)	Ensaios "in situ"	Ensaios laboratoriais
P3.1	N 41° 48' 07,88"	W 6° 45' 33,72"	676	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR
P3.2	N 41° 48' 08,22"	W 6° 45' 33,61"	676	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR
P3.3	N 41° 48' 07,87"	W 6° 45' 33,20"	676	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR



Figura 2-6 - Vista aérea da Zona 4 (foto obtida a partir de Google Earth).

Tabela 2-4 - Coordenadas dos pontos ensaiados na Zona 4.

Pontos	Coordenadas		Altitude (m)	Ensaio <i>"in situ"</i>	Ensaio laboratoriais
P4.1	N 41° 48' 52"	W 6° 43' 22"	633	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR
P4.2	N 41° 48' 51"	W 6° 43' 24"	632	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR
P4.3	N 41° 48' 50"	W 6° 43' 17"	633	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR
P4.4	N 41° 48' 50"	W 6° 43' 16"	628	Gama densímetro P.D.L.	Análise Granulo. Proctor CBR

No total foram realizados ensaios de identificação e caracterização (quer laboratorial, quer em campo) em 17 pontos de ensaios. Devido a condicionantes e razões externas à equipa de trabalho nem em todos os pontos foi possível realizar todos os ensaios referidos. No entanto, foram realizados ensaios suficientes para ser possível fazer uma análise comparativa dos resultados obtidos e assim obter conclusões para melhorar os procedimentos para a classificação de plataformas de fundação de pavimentos.

3. Os ensaios realizados

3.1. Ensaio Laboratoriais

Devido ao facto de se ter realizado várias series de ensaios laboratoriais, teve-se o cuidado com a realização de cada série de ensaios. Foram seguidas rigorosamente todas as normas de ensaios em vigor, nomeadamente as Normas Portugueses (NP) bem como as especificações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Também se teve o cuidado de utilizar sempre o mesmo equipamento de ensaio, neste caso, os equipamentos de ensaio do Laboratório de Geotecnia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, bem como serem sempre os mesmos técnicos na realização dos ensaios.

3.1.1. Determinação do teor em água do solo

O teor em água foi determinado em laboratório através do método da estufa. O princípio é simples, consiste na recolha de uma amostra de solo que depois de pesada (W) é submetida a um processo de secagem de modo a que toda a água existente nos vazios se evapore, de seguida pesa-se a amostra seca (W_s). O teor em água é dado pela expressão:

$$w = \frac{W - W_s}{W_s} \quad (1)$$

O método de ensaio por secagem em estufa está especificado na Norma Portuguesa NP-84 - Solos que preconiza a secagem do solo em estufa a 105°C durante 24 horas.

3.1.2. Ensaio Proctor

Sabe-se através da experiência que, quando se compacta diversas amostras dum mesmo solo utilizando um processo normalizado bem definido, se cada amostra for ensaiada com um teor em água diferente, os pesos volúmicos secos obtidos serão diferentes.

A Figura 3-1 representa o gráfico obtido através do ensaio Proctor onde se pode observar a evolução do peso volúmico seco γ_d em função do teor em água w para ensaios de compactação realizados exatamente da mesma maneira (com energia de compactação constante).

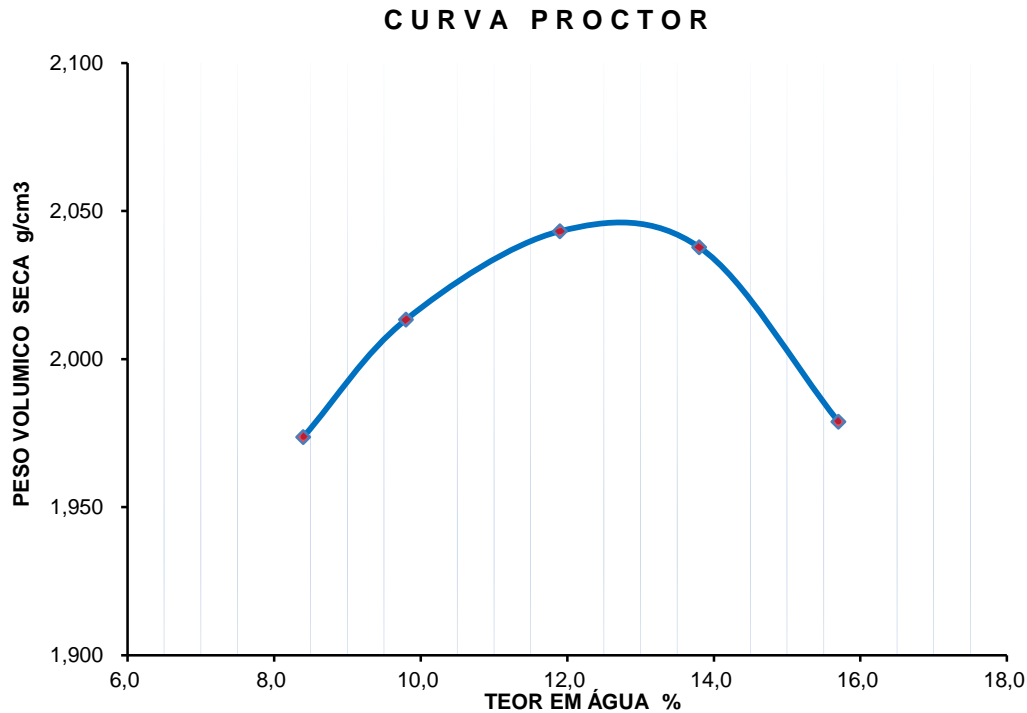


Figura 3-1 - Evolução do peso volumico seco γ_d , em função do teor em água w .

Há, portanto, um teor em água específico ótimo, designado w_{opt} , para o qual a compactação leva ao peso volumico seco γ_d máximo.

O ensaio Proctor é usado para determinar as condições ótimas de compactação.

O resultado deste ensaio é expresso através duma curva cujos pontos vão ter como coordenadas:

- Nas abscissas: o teor em água, do provete, w .
- Nas ordenadas: a o peso volumico seco do solo γ_d , calculada para cada provete, pela seguinte expressão:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{100+w} \times 100 \quad (2)$$

Em que:

- γ é peso volumico húmido do solo, que é a razão da massa do provete, pelo volume do molde utilizado.
- w é o teor em água do solo, expresso em percentagem.

Traça-se a curva peso volúmico seco - teor em água, e determinam-se o valor do teor em água ótimo e do peso volúmico seco máximo, que correspondem ao ponto máximo da curva.

Em campo, deve-se verificar o teor natural em água do solo (w_n) do solo a compactar e o comparar como teor ótimo em água obtido durante o ensaio.

Existem então a três situações:

Se $w_n = w_{opt}$, a compactação é realizada,

Se $w_n < w_{opt}$, o solo deve ser regado antes da compactação até atingir w ótimo,

Se $w_n > w_{opt}$, o solo deve ser arejado para secar. Em caso de mau tempo, compactar superficialmente para evitar que a água da chuva se infiltre.

Para realização dos diferentes ensaios Proctor utilizou-se o compactador automático de marca Adedis, adquirido em 1993 pelo Laboratório de Geotecnia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão, pode-se ver esse equipamento na Figura 3-2. Para realização deste ensaio, os operadores seguiram a norma internacional ASTM D-698 “*Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*”.



Figura 3-2 - Realização do ensaio Proctor.

Os resultados da compactação são condicionados por três fatores: a energia aplicada, o teor em água de compactação e o tipo de solo.

A experiência demonstra que a maior energia de compactação corresponde um peso volúmico seco maior que é obtido para um teor em água ótimo menor, no entanto

convém salientar que o aumento da energia de compactação não conduz a um aumento contínuo do peso volúmico seco.

Além disso, constata-se a existência de uma relação $w-\gamma_d$ que apresenta um máximo γ_d^{\max} (peso volúmico seco máximo), o que ocorre para um teor em água ótimo w_{opt} . O ponto máximo (ótimo) divide a curva de compactação em dois ramos: a esquerda do ótimo, o ramo seco; a direita, o ramo húmido (Santos, 2008).

Quanto aos solos, os solos granulares sem finos (ex. areias limpas), sendo bastantes permeáveis, são pouco sensíveis ao teor em água, pelo que a curva de compactação destes solos não possui um pico tao pronunciado como nos solos com granulometria mais extensa e verifica-se que o peso volúmico seco aumenta para teores em água muito baixos devido a ação de tensões capilares entre partículas (Santos, 2008).

3.1.3. Ensaio C.B.R. avaliação da capacidade de carga do solo compactado.

Este ensaio foi concebido pelo Departamento de Estradas da Califórnia (EUA) para avaliar a resistência dos solos.

Em obras rodoviárias, especialmente na construção de aterros e leitos de pavimentos, não se pode supor que só existem pequenas deformações. E, por conseguinte, usa-se o ensaio C.B.R. (*California Bearing Ratio*) para determinar o índice californiano de capacidade de suporte (CBR) e a expansibilidade do solo (e).

O ensaio CBR consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num provete de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa mistura padrão de brita estabilizada granulometricamente. Essa relação é expressa em percentagem.

Durante este ensaio, o material é perfurado por um pistão de 50mm de diâmetro, com uma velocidade constante de 1 mm / min.

O índice C.B.R., expresso em percentagem, corresponde ao maior dos seguintes valores:

$$\frac{\text{Força de penetração a 2,5mm (em kgf)} \times 100}{1355} \quad (3)$$

$$\frac{\text{Força de penetração a 5mm (em kgf)} \times 100}{2033} \quad (4)$$

Os valores do C.B.R. são arredondados a unidade. Quanto maior for o índice CBR maior é a capacidade de suporte do solo.

Para realização dos ensaios CBR utilizou-se a prensa CBR de marca Adedis, adquirido em 1993 pelo Laboratório de Geotecnia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, pode-se ver esse equipamento na Figura 3-3. Para realização deste ensaio, os operadores seguiram a norma internacional ASTM D1883 - 14 “*Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils*”.



Figura 3-3 - Realização do ensaio CBR.

3.2. Ensaio “in situ”

3.2.1. Controlo da compactação com célula radioativa

O controlo convencional da compactação de aterros envolve a determinação do peso volúmico e do teor em água; o peso volúmico seco é então determinado pela equação 2. A medição do peso volúmico e do teor em água pode ser efetuada com equipamento baseado na radioatividade.

Existem três métodos para aplicação das fontes radioativas, os quais são representados na Figura 3-4:

- Transmissão direta: é realizado um furo na camada a avaliar até à profundidade desejada, onde se introduz a vara (fonte). A intensidade dos raios gama é captada por unidade de tempo no contador Geiger-Muller e é inversamente proporcional à densidade do material atravessado; (Ferreira da Silva, 2013)
- Transmissão indireta: o equipamento é colocado sobre a camada a ensaiar. As fontes de raios gama e neutrões e os detetores estão no mesmo plano. Os raios gama penetram na camada e os que chegam aos detetores sem perda de energia são contados. A intensidade da resposta detetada no recetor é proporcional ao teor em água w do material. (Ferreira da Silva, 2013)
- Medição do teor em água: a medição do teor em água é um ensaio não destrutivo; a fonte de neutrões e o recetor permanecem dentro do densímetro, sobre a superfície do material a analisar. São emitidos a partir da fonte neutrões a alta velocidade, os quais são parcialmente detidos devido as colisões contra os átomos de hidrogénio do material. O detetor de hélio do densímetro conta a quantidade de neutrões com velocidade reduzida; que correlaciona diretamente com teor em água do material ensaiado.

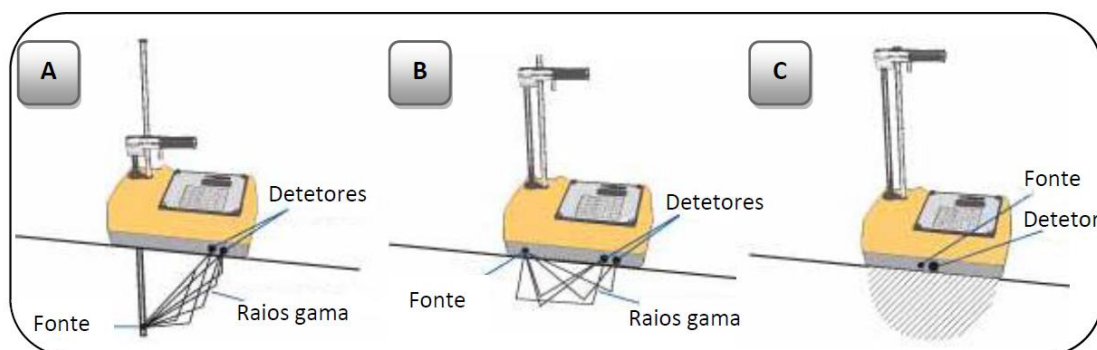


Figura 3-4 - Os diferentes modos de medição do equipamento: A – Transmissão direta; B – Transmissão indireta; C – Determinação do teor em água. (Ferreira da Silva, 2013)

O equipamento é calibrado antes de cada utilização num bloco de referência que tem uma densidade conhecida.

Este equipamento está sujeito a regulamentação rigorosa em termos de proteção radiológica e só os operadores que usam um dosímetro estão autorizados a usar.

O equipamento utilizado para realização destes ensaios foi o equipamento do Laboratório de Geotecnia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, trata-se dum equipamento da marca Troxler, modelo 3440, ver na Figura 3-5. O equipamento mede o grau de compactação e o teor em água do solo de um modo rápido e fácil. É um método eficaz para o controlo da compactação das camadas granulares.

O gama densímetro é acompanhado por um bloco de referência, uma placa guia de perfuração, uma ponteira e o extrator de ponteira.



Figura 3-5 - O Gama densímetro e seus acessórios

Exploração dos resultados

O equipamento utilizado pode medir a densidade dos materiais de construção por meio de dois modos de funcionamento. O operador seleciona o modo de transmissão direta ou indireta, dependendo do tipo de material e espessura da camada correspondente.

Os resultados do ensaio podem ser apresentados numa tabela (Ver Tabela 3-1), onde se define grau de compactação (GC) como a relação entre o peso volúmico seco obtida em campo e o peso volúmico seco ótimo obtido em laboratório com a seguinte fórmula:

$$GC(\%) = \frac{\gamma_d^{campo}}{\gamma_d^{máx}}$$

Em que:

- GC (%) é o grau de compactação expresso em percentagem.
- γ_d^{campo} é o peso volúmico seco medido “*in situ*”.
- $\gamma_d^{máx}$ é o peso volúmico máximo do solo determinado através do ensaio Proctor.

Tabela 3-1 - Tabela tipo de resultados.

Localização	1	2
Profun. do ensaio (m)	0,2	0,2
Peso volúmico húmido (kN/m ³)	21,37	21,52
Teor em água (%)	8,8	7,6
Peso volúmico seco máx. (kN/m ³)	20,30	20,30
Peso volúmico seco “ <i>in situ</i> ” (kN/m ³)	19,65	19,90
Grau de compactação (%)	97	98

3.2.2. Ensaio com penetrómetro dinâmico ligeiro - PDL

O penetrómetro dinâmico ligeiro PDL faz parte do grupo de penetrómetros dinâmicos no qual também se encontra também o penetrómetro dinâmico médio (DPM), pesado (DPH) e superpesado (DPSH). Estes ensaios avaliam a resistência do solo à penetração de um cone ligado a varas metálicas cravado no solo por queda de um pilão. As características dos diferentes penetrómetros estão descritas na Tabela 3-2.

Tabela 3-2 - Características dos diversos penetrómetros (EN ISO 22476-2).

Características	DPL	DPM	DPH	DPSH
M- Massa do pilão (kg)	10	30	50	63,5
H - Altura de queda (m)	0,5	0,5	0,5	0,75
A - Área da base do cone (cm ²)	10	10	15	20
Angulo no vértice do cone (graus)	90	90	90	90
L - Comprimento da penetração (cm)	10	10	10	20
MgH/A - Energia específica por pancada (kJ/m ²)	50	150	167	238

Para o DPL, DPM e DPH, a resistência à penetração é definida pelo número de pancadas necessárias para cravar o penetrómetro de 10 em 10 cm, o ensaio termina quando os 10 cm não são atingidos após 50 pancadas. Para o DPSH a resistência à penetração é definida pelo número de pancadas necessárias para cravar o penetrómetro

de 20 em 20 cm. A informação fornecida é muito interessante do ponto de vista qualitativo.

Os ensaios com os penetrómetros dinâmicos podem ser, em diversas situações, bastantes convenientes, porque os sistemas são de construção simples e económica e, pelo menos as versões mais leves, são facilmente transportáveis mesmo para locais sem acesso para veículos motorizados (Fernandes, 2011).

O equipamento de ensaio PDL do Laboratório de Geotecnia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão usado neste trabalho está representado na Figura 3-6. Para realização deste ensaio, os operadores seguiram a norma portuguesa NP EN ISO 22476-2 de 2008.



Figura 3-6 - Realização de ensaios PDL.

O ensaio do penetrómetro dinâmico não pode substituir ensaios laboratoriais mas dá uma informação muito útil a um custo mínimo. Um exemplo do registo dos resultados deste tipo de ensaio são representados na Figura 3-7.

Z(m)	N ₁₀
0,1	17
0,2	17
0,3	11
0,4	17
0,5	15
0,6	13
0,7	9
0,8	8
0,9	6
1	5
N₁₀ (Méd)	11,8
1,1	8
1,2	9
1,3	4
1,4	6
1,5	9
1,6	12
1,7	16
1,8	31
1,9	42
2	50
N₁₀ (Méd)	18,7

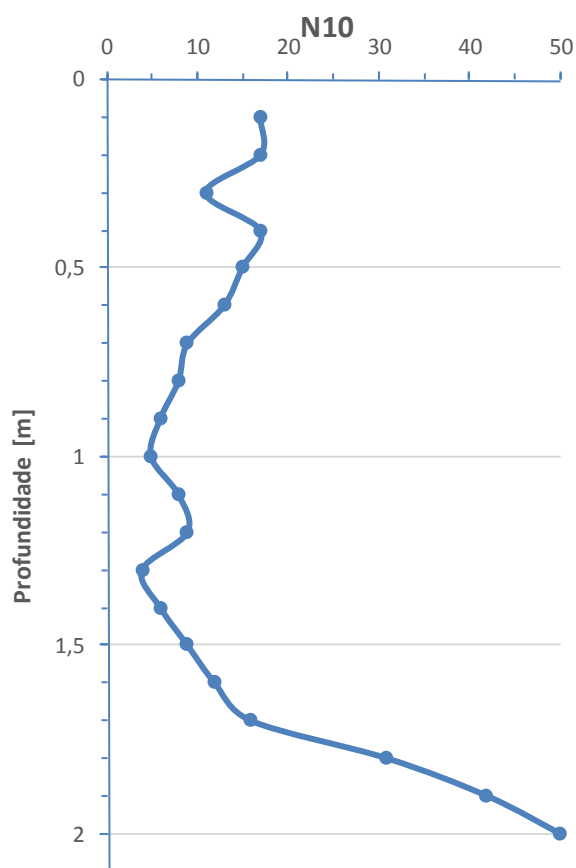


Figura 3-7 - Resultados do ensaio PDL. (Resultados obtidos no Ponto P2.2)

Não se conhecem métodos que permitam interpretar teoricamente os resultados dos ensaios com os penetrómetros dinâmicos para obter parâmetros mecânicos do terreno. Por outro lado, a via das correlações empíricas não tem fiabilidade. Como se compreenderá, a diversidade de equipamentos usados e das respetivas energias de cravação não é alheia ao facto apontado (Fernandes, 2011).

É todavia, fundamental ter em conta que os penetrómetros dinâmicos necessitam ser conjugados com outros ensaios *in situ* e com sondagens de furação (Fernandes, 2011).

É importante que ao penetrómetro a utilizar corresponda uma energia apropriada ao tipo de terreno e à profundidade a atingir. Por exemplo, os penetrómetros dinâmicos ligeiros (DPL) só são apropriados para terrenos brandos e para profundidades até à dezena de metros. Usa-los em terrenos resistentes ou que incluam estratos com resistência apreciável, pode conduzir a situação, naturalmente indesejável, de se caracterizar o terreno até profundidade muito inferior aquela que uma caracterização adequada, e com resultados conclusivos para o projeto, deveria atingir.

Outro contexto em que a utilização dos penetrómetros dinâmicos, em particular do DPL, se tem revelado muito útil é no controlo dos resultados do tratamento de maciços arenosos por meio de vibro compactação e, também, no controlo da compactação de aterros para obras rodoviárias e ferroviárias, neste ultimo caso em conjugação com ensaios de carga em placa (Fernandes, 2011).

Devido à limitação apresentada por este tipo de ensaio, achou-se conveniente neste trabalho correlacionar os resultados deste ensaio (penetrómetro dinâmico ligeiro – PDL) com outros parâmetros e ensaios usados para a classificação dos solos usados na fundação de pavimentos rodoviários, como se verá nos Capítulos 4 e 5.

3.2.3. Ensaio de carga em placa

O ensaio de carga em placa consiste no carregamento por escalões de uma placa circular de aço, colocada sobre a superfície do terreno a ensaiar, medindo o assentamento resultante. Pode assim ser considerado como uma simulação, numa escala reduzida, de uma fundação superficial. Não obstante este facto, como adiante se verá, nem sempre o seu objetivo é o dimensionamento daquele tipo de fundações (Fernandes, 2011).

A placa é carregada através de um macaco hidráulico, apoiado num sistema de reação, geralmente ou camião carregado ou como no caso dos ensaios realizados neste trabalho um cilindro, como se pode ver na Figura 3-8.



Figura 3-8 - Realização do ensaio de carga em placa no ponto P1.2.

A Figura 3-9 ilustra o ensaio através dum esquema simplificado. Observa-se que o macaco apoia-se no sistema de reação, no nosso caso trata-se de um cilindro. Na Figura 3-8 observa-se que o sistema de medição do assentamento (dois defletómetros) é fixo sobre a placa e aplicados sobre uma régua metálica apoiada o mais longe possível da placa para que possa ser considerada fixa.

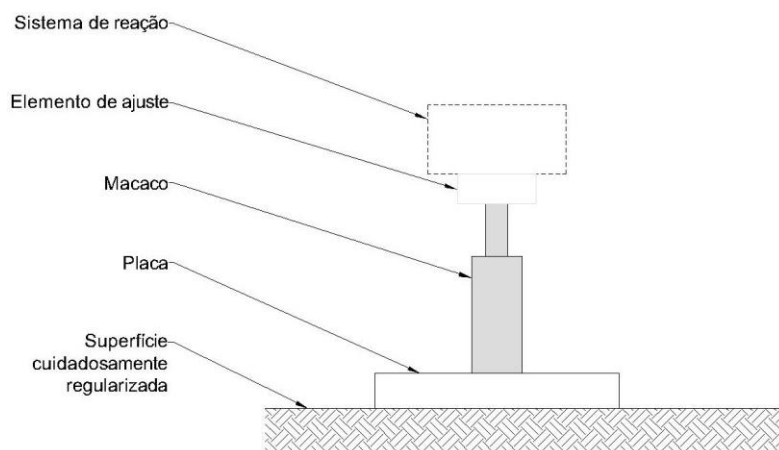


Figura 3-9 - Ensaio de carga com placa. (adaptado de Fernandes, 2011)

Este ensaio é realizado em dois ciclos, o primeiro ciclo de carregamento, além de permitir a recolha dos primeiros valores, permite também regularizar e planear a superfície ensaiada, de modo a ter a maior zona de contacto possível entre a placa e o solo. O segundo ciclo é só utilizado para recolha de valores. Este ensaio permite traçar uma curva carga-assentamento e calcular o módulo de deformabilidade do solo.

- Curva carga-assentamento

A tensão média normal σ obtida em cada passo de carga e o assentamento correspondente medida com defletómetros são registados ao longo do ensaio.

A pressão correspondente a cada passo de carga e o valor médio das leituras das deflexões medidas com os defletómetros representam-se graficamente como na Figura 3-10.

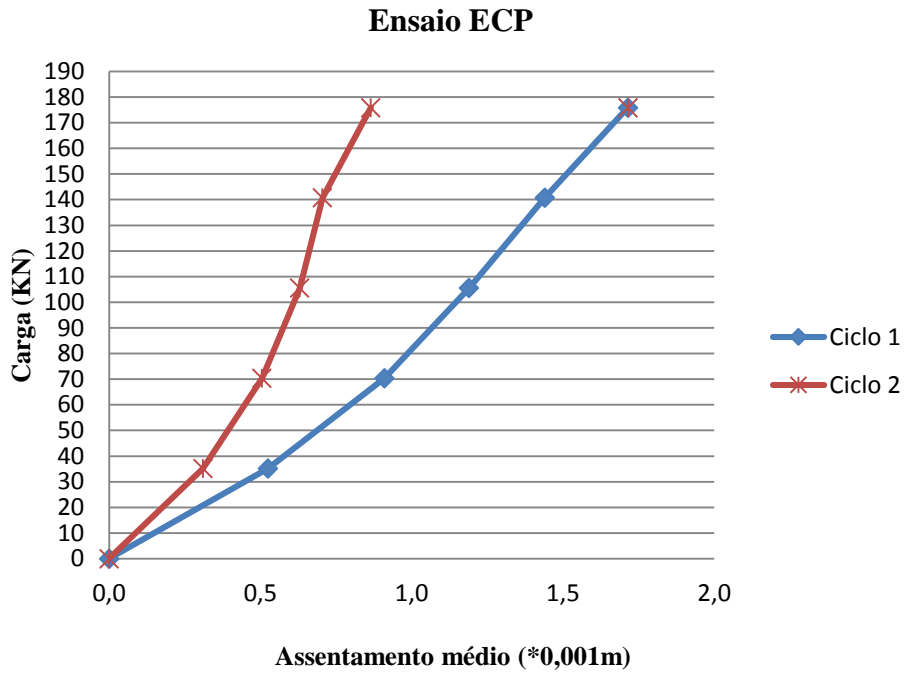


Figura 3-10 - Curva Carga-assentamento dum ensaio de carga com placa.

- Cálculo do módulo de deformabilidade E_v

Segundo a norma AFNOR NF P94-117-1, o ensaio tem por objetivo a determinação do módulo de deformabilidade sob carregamento estático aplicado numa placa sobre uma plataforma. (Morais, 2011). O ensaio consiste em aplicar, após uma pré-carga, dois ciclos de carregamento sucessivos através de uma placa de diâmetro e rigidez normalizados (Correia *et al*, 2008). Sendo o módulo de deformabilidade, E_v calculado através da solução de Boussinesq, para o carregamento estático sobre uma placa circular rígida em meio elástico linear (equação 5) (Martins *et al*, 2008):

$$E_v = \frac{\pi}{2} (1 - \nu)^2 \cdot \frac{p \cdot r}{z_2} \quad (5)$$

Onde:

- ν é o coeficiente de Poisson,
- p é a tensão média sob a placa,
- r é o raio da placa,
- z_2 é o deslocamento da placa.

- Cálculo da relação K

A relação K é calculada a partir da fórmula:

$$K = \frac{Ev_2}{Ev_1} \quad (6)$$

Onde:

- Ev_1 é o módulo de deformabilidade obtido no primeiro ciclo de carga,
- Ev_2 é o módulo de deformabilidade obtido no segundo ciclo de carga.

A relação K é utilizada para avaliar a qualidade de compactação. Quanto mais baixo for o valor de K, melhor é a compactação.

O ensaio de carga em placa assume atualmente grande importância na caracterização da qualidade de aterros de fundação de pavimentos rodoviários e de plataformas para vias férreas. Além disso, quando executado com placas com as maiores dimensões da gama, o que permite interessar um volume de solo bastante maior do que a maioria dos outros ensaios de campo, o ensaio de carga em placa é especialmente apropriado para a caracterização da deformabilidade de maciços naturais ou de aterros com calhaus ou pedras (partículas de grandes dimensões). Aspeto que limita severamente a mais ampla aplicação do ensaio é o facto de exigir acesso direto à camada a caracterizar, pelo que a sua execução se toma dificilmente exequível – logo, ainda mais onerosa e demorada - a profundidades significativas (Fernandes, 2011).

Para o caso dos solos argilosos o carregamento do ensaio ocorre em condições não drenadas, adotando-se então um coeficiente de Poisson igual a 0,5. Para solos granulares, solos residuais do granito, aterros e terrenos similares com o ensaio pretende-se estimar o módulo de deformabilidade em condições drenadas, sendo razoável adotar para o coeficiente de Poisson valores de 0,2 a 0,3. Para estes solos, em que se pretende carregamento em condições drenadas, há a necessidade de em cada escalão de carga aguardar que os assentamentos estabilizem, o que em certos casos, em que o solo tem fração fina com algum significado, pode demorar um período de tempo considerável, tornando o ensaio bastante moroso (Fernandes, 2011).

4. Resultados dos ensaios

4.1. Resultados dos ensaios laboratoriais

No âmbito dos ensaios laboratoriais de identificação dos solos estudados foram colhidas as amostras necessárias para se identificar todos os solos ensaiados neste trabalho. Na Zona 1, foram colhidas amostras no ponto P1.1 e no ponto P1.5. Para identificar o solo nos pontos P1.2, P1.3 e P1.4 apenas se procedeu à colheita de uma amostra, pois o solo

nestes pontos era igual. Procedeu-se também à colheita de apenas uma amostra nos pontos P1.6 e P1.7 por serem pontos com o mesmo solo. Na zona 2, 3 e 4 foi recolhida uma amostra de solo por ponto.

4.1.1. Resultados das análises granulométricas

Para a realização das análises granulométricas, recorreu-se a norma NP EN 933-1.

Para todas as zonas são apresentados o conjunto incluindo a tabela de resultados da análise granulométrica e as curvas granulométricas correspondentes.

- Zona 1

Para a Zona 1, os resultados obtidos para as análises granulométricas das quatro amostras de solo estão apresentados na Tabela 4-1, a mesma completada com a Figura 4-1.

Tabela 4-1 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 1.

Nº dos peneiros	Abertura dos peneiros	Percentagem acumulada de passados (%)			
		P1.1	P1.2 / P1.3 / P1.4	P1.5	P1.6 / P1.7
3"	76,20	100	100	100,00	100
2"	50,80	83,57	100	100,00	100
1"1/2	38,10	67,91	100	93,21	93,82
1"	25,40	53,9	90,11	87,14	82,79
3/4"	19,10	43,75	81,77	82,61	78,5
3/8"	9,52	34,14	66,57	71,18	67,99
nº4	4,76	26,69	54,83	59,17	56,87
nº10	2,00	20,87	44,3	47,21	45,74
nº20	0,84	15,97	35,58	39,11	37,99
nº40	0,42	13	28,75	31,39	30,67
nº60	0,25	11,07	26,07	26,20	26,13
nº140	0,106	8,55	24,49	19,61	20,25
nº200	0,075	7,73	22,65	16,97	18,38

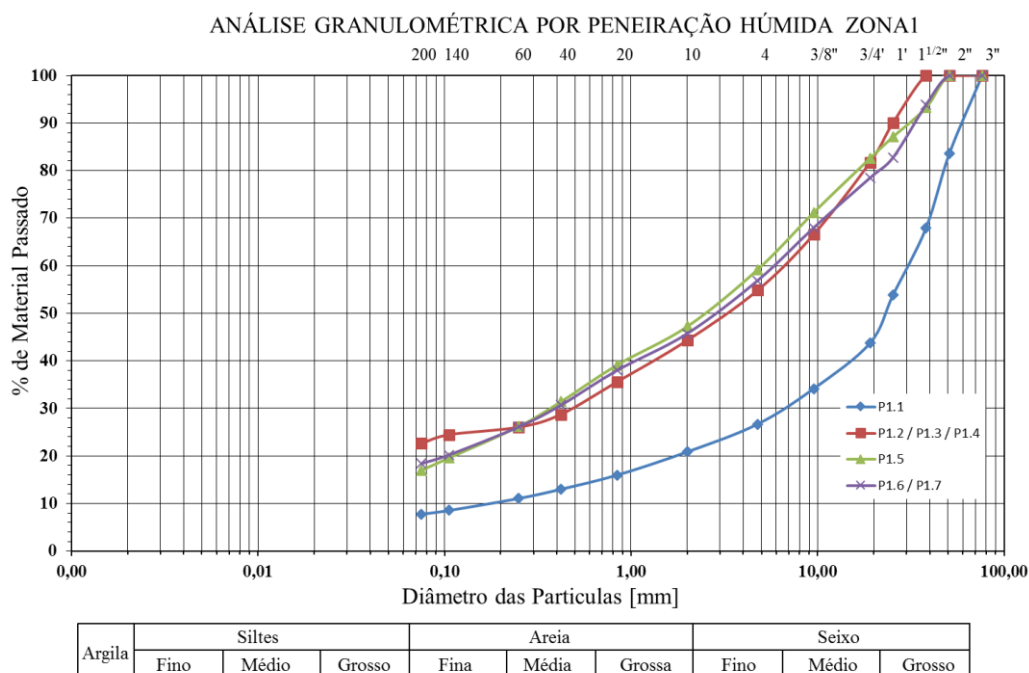


Figura 4-1 - Curvas granulométricas da Zona 1.

A observação das curvas granulométricas permite referir que se trata de um solo grosso, com poucas partículas finas. As curvas correspondentes as amostras dos pontos P1.2 a P1.7 são muito próximas, a amostra do ponto P1.1 destaca-se, revelando um solo mais grosso. A Tabela 4-2 apresenta a composição granulométrica do solo que confirma o que é observado nas curvas granulométricas. Mais de 50% do solo é seixo, com quase 80% para o ponto P1.1. Para todos os pontos a percentagem de silte+argila, que são os elementos mais finos do solo, é baixa a média e varia entre 7,7% e 22,6%. O D_{50} -diâmetro correspondente ao tamanho médio dos grãos pelo qual passam 50% das partículas do solo; varia entre 2,5 e 3,5 mm para os pontos P1.2 a P1.7, para o ponto P1.1 é de 20mm.

Tabela 4-2 - Composição Granulométrica do solo da Zona 1.

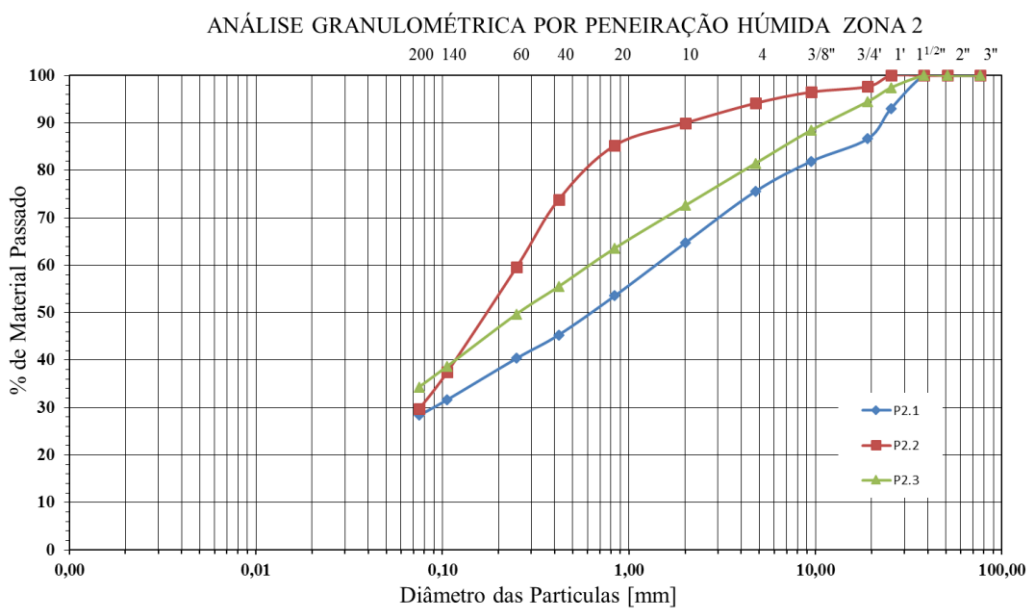
Pontos	Composição Granulométrica				
	% Seixo	% Areia	% Silte+Argila	$D_{máx}$ (mm)	D_{50} (mm)
P1.1	79,1	13,2	7,7	50,8	20,0
P1.2 / P1.3 / P1.4	55,7	21,7	22,6	25,4	3,5
P1.5	52,8	30,2	17,0	38,1	2,5
P1.6 / P1.7	54,3	27,3	18,4	38,1	3,0

- Zona 2

Para a Zona 2, os resultados obtidos para as análises granulométricas dos três pontos estão apresentados na Tabela 4-3 e na Figura 4-2.

Tabela 4-3 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 2.

Nº de peneiros (#)	Abertura dos peneiros (mm)	Percentagem acumulada de passados (%)		
		P2.1	P2.2	P2.3
3"	76,20	100	100	100
2"	50,80	100	100	100
1"1/2	38,10	100	100	100
1"	25,40	93,03	100	97,43
3/4"	19,10	86,68	97,66	94,52
3/8"	9,52	81,93	96,53	88,51
nº4	4,76	75,56	94,15	81,48
nº10	2,00	64,70	89,98	72,59
nº20	0,84	53,57	85,28	63,60
nº40	0,42	45,33	73,87	55,53
nº60	0,25	40,38	59,63	49,73
nº140	0,106	31,65	37,47	38,71
nº200	0,075	28,35	29,68	34,35



Argila	Siltes			Areia			Seixo		
	Fino	Médio	Grosso	Fina	Média	Grossa	Fino	Médio	Grosso

Figura 4-2 - Curvas granulométricas da Zona 2.

Da observação das curvas granulométricas constata-se que as curvas dos pontos P2.1 e P2.3 são relativamente próximas com uma distribuição uniforme, a curva correspondente ao ponto P2.2 quanto a ela revela um solo muito mais fino, constituído principalmente por areia. A Tabela 4-4 apresenta a composição granulométrica do solo que confirma o que é observado nas curvas granulométricas. A percentagem de seixos para os pontos P2.1 e P2.3 ronda os 30%, sendo apenas de 10% para o ponto P2.2. A percentagem de areia é de 36,4 e 38,2% para os pontos P2.1 e P2.3 e atinge 60,3% para o ponto P2.3. A percentagem de finos ronda os 30% para as três amostras. O D_{50} varia entre 0,15 e 0,6 mm.

Tabela 4-4 - Composição Granulométrica da Zona 2.

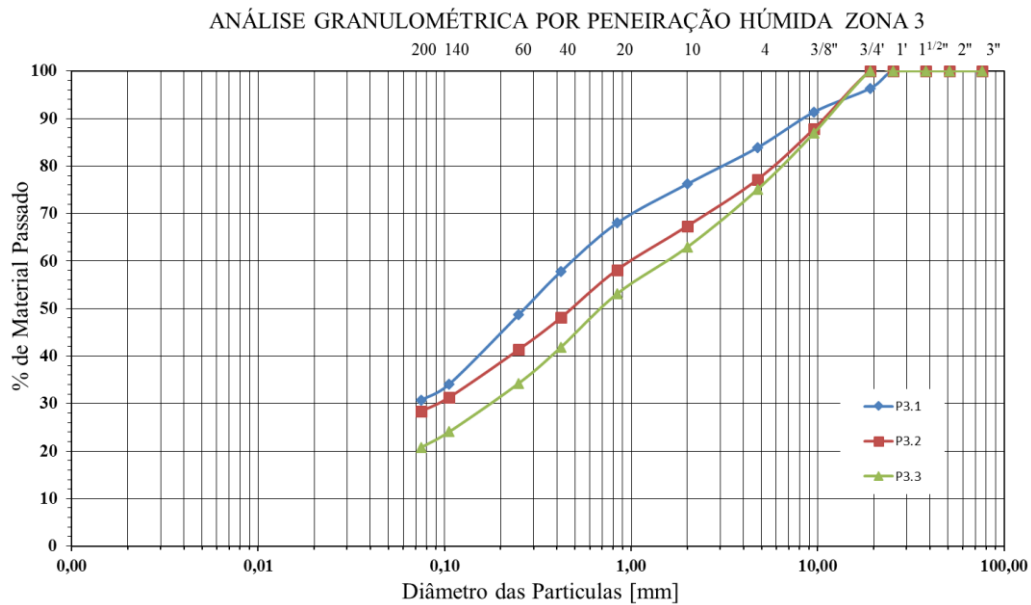
Amostra	Composição Granulométrica				
	% Seixo	% Areia	% Silte+Argila	$D_{máx}$ (mm)	D_{50} (mm)
P2.1	35,3	36,4	28,4	25,4	0,6
P2.2	10,0	60,3	29,7	19,10	0,15
P2.3	27,4	38,2	34,4	25,40	0,25

- Zona 3

Para a Zona 3, os resultados obtidos para as análises granulométricas dos três pontos estão apresentados na Tabela 4-5 e na Figura 4-3.

Tabela 4-5 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 3.

Nº de peneiros (#)	Abertura dos peneiros (mm)	Percentagem acumulada de passados (%)		
		P3.1	P3.2	P3.3
3"	76,20	100	100	100
2"	50,80	100	100	100
1"1/2	38,10	100	100	100
1"	25,40	100	100	100
3/4"	19,10	96,35	100	100
3/8"	9,52	91,34	87,80	86,90
nº4	4,76	83,89	77,19	75,09
nº10	2,00	76,22	67,37	62,95
nº20	0,84	68,00	58,15	53,11
nº40	0,42	57,78	48,10	41,87
nº60	0,25	48,74	41,39	34,28
nº140	0,106	34,10	31,34	24,07
nº200	0,075	30,77	28,41	20,79



Argila	Siltes			Areia			Seixo		
	Fino	Médio	Grosso	Fina	Média	Grossa	Fino	Médio	Grosso

Figura 4-3 - Curvas granulométricas da Zona 3.

A observação das curvas granulométricas permite referir que as três amostras têm características muito próximas, sendo a amostra do ponto P3.1 composta por material ligeiramente mais fino. A Tabela 4-6 apresenta a composição granulométrica do solo que confirma o que é observado nas curvas granulométricas. A percentagem de seixos é de 23,8% para o ponto P3.1 e sobe para 32,6 e 37,1% para os pontos P3.2 e P3.3. A percentagem de areia é ligeiramente mais alta para o ponto P3.1 com 45,4% e ronda os 40% para as outras amostras. Quanto a percentagem de finos, ronda os 30% para as duas primeiras amostras mas baixa para 20,8% para o ponto P3.3. O D_{50} varia entre 0,25 e 0,7 mm.

Tabela 4-6 - Composição Granulométrica da Zona 3.

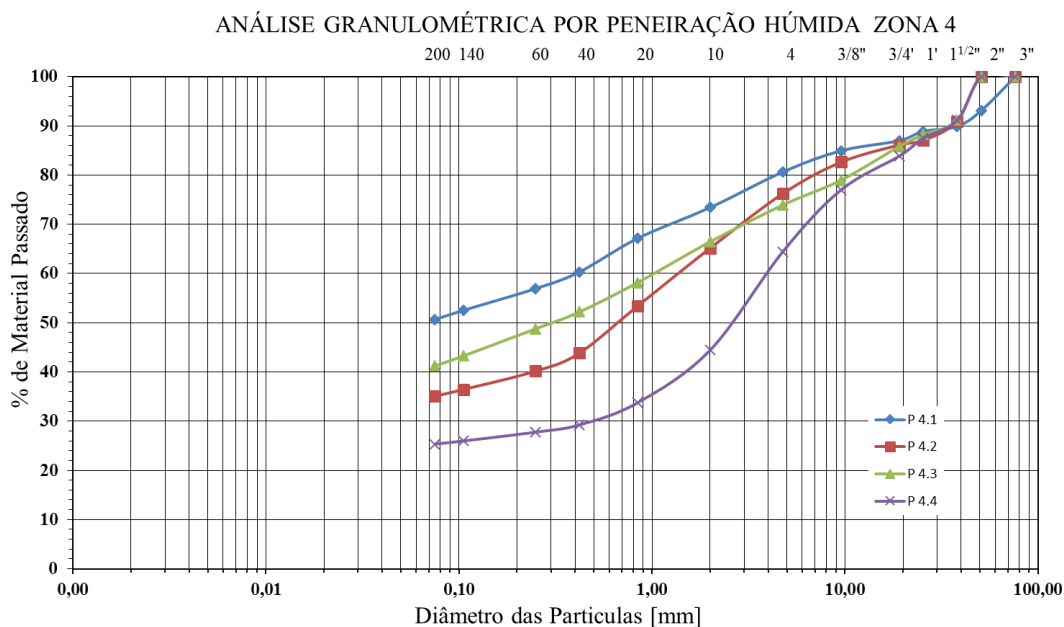
Amostra	Composição Granulométrica				
	% Seixo	% Areia	% Silte+Argila	$D_{máx}$ (mm)	D_{50} (mm)
P3.1	23,8	45,4	30,8	19,10	0,25
P3.2	32,6	39,0	28,4	9,52	0,5
P3.3	37,1	42,1	20,8	9,52	0,7

- Zona 4

Para a Zona 4, os resultados obtidos para as análises granulométricas dos quatro pontos estão apresentados na Tabela 4-7 e na Figura 4-4.

Tabela 4-7 - Resultados das análises granulométricas realizadas na Zona 4.

Nº de peneiros (#)	Abertura dos peneiros (mm)	Porcentagem acumulada de passados (%)			
		P 4.1	P 4.2	P 4.3	P 4.4
3"	76,20	100	100	100	100
2"	50,80	93,12	100	100	100
1"1/2	38,10	89,88	90,93	91,13	91,13
1"	25,40	88,89	87,05	88,20	87,46
3/4"	19,10	87,00	86,11	85,83	83,87
3/8"	9,52	84,94	82,62	78,96	76,97
nº4	4,76	80,63	76,24	73,92	64,44
nº10	2,00	73,41	65,16	66,46	44,42
nº20	0,84	67,12	53,35	58,14	33,72
nº40	0,42	60,30	43,81	52,18	29,24
nº60	0,25	56,95	40,18	48,78	27,78
nº140	0,106	52,54	36,46	43,30	25,99
nº200	0,075	50,65	35,08	41,22	25,35



Argila	Siltes			Areia			Seixo		
	Fino	Médio	Grosso	Fina	Média	Grossa	Fino	Médio	Grosso

Figura 4-4 - Curvas granulométricas da Zona 4.

As curvas granulométricas mostram que o solo dos pontos P4.2 e P4.3 são próximas, no caso do ponto P4.1 o solo é mais fino e o ponto P4.4 tem material mais grosso. A Tabela 4-8 apresenta a composição granulométrica do solo, a qual confirma o que é observado nas curvas granulométricas, de facto, as composições do solo dos pontos 2 e 3 são mais próximas com percentagem de seixos de 34,8 e 33,5%. A percentagem de areia varia de 25,3% a 30,1% e a percentagem de finos varia entre 35,1% e 41,2%. Para o solo do ponto P4.1, a percentagem de seixos é mais baixa com 26,6% e a de finos mais alta com 50,7%. Para o solo do ponto P4.4, verifica-se uma percentagem de seixos superior a 50% e a percentagem de finos é de 25,4%. O D_{50} varia entre 0,055 e 0,65 mm.

Tabela 4-8 - Composição Granulométrica da Zona 4.

Amostra	Composição Granulométrica				
	% Seixo	% Areia	% Silte+Argila	$D_{máx}$ (mm)	D_{50} (mm)
1	26,6	22,7	50,7	50,80	0,055
2	34,8	30,1	35,1	38,10	0,650
3	33,5	25,3	41,2	38,10	0,300
4	55,6	19,0	25,4	38,10	2,500

4.1.2. Limites de consistência e classificação dos solos

- Limites de consistência

Zona 1 e 2:

Apesar de terem sido recolhidas amostras de solo para realização dos limites de consistência, o ensaio não foi concludente na Zona 1 e na Zona 2, devido ao solo ser um solo não plástico nestes locais.

A Norma Portuguesa NP-143 especifica-nos que este ensaio só é aplicável a solos com 30% ou mais em massa de partículas de dimensões inferiores a 0,05mm, o que não é o caso das amostras ensaiadas.

Zona 3:

Na Zona 3, não foram realizados os ensaios de limite de consistência.

Zona 4:

A única zona em que foram obtidos resultados dos limites de consistência foi na Zona 4. O índice de consistência dos solos argilosos foi obtido pela equação 7.

$$I_c = (LL - w)/IP \quad (7)$$

A Tabela 4-9 apresenta a tabela usada para determinar a consistência dos solos.

Tabela 4-9 - Classificação dos solos em função do índice de consistência. (adaptado de Fernandes, 2006)

Índice de consistência	Classificação dos solos
$0 < I_c < 0,25$	Muito mole
$0,25 < I_c < 0,5$	Mole
$0,5 < I_c < 0,75$	Média
$0,75 < I_c < 1,0$	Rija
$I_c > 1,0$	Dura

Os resultados obtidos para os limites de consistência e a consistência dos solos estudados são apresentados na tabela 4-10.

Tabela 4-10 - Limites de consistência da Zona 4.

Pontos	w natural (%)	Limites de Consistência		Índice de Plasticidade (%)	Índice de Consistência	
		w _L (%)	w _P (%)		I _c	
P4.1	14,7	39,5	23,2	16,3	1,5	Dura
P4.2	14,2	45,4	30,0	15,4	2,0	Dura
P4.3	12,8	36,5	26,6	9,9	2,4	Dura
P4.4	10,6	54,2	41,9	12,3	3,5	Dura

Os solos dos quatros pontos de ensaio apresentam uma consistência dura.

- Classificação dos solos:

Para classificar os solos, recorreu-se a classificação unificada dos Solos ASTM D 2487-85.

Zona 1:

Para as quatro amostras, o solo entra na categoria dos solos grossos devido a mais de metade do material ficar retido no peneiro nº 200.

- A amostra colhida no ponto P1.1, revela que o solo entra na categoria dos seixos devido a mais de metade da fração grossa ficar retida no peneiro nº4. Devido a fração passada no peneiro nº200 ser compreendida entre 5 e 12 %, utiliza-se dois símbolos para classificar este solo. O solo pode então ser classificado como **GW-GM**, descrito como cascalho bem graduado com silte na classificação unificada.

- Para as amostras recolhidas para os pontos P1.2 a P1.7, o solo entra na categoria dos seixos devido a mais de metade da fração grossa ficar retida no peneiro nº4. Devido a fração passada no peneiro nº200 ser superior a 12%, o solo é classificado como **GM**, descrito como cascalhos siltosos, misturas de cascalho, areia e silte mal graduados e tendo finos não plásticos.

Recorrendo a Tabela 1-3, observa-se que estes solos são duma classe de solo S4 para todas as amostras, esta classe de solo é perfeitamente admissível para aterros e leitos de pavimentos.

Zona 2:

As amostras recolhidas nesta zona são classificadas como solo grosso devido a mais de metade do material ficar retido no peneiro nº 200.

- Para o solo P2.1 e P2.3, o solo entra na categoria dos seixos devido a mais de metade da fração grossa ficar retida no peneiro nº4. Devido a fração passada no peneiro nº200 ser superior a 12%, o solo é classificado como **GM**, descrito como cascalhos siltosos, misturas de cascalho, areia e silte mal graduados e tendo finos não plásticos.

- Para o ponto P2.2, o solo entra na categoria das areias devido a mais de metade da fração grossa passar no peneiro nº4. Devido a fração passada no peneiro nº200 ser superior a 12 %, o solo é classificado como **SM**, descrito como areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte e com finos não plásticos.

Recorrendo a Tabela 1-3, observa-se que o solo **SM** é de classe de solo S3 e o solo **GM** é de classe de solo S4, estes solos são perfeitamente admissíveis para aterros e leitos de pavimentos.

Zona 3:

As amostras recolhidas nesta zona são classificadas como solo grosso devido a mais de metade do material ficar retido no peneiro nº 200.

- Para o ponto P3.1 e P3.3, o solo entra na categoria das areias devido a mais de metade da fração grossa passar no peneiro nº4, devido a fração passada no peneiro nº200 ser superior a 12 %, o solo é classificado como **SC**, descrito como areias argilosas, e mistura de areia e argila, mal graduadas com finos plásticos.

- Para o ponto P3.2, o solo entra na categoria dos seixos devido a mais de metade da fração grossa ficar retida no peneiro nº4. Devido a fração passada no peneiro nº200 ser superior a 12%, o solo é classificado como **GC**, descrito como cascalhos argilosos, misturas de cascalho, areia e argila bem graduados e tendo finos plásticos.

Recorrendo a Tabela 1-3, observa-se que o solo **SC** é de classe de solo S3 e o solo **GC** é de classe de solo S4, ambos perfeitamente admissíveis para aterros e leitos de pavimentos.

Zona 4:

- Para a amostra colhida no ponto P4.1, o solo entra na categoria dos solos finos devido a mais de metade do material passar no peneiro nº 200. Devido a ao limite de liquidez da amostra ser menor que 50%, o solo pode ser classificado como **CL**, descrito como argilas orgânicas de baixa a media plasticidade.

- Para as amostras recolhidas para os pontos P4.2 a P4.4, o solo entra na categoria dos solos grossos devido a mais de metade do material ficar retido no peneiro nº 200. Devido a mais de metade da fração grossa passar no peneiro nº4, o solo entra na categoria das areias. Como a fração passada no peneiro nº200 é superior a 12 %, o solo é classificado como **SM**, descrito como areia siltosa com cascalho.

Recorrendo a Tabela 1-3, observa-se que o solo **CL** é de classe de solo S2, esta classe é admissível para aterros, mas não para leitos. O solo **SM** de classe de solo S3, esta classe de solo é perfeitamente admissível para aterros e leitos de pavimentos.

Tabela 4-11 - Tabela recapitulativa da classificação unificada de todos os solos.

Zona	Pontos	Classificação do Solo ASTM D 2487-85	
1	P1.1	GW-GM	Cascalho bem graduado
	P1.2	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
	P1.3	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
	P1.4	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
	P1.5	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
	P1.6	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
	P1.7	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
2	P2.1	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
	P2.2	SM	Areia siltosa com cascalho
	P2.3	GM	Cascalhos siltosos com finos não plásticos
3	P3.1	SC	Areia argilosa
	P3.2	GC	Cascalhos com argila
	P3.3	SC	Areia argilosa
4	P4.1	CL	Argila magra com cascalho
	P4.2	SM	Areia siltosa com cascalho
	P4.3	SM	Areia siltosa com cascalho
	P4.4	SM	Areia siltosa com cascalho

4.1.3. Resultados dos ensaios Proctor

Este ensaio foi realizado com referência a norma internacional ASTM D-698- *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*.

- Zona 1

A Tabela 4-12 apresenta o peso volúmico seco máximo e o teor de água ótimo obtidos com o ensaio Proctor para as quatro amostras.

Tabela 4-12 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 1.

Amostra	P1.1	P1.2 / P1.3 / P1.4	P1.5	P1.6 / P1.7
Peso volúmico seco máximo ($\gamma_{d_{max}}$) (kN/m ³)	20,00	20,50	20,40	20,30
Teor em água ótimo (W_{opt}) (%)	9,5	12,5	12,5	12,2

Nota-se que os valores do peso volúmico seco máximo e o teor em água ótimo são muito próximos, exceto a amostra representativa do ponto P1.1, que tem valores ligeiramente inferiores às outras amostras. Para os pontos P1.2 a P1.7 o peso volúmico seco varia entre os 20,30 e os 20,50 kN/m³ e o teor em água ótimo varia entre os 12,2% e os 12,5 %, para o ponto P1.1 o peso volúmico seco é de 20,00 kN/m³ e o teor em água ótimo é de 9,5%.

Estes resultados vêm completar os resultados obtidos anteriormente onde se observou que o solo do ponto P1.1 tem um material mais grosso e menor peso volúmico seco que o material das outras amostras. O teor em água ótimo é também inferior ao das outras amostras.

- Zona 2

A Tabela 4-13 apresenta o peso volúmico seco máximo e o teor de água ótimo obtidos com o ensaio Proctor para o solo nos três pontos de ensaio.

Tabela 4-13 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 2.

Amostra	P2.1	P2.2	P2.3
Peso volúmico seco máximo ($\gamma_{d_{max}}$) (kN/m ³)	20,10	19,50	19,60
Teor de humidade ótimo (W_{opt}) (%)	12	12,5	12

Os valores do teor em água ótimo são muito próximos, os valores do peso volúmico seco máximo são muito próximos para o ponto P2.2 e P2.3, e ligeiramente mais elevado para o ponto P2.1. O teor em água ótimo varia entre os 12 e os 12,5 % para os três locais/amostras.

- Zona 3

A Tabela 4-14 apresenta o peso volúmico seco máximo e o teor de água ótimo obtidos com o ensaio Proctor para as três amostras.

Tabela 4-14 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 3.

Amostra	P3.1	P3.2	P3.3
Peso volúmico seco máximo ($\gamma_{d_{max}}$) (kN/m ³)	20,70	20,50	20,80
Teor em água ótimo (W_{opt}) (%)	11	11	11

Neste local, os valores do teor em água ótimo são idênticos, os valores do peso volúmico seco máximo são muito próximos. O peso volúmico seco varia entre 20,50 e 20,80 kN/m³, o teor em água ótimo é de 11%.

- Zona 4

A Tabela 4-15 apresenta o peso volúmico seco máximo e o teor em água ótimo obtidos com o ensaio Proctor para as quatro amostras.

Tabela 4-15 - Resultados dos ensaios Proctor na Zona 4.

Amostra	P4.1	P4.2	P4.3	P4.4
Peso volúmico seco máximo ($\gamma_{d_{max}}$) (kN/m ³)	19,40	19,50	20,00	19,80
Teor em água ótimo (W_{opt}) (%)	12,5	12	11	11

Na tabela anterior, verifica-se que os pontos P4.1 e P4.2 e os pontos P4.3 e P4.4 têm valores do peso volúmico seco máximo e o teor em água ótimo muito próximos. Para os pontos P4.1 e P4.2 o peso volúmico seco varia entre os 19,40 e os 19,50 kN/m³ e o teor em água ótimo entre os 12,5 e os 12 %, respetivamente. Para os pontos P4.3 e P4.4 o peso volúmico seco varia de 19,80 a 20,00 kN/m³ e o teor em água ótimo é de 11%.

4.1.4. Resultados dos ensaios C.B.R.

Os resultados dos ensaios C.B.R. estão resumidamente apresentados nas Tabelas 4-16 a 4-19 para as diferentes zonas estudadas.

Para melhorar a representatividade do solo, deve-se determinar o CBR em laboratório em amostras com o grau de compactação na ordem dos 95%. (Minhoto, 2012/2013).

- Zona 1

Tabela 4-16 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 1.

Amostras	P1.1	P1.2 / P1.3 / P1.4	P1.5	P1.6 / P1.7
C.B.R. (%)	25	21	27	18

- Zona 2

Tabela 4-17 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 2.

Amostras	P2.1	P2.2	P2.3
C.B.R. (%)	16	15	12

- Zona 3

Tabela 4-18 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 3.

Amostras	P3.1	P3.2	P3.3
C.B.R. (%)	29	34	23

- Zona 4

Tabela 4-19 - Resultados ensaio C.B.R. obtidos na Zona 4.

Amostras	P4.1	P4.2	P4.3	P4.4
C.B.R. (%)	9	8	20	36

No ensaio CBR a velocidade de aplicação da carga é menor do que a provocada pelo tráfego e a deformação do solo é muito maior, e mais permanente, do que a provocada pelo tráfego. O módulo de deformabilidade é usado para o dimensionamento de pavimentos baseado em métodos de análise estrutural (racional).

Embora se possa determinar laboratorialmente, verifica-se a tendência para avaliar o módulo de deformabilidade através de ensaios “*in situ*” que representem melhor o funcionamento real do pavimento. São ensaios que se baseiam no carregamento do solo de fundação com macacos hidráulicos sobre placas – ensaios de carga em placa, ou até com pneus de veículos carregados (Minhoto, 2012/2013).

Assim, surgiu a tendência para caracterizar a capacidade de suporte dos solos de fundação dos pavimentos por um módulo de deformabilidade que traduzisse a relação entre a pressão aplicada e os assentamentos, ou entre as tensões e extensões instaladas (Branco *et al*, 2008).

Para podermos comparar com mais facilidade os resultados obtidos com os resultados dos outros ensaios precedeu-se ao cálculo do módulo de deformabilidade. Para esse cálculo, utilizou-se a metodologia da Shell (1978), através da fórmula empírica:

$$\text{Esf} = 10 \times \text{CBR (MPa)} \quad (8)$$

Em que:

Esf – módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

CBR – índice CBR para uma compactação de 95%, (%)

Com esta fórmula obteve-se os módulos de deformabilidade dos solos estudados.

- Zona 1

Tabela 4-20 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.

Amostras	P1.1	P1.2 / P1.3 / P1.4	P1.5	P1.6 / P1.7
C.B.R. (%)	25	21	27	18
Esf (MPa)	250	210	270	180

Usando os resultados deste ensaio na Tabela 1-3, verifica-se que o solo dos pontos P1.1 a P1.5 pertencem a classe de solo S4, a amostra dos pontos P1.6 e P1.7 é de categoria S3. Essas classes de terreno são excelentes para aterros e leitos de pavimento.

- Zona 2

Tabela 4-21 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.

Amostras	P2.1	P2.2	P2.3
C.B.R. (%)	16	15	12
Esf (MPa)	160	150	120

Na Tabela 1-3, confirma-se que os três pontos correspondem a classe S3. A classe de terreno S3 é excelente para aterros e leitos de pavimento.

- Zona 3

Tabela 4-22 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.

Amostras	P3.1	P3.2	P3.3
C.B.R. (%)	29	34	23
Esf (MPa)	290	340	230

Recorrendo a Tabela 1-3, observa-se que as três amostras são de classe S4 uma classe S4. A classe S4 é uma excelente classe de terreno para aterros e leitos de pavimento.

- Zona 4

Tabela 4-23 - Valores do módulo de deformabilidade em função do índice C.B.R.

Amostras	P4.1	P4.2	P4.3	P4.4
C.B.R. (%)	9	8	20	36
Esf (MPa)	90	80	200	360

Neste caso os resultados obtidos são muito díspares. A Tabela 1-3, indica para os pontos P4.1 e P4.2 uma categoria S2, para os pontos P4.3 e P4.4, uma categoria S4. A classe de terreno S3 é excelente para aterros e leitos de pavimento, a classe S2 quanto a ela destina-se preferencialmente a aterros.

Tabela 4-24 - Tabela comparativa entre a classe de solo obtidas com a classificação dos solos e o ensaio CBR.

Zona	Pontos	Classe de solo	
		Classificação dos solos	Ensaio CBR
1	P1.1	S4	S4
	P1.2	S4	S4
	P1.3	S4	S4
	P1.4	S4	S4
	P1.5	S4	S4
	P1.6	S4	S3
	P1.7	S4	S3
2	P2.1	S4	S3
	P2.2	S3	S3
	P2.3	S4	S3
3	P3.1	S3	S4
	P3.2	S4	S4
	P3.3	S3	S4
4	P4.1	S2	S2
	P4.2	S3	S2
	P4.3	S3	S4
	P4.4	S3	S4

4.2. Resultados dos ensaios “*in situ*”

4.2.1. Resultados do ensaio de controlo da compactação com célula radioativa

- Zona 1

Devido à facilidade e rapidez de realização do ensaio de controlo da compactação com a célula radioativa, este ensaio foi realizado em todos os pontos estudados como se pode observar na tabela seguinte:

Tabela 4-25 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 1.

Pontos	P1.1	P1.2	P1.3	P1.4	P1.5	P1.6	P1.7
Profundidade de ensaio (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Peso volúmico húmido (kN/m ³)	19,75	21,09	21,97	21,63	21,96	21,37	21,52
Teor em água “ <i>in situ</i> ” (%)	7	4,5	7	6	8,2	8,8	7,6
Peso volúmico seco máximo (kN/m ³)	20,00	20,50	20,50	20,50	20,40	20,30	20,30
Peso volúmico seco “ <i>in situ</i> ” (kN/m ³)	18,46	20,20	20,53	20,41	20,30	19,65	19,90
Grau de Compactação (%)	92	99	100	99,6	99,5	97	98

Este ensaio visa controlar a compactação dos solos *in situ*, neste caso constata-se que no ponto P1.1 o grau de compactação é muito mais baixo quando nos outros pontos a compactação está próxima dos 100%. De todos os pontos de ensaio realizados, o que apresenta menor compactação *in situ* é o solo do ponto de ensaio P1.1. Provavelmente porque os procedimentos de compactação (espessura das camadas, numero de passagens do cilindro compactador, teor em água) tenham sido iguais em todos os pontos da obra da Zona 1 e o solo do ponto P1.1, sendo mais grosso, necessitasse de procedimentos mais exigentes para obter melhores resultados de compactação.

Para um aterro rodoviário é recomendado um grau de compactação mínimo de 95%. Todos os pontos todos cumprem esse requisito à exceção do ponto P1.1.

- Zona 2

Tabela 4-26 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 2.

Pontos	P2.1	P2.2	P2.3
Profundidade de ensaio (m)	0,20	0,20	0,20
Peso volúmico húmido (kN/m ³)	22,87	21,50	21,64
Teor em água “ <i>in situ</i> ” (%)	15	17,4	16,2
Peso volúmico seco máximo (kN/m ³)	20,10	19,50	19,60
Peso volúmico seco “ <i>in situ</i> ” (kN/m ³)	19,89	18,32	18,62
Grau de Compactação (%)	98,2	94	95

Os solos estudados nestes pontos são mais finos que os da Zona 1. Os graus de compactação obtidos em campo estão entre os valores recomendados para aterro. Apenas o solo do ponto P2.2 apresenta resultados ligeiramente inferiores a 95%.

- Zona 3

Os solos da Zona 3 e 4 encontram-se no seu estado natural. Estes solos foram estudados pelo Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança no âmbito de trabalhos de prospeção geotécnica (LGIPB, 2013) e achou-se conveniente apresentar aqui os resultados dos ensaios para estes solos e também comparar com solos que apresentam graus de compactação ótimo (Zona 1 e 2). Estes solos (Zona 3 e 4) apresentam graus de compactação natural abaixo do ótimo (considerando o ótimo a 95%), ver Tabela 4-27 e Tabela 4-28.

Tabela 4-27 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 3.

Pontos	P3.1	P3.2	P3.3
Profundidade de ensaio (m)	0,20	0,20	0,20
Peso volúmico húmido (kN/m ³)	18,01	16,93	20,39
Teor em água “ <i>in situ</i> ” (%)	15,6	18,2	11,7
Peso volúmico seco máximo (kN/m ³)	20,70	20,50	20,80
Peso volúmico seco “ <i>in situ</i> ” (kN/m ³)	15,19	19,32	18,25
Grau de Compactação (%)	73,4	70	88,2

- Zona 4

Tabela 4-28 - Resultados do ensaio com célula radioativa na Zona 4.

Pontos	P4.1	P4.2	P4.3	P4.4
Profundidade de ensaio	0,20	0,20	0,20	0,20
Peso volúmico húmido (kN/m ³)	17,20	20,49	19,77	19,21
Teor em água "in situ" (%)	9,8	11,6	8,6	11,6
Peso volúmico seco máximo (kN/m ³)	19,40	19,50	20,00	19,80
Peso volúmico seco "in situ" (kN/m ³)	15,66	18,36	18,21	17,22
Grau de Compactação (%)	80,7	94	91	87

Apesar de o solo estudado não ser um solo compactado, os resultados mais baixos não descem abaixo dos 70% e os mais altos quase atingem os 95%.

4.2.2. Resultados com o penetrómetro dinâmico ligeiro P.D.L.

O ensaio consiste na determinação do número de golpes (N) de um martelo ou pilão de massa (M) em queda livre de uma altura (H) sobre o conjunto constituído, de cima para baixo, por um batente, um trem de varas e uma ponta cónica (cuja base tem área A), para que ocorra determinado comprimento de penetração (L). O diâmetro das varas é inferior ao da base do cone da ponta, pelo que, teoricamente, a resistência à penetração resulta apenas de forças de reação do terreno sobre a superfície cónica da ponta. (Fernandes, 2011)

Os resultados obtidos no penetrómetro dinâmico são geralmente apresentados de três formas diferentes, dependendo da profundidade:

- Ou pelo número de pancadas, N_d , para uma penetração dada (N_{10} , N_{20} , N_{30}),
- Quer pela resistência dinâmica unitária, r_d ,
- Ou pela resistência dinâmica de ponta, q_d , derivada da fórmula holandês:

$$r_d = \frac{Mgh}{Ae} \quad (\text{LCPC, 1983}) \quad (9)$$

$$q_d = \frac{Mgh}{Ae} \cdot \frac{M}{M+M'} \quad (\text{LCPC, 1983}) \quad (10)$$

Onde:

M – Massa do martelo (kg)

g – Aceleração da gravidade ($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)

h – Altura de queda (m)

A – Área transversal da ponteira (m^2)

e - Quociente entre a penetração unitária e o número de golpes (0.1/N);
M' - Massa do conjunto ponteira, varas e batente (kg);

(LCPC, 1983)

Tabela 4-29 - Critério de avaliação de compactidade dos solos. (adaptado de NP EN 1997-3, 2010)

qd (MPa)	Compactidade do solo
qd < 3	Solos soltos a pouco compactados
3 < qd < 6	Solos pouco compactados a medianamente compactados
6 < qd < 10	Solos medianamente compactados a compactados

Como o objetivo do trabalho é estudar o solo de fundação de pavimentos nas tabelas a seguir apresentam-se os resultados do ensaio PDL o N_{10} médio nos primeiros 50 cm da camada de solo de fundação. Calculou-se o N_{10} médio de forma a ter um valor para cada ponto ensaiado e foi tomada a iniciativa de estudar apenas os primeiros 50 cm devido a ser a profundidade máxima a qual foram recolhidas as amostras de solo.

- Zona 1

Tabela 4-30 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 1

Amostras	P1.1	P1.2	P1.3	P1.4	P1.5	P1.6	P1.7
Prof. Atingida (m)	0,9	0,4	0,4	0,4	1,1	0,7	0,9
N_{10} (Méd)*	21,4	48,75	48,5	42,75	36,6	39,6	38
rd (MPa)*	10,5	23,91	23,79	20,97	17,95	19,42	18,64
qd (MPa)*	7,27	16,55	16,47	14,51	12,43	13,45	12,9

* - Valores calculados nos primeiros 50 centímetros de profundidade.

Verificamos aqui uma grande disparidade de resultados, de facto, o ponto P1.1 apresenta os valores mais baixos, resultado esperado devido a apresentar um grau de compactação *in situ* menor e material mais grosso. Nos pontos P1.2 a P1.7, esperava-se resultados semelhantes devido a terem material de composição granular próxima e graus de compactação próximos. Nota-se apenas que o parâmetro de resistência de ponta é ligeiramente mais elevado nos pontos P1.2 e P1.3.

- Zona 2

Tabela 4-31 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 2

Amostras	P2.1	P2.2	P2.3
Prof. Atingida (m)	2,6	2	0,3
N_{10} (Méd)*	38,2	15,4	48,7
rd (MPa)*	18,74	7,55	23,87
qd (MPa)*	12,97	5,23	16,52

* - Valores calculados nos primeiros 50 centímetros de profundidade.

Os resultados aqui obtidos são opostos a aqueles esperados, comparando com o ensaio de controlo de compactação com célula radioativa anteriormente realizados esperava-se uma resistência mais elevada no ponto P2.1 e resistências próximas para os pontos P2.2 e P2.3. Neste caso obteve-se o Ponto P2.3 mais compactado, o ponto P2.1 bem compactado mas menos que o ponto P2.2 e finalmente obteve-se um valor atípico no ponto P2.2 pois este valor está anormalmente baixo.

- Zona 3

Tabela 4-32 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 3

Amostras	P3.1	P3.2	P3.3
Prof. Atingida (m)	1,3	1,7	3,8
N ₁₀ (Méd)*	11,8	7,8	29,4
rd (MPa)*	5,79	3,83	14,42
qd (MPa)*	4,01	2,65	9,98

* - Valores calculados nos primeiros 50 centímetros de profundidade.

Neste local, dificilmente se pode comparar os resultados do ensaio PDL com os resultados do ensaio C.B.R. devido a estarmos em presença dum solo natural. No entanto se compararmos os valores da resistência a penetração N₁₀ com o grau de compactação que o solo apresenta em campo obtemos resultados comparativamente coerentes.

- Zona 4

Tabela 4-33 - Resultados dos ensaios PDL na Zona 4.

Amostras	P4.1	P4.2	P4.3	P4.4
Prof. Atingida (m)	1,7	1,0	1,4	0,7
N ₁₀ (Méd)*	14,8	21,8	34,6	19,2
rd (MPa)*	7,26	10,69	16,97	9,42
qd (MPa)*	5,03	7,40	11,75	6,52

* - Valores calculados nos primeiros 50 centímetros de profundidade.

Tal como no local anterior, dificilmente se pode comparar os resultados do ensaio PDL com os resultados do ensaio C.B.R. mas aqui também se for feita a comparação com os valores da resistência a penetração com o grau de compactação que o solo apresenta em campo obtém-se resultados comparativamente coerentes.

4.2.3. Resultados do ensaio de Carga com Placa

Este ensaio foi realizado apenas na Zona 1. É um ensaio que necessita de um sistema de reação para gerar o carregamento na placa circular de aço. Este sistema de reação, que pode ser o eixo traseiro de um veículo pesado ou outro equipamento idêntico que permita dar reação ao equipamento de ensaio, não foi possível obter nos restantes locais/zonas de estudo do trabalho.

Concretamente na Zona 1, os ensaios só foram realizados nos pontos P1.2 a P1.4 e nos pontos P1.6 e P1.7. Não foi possível realizar o ensaio no ponto P1.5 devido à inclinação que o terreno apresenta neste ponto e no ponto P1.1 devido a não estar disponível o equipamento que permite dar reação ao equipamento de ensaio.

Este ensaio permite obter as curvas de carga-assentamento para cada ponto de ensaio a partir dos dados obtidos nos defletómetros e no macaco hidráulico. Obtendo-se assim os gráficos a partir dos quais são obtidos os coeficientes de reação do terreno, os assentamentos residuais e calcular o módulo de deformabilidade do solo.

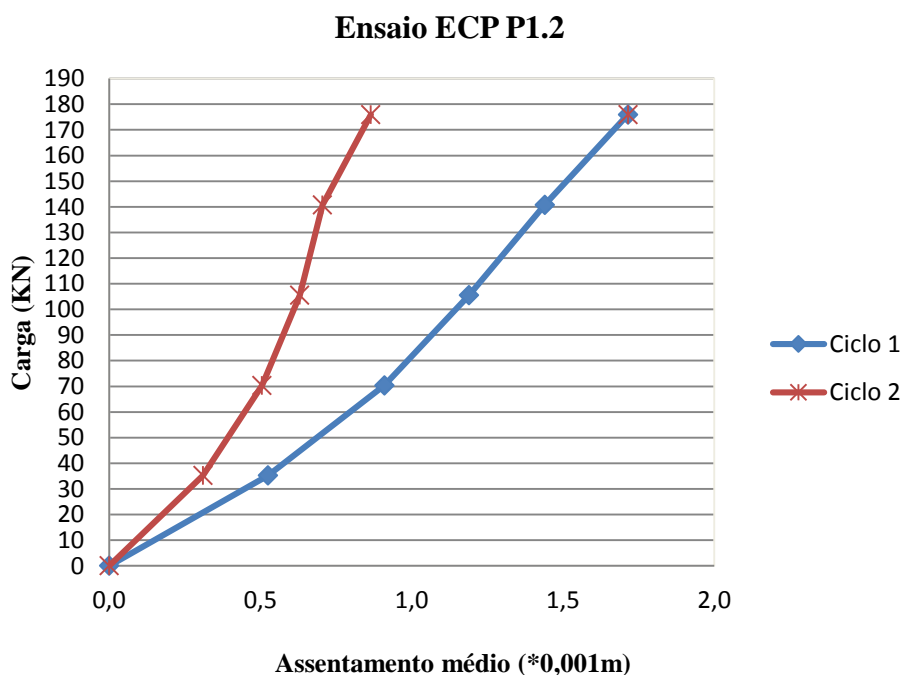


Figura 4-5 - Curvas carga – assentamento ponto P1.2.

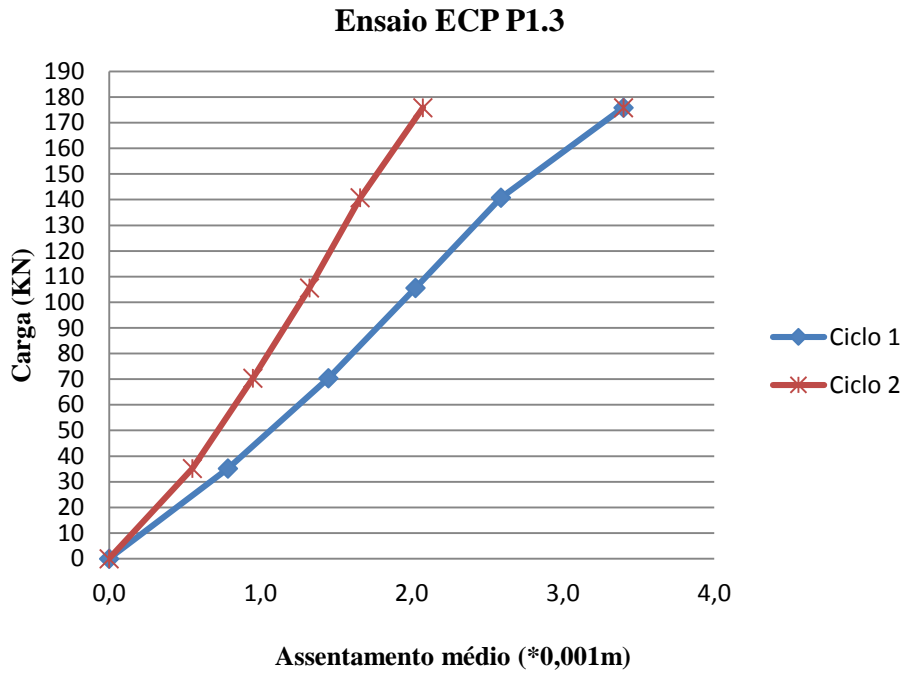


Figura 4-6 - Curvas carga – assentamento ponto P1.3.

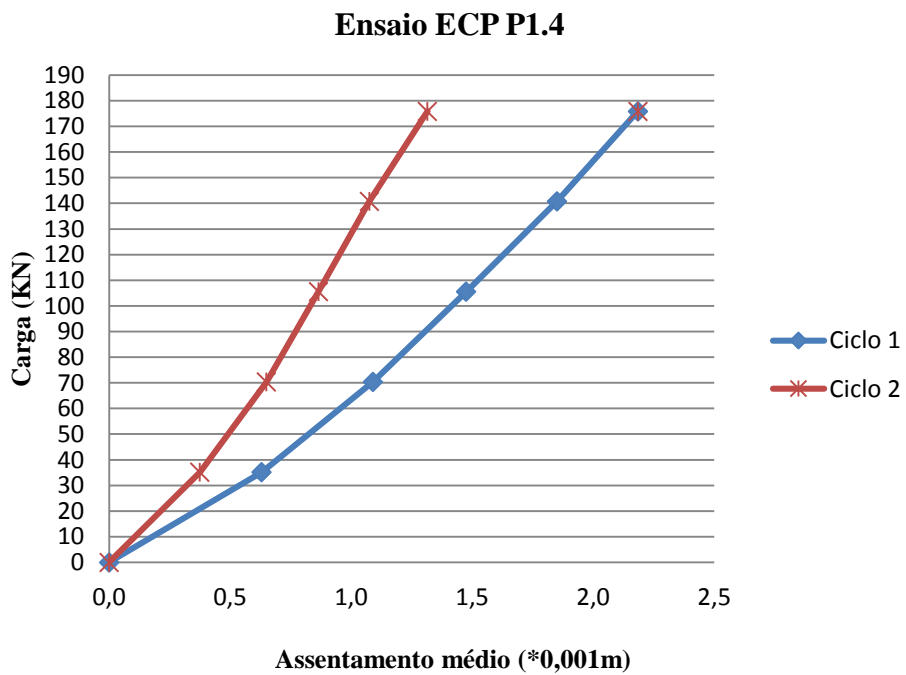


Figura 4-7 - Curvas carga – assentamento ponto P1.4.

Ensaio ECP P1.6

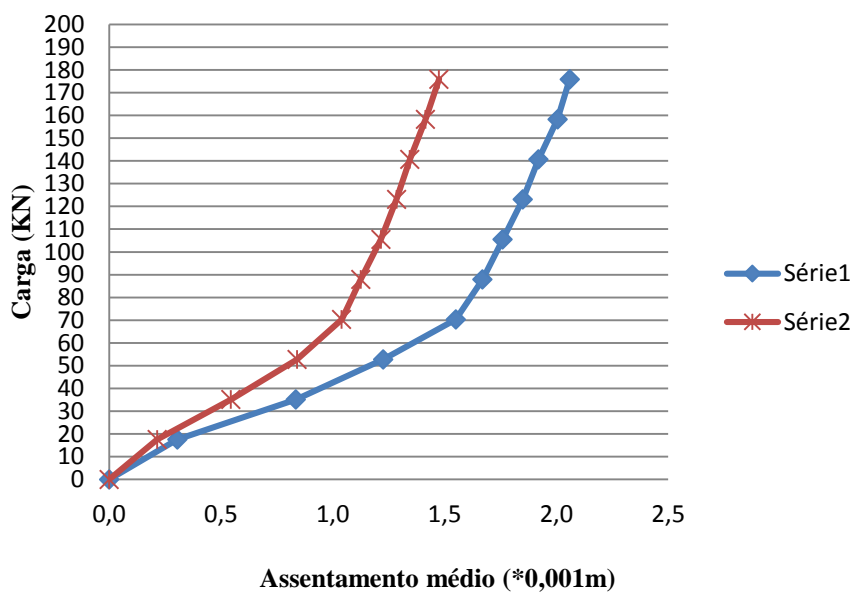


Figura 4-8 - Curvas carga – assentamento ponto P1.6.

Ensaio ECP P1.7

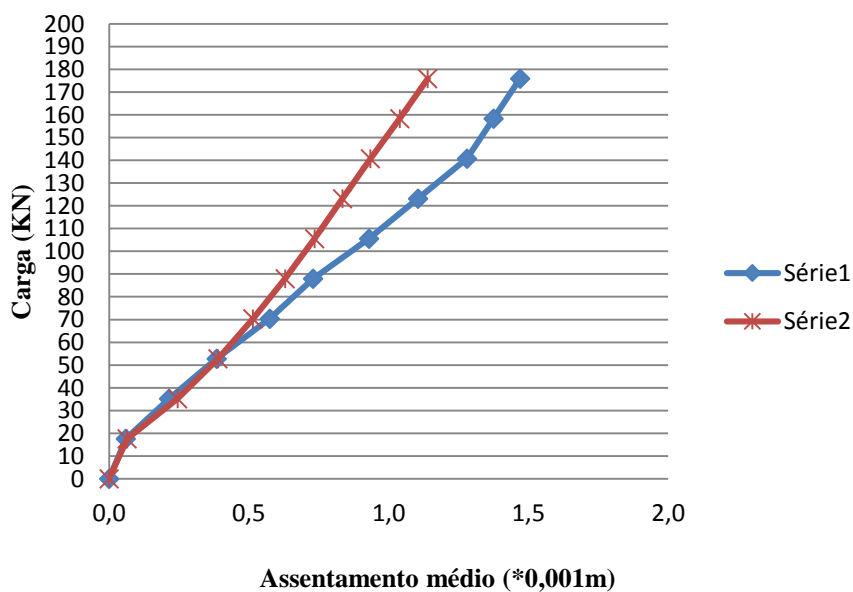


Figura 4-9 - Curvas carga – assentamento ponto P1.7.

Pela análise dos gráficos de ensaio, verifica-se que as inclinações das curvas obtidas para o primeiro ciclo de carga são inferiores as do segundo ciclo como seria de esperar neste tipo de ensaio. O solo sofre a maior parte do assentamento irreversível no primeiro ciclo de carga restando pouca componente do assentamento para o segundo ciclo de carga.

Para além das destas curvas, os resultados obtidos permitem calcular o módulo de deformabilidade para cada ciclo e a relação K que permite avaliar a qualidade de compactação do solo. Quanto mais baixo for o valor de K, melhor é a compactação, pois menor é a diferença entre o primeiro e o segundo ciclo de carga.

Com base na equação 5 obtiveram-se os valores dos módulos de deformabilidade e com a equação 6 os valores de K apresentados na Tabela 4-34.

Tabela 4-34 - Resultados dos ensaios de carga com placa

Amostras	P1.2	P1.3	P1.4	P1.6	P1.7
Ev1 (MPa)	143,27	72,27	112,45	119,28	167,15
Ev2 (MPa)	284,06	118,42	186,85	166,58	215,54
K	1,98	1,64	1,66	1,40	1,29

Os pontos P1.2 e P1.7 apresentam os módulos de deformabilidade mais elevados, os pontos P1.4 e P1.6 apresentam valores próximos e finalmente o ponto P1.3 apresenta o módulo de deformabilidade mais baixo. Estes resultados não eram os esperados visto que no ensaio de controlo de compactação com célula radioativa obteve-se valores muito próximos para os pontos P1.2, P1.3 e P1.4; e valores ligeiramente mais baixos para os pontos P1.6 e P1.7. No entanto, a relação K é superior nos pontos P1.2, P1.3 e P1.4, este resultado não era o esperado devido a estes pontos terem maior grau de compactação.

5. Análise dos resultados obtidos e conclusões

Neste capítulo, primeiro será feita uma análise e comparação dos resultados obtidos dos diferentes ensaios realizados de caracterização do solo de fundação de pavimentos, posteriormente são referidas as conclusões mais importantes e no final do capítulo serão sugeridas algumas sugestões de trabalhos futuro a desenvolver.

5.1. Análise e comparação dos resultados obtidos.

De forma a tornar mais fácil a interpretação dos resultados obtidos dos diferentes ensaios realizados (laboratoriais e de campo), achou-se conveniente resumir os resultados numa tabela síntese para assim analisar e comparar os resultados obtidos nos diferentes pontos de ensaio efetuados.

Assim, na Tabela 5-1 apresenta-se uma tabela resumo com os resultados dos ensaios realizados e com a classificação unificada obtida para os diferentes solos recolhidos.

Tabela 5-1 - Tabela resumo dos resultados de ensaios realizados.

Pontos	Classificação do Solo ASTM D 2487-85	Índice de Consistência Ic		C.B.R. correspondente ao G.C. "in situ" (%)	N ₁₀ (Méd)*	Grau de Compactação "in situ" (%)	Módulo de deformabilidade (MPa)	
							Ev1	Ev2
Solos compactados								
P1.1	GW-GM	-	NP	8	21,4	92	-	-
P1.2	GM	-	NP	41	48,75	99	143,27	284,06
P1.3	GM	-	NP	47	48,5	100	72,27	118,42
P1.4	GM	-	NP	45	42,75	99,6	112,45	186,85
P1.5	GM	-	NP	40	36,6	99,5	-	-
P1.6	GM	-	NP	21	39,6	97	119,28	166,58
P1.7	GM	-	NP	28	38	98	167,15	215,54
P2.1	GM	-	NP	20	38,2	98,2	-	-
P2.2	SM	-	NP	14	15,4	94	-	-
P2.3	GM	-	NP	12	48,7	95	-	-
Solos naturais								
P3.1	SC	-	-	-	11,8	73,4	-	-
P3.2	GC	-	-	-	7,8	70	-	-
P3.3	SC	-	-	-	29,4	88,2	-	-
P4.1	CL	1,5	Dura	-	14,8	80,7	-	-
P4.2	SM	2	Dura	7	21,8	94	-	-
P4.3	SM	2,4	Dura	10	34,6	91	-	-
P4.4	SM	3,5	Dura	8	19,2	87	-	-

* - Valores calculados nos primeiros 50 centímetros de profundidade.

$\gamma_{dm\acute{a}x}$: Peso volúmico seco máximo.

w_{opt} : teor em água ótimo.

NP: Solo não plástico.

Da Tabela 5-1 é possível verificar que das quatro zonas, a zona 1 e 2 são as zonas em que o solo é mais grosso, sendo maioritariamente da classe **GM** descrita como cascalhos siltosos com finos não plásticos. As zonas 3 e 4 quanto a elas, tem um solo mais fino, maioritariamente de classe **SM** descrita como areia siltosa.

Nas quatro zonas, o ensaio Proctor revelou resultados muito próximos, os pesos volúmicos secos rondam os 20 kN/m³ e o teor em água ótimo anda a volta dos 12% exceto no ponto P1.1 em que baixa até 9%.

Quanto ao ensaio CBR, os valores variam entre os 18 e os 25% para a Zona 1, na Zona 2 os valores variam entre 12 e 16%. Na Zona 3, obtiveram-se valores mais altos, com variações entre os 23% e 34%. Finalmente, na Zona 4, há uma grande disparidade de resultados, variando dos 8 aos 26%.

Relativamente ao ensaio PDL, todas as zonas apresentam uma grande disparidade nos resultados. Na zona 1 o numero médio de pancadas varia de 21,4 a 48,75, para a Zona 2

o valor médio mais baixo é de 15,4 e o mais alto 48,7. Quanto a Zona 4, o número médio de pancadas varia entre 14,8 e 34,6.

A Zona 1 é a zona onde o solo se encontra com graus de compactação “*in situ*” mais elevados, rondando os 100% a exceção do ponto P1.1 com só 92%. A Zona 2 também tem valores elevados de compactação variando entre 94 e 98,2%. As Zonas 3 e 4 são as zonas que apresentam graus de compactação mais baixos, sendo todos inferiores a 95% e atingindo 70% para o valor mais baixo.

Os módulos de deformabilidade obtidos no ensaio de carga com placa, são mais elevados nos pontos P1.2 a P1.7 do que nos outros pontos.

O objetivo do trabalho é correlacionar os resultados do ensaio penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL) com o índice *California Bearing Ratio* CBR do solo e o módulo de deformabilidade determinado diretamente no ensaio de carga em placa (PLT), assim como com o grau de compactação do solo obtido pelo ensaio de compactação “*in situ*” com a célula radioativa.

O ensaio PDL é provavelmente o meio mais antigo de que o homem se serviu para averiguar as características do subsolo. No entanto não há métodos que permitam interpretar teoricamente os resultados dos ensaios com o PDL para obter, por exemplo, parâmetros mecânicos do terreno. É um ensaio simples, económico e fácil de transportar e o seu uso não exige equipa especializada. Assim achou-se conveniente neste trabalho tentar correlacionar os resultados do ensaio PDL com os resultados de outros ensaios usados na caracterização mecânica de solos de fundação de pavimentos, com é o caso do índice de CBR, o módulo de deformabilidade do solo e a densidade do solo (ou grau de compactação).

5.2. Correlações para solos de classe GM.

5.2.1. Correlação entre N_{10} e índice CBR.

Nas Figuras 5-1 e 5-2 estão apresentadas as correlações entre os resultados dos ensaios PDL com o CBR correspondente o grau de compactação *in situ*. Para estas correlações, foram utilizados os solos classificados como GM (cascalhos siltosos com finos não plásticos) presentes na Zona 1 e 2.

Nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95% (LIC 95% e LSC 95%, respetivamente), determinados através da distribuição de probabilidades T-Student. Usou-se esta distribuição devido a ser a mais correta quando o número de amostras é limitado. O intervalo de confiança é o intervalo com 95% de probabilidade de ocorrer a situação desejada.

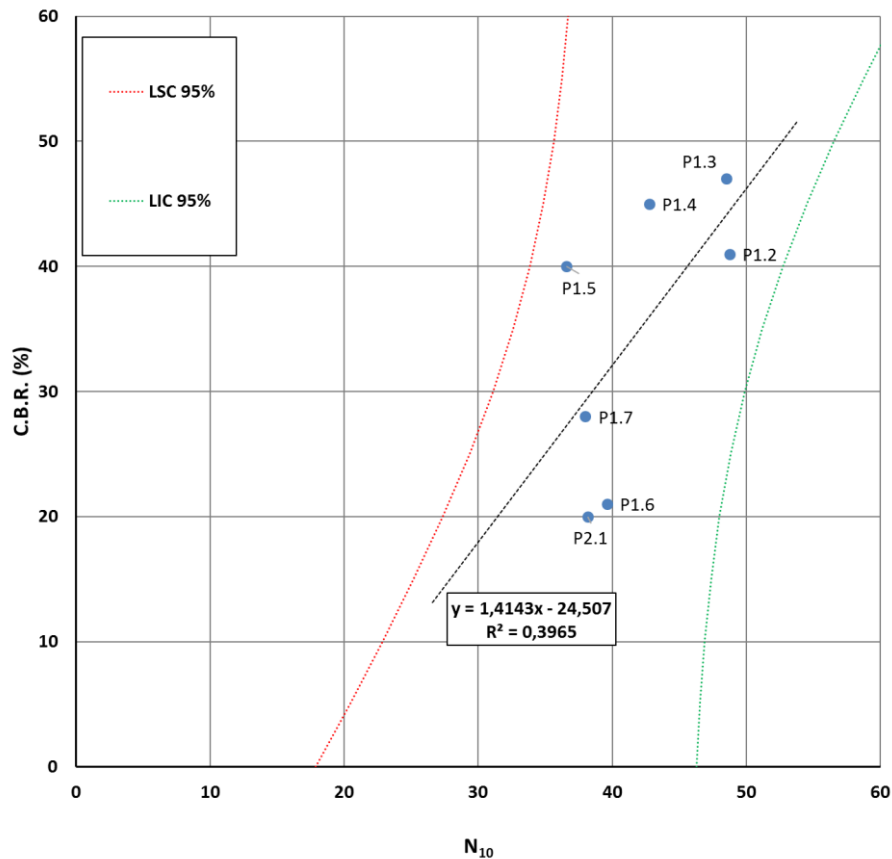


Figura 5-1 - Correlação entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM.

Na Figura 5-1 e 5-2 é também apresentado coeficiente de correlação linear (R^2). Quanto mais próximo de 1 for o valor de R^2 , mais justa é a curva de tendências. Na Figura 5-1 o valor de R^2 é de 0,3965; este valor é muito baixo. Convém salientar que os limites de confiança estão próximos dos pontos de correlação.

A relação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão.

$$CBR = 1,4143 \cdot N_{10} - 24,507 \quad (11)$$

Em que:

- C.B.R é o índice CBR de cálculo correspondente a um grau de compactação *in situ*.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-2 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) aos pontos anteriormente utilizados na Figura 5-1. Achou-se conveniente acrescentar este ponto admitindo que para o resultado do ensaio PDL (N_{10}) igual a zero então também é igual a zero o valor de CBR.

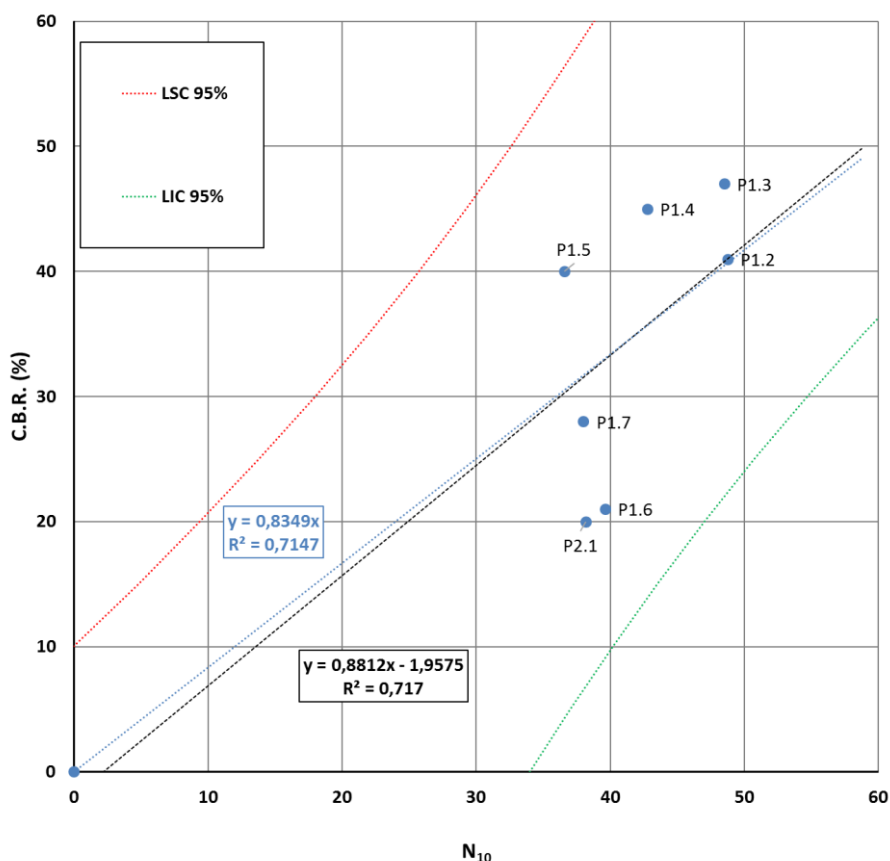


Figura 5-2 - Correlação com início na origem entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM.

Na Figura 5-2 foram realizadas duas correlações lineares. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e tem a seguinte expressão:

$$CBR = 0,8812 \cdot N_{10} - 1,9575 \quad (12)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,717; sendo superior ao obtido na solução da Figura 5-1.

A reta de cor azul representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0), mas neste caso forçou-se a curva a passar na origem. Esta curva tem a seguinte expressão:

$$CBR = 0,8349 \cdot N_{10} \quad (13)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,7147; este valor é muito próximo do valor obtido para a equação 12. Os limites inferior e superior de confiança a 95% não estão muito afastados dos pontos de correlação o que pode indicar uma correlação razoável a baixa para os dois parâmetros em estudado.

5.2.2. Correlação entre N_{10} e grau de compactação in situ.

Nas Figuras 5-3 e 5-4 estão apresentadas as correlações entre os resultados dos ensaios PDL e o grau de compactação in situ determinado pelo ensaio de controlo de compactação com célula radioativa, ambos os ensaios realizados “in situ”. Para estas correlações, foram utilizados os solos classificados como GM (cascalhos siltosos com finos não plásticos) presentes na Zona 1 e 2. Nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95%.

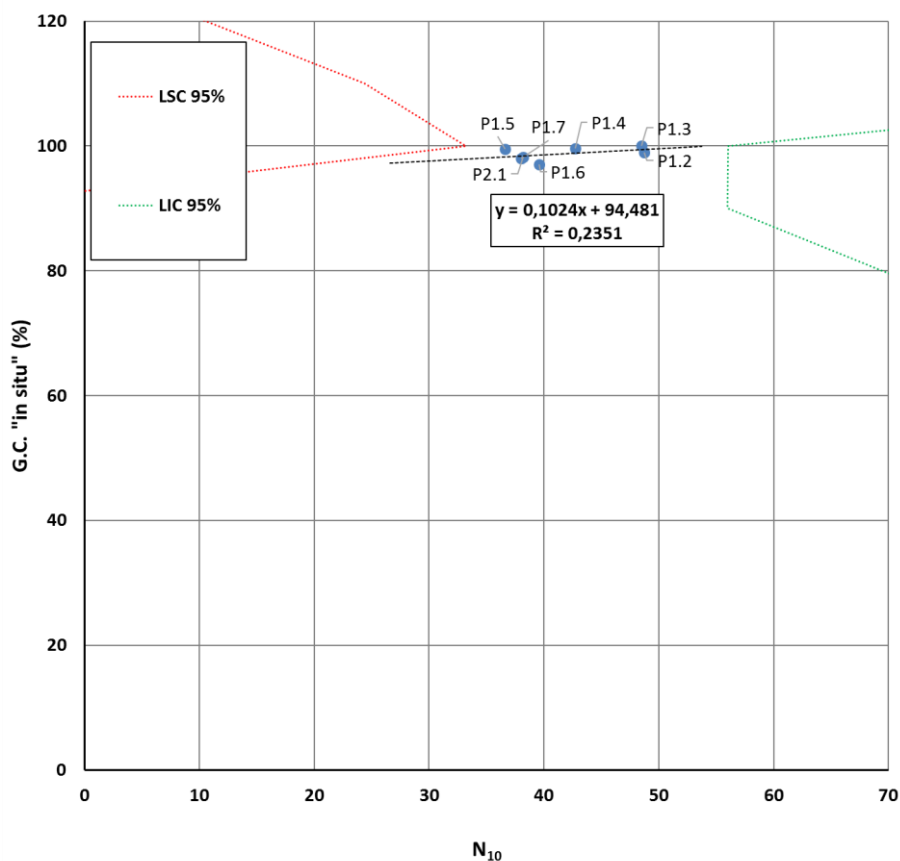


Figura 5-3 - Correlação entre N_{10} e grau de compactação em solos de classe GM.

Na Figura 5-3 observa-se que o coeficiente de correlação linear é de 0,2351; este valor é muito baixo. Os limites superior e inferior de confiança estão afastados da curva de tendências, não sendo possível representa-los no gráfico da Figura 5-3 o que indica a fraca ou quase nula relação entre o grau de compactação com o resultado do ensaio PDL.

No entanto a relação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão.

$$GC = 0,1024.N_{10} + 94,481 \quad (14)$$

Em que:

- GC é o grau de compactação do solo em percentagem.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-4 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) as coordenadas dos pontos anteriormente utilizados. Mais uma vez, achou-se conveniente acrescentar este ponto, admitindo que para o resultado do ensaio PDL (N_{10}) igual a zero então também é igual a zero o valor do grau de compactação do solo.

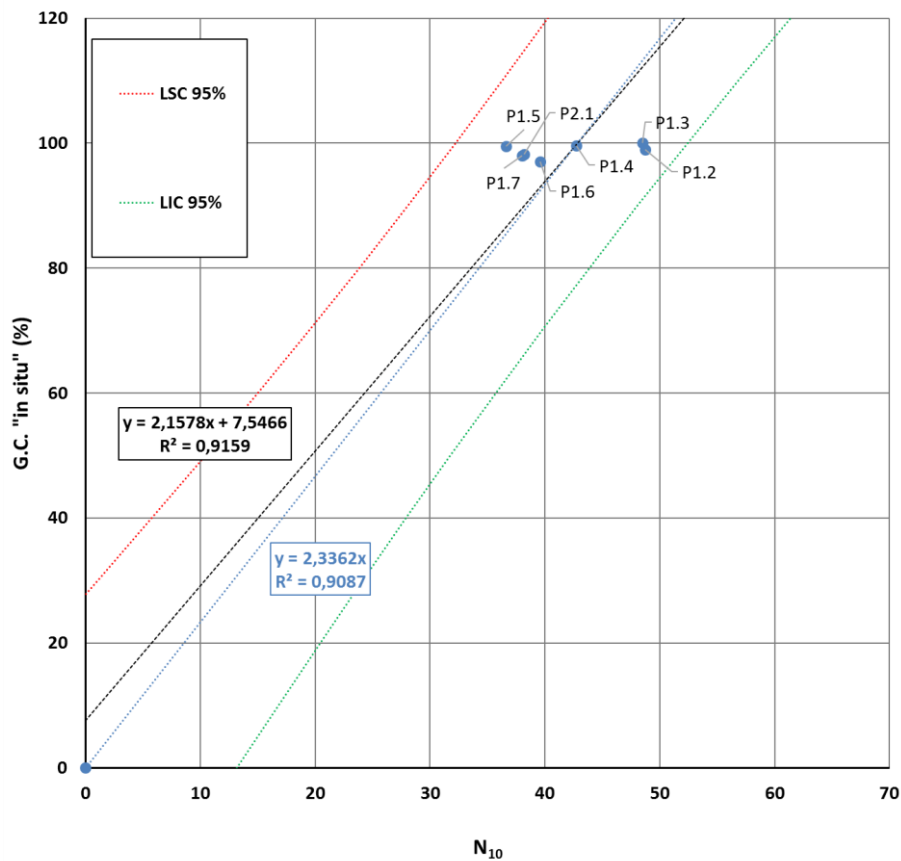


Figura 5-4 - Correlação com início na origem entre N_{10} e o grau de compactação em solos de classe GM.

Na Figura 5-4 foram realizadas duas correlações lineares. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e é expressa pela seguinte expressão:

$$GC = 2,1578.N_{10} - 7,5466 \quad (15)$$

Neste caso, acrescentando apenas o ponto, com coordenadas (0,0). aos resultados, o valor de R^2 aumenta para 0,9159; o que revela uma boa correlação entre os dois parâmetros estudados.

A reta de cor azul representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0) mas forçando a curva a passar na origem. Esta curva é expressa pela seguinte expressão:

$$GC = 2,3362.N_{10} \quad (16)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,9087; é um valor elevado para a correlação entre as duas variáveis. Os limites superior e inferior de confiança estão próximos das curvas de tendências.

5.2.3. Correlação entre N_{10} e módulo de deformabilidade do solo.

Nas Figuras 5-5 e 5-6 estão representadas as correlações entre os resultados dos ensaios PDL e o ensaio de carga em placa, ambos realizados “*in situ*”. Para estas correlações, foram utilizados os solos classificados como **GM**. Nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95%.

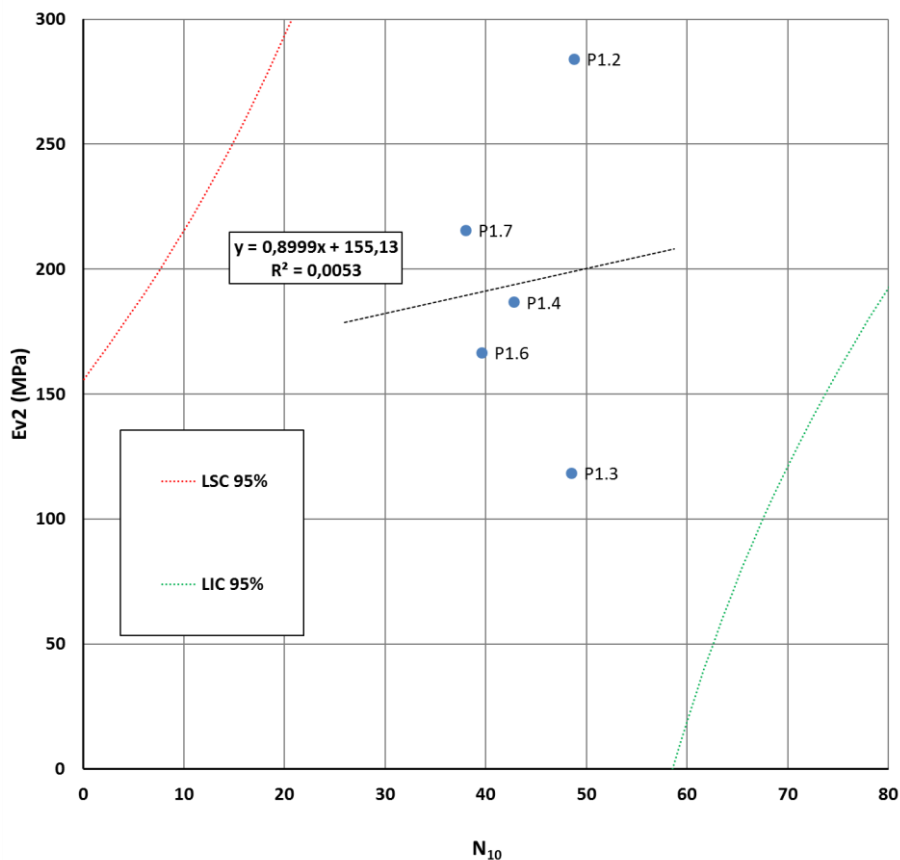


Figura 5-5 Correlação entre N_{10} e módulo de deformabilidade em solos de classe GM.

Na Figura 5-5 o coeficiente de correlação linear (R^2) é de 0,0053; este valor é extremamente baixo. Além disso, os limites de confiança estão afastados dos pontos de correlação.

A correlação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão.

$$Ev2 = 0,899.N_{10} + 155,13 \quad (17)$$

Em que:

- Ev2 é o módulo de deformabilidade obtido para o segundo ciclo do ensaio de carga com placa.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-6 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) aos pontos usados na correlação linear. Novamente admitiu-se que, se o resultado do ensaio PDL (N_{10}) é igual a zero então também é zero o valor do módulo de deformabilidade.

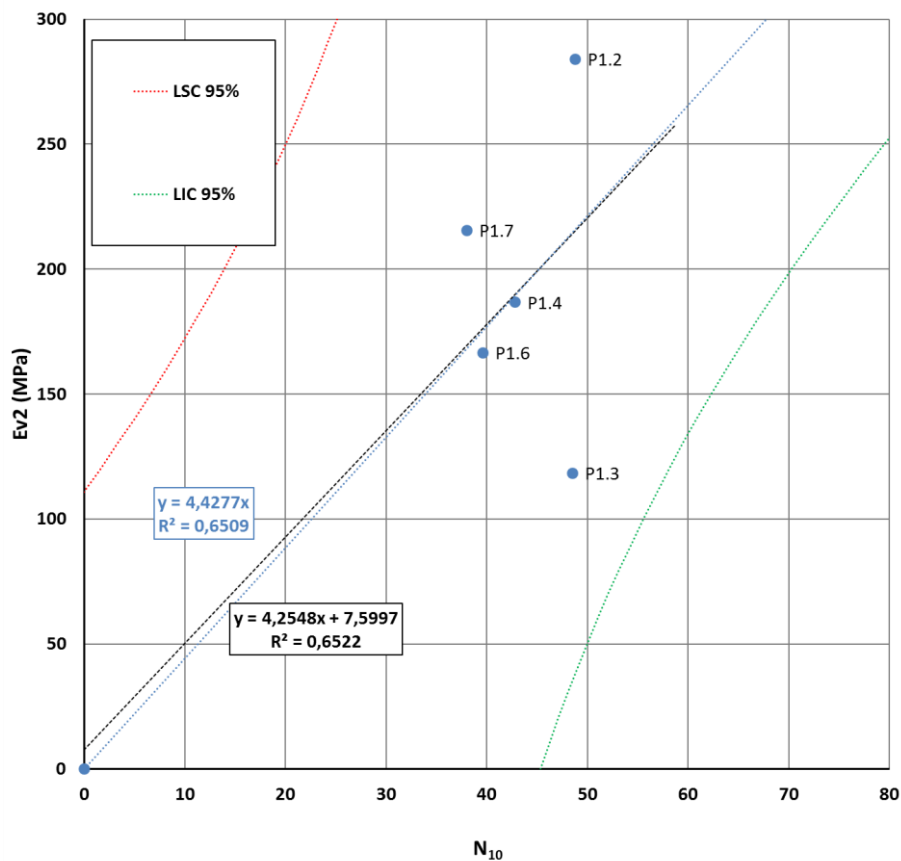


Figura 5-6 - Correlação com início na origem entre N_{10} e módulo de deformabilidade em solos de classe GM.

Na Figura 5-6 foram realizadas duas correlações lineares. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e tem a seguinte expressão:

$$Ev2 = 4,2548.N_{10} + 7,5997 \quad (18)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,6522; aumentou relativamente à primeira correlação apresentada.

A reta de cor azul representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0) mas forçando a reta passar pela origem do sistema de eixos. Esta curva apresenta a seguinte expressão:

$$Ev2 = 4,4277.N_{10} \quad (19)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,6509; próximo da expressão anterior. O limite inferior e superior de confiança a 95%, traduzem os resultados anteriores, estão afastados razoavelmente dos pontos usados para a correlação linear.

5.3. Correlações para solos de classe SM.

Como se achou conveniente separar a análise de resultados para os diferentes solos estudados, em seguida apresentam-se os resultados das correlações entre os diferentes parâmetros determinados para os solos da classe **SM** (Areia siltosa), solo presente nas Zonas 2 e 4.

5.3.1. Correlação entre N_{10} e índice CBR.

Nas Figuras 5-7 e 5-8 estão apresentadas as correlações lineares entre os resultados dos ensaios PDL e o CBR correspondente o grau de compactação *in situ*.

Nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95% determinados através da distribuição de probabilidades T-Student.

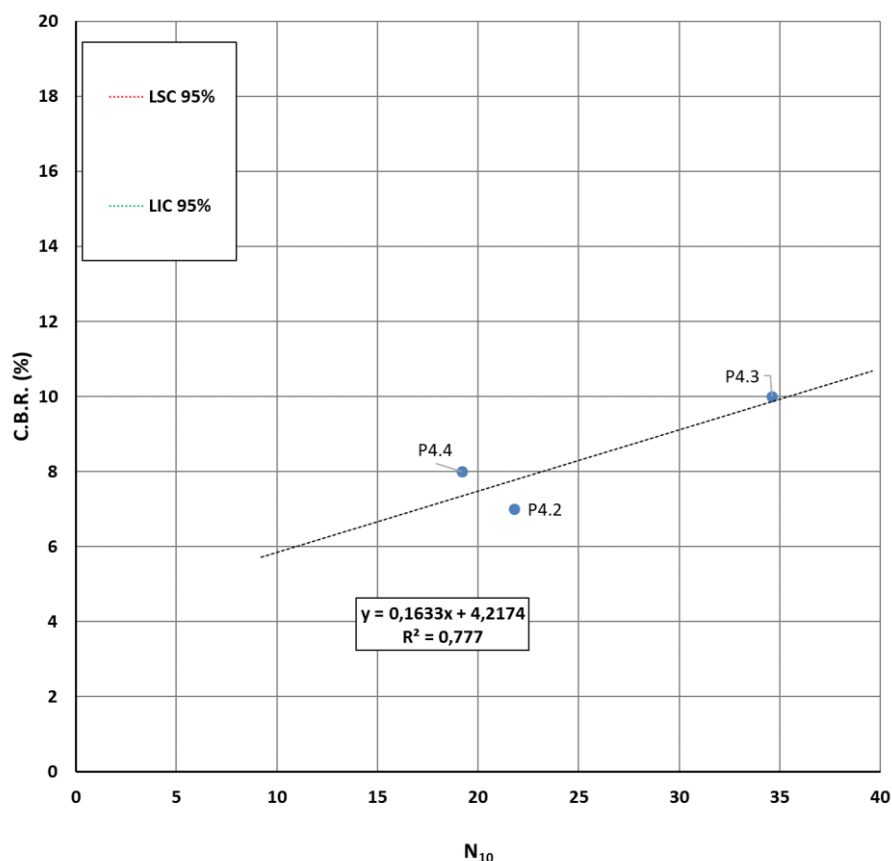


Figura 5-7 - Correlação entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe SM.

Na Figura 5-7 o coeficiente de correlação linear (R^2) é de 0,777; este valor é razoável. No entanto o limite inferior e superior de confiança a 95% estão muito afastados dos resultados obtidos (não sendo possível representar no gráfico tais curvas), o que indica a elevada variabilidade dos resultados, isto provavelmente devido ao número limitado de resultados obtidos.

A relação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão.

$$CBR = 0,1633 \cdot N_{10} + 4,2174 \quad (20)$$

Em que:

- C.B.R é o índice CBR de cálculo correspondente a um grau de compactação *in situ*.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-8 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) aos pontos anteriormente utilizados na correlação, pela mesma razão já admitida para o solo GM.

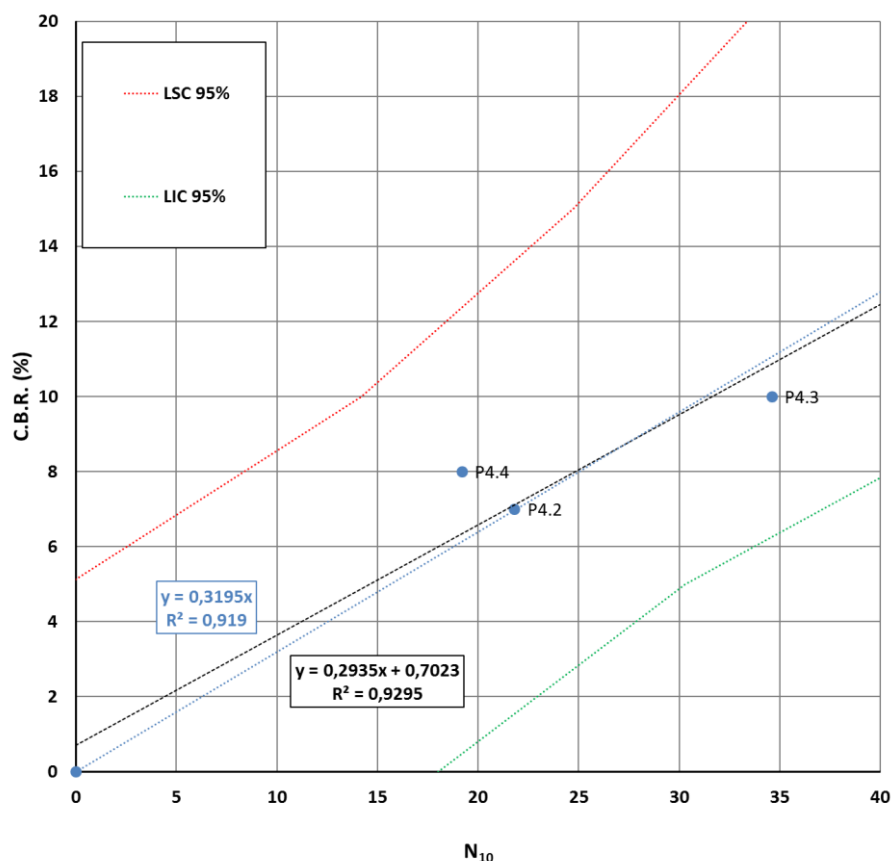


Figura 5-8 - Correlação com início na origem entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe SM.

Na Figura 5-8 foram realizadas duas correlações lineares. Para as duas correlações, os limites de confiança a 95% encontram-se mais próximos dos pontos usados na correlação. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e tem a seguinte expressão:

$$CBR = 0,2935 \cdot N_{10} + 0,7023 \quad (21)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,9295; este valor é muito bom.

A reta de cor azul representa a reta de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0) e forçando a reta de correlação linear passar pela origem. Esta curva apresenta a seguinte expressão:

$$CBR = 0,3195 \cdot N_{10} \quad (22)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,919; este valor é muito bom. No entanto era necessário obter mais pontos de correlação, pelo facto de neste caso serem só usados 3 pontos de ensaio para correlacionar as variáveis em estudo.

5.3.2. Correlação entre N_{10} e grau de compactação *in situ*.

Nas Figuras 5-9 e 5-10 estão apresentadas as correlações entre os resultados dos ensaios PDL e o grau de compactação *in situ* determinado pelo ensaio de controle de compactação com célula radioativa, ambos os ensaios realizados “*in situ*”. Para estas correlações, foram utilizados os solos classificados como SM. nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95%.

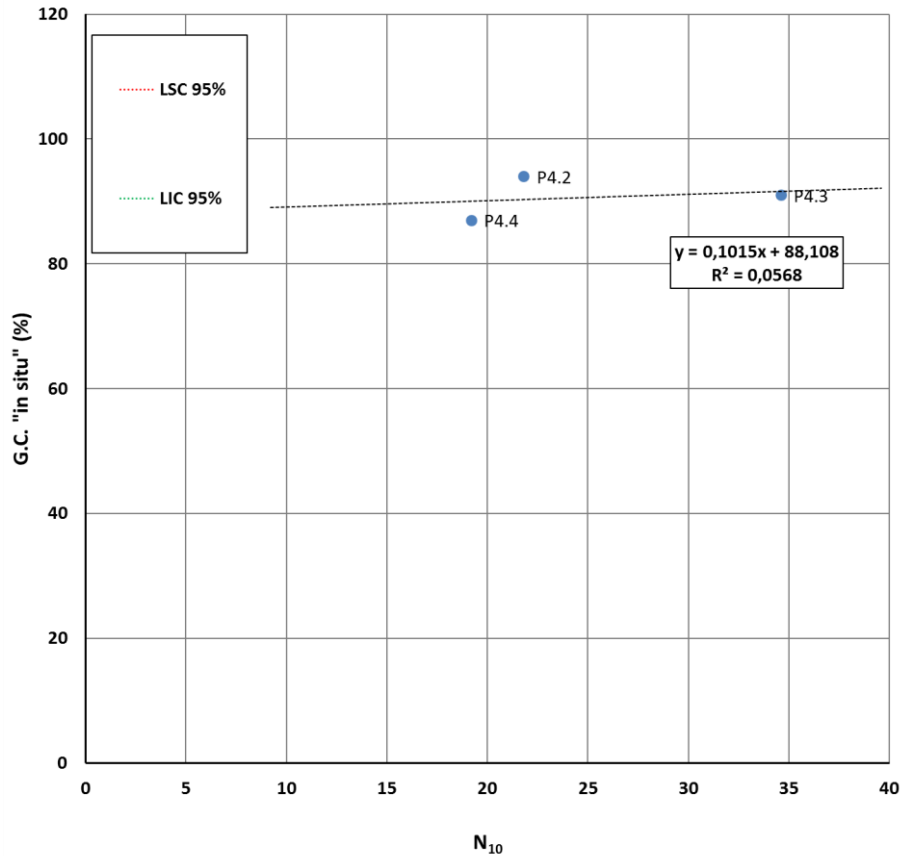


Figura 5-9 - Correlação entre N_{10} e grau de compactação em solos de classe SM.

Na Figura 5-9 observa-se que o coeficiente de correlação linear é de 0,0568; este valor é muito baixo. Também se observa que os limites de confiança estão afastados da curva de tendências, não é possível representa-los na figura.

A relação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão.

$$GC = 0,1015 \cdot N_{10} + 88,108 \quad (23)$$

Em que:

- GC é o grau de compactação do solo em percentagem.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-10 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) aos pontos anteriormente utilizados na correlação.

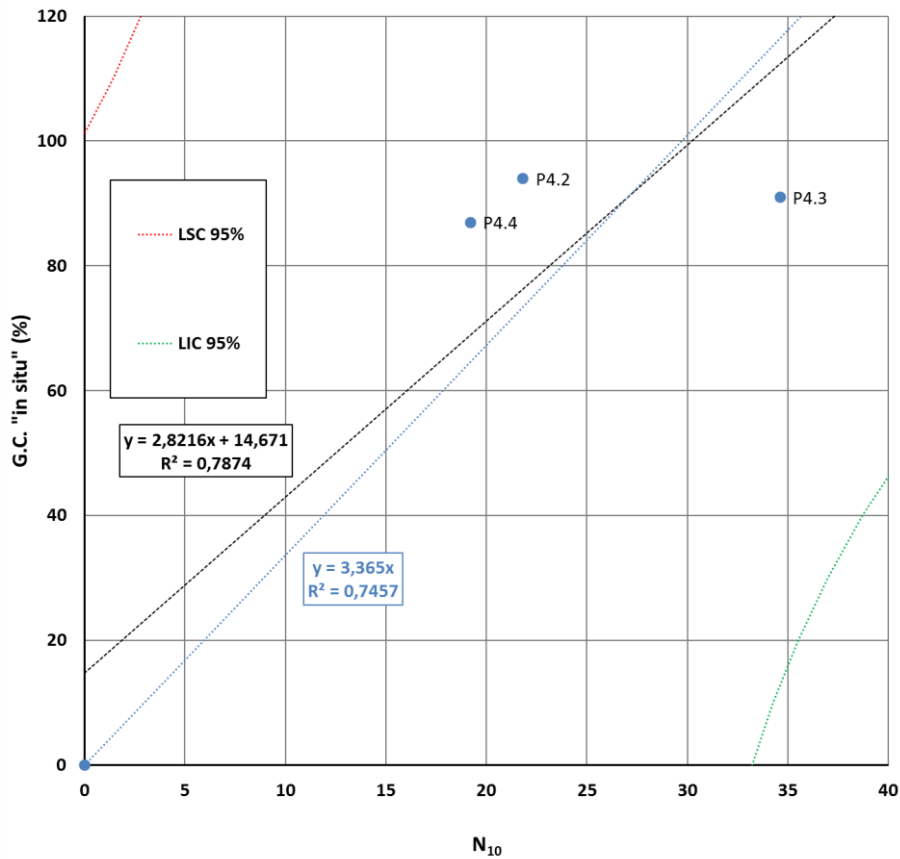


Figura 5-10 - Correlação com início na origem entre N_{10} e o grau de compactação em solos de classe SM.

Na Figura 5-10 foram realizadas duas correlações lineares. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e tem a seguinte expressão:

$$GC = 2,8216.N_{10} + 14,671 \quad (24)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,7874; este valor é bom.

A reta de cor azul representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0) e forçando a reta de correlação linear passar pela origem. Esta curva tem a seguinte expressão:

$$GC = 3,365.N_{10} \quad (25)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,7457; este valor é bom. No entanto, os limites de confiança estão afastados das retas o que indica uma elevada variabilidade obtida na correlação dos resultados.

5.4. Correlações para solos de classe GM e SM.

De forma a aprofundar mais o estudo dos resultados, elaboraram-se correlações usando simultaneamente os resultados dos solos da classe **GM** e **SM**.

5.4.1. Correlação entre N_{10} e índice CBR.

Nas Figuras 5-11 e 5-12 estão apresentadas as correlações entre os resultados dos ensaios PDL com o CBR correspondente o grau de compactação *in situ*.

Nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95%.

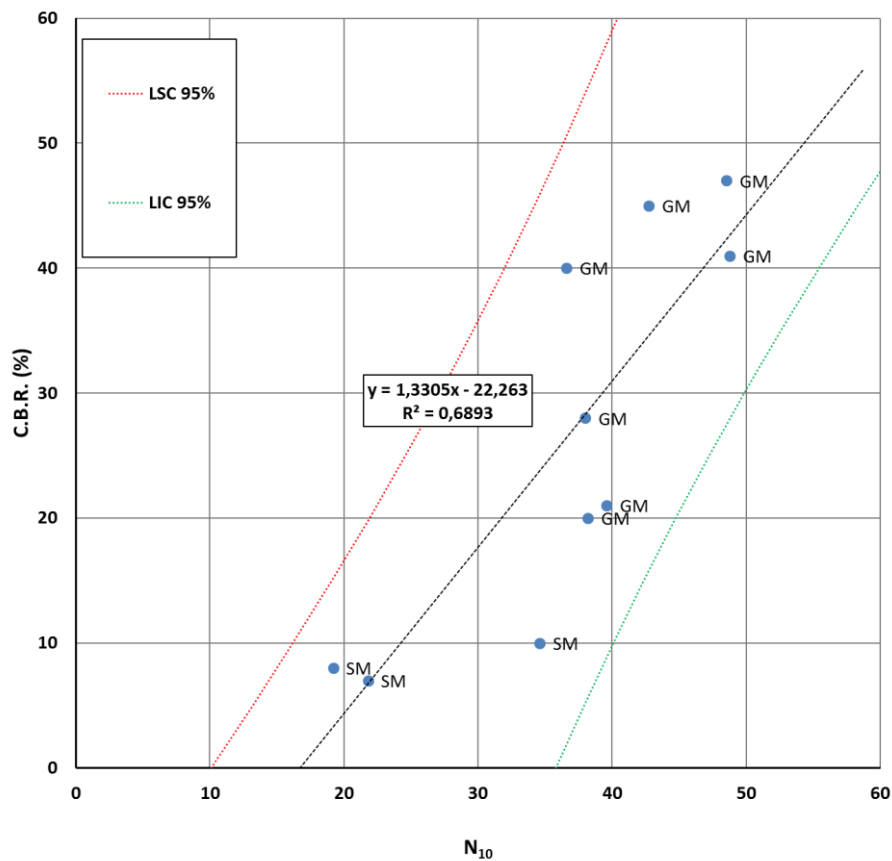


Figura 5-11 - Correlação entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM e SM.

Na Figura 5-11 é também apresentado coeficiente de correlação linear (R^2). Neste caso, o valor de R^2 é de 0,6893; este valor é correto. Também se constata que os limites de confiança estão próximos da curva de tendências.

A relação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão:

$$CBR = 1,3305 \cdot N_{10} - 22,263 \quad (26)$$

Em que:

- C.B.R é o índice CBR de cálculo correspondente a um grau de compactação *in situ*.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-12 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) as coordenadas dos pontos anteriormente utilizados.

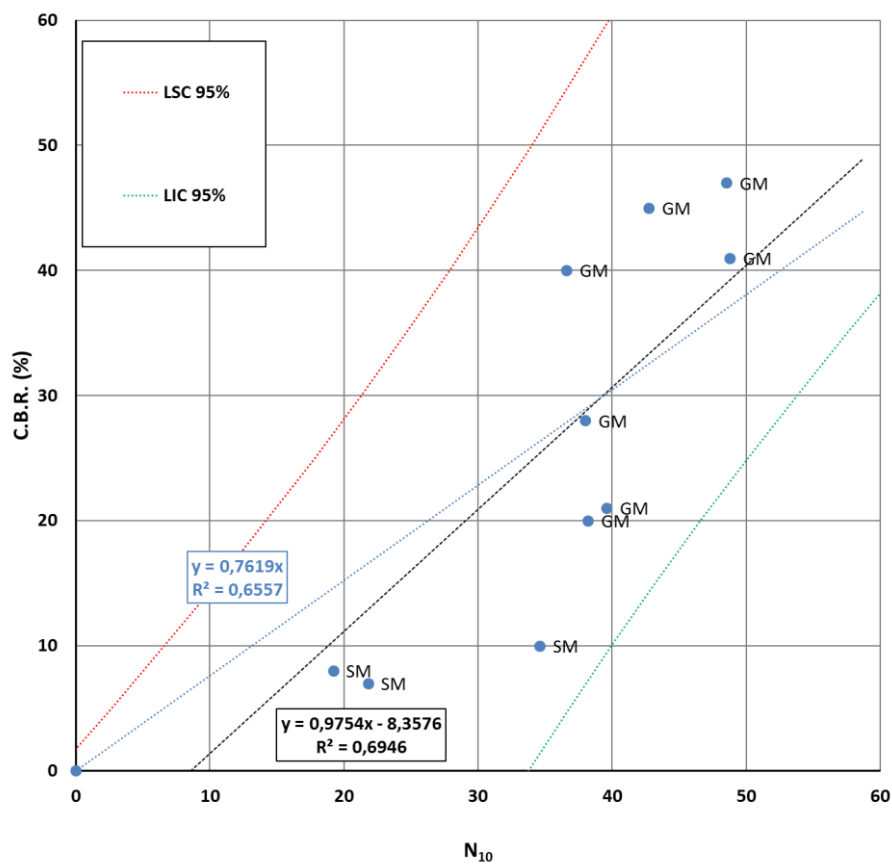


Figura 5-12 - Correlação com início na origem entre N_{10} e índice C.B.R. em solos de classe GM e SM.

Na Figura 5-12 foram realizadas duas correlações lineares. os limites de confiança encontram-se razoavelmente próximos dos resultados. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e tem a seguinte expressão:

$$CBR = 0,9754 \cdot N_{10} - 8,3576 \quad (27)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,6946; este valor indica uma correlação linear entre os parâmetros mediana.

A reta de cor azul representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0) forçando a reta de correlação linear passar pela origem do sistema de eixos. Esta curva tem a seguinte expressão:

$$CBR = 0,7619.N_{10} \quad (28)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,6557; este valor é próximo do apresentado na correlação anterior. O limite inferior e superior de confiança afastaram-se relativamente à situação representada na Figura 5-11, sem o ponto de coordenada (0,0).

5.4.2. Correlação entre N_{10} e grau de compactação in situ.

Nas Figuras 5-13 e 5-14 estão apresentadas as correlações entre os resultados dos ensaios PDL e o grau de compactação in situ determinado pelo ensaio de controlo de compactação com célula radioativa, ambos os ensaios realizados “in situ”. Para estas correlações, foram utilizados os solos classificados como GM e SM. nas seguintes figuras além das correlações também foram representados os limites inferiores e superiores de confiança a 95%.

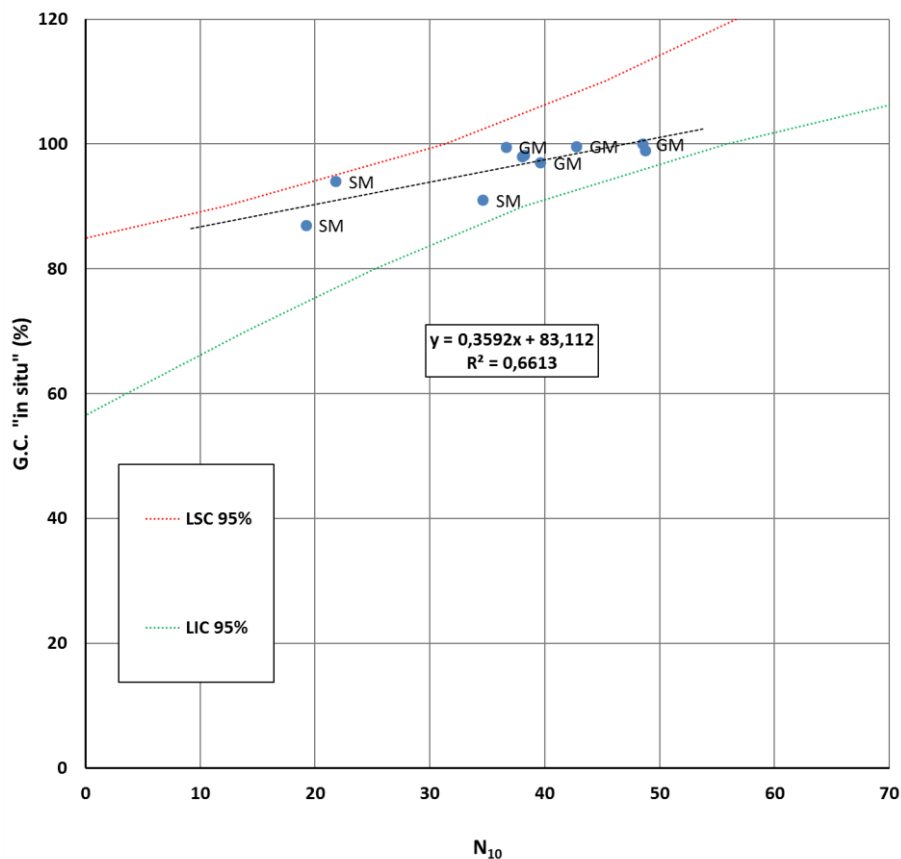


Figura 5-13 - Correlação entre N_{10} e grau de compactação em solos de classe GM e SM.

Na Figura 5-13 observa-se que o coeficiente de correlação linear é de 0,6613; este valor mais uma vez é apenas razoável. No entanto é possível observar que o limite inferior e superior de confiança estão realmente próximo, indicando pouca variabilidade nos

resultados obtidos. De referir que quando se analisou esta correlação separadamente para os dois tipos de solos, o limite inferior e superior de confiança estavam realmente muito afastados ao ponto de para o solo SM não estarem representados no gráfico apresentado.

A relação obtida entre os parâmetros pode ser expressa pela seguinte expressão.

$$GC = 0,3592.N_{10} + 83,112 \quad (29)$$

Em que:

- GC é o grau de compactação do solo em percentagem.
- N_{10} é o número médio de pancadas obtido durante o ensaio PDL.

Na Figura 5-14 acrescentou-se o ponto de coordenadas (0,0) aos pontos anteriormente utilizados na correlação.

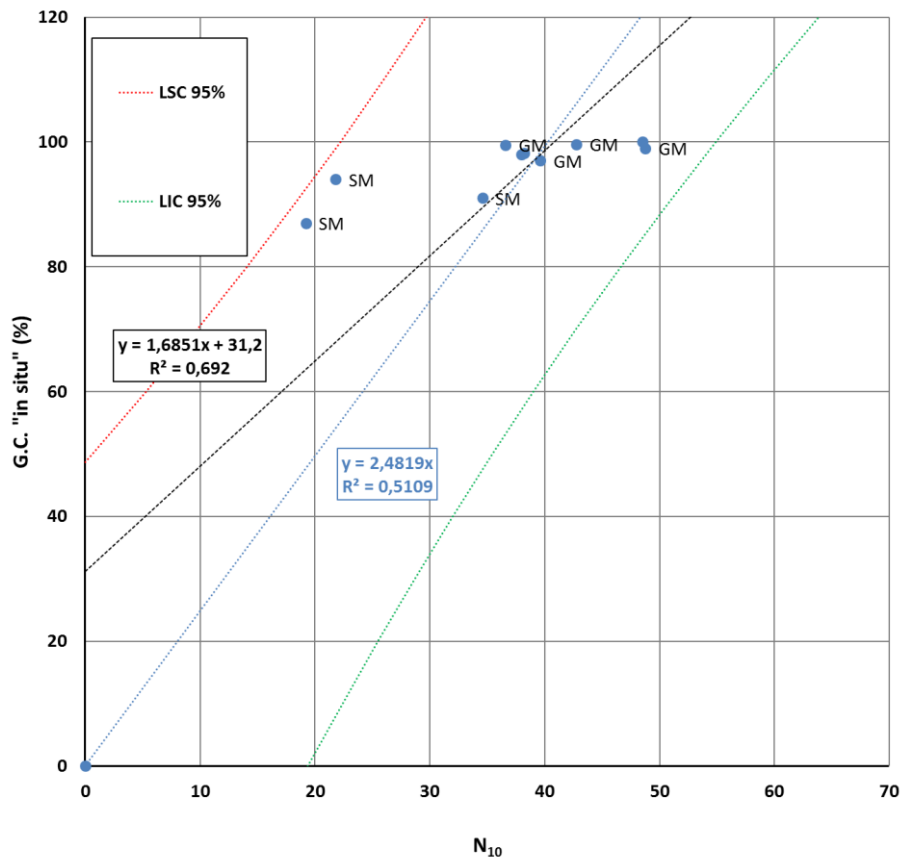


Figura 5-14 - Correlação com início na origem entre N_{10} e o grau de compactação em solos de classe GM e SM.

Na Figura 5-14 foram realizadas duas correlações lineares. A reta de cor preta representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0). Esta curva não passa pela origem e tem a seguinte expressão:

$$GC = 1,6851.N_{10} + 31,2 \quad (30)$$

A reta de cor azul representa a curva de tendências obtida com o acréscimo do ponto (0,0) e forçando a curva de regressão linear passar pela origem. Esta curva tem a seguinte expressão:

$$GC = 2,4819.N_{10} \quad (31)$$

Neste caso, o valor de R^2 é de 0,5109; este valor é baixo comparativamente com as curvas anteriores. Os limites de confiança estão próximos dos resultados obtidos mas mais afastados que no caso da Figura 5-13.

5.5. Conclusões

Como foi referido ao longo do trabalho, existem uma grande quantidade de ensaios para caracterizar e identificar um solo. Alguns mais utilizados devido a serem mais simples e antigos e serem aqueles que os métodos de dimensionamento empíricos recomendam utilizar, no entanto, ao longo dos anos foram-se desenvolvendo outros ensaios que permitem completar os resultados obtidos.

O objetivo deste trabalho, pretende correlacionar a resistência a penetração dinâmica do ensaio PDL com o índice C.B.R. com o grau de compactação *in situ* e o módulo de deformabilidade do solo determinado no ensaio de carga em placa. Só foi possível estabelecer esta relação entre os diferentes resultados de ensaios após a perfeita identificação dos solos estudados. O primeiro passo foi a realização de ensaios de identificação (granulometria, grandezas básicas e os limites de consistência) que permite conhecer a composição do solo e a sua classificação unificada. Distinguem-se duas categorias de solo ao longo dos locais ensaiados, os solos de classe GM descritos como cascalhos siltosos, misturas de cascalho, areia e silte mal graduados e tendo finos não plásticos e os solos de classe SM descritos como areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte e com finos não plásticos. Como é claro, não teria feito sentido comparar resultados de ensaios de solos com características geológicas diferentes.

O passo seguinte na realização das correlações, é a interpretação dos resultados a correlacionar. Sendo o objetivo deste trabalho encontrar uma ligação entre o ensaio PDL, um ensaio rápido e simples de realizar com o resultado do ensaio CBR, mais caro e demorado na sua realização; foram analisados os diversos resultados desses ensaios. Por norma, o índice CBR de várias amostras corresponde a graus de compactação diferentes, então de modo a serem mais justos nos resultados expostos foi utilizado o índice CBR correspondente ao grau de compactação *in situ*.

Também foram aproveitados os resultados do ensaio de controlo da compactação com célula radioativa que dá o grau de compactação “*in situ*” e permitiu assim criar correlações entre o grau de compactação *in situ* e o resultado do ensaio PDL. Por último foi também possível correlacionar os resultados do ensaio de carga em placa com o resultado do ensaio PDL.

Na Tabela 5-2 é apresentada um resumo das correlações lineares obtidas e já apresentadas anteriormente. É também apresentado o coeficiente correlação linear para as diferentes correlações obtidas.

Tabela 5-2 - Tabela resumo com as correlações lineares entre o N_{10} do ensaio PDL com o CBR para o grau de compactação *in situ* (%), Grau de compactação *in situ* e o Módulo de deformabilidade EV2 do ensaio de carga em placa.

Solo GM						
Modos de correlação linear	Correlação Linear CBR(%) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)	Correlação Linear G.C <i>in situ</i> (%) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)	Correlação Linear Ev2 (MPa) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)
1	$CBR=1,41 \cdot N_{10}-24,5$	0,397	$G.C.=0,10 \cdot N_{10}+94,48$	0,235	$Ev2=0,90 \cdot N_{10}+155,13$	0,005
2	$CBR=0,88 \cdot N_{10}-1,96$	0,717	$G.C.=2,16 \cdot N_{10}+7,55$	0,916	$Ev2=4,26 \cdot N_{10}+7,60$	0,652
3	$CBR=0,83 \cdot N_{10}$	0,715	$G.C.=0,91 \cdot N_{10}$	0,909	$Ev2=4,43 \cdot N_{10}$	0,651
Solo SM						
Modos de correlação linear	Correlação Linear CBR(%) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)	Correlação Linear G.C <i>in situ</i> (%) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)		
1	$CBR=0,16 \cdot N_{10}+4,22$	0,777	$G.C.=0,10 \cdot N_{10}+88,11$	0,057		
2	$CBR=0,29 \cdot N_{10}+0,70$	0,93	$G.C.=2,82 \cdot N_{10}+14,675$	0,787		
3	$CBR=0,32 \cdot N_{10}$	0,919	$G.C.=3,37 \cdot N_{10}$	0,746		
Solo GM e SM						
Modos de correlação linear	Correlação Linear CBR(%) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)	Correlação Linear G.C <i>in situ</i> (%) e N_{10}	Coeficiente de correlação linear (R^2)		
1	$CBR=1,33 \cdot N_{10}-22,263$	0,689	$G.C.=0,36 \cdot N_{10}+83,11$	0,661		
2	$CBR=0,98 \cdot N_{10}-8,36$	0,695	$G.C.=1,69 \cdot N_{10}+31,20$	0,692		
3	$CBR=0,76 \cdot N_{10}$	0,656	$G.C.=2,48 \cdot N_{10}$	0,511		

1 - com os valores obtidos nos ensaios

2 - com os valores obtidos nos ensaios + ponto com coordenada (0;0)

3 - com os valores obtidos nos ensaios + ponto com coordenada (0;0) e forçando a reta de correlação linear passar pela origem

Foram realizados três modos de obter as correlações lineares dos resultados em análise. A primeira é uma correlação direta com os resultados obtidos dos ensaios (modo 1). A segunda, foi acrescentar um ponto com coordenadas (0;0) aos resultados a correlacionar (modo 2), neste caso admite-se que para o resultado do ensaio PDL (N_{10}) é igual a zero então os outros parâmetros (CBR, grau de compactação e Ev2) são iguais a zero. O 3º modo é igual ao 2º com a diferença de forçar a reta de correlação linear passar pela origem.

Há grande variabilidade nas correlações obtidas. Considerando correlações obtidas com os resultados dos ensaios, modo 1, as correlações lineares obtidas são fracas. Para a correlação entre o CBR e o N_{10} o coeficiente de correlação linear (R^2) varia entre 0,397 e 0,777, este último para o solo SM. Para a correlação entre o grau de compactação *in situ* e o N_{10} o coeficiente R^2 é ainda menor, entre 0,057 e 0,661.

Caso as correlações lineares sejam obtidas pelo modo 2 e 3 há melhorias significativas. Para a correlação entre o CBR e o N_{10} o coeficiente de correlação linear aumenta para 0,717 (solo GM) e 0,93 (Solo SM). Para a correlação entre o grau de compactação e o N_{10} o aumento no coeficiente de correlação linear é ainda maior, com valores entre 0,787 e 0,916, o que indica uma boa correlação entre os parâmetros analisados. As diferenças entre o 2º e 3º modo de obter as correlações lineares são pequenas. De um modo geral as correlações lineares melhoram quando acrescentamos o um ponto de ensaio com coordenadas (0;0).

Analisando a correlação entre o Ev_2 e o N_{10} é possível verificar uma tendência idêntica à observada para os outros parâmetros, mas com coeficientes de correlação linear muito mais baixos. Igual a 0,005 pelo 1º modo de obter a correlação, e 0,65 pelo 2º e 3º modo de obter as correlações lineares.

As correlações obtidas neste trabalho revelam que devem ser realizados mais ensaios e a uma escala maior de caracterização do solo (C.B.R, graus de compactação *in situ*, módulos de deformabilidade) e correlacioná-los com os resultados do ensaio PDL (N_{10}). Assim será possível ajustar os resultados obtidos e confirmar a correspondência entre os parâmetros e verificar se realmente há correlação linear, ou não, entre os parâmetros em estudo.

De qualquer maneira, as correlações lineares que parecem fazer mais sentido, são aquelas em que a correlação linear é obtida pelo 3º modo de obter a correlação linear. Apesar de as correlações lineares obtidas pelo 2º modo terem um coeficiente de correlação linear maior, as obtidas pelo 3º modo expressam diretamente a relação entre os dois parâmetros estudados através de um único fator de correlação.

Bibliografia

AFNOR, (2000).”*NF P94-117-1 - Sols: reconnaissance et essais - Portance des plates-formes - Partie 1: module sous chargement statique à la plaque (EV2)*”.Association Française de Normalisation,Paris.

ASTM D 1194/72, (1977). Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load on Spread Footings.

ASTM D 1195/93, (1977). Standard Test Method for Repetitive Static Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airports and Highway Pavements.

ASTM D 2487, (1993). Standard Practice for Classification of soils for engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

ASTM D 2922, (2007). Standard Test Methods for Density of Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth)

ASTM D 3017, (2007). Standard Test Methods for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth)

Baron J.-P., Lan T.N., (1977)” *Méthodes de mesure et de controle des teneurs en eau de matériaux dans les LPC*” bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Paris.

Branco, F., Pereira, P., & Picado Santos, L. (2008). "*Pavimentos Rodoviários*". Edições Almedina. Coimbra

Brás, M.I.M., (2012). “*Validação estrutural dos pavimentos flexíveis indicados no “manual de conceção de pavimentos para a rede rodoviária nacional*”. Tese de Mestrado em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

CEPSA, (2006). “*Manual de Pavimentação - Betumes*”, Barcelona

CRRB (1978). “*Mode opératoire essai de chargement á la plaque pour le contrôle du compactage*”. Centre de recherches Routières, Bruxelas.

DGC, (2010). “*Secciones de Firme – Instrucción de carreteras Norma 6.1 IC*”. Dirección General de Carreteras, Espanha.

Dupain, R., Lanchon, R., Saint-Arroman, J.-C., (2004). “Granulats, sols, ciments et bétons”. Edition Casteilla

Dutra, S. V. M., (2014). “*Estado da arte sobre a utilização de solos lateríticos em pavimentos rodoviários*”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

EP, S.A. (2009). “*Terraplenagem-Characterísticas dos Materiais*”. Estradas de Portugal, S.A., Lisboa.

Fernandes, M. Matos, (2006). “*Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais*”. Volume I, Universidade do Porto, FEUP.

Fernandes, M. Matos, (2011). “*Mecânica dos Solos, introdução à Engenharia Geotécnica*”, Volume II, Universidade do Porto, FEUP.

Ferreira A., Simões F., Micaelo R., (2013) “Novo método de dimensionamento de pavimentos rodoviários da aashto - aplicação a Portugal”. XVII CILA Congresso Ibero-latino-americano de asfalto, Guatemala.

Ferreira da Silva, A. T. A., (2013). “*Controlo da compactação com recurso a gamadensímetro – Caso de estudo: ETAR de Castelo Branco*”. Tese de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal.

Figueira J.S., Fernandes A., GALIAU S. (2009) “*A evolução das acessibilidades em Portugal e as suas repercussões na organização do Território*” Primeiro congresso regional de desenvolvimento de Cabo Verde, Cabo Verde.

GSG, Lda., (2010).”Relatório Geotécnico – Percursos Ribeirinhos”. Gabinetes de Serviços Geotécnicos, Lda., Sta. Maria da Feira.

InIR. (2009). “*Diretivas para a Conceção de Pavimentos*” - *Critérios de Dimensionamento. Documento Base*. Lisboa: Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P.

JAE, (1995). *Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*”. JAE (atual EP), Almada.

LCPC/SETRA, (Dezembro de 1994) “*Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée. Guide Technique*”. Laboratoire Central des ponts et Chaussés, Paris.

LCPC. (1992). “*Réalisation des remblais et des couches de forme*”. Laboratoire Central des ponts et Chaussés, Paris.

LCPC. (1983). “*Le pénétromètre dynamique*”. Laboratoire Central des ponts et Chaussés, Paris.

LCPC. (2007). “*Autopsie d’une chaussée*”. Laboratoire Central des ponts et Chaussés, Paris.

LGIPB, (2013).” Relatório Geotécnico – Rua Alexandre Herculano, Bragança”. Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, Bragança.

LGIPB, (2013).” Relatório Geotécnico – Rua D. António Machado, Bragança”. Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, Bragança.

LNBTP. “*Les methodes de reconnaissance*”. Laboratoire National du bâtiment et des travaux publics d’Haïti, Haïti.

LNEC (1967). “*Solos: Ensaio de compactação*”. E 197, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1967). “*Solos: Determinação do CBR*”. E 198, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1967). “*Solos: Determinação do CBR*”. E 198, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1970). “*Solos: Análise Granulométrica por Peneiração Húmida*”. E 239, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1971). “*Solos: Classificação para Fins Rodoviários*”. E 240, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1971). “*Solos: Ensaio de Compactação*”. E 197, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1988). “*Penetrómetros*”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Luzia R.C. Picardo-Santos L. (2000) ”*Comportamento de materiais xistosos na fundação de pavimentos rodoviários*”VII Congresso nacional de geotecnia,Porto,Portugal.

Martins J.B., Miranda T.F.S., (2003). “*Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal.Algumas Correlações*”. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Martins J.P., Correia, A.G.,Caldeira L.,Neves E.M.,Delgado,J.L.C., (2008).
”*Comparação de resultados de ensaios de carga com placa segundo as normas AFNOR NF P94-117-1 e DIN 18134*” Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Coimbra.

Martins J.P., Correia, A.G.,Caldeira L.,Neves E.M.,Delgado,J.L.C., (2008).
”*Comparação de resultados de ensaios para avaliação da qualidade de construção de camadas de aterros para linhas férreas de alta velocidade*” Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Coimbra.

Minhoto, M. J. C., (2012/2013). “*Apontamentos das aulas teóricas da Cadeira de Infraestruturas de Transportes*”. Mestrado em Engenharia da Construção, Instituto Politécnico de Bragança, ESTIG.

Morais, H. M. M., (2011). “*Estudo da fundação dum pavimento rodoviário flexível*”. Tese de Mestrado em Engenharia da Construção, Instituto Politécnico de Bragança, ESTIG.

Morel G., Franceschina R.,Quibel A.,Chaigne P. (1974)” *Utilisation des gammadensimètres R et de la double sonde gamma. Précision des mesures.Validité des interprétations*” bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées,Paris.

Pereira, T.C., (2010). “*Uma contribuição para a determinação de propriedades físicas e mecânicas de materiais granulares compactos, com recurso a penetrómetro dinâmico ligeiro*”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Quaresma, L., (1985).”*Características mecânicas de camadas de pavimentos rodoviários e aeroportuários constituídas por materiais granulares*”. Dissertação para obtenção do grau de mestre em mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa.

Santos, J. A., (2008). “*Apontamentos das aulas teóricas da Cadeira de Obras Geotécnicas*”. Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico de Lisboa.

Santos, J.M.R., (2010). "*Materiais utilizados na construção de pavimentos rodoviários*". Tese de Mestrado em Engenharia civil, Universidade Aveiro, Aveiro, Portugal.

SHELL. (1978). "*Shell pavement design manual - asphalt pavements and overlays for road traffic*". Shell International Petroleum Company Limited. Londres.

Tangarrinha J.A.C., (2011). "*Análise comparativa de metodologias para avaliação das condições de fundação de pavimentos rodoviários*". Tese de Mestrado em Engenharia civil, Universidade nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.

Younès Hamza Messen Y. H.; Karam J.P.; Cui Y. J.;Terpereau J.M.; Marchadier G. (2007). "*Corrélations entre la résistance à la pénétration des essais in situ et la vitesse de l'onde de cisaillement*". École Centrale de Paris, Paris.

Anexos

Anexo I – Resultados de ensaios PDL e ECP da Zona 1.

Anexo II – Resultados de ensaios PDL da Zona 2.

Anexo III – Resultados de ensaios PDL da Zona 3.

Anexo IV – Resultados de ensaios PDL da Zona 4.

Anexo I - Resultados de ensaios PDL e ECP da Zona 1.

Tabela I-1 - Ensaio PDL do ponto P1.1.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	21	10,30	7,13
0,2	24	11,77	8,15
0,3	21	10,30	7,13
0,4	22	10,79	7,47
0,5	19	9,32	6,45
0,6	22	10,79	7,47
0,7	40	19,62	13,58
0,8	49	24,03	16,64
0,9	50	24,53	16,98
1			
N₁₀ (Méd)	29,778	14,606	10,110

Tabela I-2 - Ensaio PDL do ponto P1.2.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	47	23,05	15,96
0,2	49	24,03	16,64
0,3	49	24,03	16,64
0,4	50	24,53	16,98
0,5			
0,6			
0,7			
0,8			
0,9			
1			
N₁₀ (Méd)	48,75	23,912	16,551

Tabela I-3 - Ensaio PDL do ponto P1.3.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	49	24,03	16,64
0,2	48	23,54	16,30
0,3	47	23,05	15,96
0,4	50	24,53	16,98
0,5			
0,6			
0,7			
0,8			
0,9			
1			
N₁₀ (Méd)	48,5	23,789	16,467

Tabela I-4 - Ensaio PDL do ponto P1.4.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	26	12,75	8,83
0,2	46	22,56	15,62
0,3	49	24,03	16,64
0,4	50	24,53	16,98
0,5			
0,6			
0,7			
0,8			
0,9			
1			
N₁₀ (Méd)	42,75	20,969	14,514

Tabela I-5 - Ensaio PDL do ponto P1.5.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	33	16,19	11,20
0,2	54	26,49	18,33
0,3	39	19,13	13,24
0,4	32	15,70	10,86
0,5	25	12,26	8,49
0,6	18	8,83	6,11
0,7	22	10,79	7,47
0,8	25	12,26	8,49
0,9	30	14,72	10,19
1	41	20,11	13,92
N₁₀ (Méd)	31,9	15,647	10,831
1,1	50	24,53	16,98

Tabela I-6 - Ensaio PDL do ponto P1.6.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	36	17,66	12,22
0,2	39	19,13	13,24
0,3	37	18,15	12,56
0,4	41	20,11	13,92
0,5	45	22,07	15,28
0,6	49	24,03	16,64
0,7	50	24,53	16,98
0,8			
0,9			
1			
N₁₀ (Méd)	42,429	20,811	14,405

Tabela I-7 - Ensaio PDL do ponto P1.7.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	36	17,66	12,22
0,2	39	19,13	13,24
0,3	37	18,15	12,56
0,4	29	14,22	9,85
0,5	49	24,03	16,64
0,6	45	22,07	15,28
0,7	40	19,62	13,58
0,8	37	18,15	12,56
0,9	50	24,53	16,98
1			
N₁₀ (Méd)	40,222	19,729	13,656

Tabela I-8 - Ensaio ECP do ponto P1.2.

N.º	P _{macaco} (Psi)=F/A	KN/m ²	Carga (KN)	Tensão (KPa)	s1 (mm)	s2 (mm)	S _{médio} (mm)
1º ciclo carga							
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,75	0,30	0,53
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	1,50	0,32	0,91
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	2,05	0,33	1,19
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	2,55	0,33	1,44
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	3,10	0,33	1,72
2º Ciclo carga							
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,41	0,21	0,31
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	0,74	0,27	0,51
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	0,97	0,29	0,63
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	1,10	0,31	0,71
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	1,40	0,33	0,87

Tabela I-9 - Ensaio ECP do ponto P1.3.

N.º	P _{macaco} (Psi)=F/A	KN/m ²	Carga (KN)	Tensão (KPa)	s1 (mm)	s2 (mm)	S _{médio} (mm)
1º ciclo carga							
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,82	0,75	0,79
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	1,50	1,40	1,45
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	2,10	1,95	2,03
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	2,70	2,48	2,59
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	3,84	2,96	3,40
2º Ciclo carga							
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,70	0,40	0,55
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	1,15	0,75	0,95
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	1,50	1,15	1,33
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	1,85	1,47	1,66
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	2,40	1,75	2,08

Tabela I-10 - Ensaio ECP do ponto P1.4.

N.º	P _{macaco} (Psi)=F/A	KN/m ²	Carga (KN)	Tensão (KPa)	s1 (mm)	s2 (mm)	S _{médio} (mm)
1º ciclo carga							
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,73	0,53	0,63
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	0,98	1,20	1,09
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	1,45	1,50	1,48
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	1,70	2,00	1,85
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	2,00	2,37	2,19
2º Ciclo carga							
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,35	0,40	0,38
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	0,58	0,72	0,65
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	0,77	0,96	0,87
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	0,95	1,20	1,08
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	1,15	1,48	1,32

Tabela I-11 - Ensaio ECP do ponto P1.6.

N.º	P _{macaco} (Psi)=F/A	KN/m ²	Carga (KN)	Tensão (KPa)	s1 (mm)	s2 (mm)	S _{médio} (mm)
1º ciclo carga							
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	1000,00	6894,76	17,59	62,23	0,14	0,47	0,31
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,52	1,15	0,84
3,00	3000,00	20684,28	52,78	186,68	0,85	1,60	1,23
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	1,12	1,98	1,55
5,00	5000,00	34473,80	87,97	311,13	1,33	2,01	1,67
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	1,50	2,02	1,76
7,00	7000,00	48263,32	123,16	435,58	1,66	2,04	1,85
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	1,80	2,04	1,92
9,00	9000,00	62052,84	158,34	560,03	1,96	2,05	2,01
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	2,06	2,06	2,06
2º Ciclo carga							
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	1000	6894,76	17,59	62,23	0,27	0,16	0,22
2,00	2000	13789,52	35,19	124,45	0,52	0,57	0,55
3,00	3000	20684,28	52,78	186,68	0,78	0,90	0,84
4,00	4000	27579,04	70,38	248,90	0,99	1,09	1,04
5,00	5000	34473,80	87,97	311,13	1,16	1,09	1,13
6,00	6000	41368,56	105,56	373,35	1,33	1,10	1,22
7,00	7000	48263,32	123,16	435,58	1,46	1,11	1,29
8,00	8000	55158,08	140,75	497,80	1,58	1,11	1,35
9,00	9000	62052,84	158,34	560,03	1,71	1,12	1,42
10,00	10000	68947,60	175,94	622,25	1,82	1,13	1,48

Tabela I-12 - Ensaio ECP do ponto P1.7.

N.º	P _{macaco} (Psi)=F/A	KN/m ²	Carga (KN)	Tensão (KPa)	s1 (mm)	s2 (mm)	S _{médio} (mm)
1º ciclo carga							
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	1000,00	6894,76	17,59	62,23	0,12	0,00	0,06
2,00	2000,00	13789,52	35,19	124,45	0,41	0,02	0,22
3,00	3000,00	20684,28	52,78	186,68	0,62	0,15	0,39
4,00	4000,00	27579,04	70,38	248,90	0,86	0,29	0,58
5,00	5000,00	34473,80	87,97	311,13	1,06	0,40	0,73
6,00	6000,00	41368,56	105,56	373,35	1,30	0,56	0,93
7,00	7000,00	48263,32	123,16	435,58	1,50	0,71	1,11
8,00	8000,00	55158,08	140,75	497,80	1,70	0,86	1,28
9,00	9000,00	62052,84	158,34	560,03	1,83	0,92	1,38
10,00	10000,00	68947,60	175,94	622,25	2,01	0,93	1,47
2º Ciclo carga							
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	1000	6894,76	17,59	62,23	0,02	0,11	0,07
2,00	2000	13789,52	35,19	124,45	0,26	0,23	0,25
3,00	3000	20684,28	52,78	186,68	0,45	0,33	0,39
4,00	4000	27579,04	70,38	248,90	0,61	0,42	0,52
5,00	5000	34473,80	87,97	311,13	0,75	0,51	0,63
6,00	6000	41368,56	105,56	373,35	0,87	0,60	0,74
7,00	7000	48263,32	123,16	435,58	1,01	0,66	0,84
8,00	8000	55158,08	140,75	497,80	1,12	0,75	0,94
9,00	9000	62052,84	158,34	560,03	1,25	0,83	1,04
10,00	10000	68947,60	175,94	622,25	1,36	0,92	1,14

Anexo II – Resultados de ensaios PDL da Zona 2.

Tabela II-1 - Ensaio PDL do ponto P2.1.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	20	9,81	6,7903
0,2	45	22,073	15,278
0,3	41	20,111	13,92
0,4	51	25,016	17,315
0,5	34	16,677	11,544
0,6	11	5,3955	3,7347
0,7	14	6,867	4,7532
0,8	20	9,81	6,7903
0,9	16	7,848	5,4323
1	15	7,3575	5,0928
N₁₀ (Méd)	26,7	13,096	9,0651
1,1	11	5,3955	3,7347
1,2	7	3,4335	2,3766
1,3	9	4,4145	3,0557
1,4	24	11,772	8,1484
1,5	12	5,886	4,0742
1,6	13	6,3765	4,4137
1,7	10	4,905	3,3952
1,8	10	4,905	3,3952
1,9	11	5,3955	3,7347
2	11	5,3955	3,7347
N₁₀ (Méd)	11,8	5,7879	4,0063
2,1	11	5,3955	3,7347
2,2	15	7,3575	5,0928
2,3	22	10,791	7,4694
2,4	16	7,848	5,4323
2,5	25	12,263	8,4879
2,6	50	24,525	16,976
2,7			
2,8			
2,9			
3			
N₁₀ (Méd)	23,167	11,363	7,8655

Tabela II-2 - Ensaio PDL do ponto P2.2.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	17	8,3385	5,7718
0,2	17	8,3385	5,7718
0,3	11	5,3955	3,7347
0,4	17	8,3385	5,7718
0,5	15	7,3575	5,0928
0,6	13	6,3765	4,4137
0,7	9	4,4145	3,0557
0,8	8	3,924	2,7161
0,9	6	2,943	2,0371
1	5	2,4525	1,6976
N₁₀ (Méd)	11,8	5,7879	4,0063
1,1	8	3,924	2,7161
1,2	9	4,4145	3,0557
1,3	4	1,962	1,3581
1,4	6	2,943	2,0371
1,5	9	4,4145	3,0557
1,6	12	5,886	4,0742
1,7	16	7,848	5,4323
1,8	31	15,206	10,525
1,9	42	20,601	14,26
2	50	24,525	16,976
N₁₀ (Méd)	18,7	9,1724	6,349

Tabela II-3 - Ensaio PDL do ponto P2.3.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	47	23,054	15,957
0,2	49	24,035	16,636
0,3	50	24,525	16,976
0,4			
0,5			
0,6			
0,7			
0,8			
0,9			
1			
N₁₀ (Méd)	48,667	23,871	16,523

Anexo III – Resultados de ensaios PDL da Zona 3.

Tabela III-1 - Ensaio PDL do ponto P3.1.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	6	2,943	2,0371
0,2	14	6,867	4,7532
0,3	18	8,829	6,1113
0,4	9	4,4145	3,0557
0,5	12	5,886	4,0742
0,6	7	3,4335	2,3766
0,7	16	7,848	5,4323
0,8	31	15,206	10,525
0,9	39	19,13	13,241
1	32	15,696	10,865
N₁₀ (Méd)	18,4	9,0252	6,2471
1,1	49	24,035	16,636
1,2	49	24,035	16,636
1,3	50	24,525	16,976
1,4			
1,5			
1,6			
1,7			
1,8			
1,9			
2			
N₁₀ (Méd)	49,333	24,198	16,749

Tabela III-2 - Ensaio PDL do ponto P3.2.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	7	3,4335	2,3766
0,2	8	3,924	2,7161
0,3	8	3,924	2,7161
0,4	9	4,4145	3,0557
0,5	7	3,4335	2,3766
0,6	8	3,924	2,7161
0,7	7	3,4335	2,3766
0,8	9	4,4145	3,0557
0,9	19	9,3195	6,4508
1	50	24,525	16,976
N₁₀ (Méd)	13,2	6,4746	4,4816
1,1	50	24,525	16,976
1,2	23	11,282	7,8089
1,3	11	5,3955	3,7347
1,4	21	10,301	7,1299
1,5	29	14,225	9,846
1,6	49	24,035	16,636
1,7	50	24,525	16,976
1,8			
1,9			
2			
N₁₀ (Méd)	33,286	16,327	11,301

Tabela III-3 - Ensaio PDL do ponto P3.3.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)	Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	9	4,4145	3,0557	2,1	3	1,4715	1,0186
0,2	33	16,187	11,204	2,2	4	1,962	1,3581
0,3	48	23,544	16,297	2,3	4	1,962	1,3581
0,4	31	15,206	10,525	2,4	1	0,4905	0,3395
0,5	26	12,753	8,8274	2,5	1	0,4905	0,3395
0,6	18	8,829	6,1113	2,6	2	0,981	0,679
0,7	12	5,886	4,0742	2,7	5	2,4525	1,6976
0,8	6	2,943	2,0371	2,8	3	1,4715	1,0186
0,9	1	0,4905	0,3395	2,9	5	2,4525	1,6976
1	1	0,4905	0,3395	3	7	3,4335	2,3766
N₁₀ (Méd)	18,5	9,0743	6,2811	N₁₀ (Méd)	3,5	1,71675	1,1883
1,1	3	1,4715	1,0186	3,1	16	7,848	5,4323
1,2	6	2,943	2,0371	3,2	8	3,924	2,7161
1,3	9	4,4145	3,0557	3,3	18	8,829	6,1113
1,4	8	3,924	2,7161	3,4	11	5,3955	3,7347
1,5	7	3,4335	2,3766	3,5	7	3,4335	2,3766
1,6	4	1,962	1,3581	3,6	15	7,3575	5,0928
1,7	6	2,943	2,0371	3,7	20	9,81	6,7903
1,8	5	2,4525	1,6976	3,8	50	24,525	16,976
1,9	7	3,4335	2,3766	3,9			
2	6	2,943	2,0371	4			
N₁₀ (Méd)	6,1	2,9921	2,0711	N₁₀ (Méd)	18,125	8,890313	6,1537

Anexo IV – Resultados de ensaios PDL da Zona 4.

Tabela IV-1 - Ensaio PDL do ponto P4.1.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	14	6,867	4,753
0,2	15	7,3575	5,093
0,3	14	6,867	4,753
0,4	15	7,3575	5,093
0,5	16	7,848	5,432
0,6	15	7,3575	5,093
0,7	26	12,753	8,827
0,8	18	8,829	6,111
0,9	15	7,3575	5,093
1	8	3,924	2,716
N₁₀ (Méd)	15,6	3,924	2,716
1,1	11	5,3955	3,735
1,2	13	6,3765	4,414
1,3	17	8,3385	5,772
1,4	17	8,3385	5,772
1,5	21	10,3005	7,130
1,6	48	23,544	16,297
1,7	50	24,525	16,976
1,8			
1,9			
2			
N₁₀ (Méd)	25,286	12,40264	8,585

Tabela IV-2 - Ensaio PDL do ponto P4.2.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	22	10,791	7,469
0,2	25	12,2625	8,488
0,3	18	8,829	6,111
0,4	21	10,3005	7,130
0,5	23	11,2815	7,809
0,6	24	11,772	8,148
0,7	26	12,753	8,827
0,8	36	17,658	12,223
0,9	38	18,639	12,902
1	50	24,525	16,976
N₁₀ (Méd)	28,3	13,88115	9,608

Tabela IV-3 - Ensaio PDL do ponto P4.3.

Z(m)	N ₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	44	21,582	14,939
0,2	46	22,563	15,618
0,3	37	18,1485	12,562
0,4	26	12,753	8,827
0,5	20	9,81	6,790
0,6	19	9,3195	6,451
0,7	16	7,848	5,432
0,8	30	14,715	10,186
0,9	28	13,734	9,506
1	25	12,2625	8,488
N₁₀ (Méd)	29,1	14,27355	9,880
1,1	24	11,772	8,148
1,2	35	17,1675	11,883
1,3	47	23,0535	15,957
1,4	50	24,525	16,976
1,5			
1,6			
1,7			
1,8			
1,9			
2			
N₁₀ (Méd)	39	19,1295	13,241

Tabela IV-4 - Ensaio PDL do ponto P4.4.

Z(m)	N₁₀	rd (Mpa)	qd (Mpa)
0,1	15	7,3575	5,093
0,2	8	3,924	2,716
0,3	7	3,4335	2,377
0,4	18	8,829	6,111
0,5	48	23,544	16,297
0,6	47	23,0535	15,957
0,7	50	24,525	16,976
0,8			
0,9			
1			
N₁₀ (Méd)	27,571	13,52379	9,361