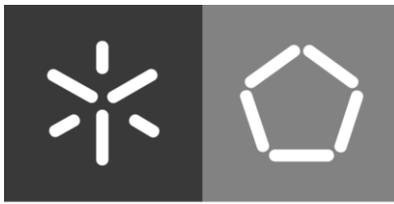


**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Rui Miguel Queirós Pinto

**Avaliação da Evolução Sazonal da  
Capacidade de Carga de Pavimentos  
Rodoviários**





**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Rui Miguel Queirós Pinto

**Avaliação da Evolução Sazonal da  
Capacidade de Carga de Pavimentos  
Rodoviários**

Dissertação de Mestrado  
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho realizado sob a orientação do  
**Professor Doutor Hugo Manuel Ribeiro Dias da Silva**

## DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada.

Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

### *Licença concedida aos utilizadores deste trabalho*



Atribuição  
CC BY

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

## AGRADECIMENTOS

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação de mestrado foi elaborado sob a orientação do Professor Doutor Hugo Manuel Ribeiro Dias da Silva, Diretor de Curso e Professor do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. A realização deste trabalho só foi possível graças ao apoio, incentivo e contributo de certas pessoas, às quais gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos:

Ao Professor Doutor Hugo Manuel Ribeiro Dias da Silva, meu orientador, pela disponibilidade demonstrada, por todo apoio prestado, pela motivação, pelos conhecimentos transmitidos e por todos os esclarecimentos de dúvidas.

Ao Engenheiro Carlos Palha e ao Engenheiro Hélder Torres, responsável e técnico, respetivamente, do Laboratório de Vias de Comunicação da Universidade do Minho, pelos conselhos dados, pelas palavras de incentivo e por todo o apoio prestado no decorrer da realização da componente prática do trabalho.

Aos meus pais e irmã, em especial, pela confiança depositada em mim, pelo esforço, pela paciência, incentivo e apoio incondicional demonstrado ao longo de todos estes anos.

À minha namorada, por sempre acreditar em mim, pela paciência, pelas palavras de motivação e pela ajuda prestada.

Aos meus amigos, por todas as trocas de ideias e todos os bons momentos passados juntos no decorrer deste nosso percurso académico.

## DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho académico e confirmo que não recorri à prática de plágio nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

## Avaliação da evolução sazonal da capacidade de carga de pavimentos rodoviários

### RESUMO

Nas últimas décadas constatou-se um considerável desenvolvimento da Rede Rodoviária Nacional, quer ao nível da sua extensão (com a construção de novas vias), quer ao nível do volume de tráfego (com a crescente utilização de veículos automóveis). Com a reduzida necessidade de construção de novas vias, é fundamental a conservação e reabilitação da rede existente, de modo a garantir a qualidade estrutural e funcional dos pavimentos. Para conhecer a necessidade de reabilitação estrutural dos pavimentos recorre-se à avaliação da sua capacidade de carga, obtida através da sua deflexão. A deflexão permite obter o módulo de rigidez das camadas dos pavimentos e pode ser medida recorrendo a vários equipamentos de ensaio, sendo o Defletómetro de Impacto (FWD) o mais utilizado. No entanto, verifica-se frequentemente que os pavimentos não desempenham corretamente as funções previstas para o período de tempo que foram dimensionados. Esta prematura degradação da qualidade estrutural pode estar relacionada com a sensibilidade que ensaios de capacidade de carga têm às variações de fatores meteorológicos tais como a temperatura e a pluviosidade (que altera o teor em água dos solos), sendo esta a principal motivação para a realização desta dissertação.

Neste estudo foram selecionados alguns pavimentos com diferentes materiais e constituições estruturais nos quais foram realizados ensaios com o Defletómetro de Impacto (FWD) e com o Defletómetro de Impacto Ligeiro (LFWD). Para realização do trabalho definiram-se três objetos de estudo. O primeiro objeto de estudo visa comparar os ensaios realizados com o FWD e o LFWD e analisar a relação entre ambos os métodos. O segundo objeto de estudo pretende analisar a influência da pluviosidade na capacidade de carga dos pavimentos selecionados, comparando ensaios realizados em dois períodos diferentes (após um período seco e após um período com dias consecutivos de chuva). O terceiro objeto de estudo pretende analisar a influência da temperatura, em pavimentos betuminosos, realizando ensaios de hora a hora, num dia com uma considerável amplitude térmica. No final foi possível concluir que há uma relação evidente entre a capacidade de carga e as condições atmosféricas.

**Palavras-Chave:** Deflexão; Capacidade de Carga; Defletómetro de Impacto; Temperatura;

Teor em Água.

## Evaluation of seasonal variation of the bearing capacity of road pavements

### ABSTRACT

In recent decades there has been considerable development of the National Road Network, both in its length (by constructing new roads) and volume of traffic (with the increasing use of motor vehicles). With the reduced need to build new roads, the conservation and rehabilitation of the existing network are essential to ensure the structural and functional quality of the pavements. The need for structural repair of the roadways brings the necessity to evaluate their bearing capacity, obtained through their deflection. Deflection can be used to provide the stiffness modulus of the pavement layers. It can be measured using a variety of test equipment, being the falling weight deflectometer (FWD) the most commonly used. However, it is often found that pavements do not perform their intended functions for the period they have been designed. This premature structural quality degradation may be related to the sensitivity that load capacity tests have to variations of weathering factors such as temperature and rainfall (which changes the water content of soils). This problem is the primary motivation to carry out this dissertation.

In this study, a few pavements with different structural and material constitutions were selected, in which Falling Weight Deflectometer (FWD) and with the Light Falling Weight Deflectometer (LFWD) tests were performed. During the development of the work, three study objects were defined. The first study object aims to compare tests performed with the FWD and the LFWD and analyze the relationship between those methods. The second study object intends to investigate the rainfall influence in the bearing capacity of the selected pavements, comparing tests performed in two different periods (after a dry period and after a period with consecutive rainfall days). The third study object proposes to analyze the influence of temperature in asphalt pavements, by performing hourly tests, in a day with considerable thermal amplitude. At last, it was possible to conclude that there is a clear relationship between the bearing capacity and the weather conditions.

**Keywords:** Deflection; Bearing Capacity; Falling Weight Deflectometer; Temperature; Moisture Content.

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento temático.....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Conteúdo da dissertação.....	3
<b>2. REVISÃO DO ESTADO DA ARTE .....</b>	<b>5</b>
2.1. Introdução .....	5
2.2. Pavimentos Rodoviários .....	5
2.2.1. Constituição de um pavimento rodoviário .....	5
2.2.2. Solicitações e degradações.....	7
2.2.3. Relação entre fatores meteorológicos e capacidade de carga .....	9
2.3. Avaliação da qualidade de pavimentos .....	11
2.3.1. Qualidade funcional .....	15
2.3.2. Qualidade estrutural.....	15
2.3.3. Análise inversa.....	18
2.3.4. Modelos de correção dos módulos de rigidez.....	20
2.4. Estudos realizados na comparação de diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos .....	22
2.5. Estudos realizados no âmbito da avaliação da influência dos fatores meteorológicos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos .....	24
<b>3. TRECHOS DE ESTUDO E MÉTODOS DE ENSAIO.....</b>	<b>27</b>
3.1. Equipamentos e métodos de ensaio.....	27
3.1.1. Defletómetro de impacto DYNATEST 8000 .....	27
3.1.2. Defletómetro de impacto ligeiro HMP LFG4 .....	28
3.1.3. Gamadensímetro Troxler Model 3411-B.....	29
3.1.4. Determinação do teor em água pelo método da estufa.....	30
3.2. Locais de ensaio .....	31
3.3. Fases de ensaio .....	37
3.3.1. 1ª fase: diferentes equipamentos de ensaio.....	38
3.3.2. 2ª fase: influência do teor em água .....	42

3.3.3.	3ª fase: influência da temperatura.....	44
<b>3.4.</b>	<b>Metodologia de análise.....</b>	<b>46</b>
3.4.1.	1ª fase: diferentes equipamentos de ensaio.....	46
3.4.2.	2ª fase: influência do teor em água.....	47
3.4.3.	3ª fase: influência da temperatura.....	47
<b>4.</b>	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>49</b>
<b>4.1.</b>	<b>Introdução.....</b>	<b>49</b>
<b>4.2.</b>	<b>Primeira fase do estudo: diferentes equipamentos de ensaio.....</b>	<b>49</b>
4.2.1.	Resultados dos ensaios da 1ª fase do estudo.....	50
4.2.2.	Comparação dos resultados FWD na 1ª e 2ª campanhas.....	55
4.2.3.	Comparação dos resultados LFWD na 1ª e 2ª campanhas.....	58
4.2.4.	Comparação dos resultados FWD e LFWD na 1ª campanha.....	62
4.2.5.	Comparação dos resultados FWD e LFWD na 2ª campanha.....	65
4.2.6.	Análise final aos resultados de módulo e teor em água na primeira fase.....	68
<b>4.3.</b>	<b>Segunda fase do estudo: influência do teor em água.....</b>	<b>71</b>
4.3.1.	Resultados dos ensaios da 2ª fase do estudo no local L1.....	72
4.3.2.	Resultados dos ensaios da 2ª fase do estudo no local L2.....	74
4.3.3.	Resultados dos ensaios da 2ª fase do estudo no local L3.....	77
4.3.4.	Análise final aos resultados de módulo e teor em água na segunda fase.....	79
<b>4.4.</b>	<b>Terceira fase do estudo: influência da temperatura.....</b>	<b>84</b>
4.4.1.	Temperaturas medidas nos locais em análise na terceira fase do estudo.....	85
4.4.2.	Deflexões medidas nos locais em análise na terceira fase do estudo.....	87
4.4.3.	Análise inversa das deflexões para determinação da estrutura do pavimento.....	91
4.4.4.	Comparação das deflexões reais e obtidas com modelos teóricos para diferentes temperaturas de ensaio.....	96
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS.....</b>	<b>105</b>
<b>5.1.</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>105</b>
<b>5.2.</b>	<b>Trabalhos Futuros.....</b>	<b>107</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>109</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema da estrutura de um pavimento rodoviário (Azevedo, 2012).....	6
Figura 2 - Constituição e comportamento de um pavimento rodoviário flexível (Miranda e Pereira, 1999) .....	8
Figura 3 - Tensões térmicas em função da Temperatura de misturas betuminosas (Minhoto, 2005) .....	11
Figura 4 - Estrutura geral do sistema de gestão de pavimentos português (Picado-Santos <i>et al.</i> , 2006) .....	12
Figura 5 - Equipamento de inspeção visual de pavimentos VIZIROAD (Picado-Santos <i>et al.</i> , 2006).....	13
Figura 6 - Perfilómetro Laser utilizado para inspeção mecânica de pavimentos: Viatura com barra de sensores laser (esquerda) e equipamento do operador (direita) (Horta <i>et al.</i> , 2013) .....	13
Figura 7 - Classe de qualidade e correlação entre IQ e intervenções de conservação (EP, 2008, Horta <i>et al.</i> , 2013) .....	14
Figura 8 - Defletómetro de Impacto (FWD - <i>Falling Weight Deflectometer</i> ).....	16
Figura 9 - Vista dos geofones do Defletómetro de Impacto .....	17
Figura 10 - Defletómetro de Impacto Ligeiro (LFWD - <i>Light Falling Weight Deflectometer</i> ) .....	17
Figura 11 - Ábaco para determinação do fator corretivo (AASHTO, 1993) .....	22
Figura 12 - Deflexões medidas com diferente teor em água (adaptado de Gu <i>et al.</i> , 2016) .....	25
Figura 13 - Equipamento FWD DYNATEST 8000 durante realização de ensaio .....	27
Figura 14 - Equipamento LFWD HMP LFG4 durante realização de ensaio .....	29
Figura 15 - Equipamento Gamadensímetro Troxler Model 3411-B durante realização de ensaio .....	30
Figura 16 - Mapa de localização dos pontos de ensaio L1, L2 e L3 (Google Maps: vista satélite) .....	32
Figura 17 - Imagem do local L1 .....	32
Figura 18 - Imagem do local L2 .....	33
Figura 19 - Imagem do local L3 .....	33
Figura 20 - Mapa de localização de L4 (Google Maps: vista satélite).....	34
Figura 21 - Imagem do local L4 .....	34
Figura 22 - Mapa de localização de L5 (Google Maps: vista satélite).....	35
Figura 23 - Imagem do local L5 .....	35
Figura 24 - Mapa de localização de L6 e L7 (Google Maps: vista satélite).....	36
Figura 25 - Imagem do local L6 .....	36
Figura 26 - Imagem do local L7 .....	36

Figura 27 - Diferentes níveis de degradação visíveis na camada de desgaste do pavimento (local L5 na Rua de São Pedro) .....	39
Figura 28 - Zona de segurança delimitada (L6 – Rua Transversal às EN205 e EN101) .....	39
Figura 29 - Marcação de pontos de ensaio de deflexão.....	40
Figura 30 - Realização de ensaio com Gamadensímetro: Método de transmissão indireta à esquerda e Método de transmissão direta à direita.....	40
Figura 31 - Marcação de pontos de ensaio de teor em água .....	41
Figura 32 - Marcação de pontos de ensaio de deflexão espaçados de metro a metro (L1 - Caminho de acesso ao edifício do CVR) .....	43
Figura 33 - Recolha de amostra de solo para determinar o teor em água pelo Método da Estufa .....	44
Figura 34 - Perfuração no pavimento para medição da temperatura a meio da camada betuminosa .....	45
Figura 35 - Introdução de glicerina em orifício para medição da temperatura a 4,5 cm de profundidade .....	45
Figura 36 - Medição da temperatura em orifício a meio da camada betuminosa .....	46
Figura 37 – Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L1.....	55
Figura 38 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L2.....	56
Figura 39 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L3.....	56
Figura 40 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L4.....	57
Figura 41 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L5.....	57
Figura 42 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L6.....	58
Figura 43 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L1 .....	58
Figura 44 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L2.....	59
Figura 45 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L3.....	60
Figura 46 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L4.....	60

Figura 47 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L5 .....	61
Figura 48 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L6 .....	61
Figura 49 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L1 .....	62
Figura 50 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L2 .....	63
Figura 51 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L3 .....	63
Figura 52 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L4 .....	64
Figura 53 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L5 .....	64
Figura 54 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L6 .....	65
Figura 55 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L1 .....	65
Figura 56 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L2 .....	66
Figura 57 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L3 .....	66
Figura 58 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L4 .....	67
Figura 59 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L5 .....	67
Figura 60 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L6 .....	68
Figura 61 – Comparação dos módulos de rigidez médios obtidos com FWD e LFWD nas duas campanhas de ensaio .....	69
Figura 62 - Relação de valores de módulo de rigidez médio e de teor em água medidos na 1ª campanha de ensaios .....	70
Figura 63 - Relação de valores de módulo de rigidez médio e de teor em água medidos na 2ª campanha de ensaios .....	70
Figura 64 - Módulos de rigidez medidos com LFWD no local L1 .....	73
Figura 65 - Valores de teor em água medidos à superfície no local L1 .....	73

Figura 66 - Valores de teor em água medidos em profundidade no local L1 .....	74
Figura 67 - Módulos de rigidez medidos com LFWD no local L2.....	75
Figura 68 - Valores de teor em água medidos à superfície no local L2 .....	76
Figura 69 - Valores de teor em água medidos em profundidade no local L2.....	77
Figura 70 - Módulos de rigidez medidos com LFWD no local L3.....	78
Figura 71 - Valores de teor em água medidos à superfície no local L3 .....	79
Figura 72 - Valores de teor em água medidos em profundidade no local L3.....	79
Figura 73 - Módulos de rigidez medidos com LFWD na 1ª campanha de ensaios.....	80
Figura 74 - Módulos de rigidez medidos com LFWD na 2ª campanha de ensaios.....	80
Figura 75 - Valores de teor em água medidos à superfície na 1ª campanha de ensaios .....	81
Figura 76 - Valores de teor em água medidos à superfície na 2ª campanha de ensaios .....	81
Figura 77 - Valores de teor em água medidos em profundidade na 1ª campanha de ensaios .....	82
Figura 78 - Valores de teor em água medidos em profundidade na 2ª campanha de ensaios .....	82
Figura 79 - Relação de valores de módulo de rigidez e de teor em água medidos no local L1 .....	83
Figura 80 - Relação de valores de módulo de rigidez e de teor em água medidos no local L2.....	83
Figura 81 - Relação de valores de módulo de rigidez e de teor em água medidos no local L3.....	84
Figura 82 - Temperaturas medidas no local L6.....	85
Figura 83 - Temperaturas medidas no local L7.....	86
Figura 84 - Temperaturas medidas nos locais L6 e L7 .....	87
Figura 85 - Bacias de deflexões medidas no local L6.....	89
Figura 86 - Bacias de deflexões medidas no local L7 .....	89
Figura 87 - Fendilhamento visível nos pontos de ensaio dos locais L6 e L7 .....	90
Figura 88 - Interface gráfica do programa JPavBack 1.1 .....	93
Figura 89 - Bacia de deflexões resultante do ajuste através do método de análise inversa para o local de ensaio L6.....	94
Figura 90 - Bacia de deflexões resultante do ajuste através do método de análise inversa para o local de ensaio L7 .....	96
Figura 91 - Correção dos módulos de rigidez para o local L6 através dos modelos de correção selecionados.....	97
Figura 92 - Correção dos módulos de rigidez para o local L7 através dos modelos de correção selecionados.....	97

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Famílias e tipos de degradações (adaptado de Pereira e Miranda, 1999).....	9
Tabela 2 - Valores típicos de módulos de rigidez de materiais empregues em pavimentos rodoviários (Domingos, 2007) .....	18
Tabela 3 - Valores típicos de coeficiente de Poisson de materiais empregues em pavimentos (Domingos, 2007).....	19
Tabela 4 - Resumo das fases de ensaio em que foram realizados os trabalhos <i>in situ</i> .....	37
Tabela 5 – Exemplo de deflexões medidas e interpolação da deflexão para força de 40kN (local L6, medição das 9h32).....	48
Tabela 6 - Resultados obtidos em L1 na 1ª campanha de ensaios.....	50
Tabela 7 - Resultados obtidos em L2 na 1ª campanha de ensaios.....	50
Tabela 8 - Resultados obtidos em L3 na 1ª campanha de ensaios.....	51
Tabela 9 - Resultados obtidos em L4 na 1ª campanha de ensaios.....	51
Tabela 10 - Resultados obtidos em L5 na 1ª campanha de ensaios.....	51
Tabela 11 - Resultados obtidos em L6 na 1ª campanha de ensaios.....	52
Tabela 12 - Resultados obtidos em L1 na 2ª campanha de ensaios.....	52
Tabela 13 - Resultados obtidos em L2 na 2ª campanha de ensaios.....	52
Tabela 14 - Resultados obtidos em L3 na 2ª campanha de ensaios.....	53
Tabela 15 - Resultados obtidos em L4 na 2ª campanha de ensaios.....	53
Tabela 16 - Resultados obtidos em L5 na 2ª campanha de ensaios.....	53
Tabela 17 - Resultados obtidos em L6 na 2ª campanha de ensaios.....	54
Tabela 18 - Resultados obtidos com Gamadensímetro.....	54
Tabela 19 - Valores de teor em água obtidos para comparação do método radioativo (gamadensímetro) com método da estufa.....	71
Tabela 20 - Resultados obtidos com LFWD em L1 .....	72
Tabela 21 - Resultados obtidos com LFWD em L2 .....	75
Tabela 22 - Resultados obtidos com LFWD em L3 .....	77
Tabela 23 - Deflexões medidas no local L6.....	88
Tabela 24 - Deflexões medidas no local L7 .....	88
Tabela 25 - Deflexões medidas nos Locais L6 e L7 nos geofones mais próximos do centro de aplicação de carga.....	91
Tabela 26 - Deflexões consideradas para análise inversa após ajuste.....	92

Tabela 27 - Características do pavimento consideradas para procedimento de análise inversa nos locais L6 e L7 .....	92
Tabela 28 - Deflexões de cálculo obtidas por análise inversa e erro entre deflexões medidas e calculados para o ensaio das 9:32 horas no local L6.....	94
Tabela 29 - Módulos de rigidez obtidos por análise inversa relativos ao ensaio das 9:32 horas no local de ensaio L6.....	95
Tabela 30 - Deflexões de cálculo obtidas por análise inversa e erro entre deflexões medidas e calculados para o ensaio das 9:50 horas no local L7 .....	95
Tabela 31 - Módulos de rigidez obtidos por análise inversa relativos ao ensaio das 9:50 horas no local de ensaio L7 .....	96
Tabela 32 – Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Antunes (1993) no local L6 .....	99
Tabela 33 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de LNEC (2005) no local L6 .....	100
Tabela 34 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Peattie e Ullidtz (1982) no local L6 .....	101
Tabela 35 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Antunes (1993) no local L7 .....	102
Tabela 36 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de LNEC (2005) no local L7 .....	103
Tabela 37 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Peattie e Ullidtz (1982) no local L7 .....	104

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Enquadramento temático

A avaliação da capacidade de carga é fundamental para analisar e compreender a qualidade estrutural de um pavimento rodoviário ao longo da sua vida, ou seja, ao longo do seu período de funcionamento e atua como método de apoio às decisões de conservação e intervenção levadas a cabo pelas entidades responsáveis pela gestão das redes rodoviárias.

A capacidade de carga é obtida a partir da deflexão que pode ser medida através de vários métodos de ensaio. A deflexão permite assim caracterizar a capacidade global do conjunto “pavimento – solo de fundação”. Esta medida é considerada o melhor indicador para avaliar a qualidade estrutural do corpo de um pavimento e corresponde à deformação vertical medida na superfície de um pavimento no momento em que lhe é aplicada uma carga.

Os equipamentos que permitem a medição da capacidade estrutural de um pavimento através da medição da deflexão após um carregamento na superfície de um pavimento são denominados de defletómetros ou defletógrafos. Nos defletómetros enquadram-se a Viga Benkelman e o Defletómetro de Impacto e nos defletógrafos enquadram-se o Defletógrafo de *La Croix* e o Defletógrafo Laser de Alta Velocidade.

O Defletómetro de Impacto (FWD – *Falling Weight Deflectometer*) é hoje em dia o equipamento mais usado à escala global na avaliação da capacidade estrutural de pavimentos uma vez que se revela o mais vantajoso e eficaz na logística e tempo de ensaio necessários. O Defletómetro de Impacto Ligeiro (LFWD – *Light Falling Weight Deflectometer*) é um defletómetro mais simples, leve e compacto. Permite avaliar locais em que o FWD não consegue aceder.

Relativamente às diferenças entre ambos os equipamentos, o LFWD não permite aplicar cargas tão altas, a medição é feita num só ponto e nem sempre há controlo da carga aplicada, enquanto que o FWD permite controlar o valor da carga aplicada e medir vários pontos e formar aquilo a que se chama de “bacia de deflexões” (que é importante para uma melhor análise dos resultados).

Os ensaios de avaliação de capacidade estrutural de um pavimento rodoviário são sensíveis às alterações de fatores meteorológicos tais como a temperatura e a pluviosidade, cujo grau de influência é mais

notório em camadas betuminosas no caso da temperatura e em camadas granulares no caso da pluviosidade, uma vez que esta altera o teor em água dos solos.

Além dos fatores meteorológicos, existem outros fatores que podem influenciar esta avaliação. Os equipamentos e os métodos de ensaio utilizados, as características dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos, o número de camadas e a espessura das camadas são alguns exemplos.

Torna-se assim importante obter padrões e tendências que englobem todos estes fatores e permitam melhorar as avaliações da capacidade de carga, para que sejam reduzidas as avaliações desvirtuadas e que não reflitam o real estado estrutural dos pavimentos ensaiados.

## 1.2. Objetivos

Com o presente trabalho procura-se estudar e compreender melhor quais os efeitos que a sazonalidade pode ter na avaliação da capacidade de carga de pavimentos. Mais concretamente, pretende-se seleccionar alguns trechos de pavimentos com diferentes estruturas e estudar de que forma a capacidade estrutural se altera em função das variações observadas nos parâmetros de temperatura e pluviosidade em diferentes períodos sazonais.

Neste estudo, mais especificamente, identificam-se três objetivos principais:

- O primeiro objetivo visa analisar a existência de uma boa relação ou de variações consideráveis nos resultados obtidos, nas mesmas condições, através da avaliação com diferentes equipamentos. Os equipamentos que serão alvo de comparação neste estudo são o Defletómetro de Impacto (FWD) e o Defletómetro de Impacto Ligeiro (LFWD).
- O segundo objetivo consiste em avaliar e comparar a capacidade de carga, nos pavimentos previamente seleccionados, em diferentes datas, sendo uma primeira avaliação realizada após um período sem precipitação e uma posterior avaliação realizada após um período com precipitação. Este objetivo tem como finalidade estudar a influência da variação do teor em água dos solos nos resultados obtidos.
- No terceiro objetivo, pretende-se, recorrendo aos meios de previsão meteorológica existentes, seleccionar um dia para realização de ensaios em que se antevêja que será observada uma grande amplitude térmica ao longo do dia. Tem-se em vista a realização de ensaios ao longo do dia seleccionado, aproximadamente de hora em hora, para obter avaliações com diferentes temperaturas. Este objetivo tem como finalidade estudar a influência da variação da temperatura

nos resultados obtidos na avaliação da capacidade de carga. Neste caso, procurou-se ensaiar apenas os pavimentos selecionados com camadas betuminosas, uma vez que as camadas betuminosas são muito mais influenciadas pela variação de temperatura, demonstrando assim maior interesse para esta fase do estudo.

Além dos objetivos principais acima enumerados, tem-se também como objetivo comparar as análises obtidas neste estudo com estudos anteriormente realizados e verificar se os modelos de ajuste da influência da variação de temperatura e pluviosidade na avaliação da capacidade de carga de pavimentos se adequam às soluções estruturais que serão estudadas ou se é possível identificar novas tendências que melhor se adequem nestes casos. Por último, tenciona-se também determinar se existem estruturas de pavimentos que sejam menos suscetíveis aos efeitos meteorológicos, para que se possa utilizar essa vantagem adicional como critério de seleção de soluções de pavimentação a utilizar no futuro.

### **1.3. Conteúdo da dissertação**

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, onde se inclui este primeiro capítulo, que apresenta o enquadramento do tema abordado, os objetivos que se pretendem alcançar e a descrição do conteúdo da dissertação.

No capítulo 2, intitulado “Revisão do estado da arte”, é apresentada uma revisão bibliográfica que engloba conceitos importantes para compreender o tema abordado nesta dissertação. Mediante a literatura consultada, são descritas noções sobre pavimentos e sobre o que é a capacidade de carga e são também enunciados equipamentos e métodos de ensaio de avaliação da capacidade de carga e de determinação do teor em água. São ainda identificados e abordados alguns estudos realizados sobre as temáticas abordadas nesta dissertação.

O capítulo 3, com o título “Trechos de estudo e métodos de ensaio”, apresenta os locais escolhidos para a realização de ensaios assim como os motivos que levaram à escolha dos mesmos. Ainda neste capítulo são denominados e descritos os equipamentos utilizados bem como as metodologias de ensaio e de análise levadas a cabo na realização dos ensaios de campo.

No capítulo 4, intitulado “Análise de resultados”, são apresentados os resultados obtidos nas três fases de ensaios realizadas. Tendo por base os resultados obtidos, são também apresentadas as análises comparativas entre equipamentos de ensaio e entre fases de ensaio avaliando a influência da pluviosidade e da temperatura.

No quinto e último capítulo, intitulado “Conclusões e perspectivas futuras”, apresentam-se as principais conclusões obtidas com o estudo elaborado na presente dissertação. São ainda sugeridas novas abordagens e alternativas com interesse para complementar em trabalhos futuros o estudo sobre os conteúdos que aqui foram abordados.

## 2. REVISÃO DO ESTADO DA ARTE

### 2.1. Introdução

O presente capítulo inicia-se com a apresentação do conceito de pavimento e quais os tipos de pavimentos e as suas características.

Numa segunda fase é abordado o tema da avaliação da qualidade dos pavimentos e é descrito em que consiste a avaliação de pavimentos, assim como quais os parâmetros a avaliar e quais os métodos de ensaio e equipamentos utilizados na avaliação de pavimentos.

Em seguida, são apresentadas as solicitações a que estão sujeitos os pavimentos e que efeitos e danos podem provocar nos mesmos.

Por último, são apresentados estudos realizados sobre a avaliação da capacidade de carga em pavimentos e que servem de apoio ao estudo que se pretende elaborar. De facto, alguns desses estudos vão servir como modelos de comparação com o presente estudo.

### 2.2. Pavimentos Rodoviários

#### 2.2.1. Constituição de um pavimento rodoviário

Um pavimento rodoviário é uma estrutura constituída por um conjunto de camadas de espessura finita, apoiadas num maciço semi-indefinido, que é o solo de fundação (Pereira e Miranda, 1999).

Pavimento rodoviário pode ser descrito como uma estrutura construída sobre a terraplenagem de um terreno, que suporta cargas provenientes do tráfego, redistribui-as para a infraestrutura e proporciona condições satisfatórias de conforto, economia e segurança aos seus utilizadores (Branco *et al.*, 2008). Os principais requisitos que estas estruturas (pavimentos rodoviários) devem proporcionar são: condições de circulação segura e confortável (requisitos funcionais), resistindo a esforços verticais e horizontais provocados pelo tráfego que solicita a estrutura (requisitos estruturais), ao longo do período de vida útil para o qual foi projetado (Reis, 2009).

Além dos requisitos acima apresentados, existe ainda uma crescente preocupação em cumprir também requisitos relacionados com os aspetos de natureza ambiental como a mitigação do ruído proveniente da circulação de veículos ou aspetos paisagísticos (Antunes *et al.*, 2005).

De um modo geral, os pavimentos rodoviários são constituídos por três tipos de camadas: camadas superiores, camadas granulares e o solo de fundação (Francisco, 2012). Essas diferentes camadas dispõem-se, normalmente, com qualidade e resistência decrescentes, de cima para baixo, em coerência com a progressiva redução dos esforços em profundidade .

As camadas superiores são constituídas por camadas ligadas e têm na sua constituição materiais granulares estabilizados com um ligante, que pode ser o betume asfáltico para os pavimentos flexíveis e um ligante hidráulico para pavimentos rígidos. As camadas granulares são camadas com agregados, britados ou naturais, e são estabilizadas mecanicamente. O solo de fundação é constituído pelo solo natural (Figura 1). Contudo, quando o solo de fundação não apresenta as características mecânicas desejadas, pode ser estabilizado ou até ser adicionada uma camada de melhor qualidade, constituindo no final aquilo a que chamamos o leito do pavimento (Francisco, 2012).

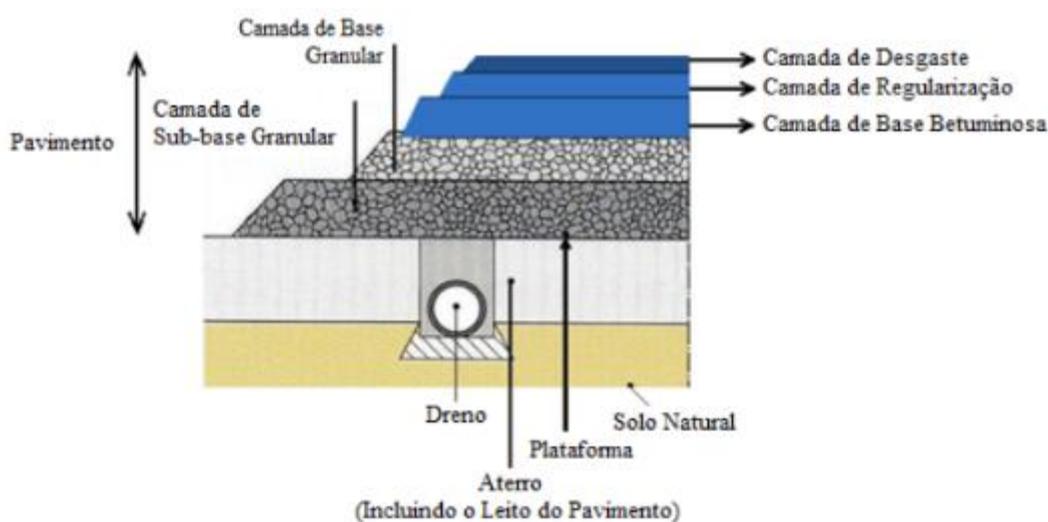


Figura 1 - Esquema da estrutura de um pavimento rodoviário (Azevedo, 2012)

Em função da categoria da estrada, do tráfego previsto, das condições da fundação e também das condições climáticas, podem ser adotados vários tipos de pavimentos que se podem classificar dos seguintes modos: Pavimentos Flexíveis; Pavimentos Semirrígidos e Pavimentos Rígidos.

Os pavimentos flexíveis são estruturas multiestratificadas genericamente constituídas por camadas superiores de misturas betuminosas, isto é, misturas estabilizadas com ligantes hidrocarbonados (betume asfáltico) e por camadas inferiores de materiais granulares (Cunha, 2010, Menezes, 2008). As camadas betuminosas são camadas ligadas e as camadas granulares são camadas não ligadas. Sendo camadas com características distintas, estas apresentam também comportamentos distintos. Assim, as

camadas betuminosas (ligadas) devem resistir aos esforços de tração, enquanto que as camadas granulares (não ligadas) devem suportar os esforços de compressão (Ribeiro, 2012).

A camada de desgaste tem a função de assegurar as características funcionais já referidas, de modo a contribuir para uma circulação confortável e segura. Suporta e redistribui até às camadas inferiores as tensões induzidas pelos rodados dos veículos além de terem também características impermeabilizantes, evitando a entrada de água exterior para as camadas inferiores e para o solo de fundação. A sua superfície deve ser regular e deve ter uma rugosidade compatível com a mobilização de atrito (Menezes, 2008). Quando se pretende que esta camada tenha determinada característica específica, recorre-se ao uso de betões betuminosos “modificados”, seja com borracha, com polímeros ou outros, para que essa mesma característica seja conferida ao pavimento.

A camada de ligação ou regularização é a superfície onde a camada de desgaste irá assentar e, como todas as camadas de um pavimento flexível, distribui as tensões. A camada de base necessita normalmente de espessura elevada, de modo a cumprir a sua função, ou seja, distribuir e reduzir as tensões que chegam à camada de sub-base e ao solo de fundação, como se pode verificar pela Figura 2. A camada de sub-base suporta as camadas superiores, permite que a camada de base seja devidamente compactada, distribui as tensões, protege o solo de fundação do tráfego durante a execução da obra e tem ainda uma função drenante e anti contaminante, protegendo as bases granulares da penetração de finos (Ribeiro, 2012).

### **2.2.2. Solicitações e degradações**

As degradações nos pavimentos flexíveis resultam do efeito das solicitações a que os mesmos estão sujeitos, quer por ação do tráfego, quer por ação dos agentes meteorológicos (temperatura e pluviosidade), bem como devido a deficiências resultantes do projeto ou falta de qualidade na fase de execução e no desenrolar do processo construtivo.

A evolução do comportamento de um pavimento é um processo bastante complexo uma vez que cada ação provoca alterações específicas sobre as propriedades dos materiais constituintes dos pavimentos. Da atuação de cada ação resulta uma reação em cadeia na medida em que a atuação de uma ação sobre materiais com diferentes propriedades desencadeia uma nova ação com estados de tensão e deformação diferentes da ação anterior, o que torna a evolução das degradações num processo interativo onde uma degradação origina novos tipos de degradações (Minhoto, 2005).

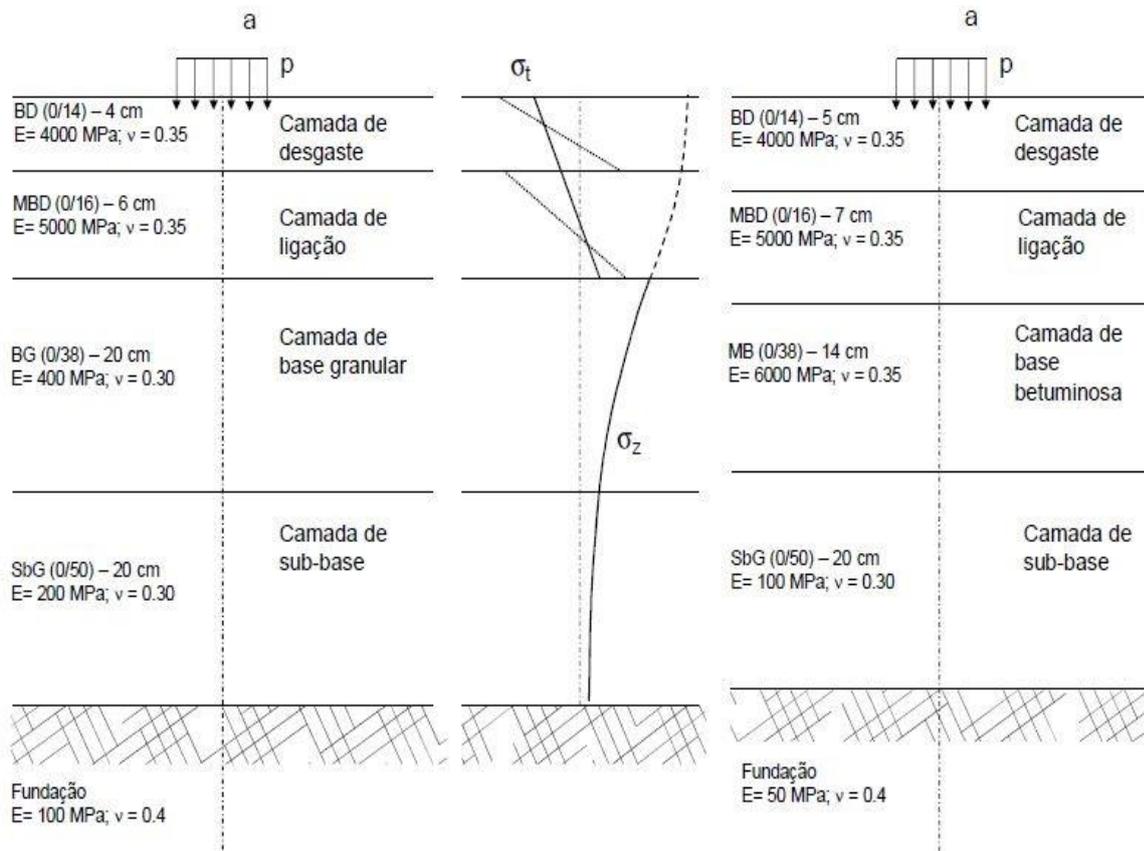


Figura 2 - Constituição e comportamento de um pavimento rodoviário flexível (Miranda e Pereira, 1999)

O processo de degradação de um pavimento pode ser dividido em dois grupos de fatores: fatores passivos e fatores ativos. Os fatores passivos prendem-se com as características dos pavimentos (materiais usados, qualidade da execução, espessura das camadas). Já os fatores ativos estão relacionados com as ações atuantes sobre o pavimento (tráfego, agentes meteorológicos). Os fatores ativos são os que assumem maior relevo no processo de degradação dos pavimentos (Branco *et al.*, 2008).

As diversas degradações a que os pavimentos flexíveis estão sujeitos agrupam-se em quatro ou cinco famílias como se apresenta na Tabela 1.

De todas as degradações, as que contribuem mais significativamente para o decréscimo da qualidade dos pavimentos são a deformação permanente e o fendilhamento por fadiga. As deformações permanentes consistem numa depressão geométrica da superfície do pavimento e ocorrem quer à superfície do pavimento (camadas betuminosas) quer nas camadas inferiores (camadas granulares e solo de fundação) (Minhoto, 2005). O fendilhamento resulta normalmente de um processo de aplicação repetida de cargas que acaba por originar o aparecimento de fendas devido à fadiga do material.

Tabela 1 - Famílias e tipos de degradações (adaptado de Pereira e Miranda, 1999)

Famílias de degradações	Tipos de degradações		
Deformações	Abatimento	Longitudinal	Berma
			Eixo
		Transversal	
	Deformações localizadas		
	Ondulação		
Rodeiras	Grande raio (devido às camadas inferiores)		
	Pequeno raio (devido às camadas superiores)		
Fendilhamento	Fendas	Fadiga	
		Longitudinais	Berma
			Eixo
		Transversais	
		Parabólicas	
	Reflexão de fendas		
	Pele de crocodilo	Malha larga (> 40cm)	
Malha fina ( $\leq$ 40cm)			
Desagregação da camada de desgaste / Defeitos de superfície	Desagregação da superfície		
	Cabeça de gato		
	Pelada		
	Ninhos/Covas		
	Polimento dos agregados		
Movimento de materiais	Exsudação		
	Subida/Bombagem de finos		
	Escorregamento de camadas		
Outras degradações	Empolamento		

### 2.2.3. Relação entre fatores meteorológicos e capacidade de carga

As condições meteorológicas influenciam de forma importante o comportamento dos pavimentos flexíveis, visto que afetam o desempenho mecânico dos materiais que o constituem e as suas fundações (Domingos, 2007).

Se por um lado os fatores externos (por exemplo, pluviosidade, ciclos de gelo-degelo, temperatura, e a posição do nível freático) são aspetos influentes nos pavimentos, por outro lado, os seus fatores internos (por exemplo, a suscetibilidade dos materiais de pavimentação aos ciclos de gelo-degelo e à humidade

e a sensibilidade das misturas betuminosas ao efeito da temperatura) explicam a reação de cada pavimento às solicitações climáticas (Oliveira, 2014).

Segundo Domingos (2007), a temperatura e pluviosidade são considerados os principais fatores ambientais que afetam a capacidade de carga de um pavimento.

A ação da temperatura no pavimento tem uma influência direta nas propriedades mecânicas das camadas betuminosas e, posteriormente, no seu estado de tensão/extensão quando expostas à ação do tráfego (Morais, 2011). As misturas betuminosas apresentam um comportamento viscoelástico quando submetidas a variações de temperatura. Devido à sua componente viscosa, quando expostas a temperaturas elevadas, as misturas betuminosas exibem um comportamento total ou parcialmente viscoso ou plástico. No entanto, a temperaturas baixas, o módulo de deformabilidade apresenta-se mais alto, por influência da sua componente elástica. Neste sentido, a temperaturas baixas as camadas betuminosas apresentam um comportamento mais rígido e frágil (Minhoto, 2005; Morais, 2011).

De acordo com o mencionado por Minhoto (2005), o comportamento das misturas betuminosas, quando expostas a baixas temperaturas, pode ser influenciada por alguns fatores: propriedades do agregado, propriedades do ligante, não envelhecido ou envelhecido, percentagem de filler, rigidez e coeficiente de contração térmica, porosidade e a idade do pavimento.

Em condições de temperaturas com valores intermédios, as componentes viscosa e elástica das misturas betuminosas adotam especial importância no comportamento das mesmas. Quando a temperatura aumenta, a componente viscosa tem um efeito mais marcante que a elástica, enquanto em condições de decréscimo de temperatura ocorre uma inversão nesse efeito, passando a componente elástica a ser mais importante (Minhoto, 2005).

De acordo com Gerritsen *et al.* (1998), constatou-se que na presença de betume rígido, ainda que em situações de oscilações de temperatura, podem desenvolver-se níveis significativos de tensões térmicas, devido à diminuição da capacidade de relaxação das misturas betuminosas.

Analisando a Figura 3, constata-se que a viscosidade dos betumes influencia a magnitude das tensões de origem térmica. Para misturas betuminosas mais flexíveis, abaixo dos 5 °C existe um desenvolvimento de tensões de origem térmica. No entanto, para misturas mais duras este efeito ocorre logo que a temperatura é inferior a 15 °C (Minhoto, 2005).

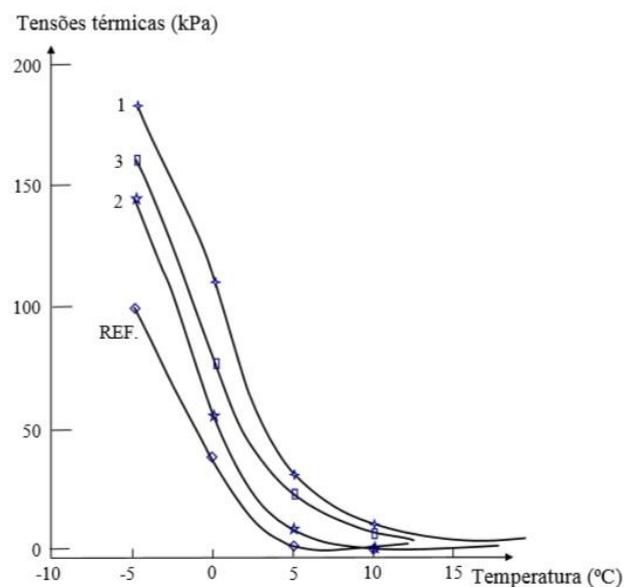


Figura 3 - Tensões térmicas em função da Temperatura de misturas betuminosas (Minhoto, 2005)

### 2.3. Avaliação da qualidade de pavimentos

A avaliação da qualidade dos pavimentos rodoviários é uma forte preocupação das entidades gestoras de uma rede rodoviária pois revela-se crucial na manutenção da qualidade dos pavimentos e demonstra ser extremamente importante para uma melhor gestão dos custos de manutenção.

Em diversas fases a manutenção torna-se mais difícil devido à flutuação do preço do betume, que por vezes atinge valores muito elevados, e à redução dos orçamentos disponíveis pelas entidades gestoras devido ao decréscimo económico sentido. Nestas condições, é necessária uma adequada gestão por parte das entidades gestoras da rede rodoviária (Vasquez, 2011).

No domínio dos pavimentos rodoviários, surgiram nas últimas décadas os sistemas de gestão de pavimentos. Estes tipos de sistemas de gestão funcionam como importantes meios de apoio à tomada de decisões (Magalhães, 2015).

Um sistema de gestão de pavimentos pode ser definido como um programa organizacional e computacional usado para catalogar pavimentos, reconhecer o seu estado atual, prever e perceber o seu estado de deterioração e identificar vários métodos e níveis de conservação e reparação, de modo a avaliar quais os custos dessas reparações agora ou num futuro próximo (Vasquez, 2011).

Segundo Wells (1984), o objetivo de um sistema de gestão de pavimentos é otimizar o valor dos custos de manutenção e assegurar a maior qualidade possível dos pavimentos com os recursos disponíveis.

A fiabilidade de um sistema de gestão de infraestruturas é sempre determinada pela qualidade da informação nele introduzida (Horta *et al.*, 2013).

Vasquez (2011) defende que o uso de sistemas de gestão de pavimentos proporciona benefícios significativos tais como a identificação das ações de tratamento mais rentáveis e previsão mais precisa da deterioração do pavimento.

A Estradas de Portugal (agora denominada Infraestruturas de Portugal após fusão da REFER – Rede Ferroviária Nacional e EP – Estradas de Portugal), entidade principal responsável pela administração dos pavimentos portugueses, decidiu desenvolver em abril de 2003 um novo Sistema de Gestão de Pavimentos (SGP), em parceria com os Departamentos de Engenharia Civil das Universidades de Coimbra, Minho e Técnica de Lisboa. Na Figura 4 pode-se observar o esquema da organização do SGP português. O SGP entrou em funcionamento em 2007 para cerca de 13000 km da rede rodoviária nacional e está estruturado em 3 módulos principais (Picado-Santos *et al.*, 2006):

- Base de Dados Rodoviária;
- Módulo de Avaliação da Qualidade;
- Módulo de Avaliação das Estratégias de Conservação.

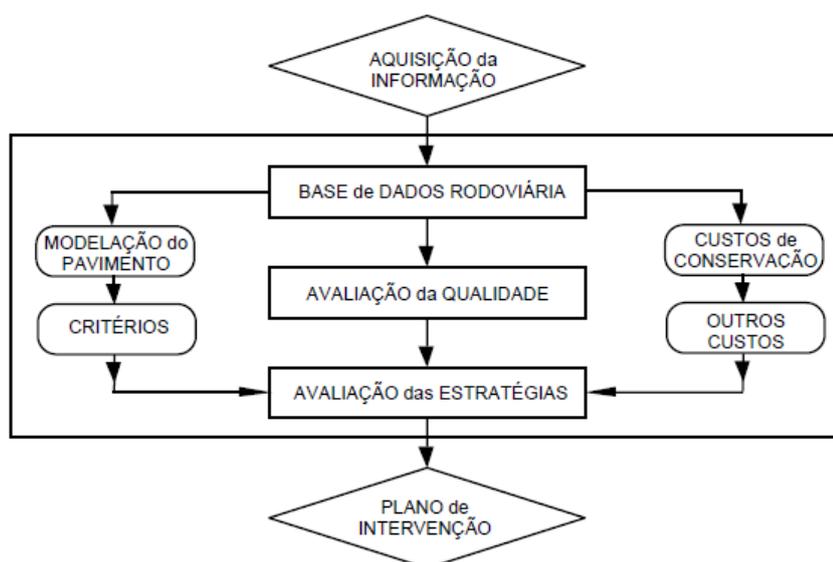


Figura 4 - Estrutura geral do sistema de gestão de pavimentos português (Picado-Santos *et al.*, 2006)

A Base de Dados Rodoviária contém as características relevantes dos pavimentos obtidas através de inspeções visuais e mecânicas, registadas com o uso de equipamentos devidamente especializados para o efeito. No caso do SGP Português usa-se o equipamento de inspeção visual *VIZIROAD* (Figura 5).

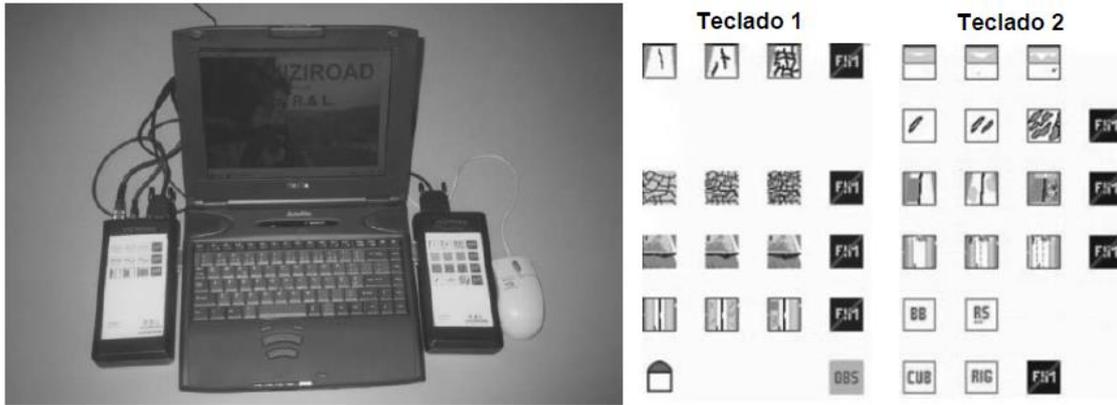


Figura 5 - Equipamento de inspeção visual de pavimentos VIZIROAD (Picado-Santos *et al.*, 2006)

No caso das inspeções mecânicas é utilizado um Perfilómetro Laser (Figura 6) que permite obter informações com um alto rendimento diário de inspeção. As informações obtidas por este equipamento são: irregularidade longitudinal e transversal do pavimento, macrotextura superficial do pavimento, parâmetros geométricos das vias tais como inclinação longitudinal e transversal.



Figura 6 - Perfilómetro Laser utilizado para inspeção mecânica de pavimentos: Viatura com barra de sensores laser (esquerda) e equipamento do operador (direita) (Horta *et al.*, 2013)

Existe ainda um equipamento de registo videográfico, que apresenta na inspeção imagens de alta resolução devidamente georreferenciados.

O módulo da Base de Dados Rodoviária inclui dados como as características dos pavimentos, geometria do perfil transversal (largura das vias e bermas), história dos pavimentos (tipo de estrutura e fundação, composição da estrutura e fundação, ações de conservação efetuadas), o tráfego, o tipo de intervenções de conservação e respetivos custos e outra informação complementar sobretudo relacionada com a

utilização de modelos determinísticos de previsão da evolução da degradação nos pavimentos (Picado-Santos *et al.*, 2006).

O módulo de Avaliação da Qualidade é a base de apoio à avaliação técnica do estado em que os pavimentos se encontram. Esta avaliação é realizada através da determinação de um índice de qualidade (IQ), que caracteriza o estado da qualidade dos pavimentos para cada secção da rede (Horta *et al.*, 2013). Este índice é determinado em função das informações obtidas no levantamento visual a respeito das degradações superficiais (fendilhamento, pele de crocodilo, covas, peladas e reparações), irregularidade longitudinal e rodeiras. O IQ é um valor que varia no intervalo entre 0 e 5, em que 0 representa um pavimento em muito mau estado e 5 representa um pavimento em muito bom estado, sendo que um valor de IQ inferior ou igual a 2 já indica a necessidade de intervenção (Luz e Picado-Santos, 2011).

O módulo de Avaliação das Estratégias de Conservação surge após a aquisição de dados e a sua introdução na base de dados do sistema e também após avaliada a qualidade através do cálculo do IQ. As estratégias de conservação são definidas em função dos valores do IQ sendo que estes permitem estabelecer classes de qualidade que ajudam a organizar e definir a prioridade das intervenções para uma melhor gestão da aplicação dos recursos disponíveis por forma a garantir a melhor qualidade estrutural, segurança e conforto possível da rede rodoviária (Figura 7).

<b>IQ</b>	<b>Classe</b>	<b>Estratégia de gestão</b>
IQ < 1,5	<b>Mau</b>	Rede a intervir.
1,5 ≤ IQ < 2,5	<b>Mediocre</b>	Rede a atribuir prioridades de intervenção.
2,5 ≤ IQ < 3,5	<b>Razoável</b>	Rede estabilizada, intervenções dependem da evolução da qualidade.
IQ ≥ 3,5	<b>Bom</b>	Rede Nova. Sem necessidade de intervenção.

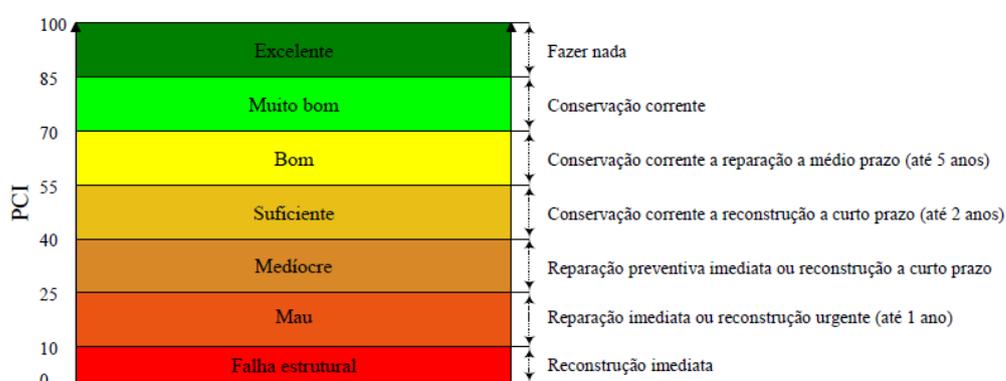


Figura 7 - Classe de qualidade e correlação entre IQ e intervenções de conservação (EP, 2008, Horta *et al.*, 2013)

Idealmente devem-se considerar estratégias de conservação preventivas e não interventivas. Apenas quando o estado do pavimento é de tal forma mau, a conservação interventiva passa a ser obrigatória (Luz e Picado-Santos, 2011).

Um sistema de gestão de pavimentos bem organizado e implementado pressupõe que para um elevado número de objetivos existem diversas vantagens de ordem técnica, administrativa e económica (Pereira e Miranda, 1999).

### **2.3.1. Qualidade funcional**

A avaliação da qualidade dos pavimentos rodoviários é uma componente dos sistemas de gestão que procura compreender se os padrões de qualidade de serviço predefinidos estão a ser atingidos (Freitas e Pereira, 2001).

Os sistemas de gestão de pavimentos foram criados tendo por base as seguintes motivações: o envelhecimento da rede de estradas, limitações de recursos financeiros face às necessidades, repercussão do estado dos pavimentos nos custos dos utentes, efeito do estado dos pavimentos sobre o meio ambiente e sobre os custos associados (ruído, poluição, entre outros), crescente escassez dos recursos energéticos e materiais, possibilidade de avaliar o estado dos pavimentos através da utilização de equipamentos de observação de alto rendimento, maior conhecimento e desenvolvimento da tecnologia de construção e conservação de pavimentos, disponibilidade de computadores, de sistemas informáticos e métodos de informação e gestão (Luz e Picado-Santos, 2011).

Os sistemas de gestão da rede rodoviária têm a avaliação da qualidade dos pavimentos como suporte à tomada de decisões de intervenção preventiva e de reabilitação. Procuram compreender se os padrões de qualidade de serviço predefinidos estão a ser cumpridos, usando para tal a avaliação feita após realização de observação da qualidade funcional e estrutural dos pavimentos (Matos, 1997). A avaliação funcional tem como objetivo definir a qualidade do pavimento face às exigências dos utentes das estradas, nomeadamente quanto ao conforto e segurança.

### **2.3.2. Qualidade estrutural**

A avaliação estrutural, por sua vez, procura definir o estado da estrutura do pavimento quanto à capacidade de suportar cargas para as quais foi projetado, sob ação de determinadas condições atmosféricas (Freitas e Pereira, 2001). Muito frequentemente, sobretudo em pavimentos flexíveis e em

contexto nacional, observa-se que os pavimentos rodoviários apresentam uma prematura e acentuada degradação da sua qualidade estrutural e não desempenham corretamente as suas funções, para o período que foram dimensionados (Matos, 1997, Freitas e Pereira, 2001).

A avaliação da capacidade de carga é extremamente usada à escala mundial como técnica de avaliação da capacidade estrutural de pavimentos e é realizada maioritariamente com recurso a métodos de ensaio não destrutivos e que se baseiam na avaliação das deflexões dos pavimentos.

Existem vários métodos de avaliação baseados na medição das deflexões dos pavimentos. Os primeiros métodos a serem usados foram a Viga de Benkleman e o Defletógrafo de *La Croix*, que, entretanto, foram melhorados, mas no início do seu uso apenas permitiam medir a deflexão central máxima. Em 1968 surgiu o equipamento que ainda é mais utilizado nos dias de hoje, o Defletómetro de Impacto (FWD) que é mais preciso uma vez que permite obter uma bacia de deflexões (Figura 8). Nos últimos anos foram desenvolvidos equipamentos mais avançados, denominados Defletómetros de Alta Velocidade, entre os quais o *Traffic Speed Deflectograph* (TSD) que utiliza sensores com lasers para medir deflexões e, tal como o nome sugere, permite fazer avaliações a altas velocidades. Como é um sistema novo e o custo associado é elevado ainda é utilizado em poucos países (Saleh, 2014).



Figura 8 - Defletómetro de Impacto (FWD - *Falling Weight Deflectometer*)

O Defletómetro de Impacto (FWD) tem por base um ensaio de carga que consiste na aplicação de uma força de impulso na superfície do pavimento, através da queda de uma massa de uma determinada

altura sobre um conjunto de amortecedores que é transmitida através de uma placa à superfície. A medição das deflexões nos pavimentos é feita através de um conjunto de transdutores, normalmente geofones, colocados a uma certa distância do ponto de aplicação da força de impulso, na superfície do pavimento (Figura 9). Os resultados obtidos são convertidos através de equipamentos eletrônicos e registados em computador (Machado *et al.*, 2013).



Figura 9 - Vista dos geofones do Defletómetro de Impacto

O Defletómetro de Impacto Ligeiro (LFWD) têm o mesmo princípio de funcionamento (Figura 10). No entanto, as principais diferenças prendem-se com o facto de estar limitado à aplicação de cargas mais ligeiras e possui menos dispositivos transdutores (Machado, 2012).



Figura 10 - Defletómetro de Impacto Ligeiro (LFWD - *Light Falling Weight Deflectometer*)

### 2.3.3. Análise inversa

O processo de análise inversa tem como objetivo a aquisição de um modelo estrutural de um pavimento ensaiado anteriormente quanto à sua capacidade de carga, determinando de forma iterativa o módulo de rigidez de cada camada constituinte do mesmo (Amorim, 2013).

Existem vários *softwares* utilizados para realizar este procedimento que se baseiam na teoria da camada linear elástica na ordem inversa. BISAR, ELSYM 5, MODULUS e JPavBack são alguns dos *softwares* mencionados.

O processo de análise inversa consiste em obter uma bacia de deflexões estimadas que se aproxime ou corresponda à bacia de deflexões medidas (Cardoso, 2017).

O processo baseia-se na introdução das características mecânicas e geométricas (módulos de rigidez, coeficientes de Poisson e espessuras) para cada camada constituinte do pavimento ensaiado. Os módulos de rigidez das várias camadas, arbitrados ou estimados, os coeficientes de Poisson correspondentes a cada material e as espessuras obtidas na prospeção mecânica são introduzidos na janela do programa, juntamente com a posição dos sensores, a medida do raio da placa de ensaio e a magnitude da carga aplicada durante o ensaio (Santos, 2009).

Nas Tabelas 2 e 3 são apresentados valores típicos e gamas de valores que servem de apoio para estimar e arbitrar os módulos de rigidez e coeficientes de Poisson aquando da realização do processo de análise inversa.

Tabela 2 - Valores típicos de módulos de rigidez de materiais empregues em pavimentos rodoviários (Domingos, 2007)

Material	Gama de valores (MPa)	Observações
Misturas betuminosas	3000 – 15000	–
Misturas granulares	50 – 1500	Materiais não ligados
Solos	5 – 300	–
Betão de cimento	30000 – 70000	Sem fendilhamento
Materiais tratados com cimento	1000 – 40000	Sem fendilhamento

Tabela 3 - Valores típicos de coeficiente de Poisson de materiais empregues em pavimentos  
(Domingos, 2007)

Material	Gama de valores	Valores típicos	Observações
Misturas betuminosas	0,15 – 0,48	0,35 – 0,40	Depende da temperatura (valores baixos correspondem a temperaturas baixas)
Misturas granulares	0,10 – 0,50	0,35	–
Solos	0,10 – 0,50	0,40	0,30 – Solos não coesivos 0,50 – Solos coesivos
Betão de cimento	0,15 – 0,40	0,20	–
Materiais tratados com cimento	0,10 – 0,35	0,25	Valores mais elevados correspondem a materiais mais fendilhados

Através de um processo iterativo, os módulos de rigidez vão sendo ajustados em função da bacia de deflexões calculadas do *software* de cálculo e da bacia de deflexões real obtida pelos ensaios do defletómetro de impacto, adotando-se como critério de paragem do processo iterativo a minimização do valor do erro quadrático médio (*RMS – Root Mean Square*), cuja fórmula podemos observar na Equação 1 (Machado *et al.*, 2013).

$$RMS = \left( \sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left( \frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \right) \times 100 \quad (1)$$

Em que:

RMS – Erro quadrático médio (%)

n – Número total de geofones utilizados

$d_{ci}$  – Deflexão calculada no geofone i ( $\mu\text{m}$ )

$d_{mi}$  – Deflexão medida no geofone i ( $\mu\text{m}$ )

O valor do *RMS* deverá ser sempre o mínimo possível. Contudo, para valores abaixo dos 10% já existe um ajuste que pode ser considerado aceitável.

Importa referir que processo de análise inversa apresenta algumas limitações nomeadamente ao nível de experiência do utilizador. É possível obter-se a mesma resposta em termos de deflexões para várias combinações de módulos de rigidez, ou seja, não existe uma solução única, podendo muitas das vezes

a solução obtida não corresponder ao modelo realista do pavimento. Outra limitação prende-se com os programas utilizados, uma vez que estes são desenvolvidos admitindo pavimentos isentos de fissuração (Santos, 2009).

Em grande parte dos processos de análise inversa, nomeadamente em reabilitação, o pressuposto de pavimentos isentos de fissuração não é verificado, admitindo-se muitas das vezes que as misturas betuminosas fissuradas apresentam comportamento normal deste tipo de misturas, quando na realidade apresentam um comportamento semelhante a uma camada granular (Fontul, 2004).

#### 2.3.4. Modelos de correção dos módulos de rigidez

Os módulos de rigidez determinados pelo processo de análise inversa não correspondem aos módulos de rigidez apresentados em projeto, devido sobretudo ao efeito da temperatura. Isto apenas se verifica quando as deflexões, usadas na análise inversa, não estão normalizadas para o efeito da temperatura. A temperatura de projeto é geralmente superior à temperatura a que se efetuam os ensaios de carga, sendo por isso necessário corrigir os módulos de rigidez, principalmente das misturas betuminosas, uma vez que o efeito da temperatura nos materiais não ligados é irrelevante (Santos, 2009).

Os modelos de correção dos módulos de rigidez têm como objetivo transformar o módulo de rigidez determinado à temperatura de ensaio num módulo a uma temperatura de referência selecionada (Amorim, 2013).

Existem atualmente vários modelos para proceder à correção dos módulos de rigidez, de entre os quais serão seguidamente apresentados os modelos propostos por Peattie e Ullidtz (1982), Antunes (1993), AASHTO (1993) e LNEC (2005).

Na Equação 2 apresenta-se a expressão proposta por Peattie e Ullidtz (1982), que estabelece uma correlação entre a razão do módulo de rigidez a uma determinada temperatura e o módulo de rigidez à temperatura de referência de 15 °C.

$$\frac{E_T}{E_{15\text{ }^\circ\text{C}}} = 1 - 1,384 \times \log_{10} \left( \frac{T}{15} \right) \quad (2)$$

Em que:

$E_T$  – Módulo de rigidez à temperatura de ensaio (MPa)

$E_{15\text{ }^\circ\text{C}}$  – Módulo de rigidez à temperatura de referência 15 °C (MPa)

T – Temperatura de ensaio ( °C)

Outra fórmula que permite corrigir o efeito da temperatura nos módulos de rigidez estimados com base nos ensaios de carga é a apresentada por Antunes (1993). A temperatura de referência neste caso é 20 °C (Equação 3).

$$\frac{E_T}{E_{20\text{ }^\circ\text{C}}} = 1,635 - 0,0317 \times T \quad (3)$$

Em que:

$E_T$  – Módulo de rigidez à temperatura de ensaio (MPa)

$E_{20\text{ }^\circ\text{C}}$  – Módulo de rigidez à temperatura de referência 20 °C (MPa)

T – Temperatura de ensaio ( °C)

O modelo de correção do módulo de rigidez desenvolvido por AASHTO (1993) começa por realizar o cálculo da média da temperatura da superfície do pavimento ao longo do ensaio. O método usado por este modelo permite determinar um fator corretivo que, após multiplicação pelo módulo de rigidez à temperatura de ensaio, permite obter o módulo de rigidez à temperatura de referência de 70 °F (aproximadamente 21 °C). A equação que expressa este modelo é apresentada na Equação 4.

$$E_{70\text{ }^\circ\text{F}} = F_e \times E_{tp} \quad (4)$$

Em que:

$E_{70\text{ }^\circ\text{F}}$  – Módulo de rigidez à temperatura de referência 70 °F (MPa)

$F_e$  – Fator corretivo do módulo de rigidez

$E_{tp}$  – Módulo de rigidez à temperatura de ensaio antes da correção (MPa)

Recorrendo ao ábaco da Figura 11, é determinado o fator corretivo ( $F_e$ ) necessário à Equação 4.

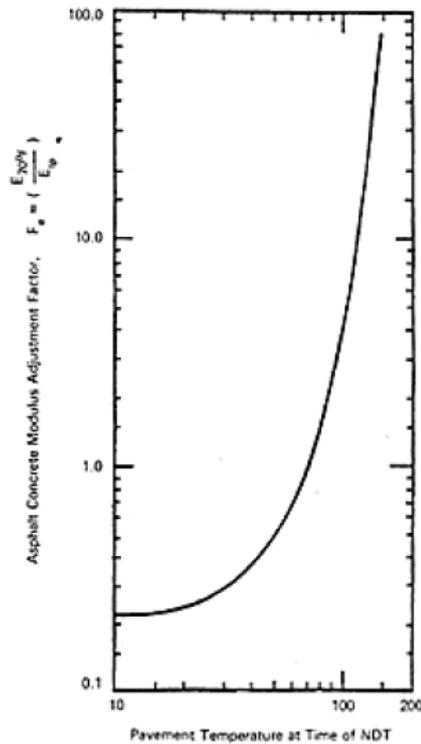


Figura 11 – Ábaco para determinação do fator corretivo (AASHTO, 1993)

O LNEC (2005) desenvolveu um modelo (Equação 5) que se assemelha ao de Antunes (1993) e estabelece também uma correlação entre a razão do módulo de rigidez a uma determinada temperatura e o módulo de rigidez à temperatura de referência de 20 °C

$$\frac{E_T}{E_{20\text{ °C}}} = -0,0282 \times T + 1,5562 \quad (5)$$

Em que:

$E_T$  – Módulo de rigidez à temperatura de ensaio (MPa)

$E_{20\text{ °C}}$  – Módulo de rigidez à temperatura de referência 20 °C (MPa)

T – Temperatura de ensaio (°C)

#### 2.4. Estudos realizados na comparação de diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos

No âmbito deste trabalho, um dos objetivos é comparar os resultados obtidos através da realização de ensaios com o FWD e com o LFWD. São poucos os estudos realizados que comparam o defletómetro de

impacto (FWD) e o defletómetro de impacto ligeiro (LFWD) e estabelecem relações entre os dois métodos de avaliação.

A seguinte correlação, expressa pela Equação 6, é apresentada por Oliveira (2006) citando Thom (2003) e relaciona os módulos de rigidez obtidos através destes dois métodos de ensaio.

$$E_{LFWD} = \frac{E_{FWD}}{\left(1 + \frac{E_{FWD}}{150}\right)} \quad (6)$$

Em que:

$E_{FWD}$  – Módulo de rigidez obtido com *FWD*

$E_{LFWD}$  – Módulo de rigidez obtido com *LFWD*

No estudo realizado por Magalhães (2015), que compara igualmente a correlação encontrada entre os módulos de rigidez obtidos através dos ensaios realizados com FWD e LFWD, é apresentada a seguinte expressão (Equação 7):

$$E_{FWD} = 72,365 \times e^{0,0112 \times E_{LFWD}} \quad (7)$$

Em que:

$E_{FWD}$  – Módulo de rigidez obtido com *FWD*

$E_{LFWD}$  – Módulo de rigidez obtido com *LFWD*

No seu estudo, Machado (2012) compara os módulos de rigidez do defletómetro de impacto ligeiro (LFWD) com os do defletómetro de impacto (FWD), embora não seja apresentada uma expressão passível de mostrar a correlação existente. A sua análise comparativa foi realizada através do cálculo dos módulos de rigidez equivalentes recorrendo às Equações 8 a 10.

$$E_{eq} = \frac{2 \times (1 - \nu^2) \times \sigma_0 \times r}{D_1} \quad (8)$$

$$\sigma_0 = \frac{F}{A} \quad (9)$$

$$A = \pi r^2 \quad (10)$$

Em que:

$E_{eq}$  – Módulo de rigidez equivalente

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$D_1$  – Deflexão medida no centro da placa de carga

$\sigma_0$  – Pressão no fundo da placa de carga

$r$  – Raio da placa de carga

$F$  – Força no centro da placa de carga

$A$  – Área da placa de carga

Foram usados diâmetros de placas de carga iguais e a força no centro da placa de carga do LFWD foi normalizada para 25 kN (valor da força gerada pelo impacto da altura de queda usada no FDW). Após o cálculo dos módulos de rigidez equivalentes para ambos os defletômetros, Machado (2012) concluiu que na existência de camadas betuminosas existe uma certa aproximação nos resultados obtidos, embora os valores dos módulos de rigidez obtidos pelo LFWD sejam por norma maiores que os do FWD. Na presença de camadas exclusivamente granulares, observa-se uma maior dispersão entre os resultados obtidos, e neste caso os valores dos módulos de rigidez obtidos pelo FWD são maiores que os do LFWD.

## 2.5. Estudos realizados no âmbito da avaliação da influência dos fatores meteorológicos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos

É difícil avaliar isoladamente a contribuição da influência de fatores meteorológicos na variação de capacidade de carga de um pavimento, tais como a temperatura e a pluviosidade. Devido ao elevado número de variáveis que contribuem para estimar a capacidade de um pavimento, torna-se complexo definir a contribuição isolada de cada um dos fatores anteriormente mencionados.

No entanto, existem já vários estudos teóricos e experimentais que analisam os efeitos de parâmetros relacionados com os ciclos sazonais, temperatura e teor em água, de onde surgiram modelos que permitem fazer uma melhor avaliação nos resultados da capacidade de carga (Chandra *et al.* (1988), Ali e Parker (1996), García e Castro (2011)). Mas é importante ter em conta que esses modelos não são

totalmente genéricos e podem não ser adequados para outras realidades, isto é, para outros tipos de estruturas de pavimentos, para outros tipos de climas e para outros ambientes e materiais constituintes dos solos das regiões.

É importante referir que devido ao aquecimento global e às alterações climáticas sentidos nos últimos anos, têm-se registado temperaturas mais altas, variações da temperatura diária mais amplas e fenómenos meteorológicos com períodos mais longos ou mais intensos de pluviosidade. Acresce assim a preocupação em rever os modelos de correção na avaliação da capacidade de carga, uma vez que estas alterações climáticas podem-se traduzir em mudanças significativas nos resultados de capacidade de carga obtidos nos pavimentos. Na prática da engenharia de pavimentos rodoviários, a variação dessa capacidade de carga pode ser obtida através de ensaios tais como o *Falling Weight Deflectometer* (FWD), *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP) ou *California Bearing Capacity Ratio Test* (CBR) (Elshaer *et al.*, 2017), tal como referido anteriormente.

Na sua pesquisa e estudo, (Dixit e Patil, 2009) concluíram que em regra geral, mantendo todos os restantes fatores constantes, a capacidade de carga dos solos aumenta à medida que a espessura da camada de pavimento ou a largura da fundação aumentam.

Gu *et al.* (2016) investigaram o efeito de diferentes níveis de teor em água num pavimento fazendo variar o teor em água camada de base não ligada (granular). Na Figura 12 podem observar-se as deflexões medidas na superfície do pavimento ensaiado.

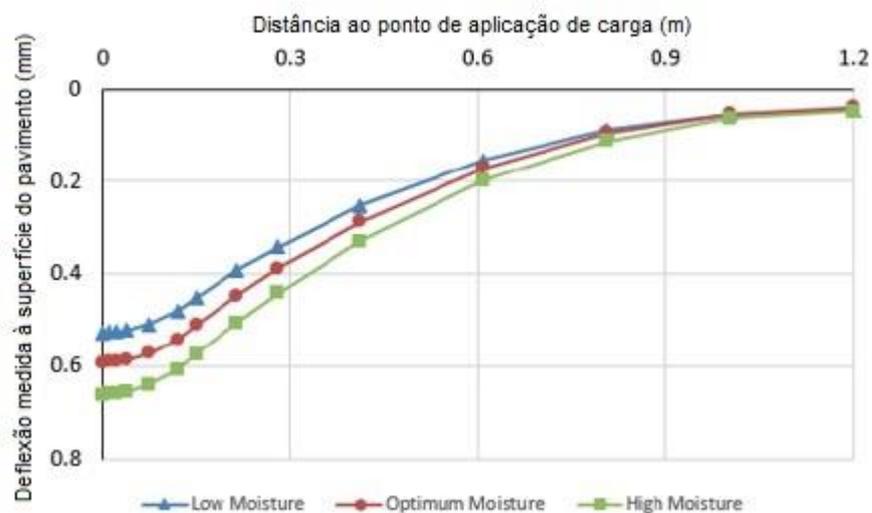


Figura 12 - Deflexões medidas com diferente teor em água (adaptado de Gu *et al.*, 2016)

Gu *et al.* (2016) consideraram três níveis de teor em água: *low moisture condition* (teor em água baixo, com grau de saturação igual a 70%), the *optimum moisture condition* (teor em água ótimo, com grau de saturação igual a 85%), e *high moisture condition* (teor em água alto, com grau de saturação igual a 100%). Pelo gráfico acima apresentado, foi passível de ver que as deflexões aumentaram com o aumento do teor em água.

### 3. TRECHOS DE ESTUDO E MÉTODOS DE ENSAIO

#### 3.1. Equipamentos e métodos de ensaio

##### 3.1.1. Defletómetro de impacto DYNATEST 8000

Na realização de ensaios com Defletómetro de Impacto (FWD), o equipamento utilizado foi o Defletómetro de Impacto *DYNATEST 8000* disponibilizado pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (Figura 13).



Figura 13 - Equipamento FWD DYNATEST 8000 durante realização de ensaio

O Defletómetro de Impacto *DYNATEST 8000* insere-se num reboque que está atrelado a uma carrinha *Pick Up*, também disponibilizado pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Este equipamento permite realizar até 60 pontos de ensaio por hora. Possui um conjunto de pesos que podem aplicar cargas com uma gama de 7 a 120 kN. Através da queda dos pesos sobre um conjunto de amortecedores é possível produzir um impulso dinâmico que simula a ação de uma carga rolante sobre o pavimento. A carga é transmitida ao pavimento por intermédio de uma placa metálica circular que o aparelho tem. Possui ainda um conjunto de 9 geofones que permitem medir a deflexão provocada no pavimento. Um dos geofones está posicionado no centro da placa circular e os restantes geofones encontram-se à distância deste de 300, 450, 600, 900, 1200, 1500, 1800 e 2100 mm, respetivamente. Este equipamento possui ainda sondas que permitem a medição da temperatura do ar e da temperatura

à superfície do pavimento. A aquisição de dados é feita através de um computador que se encontra no veículo rebocador.

Na 1ª fase de ensaios foi utilizada uma carga de aproximadamente 7 kN, visto que os pavimentos tinham baixa capacidade de carga, e na 3ª fase de ensaios a carga utilizada já foi de aproximadamente 60 kN. Quanto à placa metálica, foi usada a placa de 300 mm de diâmetro em todos os ensaios.

O procedimento de ensaio foi realizado tendo em conta a norma ASTM D4694-09. Segue-se a descrição do procedimento de ensaio (ASTM, 2015a):

- Transportar o equipamento até ao ponto de ensaio e colocar a placa sobre o centro do ponto, o qual deve estar regular com todo o material solto existente removido, para assegurar que a placa é colocada corretamente.
- Baixar a placa e os sensores até a superfície e verificar se estão colocados numa superfície estável e firme.
- Levantar os pesos geradores de carga até à altura desejada e realizar a queda dos mesmos. Guardar a deflexão da superfície e a carga de pico.
- Deve-se fazer uma pré-compacção através da queda do peso pelo menos 3 vezes.
- Realizar pelo menos dois carregamentos e comparar os resultados obtidos. Se a diferença em algum sensor for superior a 3%, deve mencionar-se essa diferença em relatório.

### 3.1.2. Defletómetro de impacto ligeiro HMP LFG4

Para a realização de ensaios com o Defletómetro de Impacto Ligeiro (*LFW*) foi usado o Defletómetro de Impacto Ligeiro *HMP LFG4* (Figura 14) pertencente ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

O procedimento de ensaio foi realizado tendo como base a norma ASTM E2855-11. Descreve-se, em seguida, o procedimento geral de ensaio (ASTM, 2015b):

- Transportar o equipamento até ao ponto de ensaio.
- Posicionar a placa no ponto de teste e remover o material solto por forma a garantir uma superfície plana.
- Rodar a placa para a esquerda e para a direita 45°, de forma a assentar completamente a placa no ponto de ensaio.
- Garantir que a haste do equipamento está completamente na vertical na altura da queda.

- Realizar três quedas da massa para pré-compactação e três quedas da massa para medição.
- Deve repetir-se o ensaio noutra local se a diferença na pré-compactação for superior a 10% entre quedas.



Figura 14 - Equipamento LFWD HMP LFG4 durante realização de ensaio

Os ensaios são realizados com placa metálica de 300 mm. O módulo de rigidez ( $E_{vd}$ ) do conjunto solo de fundação-pavimento é calculado através da Equação 11.

$$E_{vd} = \frac{22,5}{s_m} \quad (11)$$

Em que:

$E_{vd}$  – Módulo de rigidez (MPa)

$s_m$  – Amplitude da deflexão média (mm)

### 3.1.3. Gamadensímetro Troxler Model 3411-B

Na realização de ensaios com o Gamadensímetro, o equipamento utilizado foi o Gamadensímetro *Troxler Model 3411-B* do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (Figura 15). O procedimento de ensaio foi realizado tendo em conta a norma ASTM D6938.



Figura 15 - Equipamento Gamadensímetro Troxler Model 3411-B durante realização de ensaio

#### 3.1.4. Determinação do teor em água pelo método da estufa

Para avaliação do teor em água de solos através do método da estufa foi tido em conta o protocolo definido pela norma NP 84. O protocolo realizado para avaliar o teor em água de cada amostra foi o seguinte:

- Recolher amostra de solo do local que se pretende analisar o teor em água.
- Pesar e registar a massa do recipiente que será usado para acondicionar a amostra de solo durante o período de secagem.
- Colocar amostra de solo húmido no recipiente e pesar e registar a massa do conjunto recipiente mais amostra de solo húmido.
- Colocar o conjunto recipiente mais amostra de solo húmido na estufa, a uma temperatura aproximada de 110 °C, durante 24 horas.
- Retirar da estufa e pesar e registar a massa do conjunto recipiente mais amostra de solo seco.
- Efetuar os cálculos protocolados para aferir o valor do teor em água da amostra de solo.

O teor em água da amostra de solo é calculado através das Equações 12 a 14.

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} \times 100 \quad (12)$$

$$W_W = W_{R+SH} - W_{R+SS} \quad (13)$$

$$W_S = W_{R+SS} - W_R \quad (14)$$

Em que:

$\omega$  – Teor em água (%)

$W_w$  – Massa de água (g)

$W_s$  – Massa do solo seco (g)

$W_r$  – Massa do recipiente (g)

$W_{R+SS}$  – Massa do conjunto recipiente + solo seco (g)

$W_{R+SH}$  – Massa do conjunto recipiente + solo húmido (g)

### 3.2. Locais de ensaio

Como já foi referido anteriormente, uma das tarefas idealizadas para este trabalho é a seleção de alguns pavimentos com diferentes estruturas e diferentes características, de modo a realizar ensaios e analisar qual a influência que a variação dos parâmetros de temperatura e pluviosidade têm na avaliação da capacidade de carga. Procedeu-se à seleção de algumas estruturas de pavimentos para se poder analisar uma maior gama de soluções e para verificar qual o grau de influência da alteração dos parâmetros referidos em diferentes tipos de pavimentos.

A seleção dos pavimentos e pontos de ensaio foi feita com ponderação das limitações e condicionantes existentes. Para dar resposta à disponibilidade de uso dos equipamentos necessários e assegurar menos gastos na vertente económica optou-se por ter em conta os seguintes critérios na seleção:

- Locais próximos e de fácil acesso, de modo a reduzir os tempos das deslocações e custos associados;
- Locais pouco movimentados e com pouco tráfego automóvel, por forma a não perturbar o normal funcionamento de vias já com algum ou muito tráfego, para aumentar a segurança e ter maior celeridade na realização dos ensaios.

Foram assim definidos sete locais para realizar ensaios de avaliação da capacidade de carga no decorrer deste estudo. No contexto deste trabalho, os locais são enumerados de L1 a L7 (Local 1 a Local 7) para que seja mais fácil, rápida e prática a sua referenciação ao longo do documento.

Três dos locais selecionados encontram-se dentro do *Campus* de Azurém da Universidade do Minho. A localização destes três pontos pode ser observada na Figura 16.

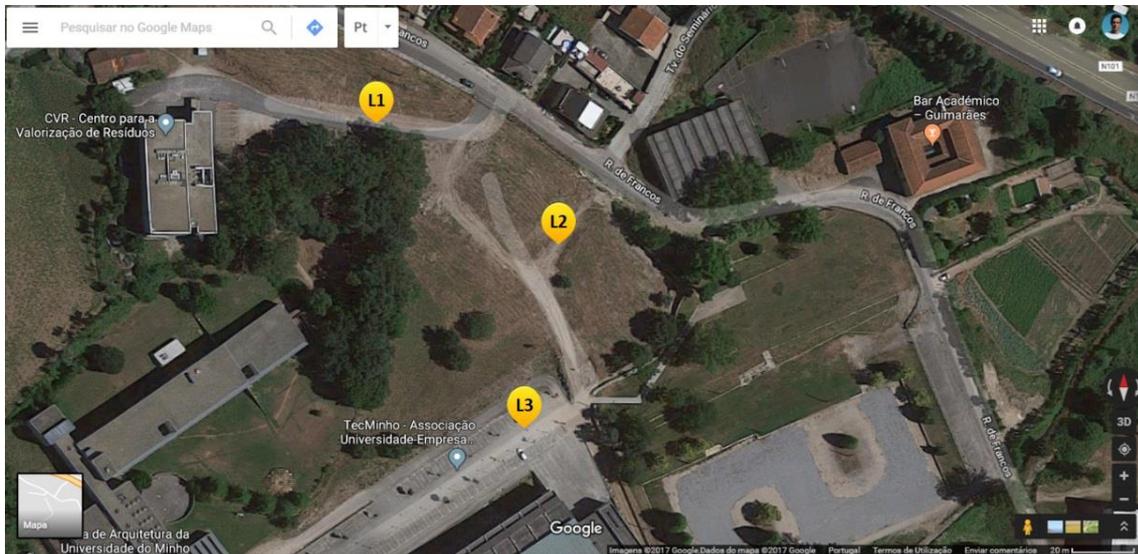


Figura 16 - Mapa de localização dos pontos de ensaio L1, L2 e L3 (Google Maps: vista satélite)

O pavimento identificado em L1 é o caminho de acesso ao edifício do Centro para a Valorização de Resíduos (Figura 17). Trata-se de um pavimento com uma camada betuminosa única de apenas 3 cm assente numa camada de Agregado Britado de Granulometria Extensa (ABGE).



Figura 17 - Imagem do local L1

O local identificado como L2 no mapa da Figura 16 está situado num descampado que se encontra ligeiramente abaixo de L1. É um pavimento que se encontra com pouca intervenção, sendo um solo

arenoso onde é notório um razoável estado de compactação. Vê-se ainda que é um caminho muito pouco utilizado e que se encontra com ligeira vegetação na superfície (Figura 18).



Figura 18 - Imagem do local L2

O pavimento identificado em L3 é um acesso aos estacionamento junto ao Edifício da Escola de Engenharia da Universidade do Minho. É um pavimento constituído por blocos graníticos (vulgarmente apelidados de paralelos) assente em camada granular (Figura 19).



Figura 19 - Imagem do local L3

O pavimento apresentado em L4 (Figura 20) localiza-se nas imediações da Horta Pedagógica de Guimarães. O acesso a este local é feito a partir da Rua das Eiras.

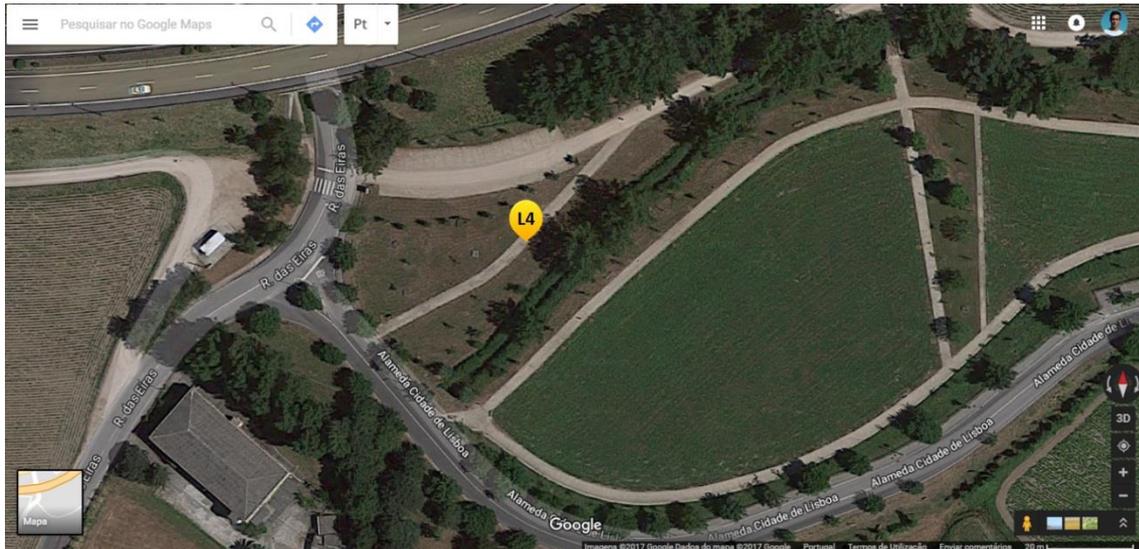


Figura 20 - Mapa de localização de L4 (Google Maps: vista satélite)

O local de ensaio L4 é um pavimento em terra batida, composto por solo arenoso e aparenta um bom estado de compactação (Figura 21). Tem uma utilização de baixa intensidade e que é maioritariamente pedonal.



Figura 21 - Imagem do local L4

Na Figura 22 é apresentada a localização do pavimento identificado em L5. Situa-se a cerca de 1 km a noroeste do Campus da Universidade do Minho, na Rua de São Pedro.



Figura 22 - Mapa de localização de L5 (Google Maps: vista satélite)

Este local L5 tem um pavimento flexível, com uma camada betuminosa de cerca de 7 cm (Figura 23) e com uma camada granular que se estima ter aproximadamente 20 cm. Esta estrada tem algum tráfego rodoviário pelo que os ensaios foram efetuados em horas com pouco tráfego.



Figura 23 - Imagem do local L5

Os locais de ensaio L6 e L7 encontram-se ambos na mesma estrada, embora estejam situados em secções diferentes como se pode observar na Figura 24. Localizam-se numa estrada transversal às estradas EN205 e EN101 e que permite uma ligação entre as mesmas. Dos locais de ensaio seleccionados, esta é a estrada com mais tráfego rodoviário e é também com o pavimento mais robusto, como se pode ver nas Figuras 25 e 26 (respetivamente para os locais L6 e L7). Possui uma camada betuminosa com cerca de 9 cm e uma camada de base com aproximadamente 20 cm.

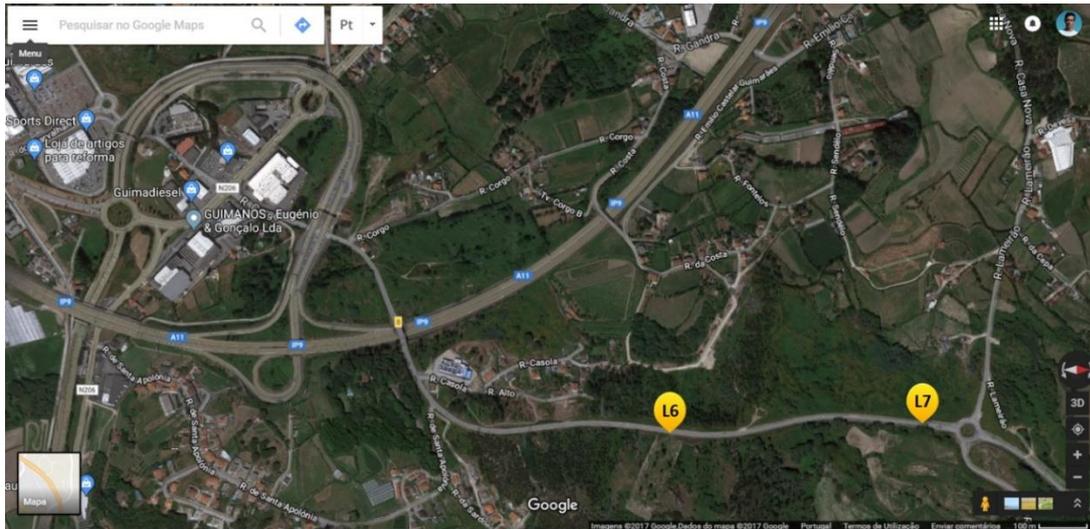


Figura 24 - Mapa de localização de L6 e L7 (Google Maps: vista satélite)



Figura 25 - Imagem do local L6



Figura 26 - Imagem do local L7

### 3.3. Fases de ensaio

No decorrer da realização da avaliação *in situ* foi necessário recorrer a mais que uma campanha de ensaios de campo. A realização de ensaios foi assim moldada e dividida em três fases com o intuito de conseguir dar resposta aos três diferentes objetos de estudo correspondentes aos três objetivos principais do trabalho mencionados no subcapítulo 1.2.

Na Tabela 4 são apresentadas resumidamente as principais fases de ensaio em que foram realizados os trabalhos *in situ*, sendo indicadas as datas da realização dos ensaios, métodos de ensaio usados, locais e pontos de ensaio selecionados. As três fases de ensaio serão descritas posteriormente, uma a uma, e com mais detalhe, nos subcapítulos que se seguem.

Tabela 4 - Resumo das fases de ensaio em que foram realizados os trabalhos *in situ*

Data	Métodos/Ensaio realizados	Locais de Ensaio	Pontos de avaliação da deflexão	Pontos de avaliação do teor em água
1ª Fase de ensaios				
23-10-2015	FWD LFWD Gamadensímetro	L1	3	1
		L2	2	1
		L3	4	1
		L4	5	1
		L5	16	1
		L6	15	1
16-11-2015	FWD LFWD Gamadensímetro	L1	3	1
		L2	2	1
		L3	4	1
		L4	5	1
		L5	16	1
		L6	15	1
2ª Fase de ensaios				
15-01-2016	LFWD Gamadensímetro Método da Estufa	L1	21	5
		L2	19	5
		L3	20	3
05-02-2016	LFWD Gamadensímetro	L1	21	5
		L2	19	5
		L3	20	3
3ª Fase de ensaios				
03-02-2016	FWD	L6	1	-
		L7	1	-

### 3.3.1. 1ª fase: diferentes equipamentos de ensaio

A primeira fase de ensaios foi composta por duas campanhas de ensaios realizadas em dois períodos diferentes. A primeira campanha foi realizada a 23 de outubro de 2015 e a segunda sessão foi realizada a 16 de novembro de 2015.

Na segunda campanha foram usados os mesmos equipamentos, métodos e procedimentos de ensaio usados na primeira sessão de maneira a assegurar uma melhor e mais correta avaliação e comparação na análise de resultados.

Esta primeira fase de ensaios foi planeada com o intuito de avaliar a influência do teor em água na avaliação da capacidade de carga, para conhecer as possíveis diferenças na resposta às variações do teor em água através dos resultados obtidos em diferentes pavimentos, mas também serviu para comparar os resultados obtidos através de equipamentos diferentes (FWD e LFWD).

Nesta 1ª fase de ensaios foram selecionados seis locais. Os locais selecionados foram L1 a L6. Foram realizados ensaios para avaliação da capacidade de carga com o Defletómetro de Impacto e com o Defletómetro de Impacto Ligeiro. Para ter uma melhor aproximação nos resultados de deflexão obtidos com os dois equipamentos, importa referir que no Defletómetro de Impacto (FWD) foi usada a carga mínima, de aproximadamente 7 kN consoante a resposta do pavimento ensaiado, e foi usada a placa de 300 mm de diâmetro (por serem as condições mais semelhantes às verificadas no LFWD).

Devido às limitações de tempo no uso dos equipamentos de avaliação da capacidade de carga e de modo a realizar todas as avaliações no mesmo dia (para reduzir o possível efeito que a variação das condições atmosféricas podia ter entre os vários pontos), definiu-se para cada local um certo número de pontos de ensaio a avaliar. Nos locais L1, L2, L3 e L4 foram definidos entre 2 a 5 pontos de medição da deflexão. Nos locais L5 e L6 foram definidos entre 15 e 16 pontos (ver Tabela 4).

Dentro dos pavimentos com maiores espessuras de camadas betuminosas pretendia-se ainda estudar zonas com três níveis diferentes de degradação: i) sem fendilhamento/pouco fendilhamento; ii) com algum fendilhamento, e; iii) com fendilhamento pele de crocodilo (zonas passíveis de serem observadas, respetivamente, da esquerda para a direita na Figura 27). Foi esse o motivo para a definição de mais pontos de medição da deflexão nos pavimentos betuminosos L5 e L6, sendo definidos 5 pontos para cada um dos três níveis de degradação.



Figura 27 - Diferentes níveis de degradação visíveis na camada de desgaste do pavimento (local L5 na Rua de São Pedro)

Nos locais L5 e L6 foram tomadas medidas extra de segurança antes de iniciar as manobras de ensaio, devido à presença de tráfego rodoviário. Foi assim delimitada uma zona de segurança com o auxílio de cones sinalizadores para assegurar a segurança dos intervenientes durante a realização dos ensaios (Figura 28). Nos restantes locais não foi necessária esta medida uma vez que o tráfego nesses locais é nulo ou quase nulo e as velocidades praticadas pelos veículos são extremamente baixas.



Figura 28 - Zona de segurança delimitada (L6 – Rua Transversal às EN205 e EN101)

Efetuuou-se uma marcação com tinta (Figura 29) em todos os pontos de ensaio dos pavimentos para garantir a mesma localização dos pontos de ensaio nas duas fases em que foram realizados ensaios (outubro e novembro de 2015).



Figura 29 - Marcação de pontos de ensaio de deflexão

Em simultâneo, foram realizados ensaios em todos os locais para determinar o teor em água usando o Gamadensímetro (Figura 30). Optou-se por realizar um ponto de ensaio em cada local e fazer duas medições em cada ponto de ensaio sendo uma à superfície (Método de transmissão indireta) e outra em profundidade (Método de transmissão direta).



Figura 30 - Realização de ensaio com Gamadensímetro: Método de transmissão indireta à esquerda e Método de transmissão direta à direita

Nos pavimentos não revestidos (L2 e L4) os ensaios com Gamadensímetro foram realizados no próprio pavimento. Nos restantes locais os ensaios foram realizados na berma dos pavimentos para não danificar os mesmos porque só seria possível realizar o Método de transmissão direta em caso de furação das

camadas superiores. Além disso, o objetivo era analisar a variação do teor em água nas camadas granulares ou no solo adjacente à estrada entre os dois períodos em que se fez o ensaio. Na Figura 30 pode-se observar à esquerda a realização de um ensaio na berma de um pavimento revestido e à direita a realização de um ensaio no próprio pavimento uma vez que não é revestido.

Para preservar a mesma localização dos pontos de ensaio de determinação do teor em água para a sessão de ensaios seguinte foi deixada uma rolha de plástico como marcação no local de introdução da vara do Gamadensímetro (Figura 31).



Figura 31 - Marcação de pontos de ensaio de teor em água

Na primeira campanha de ensaios a temperatura ambiente verificada situou-se entre 23 e 27 °C e na segunda campanha de ensaios situou-se entre 15 e 21 °C. Em ambas as campanhas verificou-se que o céu esteve nublado com ligeiras aberturas.

Após a realização da 1ª fase de ensaios e análise dos resultados obtidos verificou-se alguma dificuldade em identificar relações e tendências relativas à influência da variação do teor em água quando comparadas as duas sessões de ensaios realizadas. Optou-se por não descartar os resultados e utilizar esta fase de ensaios para analisar a abordagem que visa comparar os resultados obtidos através de ensaios com o *FWD* e com o *LFWD* e analisar a relação existente entre esses dois métodos de ensaio.

Optou-se ainda por planejar e realizar uma segunda fase de ensaios para conseguir dar resposta à abordagem que pretende avaliar a influência da pluviosidade na capacidade de carga.

### 3.3.2. 2ª fase: influência do teor em água

Na segunda fase de ensaios foram também realizadas duas campanhas de ensaios em dois períodos diferentes. A primeira sessão foi realizada a 15 de janeiro de 2016 após um período seco e com pouca precipitação e a segunda sessão foi realizada a 5 de fevereiro de 2016 após duas semanas onde se registou pluviosidade considerável.

Na segunda campanha foram usados os mesmos equipamentos, métodos e procedimentos de ensaio usados na primeira sessão de maneira a assegurar uma melhor e mais correta avaliação e comparação na análise de resultados.

Esta segunda fase de ensaios foi planeada com o intuito de avaliar com mais pormenor a influência da variação do teor em água na avaliação da capacidade de carga e as possíveis diferenças na resposta às variações do teor em água nos resultados obtidos em diferentes pavimentos.

Atendendo às adversidades da 1ª fase, decidiu-se diminuir o número de locais selecionados e aumentar o número de pontos de ensaio em cada local para obter uma maior amostra e representatividade nos resultados obtidos. Nesta 2ª fase de ensaios foram selecionados somente 3 locais de ensaio. Os locais selecionados foram L1, L2 e L3. A escolha recaiu sobre estes três locais por se revelarem os mais vantajosos em termos de economia de tempo e custos e interesse de estudo: localizam-se no *Campus* de Azurém da Universidade do Minho e próximos uns dos outros, apresentam um nível de tráfego nulo ou quase nulo e com velocidades extremamente baixas praticadas pelos veículos que neles circulam, e representam três pavimentos com diferente constituição estrutural e material (pavimento betuminoso delgado; pavimento apenas com camada granular, e; pavimento com blocos de granito).

Nesta fase foram realizados ensaios para avaliação da capacidade de carga recorrendo ao Defletómetro de Impacto Ligeiro (*LFWD*). Não foram realizados ensaios com o Defletómetro de Impacto convencional (*FWD*) porque o mesmo se encontrava indisponível no período em que foi realizada a segunda fase de ensaios. Para cada local foram definidos nos pavimentos trechos com cerca de 20 pontos de ensaio (ver Tabela 4), espaçados de metro a metro (Figura 32).



Figura 32 - Marcação de pontos de ensaio de deflexão espaçados de metro a metro (L1 -Caminho de acesso ao edifício do CVR)

Foram realizados ensaios para determinar o teor em água, utilizando o Gamadensímetro, nos três locais selecionados para esta fase de ensaio (ver Figura 32). Nesta segunda fase de ensaios optou-se por definir e avaliar mais que um ponto de ensaio em cada local, mantendo as duas medições em cada ponto de ensaio, uma à superfície (Método de transmissão indireta) e outra em profundidade (Método de transmissão direta). Tendo em conta o tempo necessário para a realização dos ensaios, nos locais L1 e L2 foram definidos 5 pontos de ensaio. No local L3, com pavimento em bloco granítico na camada superficial, foram definidos apenas 3 pontos de ensaio devido à falta de locais para a realização do Método de transmissão direta (ver Tabela 4). Tal como na primeira fase de ensaios, deixou-se uma rolha de plástico como marcação no local de introdução da vara do Gamadensímetro, para preservar a mesma localização dos pontos de ensaio de determinação do teor em água na sessão de ensaios seguinte.

Na primeira sessão de ensaios desta segunda fase procedeu-se ainda à recolha de quatro amostras de solo nos locais L1 e L2 para determinar o seu valor do teor em água através do Método da Estufa (no local L3 não foi possível fazer essa recolha). Em cada local retirou-se uma amostra de solo superficial e outra em profundidade. As amostras de solo foram retiradas na proximidade de pontos de avaliação do teor em água com Gamadensímetro, como se demonstra na Figura 33, com o intuito de comparar os resultados de teor em água obtidos nesses pontos através do Gamadensímetro e do Método da Estufa. Na primeira e na segunda campanhas de ensaio registaram-se dias de sol com céu limpo.



Figura 33 - Recolha de amostra de solo para determinar o teor em água pelo Método da Estufa

### 3.3.3. 3ª fase: influência da temperatura

A terceira fase de ensaios foi planeada com o intuito de avaliar a influência da temperatura na avaliação da capacidade de carga. Teve uma só campanha de ensaios e foi realizada a 3 de fevereiro de 2016, dia em que se previa e verificou uma boa amplitude térmica diária, tal como pretendido.

Nesta 3ª fase de ensaios selecionaram-se dois locais (L6 e L7, que eram os únicos com espessura betuminosas significativa), ambos localizados na rua transversal às estradas EN205 e EN101, mas em zonas diferentes. Os ensaios para avaliação da capacidade de carga foram realizados apenas com o Defletómetro de Impacto (FWD) e foram realizadas 3 quedas para cada medição, com uma variação de carga crescente com valores de aproximadamente 25, 40 e 55 kN, variando ligeiramente o seu valor em função da resposta do pavimento ensaiado. A placa de 300 mm de diâmetro foi a placa utilizada. Como objetivo desta fase se prende com a avaliação da capacidade em função da variação da temperatura, foi definido um único ponto de ensaio em cada local, com ensaios realizados aproximadamente de hora a hora em cada ponto.

Em ambos os locais L6 e L7 foram tomadas medidas de segurança antes de iniciar a realização dos ensaios, devido à presença de tráfego rodoviário. Tal como em alguns locais da 1ª fase houve necessidade de delimitar uma zona de segurança com o auxílio de cones sinalizadores para assegurar a segurança dos intervenientes durante a realização dos ensaios.

A medição e registo de temperaturas é uma componente importante desta fase. Mediram-se em cada ensaio a temperatura do ar, a temperatura na superfície da camada betuminosa do pavimento e a

temperatura aproximadamente a meio da camada betuminosa do pavimento. A camada betuminosa do pavimento onde se localizam os pontos L6 e L7 tem aproximadamente 9 cm de espessura. Assim sendo, procedeu-se à perfuração do pavimento junto aos pontos de ensaios até uma profundidade de 4,5 cm para efetuar a medição da temperatura a meio da camada (Figura 34). Antes de efetuar registos de temperaturas a meio da camada betuminosa foi necessário introduzir glicerina nos orifícios de modo a permitir uma melhor condução e homogeneização da temperatura do pavimento (Figura 35).



Figura 34 - Perfuração no pavimento para medição da temperatura a meio da camada betuminosa



Figura 35 - Introdução de glicerina em orifício para medição da temperatura a 4,5 cm de profundidade

Para efetuar as medições de temperatura na superfície do pavimento foram usados termómetros digitais de infravermelhos com mira laser. Para efetuar as medições de temperatura a meio da camada betuminosa do pavimento foram usados dispositivos com ligação a cabos termopar e sondas. Na Figura

36 apresenta-se a realização de uma medição a 4,5 cm de profundidade na camada betuminosa bem como os diversos instrumentos utilizados para medição de temperaturas. Esta sessão de ensaios foi realizada durante um dia em que se apresentou céu limpo e sem ocorrência de ventos.



Figura 36 - Medição da temperatura em orifício a meio da camada betuminosa

### 3.4. Metodologia de análise

#### 3.4.1. 1ª fase: diferentes equipamentos de ensaio

A 1ª fase de ensaios foi composta por duas campanhas de ensaios. Em ambas as campanhas foram realizados ensaios de carga com o FWD e o LFWD. Realizaram-se ensaios em 6 locais. Foi ainda medido em ambas as campanhas o teor em água num ponto de cada local com o Gamadensímetro.

Uma vez que o interesse desta primeira fase de ensaios consiste na comparação de resultados medidos com os diferentes equipamentos de ensaio, FWD e LFWD, consideraram-se apenas as deflexões medidas correspondentes ao geofone do centro de aplicação de carga do *Falling Weight Deflectometer*. Além disso, dado que o defletómetro de impacto ligeiro não tem célula de carga para medir a resposta do solo à carga aplicada e considera uma carga com força de 7,07 kN para todas as medições, optou-se por normalizar as deflexões medidas com o FWD para uma carga equivalente a 7,07 kN.

O *software* do defletómetro de impacto ligeiro devolve o valor do módulo de rigidez para o conjunto de solo-pavimento ensaiado através da Equação 15, que considera a média das três deflexões obtidas nas três quedas de cada ensaio. Por forma a comparar os dois equipamentos, considerou-se também esta mesma fórmula para obter os módulos de rigidez correspondentes às deflexões medidas com o FWD.

$$Ev_d = \frac{22,5}{S_m} \quad (15)$$

Em que:

$Ev_d$  – Módulo de rigidez calculado do solo-pavimento ensaiado (MPa)

$S_m$  – Média das deflexões correspondentes às três quedas de cada medição (mm)

Após este processo de ajuste de deflexões e cálculo de módulos de rigidez relativos ao defletómetro de impacto, agruparam-se os dados em gráficos de barras e gráficos de combinação para uma melhor visualização e análise de comportamentos e tendências da capacidade de carga nesta fase de estudo.

O agrupamento dos dados foi disposto de forma a analisar e comparar as seguintes situações para cada local de ensaio isolado: capacidade de carga resultante dos ensaios com FWD na 1ª campanha e 2ª campanha; capacidade de carga resultante dos ensaios com LFWD na 1ª campanha e 2ª campanha; capacidade de carga resultante dos ensaios com FWD *vs.* LFWD na 1ª campanha; capacidade de carga resultante dos ensaios com FWD *vs.* LFWD na 2ª campanha.

Os resultados foram ainda agrupados de forma a ser possível comparar e analisar o conjunto dos vários locais, usando as médias dos módulos de rigidez na 1ª e 2ª campanhas e tendo em conta o teor em água dos solos medidos em relação às médias dos módulos de rigidez na 1ª e 2ª campanhas de ensaios.

#### **3.4.2. 2ª fase: influência do teor em água**

A 2ª fase de ensaios foi composta por duas campanhas de ensaios. Foram realizados ensaios de carga com o LFWD em ambas as campanhas. Realizaram-se também em ambas as campanhas medições do teor em água com o Gamadensímetro. Realizaram-se ensaios em 3 locais.

Os resultados provenientes desta 2ª fase de estudo foram organizados em gráficos de linhas e de combinação por forma a analisar a variação da capacidade de carga numa e noutra campanha de ensaios, tentando perceber possíveis relações com a variação do teor em água dos pavimentos ensaiados e aspetos característicos ao tipo de pavimento quando comparados os três locais diferentes.

#### **3.4.3. 3ª fase: influência da temperatura**

A 3ª fase de ensaios foi realizada numa só campanha de ensaios. Foram feitos ensaios de avaliação da capacidade de carga apenas com o FWD devido à maior espessura do pavimento. Efetuou-se a medição

das temperaturas do ar, da superfície do pavimento e a meio da camada betuminosa do pavimento aquando da realização dos ensaios de carga com o FWD, e realizaram-se ensaios em 2 locais.

Na 3ª fase de ensaios foram realizados ensaios de carga com o FWD em dois trechos de um pavimento flexível (L6 e L7), no decorrer de um dia, com medições em intervalos aproximados de uma hora em cada trecho. Para cada medição interpolaram-se as deflexões obtidas para uma força de 40 kN por forma a normalizar as deflexões medidas (Tabela 5) e poder relacionar com a análise inversa uma vez que o *software* de análise usa a simulação de uma carga de 40 kN ou 65 kN.

Tabela 5 – Exemplo de deflexões medidas e interpolação da deflexão para força de 40kN (local L6, medição das 9h32)

Quedas de ensaio	Força (kN)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
		0,00	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	2,10
1ª Queda	25,64	499,90	303,50	193,80	95,70	80,30	56,20	43,40	34,90	31,30
2ª Queda	40,57	752,30	488,50	331,20	186,90	145,10	98,30	74,40	57,80	52,70
3ª Queda	58,00	1015,50	681,70	480,10	298,90	218,10	149,30	112,20	87,30	74,50
<b>Interpolação</b>	<b>40,00</b>	<b>733,57</b>	<b>474,86</b>	<b>322,63</b>	<b>185,02</b>	<b>141,86</b>	<b>97,23</b>	<b>73,68</b>	<b>57,72</b>	<b>50,96</b>

O passo seguinte correspondeu à realização da análise inversa para os ensaios da 1ª hora de cada local (local L6 e L7). Os locais L6 e L7 correspondem a dois trechos da mesma estrada que distam entre si cerca de 500 m, e que apresentam espessuras semelhantes para as camadas betuminosa (9 cm) e granular (20 cm), como se pode observar no estudo de Amorim (2013). Arbitrou-se que os dois locais tinham os mesmos valores de coeficiente de Poisson.

Após o ajuste das deflexões por análise inversa na 1ª hora de ensaio, procedeu-se à correção dos módulos de rigidez da camada betuminosa correspondentes aos ensaios realizados para as horas seguintes, usando para tal os três modelos referidos na revisão da bibliografia para esse efeito: Peattie e Ullidtz (1982), Antunes (1993) e LNEC (2005).

Como procedimento final da análise para esta 3ª fase de estudo, substitui-se o módulo de rigidez corrigido (mantendo todos os outros parâmetros iguais) e procedeu-se à realização da análise inversa para os ensaios das medições das horas seguintes, com o intuito de comparar a diferença resultante entre as deflexões calculadas nesta análise inversa e as deflexões reais medidas (de forma a comprovar a eficácia dos modelos de previsão para este caso de estudo).

## 4. ANÁLISE DE RESULTADOS

### 4.1. Introdução

Neste capítulo são primeiramente apresentados os resultados obtidos nas diversas fases de realização de ensaios de campo. Posteriormente são elaboradas e apresentadas as análises realizadas após tratamento dos dados obtidos. A análise de resultados é elaborada com recurso a uma estatística descritiva e comparativa apoiada no uso de tabelas organizadas de dados e gráficos.

### 4.2. Primeira fase do estudo: diferentes equipamentos de ensaio

A 1ª fase de ensaios foi composta por duas campanhas, tendo-se realizado a primeira campanha no dia 23 de outubro de 2015 e a segunda campanha de ensaios no dia 16 de novembro de 2015. Em ambas as campanhas foram realizados ensaios de carga em seis locais diferentes com o FWD e o LFWD. Foi ainda medido em ambas as datas o teor em água num ponto de cada local com o Gamadensímetro.

Como o intuito desta fase é a comparação das deflexões obtidas (e por consequência os módulos de rigidez obtidos) pelos dois defletómetros de impacto, foi necessário ter em conta algumas considerações no processo de análise comparativa de resultados obtidos. Atendendo a que o LFWD só possui um local de medição no centro da placa de ensaio, considerou-se apenas a medição do geofone D1 do defletómetro de impacto uma vez que esta corresponde à medição também ela no centro da placa do ensaio de carga do FWD. Outra consideração a ter em conta prende-se com facto de o defletómetro de impacto ligeiro não ter uma célula de carga associada e por sua vez a força aplicada considerada é sempre 7,07 kN. Assim sendo, de modo a ter uma comparação mais próxima entre as deflexões medidas pelos diferentes defletómetros, as deflexões medidas com o FWD foram normalizadas para a força de 7,07 kN através da Equação 16.

$$d_n = \frac{7,07 \times d_m}{F_m} \quad (16)$$

Em que:

$d_n$  – Deflexão normalizada para força de 7,07 kN (mm)

$d_m$  – Deflexão medida no geofone D1 do FWD (mm)

$F_m$  – Força medida pela célula de carga no geofone D1 do FWD (kN)

Após normalização das deflexões obtidas, procedeu-se ao cálculo dos módulos de rigidez das medições do FWD no geofone D1, uma vez que o seu programa de aquisição de dados não determina diretamente os valores de módulo de rigidez do pavimento. Tendo em conta que o *software* do LFWD recorre a uma fórmula específica para calcular os módulos de rigidez da estrutura, por simplificação recorreu-se à mesma equação para calcular os módulos de rigidez alusivos ao defletómetro de impacto (FWD) adaptando a denominação das variáveis a este estudo (Equação 17).

$$E_n = \frac{22,5}{d_n} \quad (17)$$

Em que:

$E_n$  – Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD (MPa)

$d_n$  – Deflexão normalizada para força de 7,07 kN (mm)

#### 4.2.1. Resultados dos ensaios da 1ª fase do estudo

De seguida apresentam-se os resultados obtidos referentes aos diversos locais ensaiados em formato de tabelas organizadas de dados. Os resultados provenientes da 1ª campanha de ensaios (outubro de 2015) correspondem ao conjunto de Tabelas 6 a 11.

Tabela 6 - Resultados obtidos em L1 na 1ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	8,34	106	250,34	7,07	157	143,31
P2	7,66	131	186,20	7,07	168	133,93
P3	8,15	118	219,84	7,07	224	100,45

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 7 - Resultados obtidos em L2 na 1ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	7,64	82	296,37	7,07	285	78,95
P2	7,67	65	375,04	7,07	194	115,98

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 8 - Resultados obtidos em L3 na 1ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	8,16	272	95,44	7,07	406	55,42
P2	8,16	234	111,14	7,07	379	59,37
P3	7,88	175	143,08	7,07	255	88,24
P4	8,36	69	387,30	7,07	298	75,50

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 9 - Resultados obtidos em L4 na 1ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	8,64	401	68,66	7,07	629	35,77
P2	8,73	373	74,51	7,07	502	44,82
P3	8,75	430	64,75	7,07	583	38,59
P4	8,45	368	73,11	7,07	588	38,27
P5	8,09	410	62,80	7,07	581	38,73

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 10 - Resultados obtidos em L5 na 1ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	6,86	151	144,81	7,07	184	122,28
P2	7,95	183	138,54	7,07	231	97,40
P3	7,95	180	140,77	7,07	202	111,39
P4	7,62	181	133,99	7,07	197	114,21
P5	7,53	152	157,25	7,07	192	117,19
P6	7,71	143	171,19	7,07	241	93,36
P7	7,48	159	150,00	7,07	222	101,35
P8	7,66	161	151,71	7,07	185	121,62
P9	7,80	162	153,11	7,07	286	78,67
P10	7,76	176	140,21	7,07	384	58,59
P11	7,41	126	187,28	7,07	177	127,12
P12	7,51	132	181,40	7,07	169	133,14
P13	7,75	146	168,66	7,07	168	133,93
P14	7,65	173	140,41	7,07	213	105,63
P15	7,70	263	93,07	7,07	271	83,03
P16	7,77	255	97,13	7,07	244	92,21

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 11 - Resultados obtidos em L6 na 1ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	6,39	96	211,58	7,07	157	143,31
P2	7,44	120	197,24	7,07	157	143,31
P3	7,32	113	206,80	7,07	159	141,51
P4	7,46	149	159,10	7,07	208	108,17
P5	7,42	150	156,95	7,07	188	119,68
P6	7,29	87	266,50	7,07	113	199,12
P7	7,20	90	254,34	7,07	117	192,31
P8	7,27	91	253,90	7,07	119	189,08
P9	7,20	101	227,22	7,07	166	135,54
P10	7,21	96	239,07	7,07	151	149,01
P11	7,18	94	242,97	7,07	120	187,50
P12	7,19	105	217,52	7,07	154	146,10
P13	7,16	101	224,72	7,07	142	158,45
P14	7,19	101	226,68	7,07	197	114,21
P15	7,19	82	280,56	7,07	118	190,68

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Os resultados provenientes da 2ª campanha de ensaios (outubro de 2015) correspondem ao conjunto de Tabelas 12 a 17.

Tabela 12 - Resultados obtidos em L1 na 2ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	7,83	175	142,19	7,07	285	78,95
P2	8,21	220	118,64	7,07	245	91,84
P3	8,18	167	156,28	7,07	295	76,27

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 13 - Resultados obtidos em L2 na 2ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	7,66	146	167,42	7,07	367	61,31
P2	7,60	91	264,73	7,07	225	100,00

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 14 - Resultados obtidos em L3 na 2ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	7,99	182	139,37	7,07	296	76,01
P2	8,06	192	133,92	7,07	362	62,15
P3	7,96	171	148,38	7,07	245	91,84
P4	8,64	65	425,68	7,07	232	96,98

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 15 - Resultados obtidos em L4 na 2ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	8,56	369	73,82	7,07	654	34,40
P2	8,68	343	80,47	7,07	518	43,44
P3	8,82	452	62,09	7,07	876	25,68
P4	8,54	370	73,54	7,07	576	39,06
P5	8,28	404	65,22	7,07	642	35,05

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 16 - Resultados obtidos em L5 na 2ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	7,76	179	138,22	7,07	207	108,70
P2	7,91	191	132,18	7,07	260	86,54
P3	7,83	184	135,49	7,07	222	101,35
P4	7,60	188	128,51	7,07	209	107,66
P5	7,76	180	137,23	7,07	173	130,06
P6	7,87	181	138,10	7,07	193	116,58
P7	7,94	192	131,93	7,07	220	102,27
P8	7,75	193	127,94	7,07	213	105,63
P9	8,20	175	145,41	7,07	298	75,50
P10	8,27	177	148,59	7,07	222	101,35
P11	7,39	146	161,49	7,07	190	118,42
P12	7,58	150	160,68	7,07	178	126,40
P13	7,72	162	151,72	7,07	187	120,32
P14	7,72	194	126,43	7,07	208	108,17
P15	7,65	271	90,00	7,07	284	79,23
P16	7,65	269	90,34	7,07	275	81,82

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Tabela 17 - Resultados obtidos em L6 na 2ª campanha de ensaios

Ponto de ensaio	FWD			LFWD		
	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa) <sup>1</sup>	Força média (kN)	Deflexão média ( $\times 10^{-6}$ m)	Módulo de rigidez médio (MPa)
P1	7,31	109	212,95	7,07	144	156,25
P2	7,34	122	191,08	7,07	175	128,57
P3	7,34	124	188,69	7,07	149	151,01
P4	7,45	147	161,45	7,07	194	115,98
P5	7,37	140	167,55	7,07	176	127,84
P6	7,35	85	273,71	7,07	113	199,12
P7	7,27	93	250,00	7,07	129	174,42
P8	7,22	92	248,79	7,07	147	153,06
P9	7,34	108	215,68	7,07	195	115,38
P10	7,30	103	224,88	7,07	162	138,89
P11	7,27	91	252,86	7,07	110	204,55
P12	7,27	97	238,53	7,07	130	173,08
P13	7,27	90	258,01	7,07	134	167,91
P14	7,27	88	263,19	7,07	217	103,69
P15	7,22	79	289,27	7,07	139	161,87

<sup>1</sup>Módulo de rigidez de cálculo no geofone D1 do FWD

Por último, a Tabela 18 apresenta os valores de teor em água medidos com o Gamadensímetro nesta primeira fase de ensaios. O local L3 foi aquele onde se registou valores inferiores de teor em água em ambas as campanhas. Por sua vez, o local L6 foi aquele onde se verificou maiores valores de teor em água, também em ambas as campanhas.

Tabela 18 - Resultados obtidos com Gamadensímetro

Local de Ensaio	1ª Campanha 23-10-2015		2ª Campanha 16-11-2015	
	Método Indireto	Método Direto	Método Indireto	Método Direto
	Teor em água (%)	Teor em água (%)	Teor em água (%)	Teor em água (%)
L1	6,0	3,3	4,4	4,0
L2	6,0	7,4	6,8	6,1
L3	2,5	2,1	2,4	2,4
L4	8,7	10,7	9,2	9,0
L5	8,3	7,2	9,2	8,1
L6	15,4	14,5	15,3	14,5

Em seguida recorre-se a uma análise gráfica comparativa dos módulos de rigidez resultantes dos ensaios, por forma a descrever o conjunto de relações em cada um dos pavimentos nos locais seleccionados:

- Módulos de rigidez FWD na 1ª campanha *versus* módulos de rigidez FWD na 2ª campanha;
- Módulos de rigidez LFWD na 1ª campanha *versus* módulos de rigidez LFWD na 2ª campanha;
- Módulos de rigidez FWD na 1ª campanha *versus* módulos de rigidez LFWD na 1ª campanha;
- Módulos de rigidez FWD na 2ª campanha *versus* módulos de rigidez LFWD na 2ª campanha.

#### 4.2.2. Comparação dos resultados FWD na 1ª e 2ª campanhas

No local L1 os módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto foram superiores na 1ª campanha de ensaios nos 3 pontos de ensaio (Figura 37), o que indica um decréscimo na capacidade de carga do pavimento da 1ª campanha para a 2ª campanha.

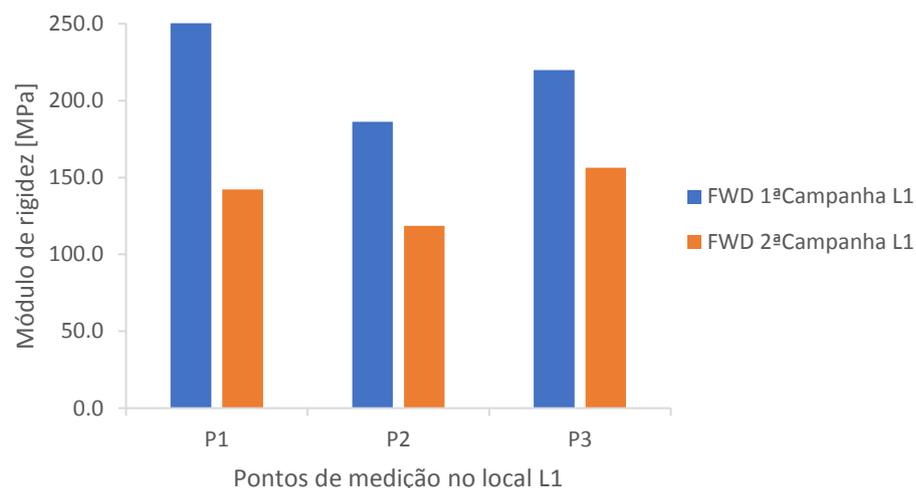


Figura 37 – Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L1

No local L2, a 1ª campanha também revelou módulos de rigidez mais elevados que os da 2ª campanha nos ensaios realizados com o FWD, conforme se pode verificar pela Figura 38.

Em relação ao local L3, não se verificou a tendência dos locais anteriores. Os valores dos módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto foram superiores na 2ª campanha de ensaios em todos os quatro pontos de medição (Figura 39). Pode observar-se ainda que no ponto de medição 4 se verifica um valor do módulo de rigidez claramente superior aos restantes (cerca de três vezes superior), o que indica que a zona do ponto de medição P4 revela melhores características de capacidade de carga que as restantes zonas do trecho.

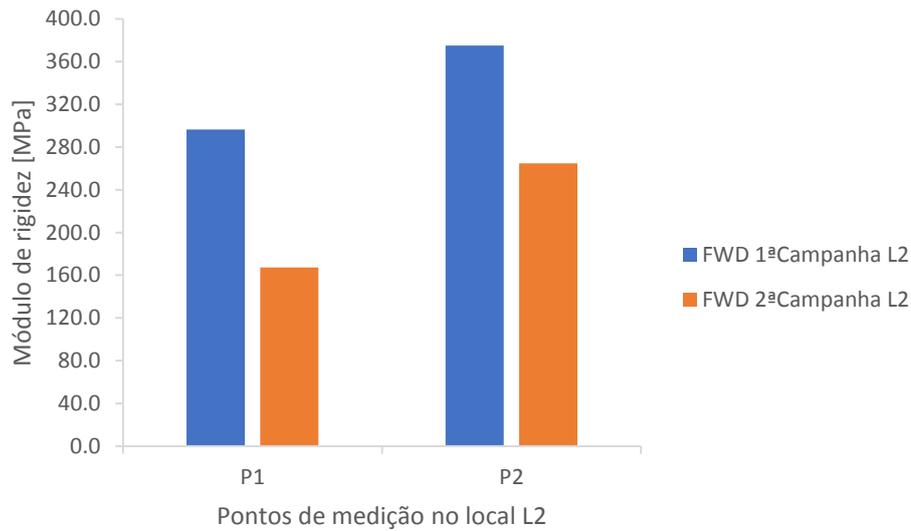


Figura 38 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L2

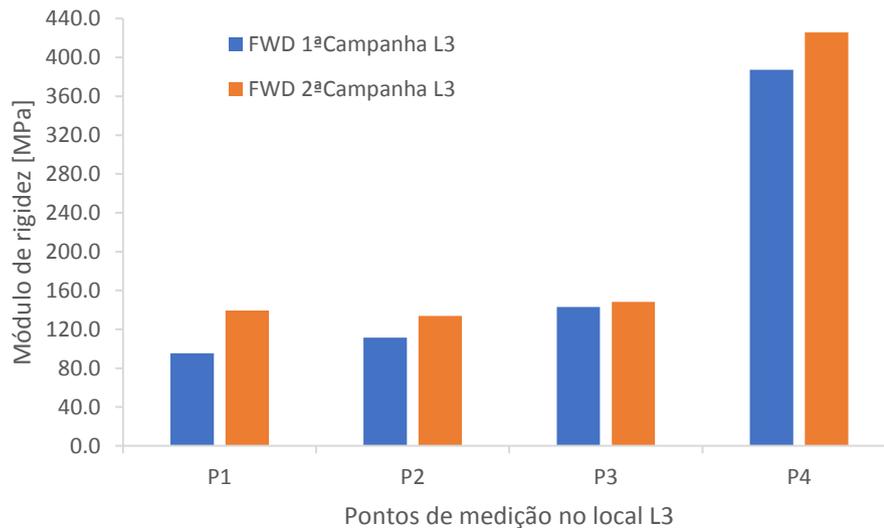


Figura 39 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L3

O local L4 revela uma tendência semelhante ao local L3. Os valores dos módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto foram superiores na 2ª campanha de ensaios. Contudo, num dos pontos de medição (P3) o valor do módulo rigidez obtido foi superior na 1ª campanha de ensaios como se pode ver pela Figura 40.

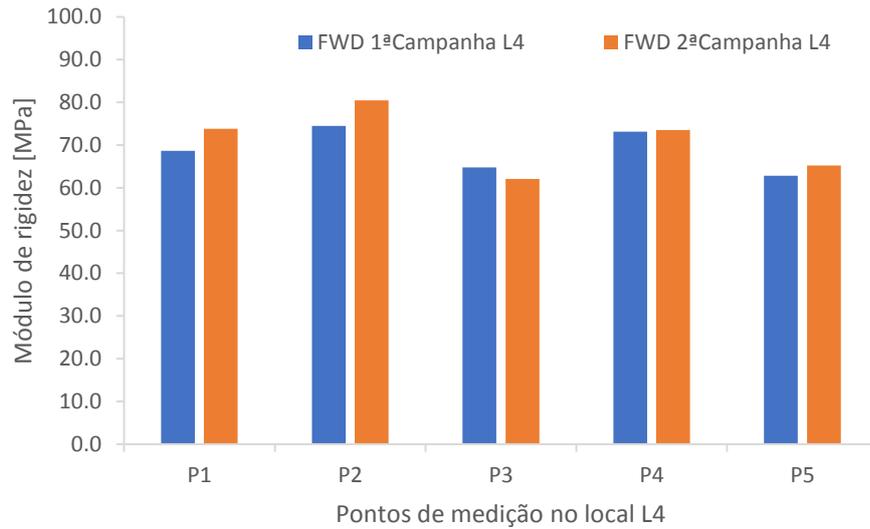


Figura 40 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L4

No local L5, os módulos de rigidez obtidos com o FWD foram superiores na 1ª campanha de ensaios em quase todos os pontos de medição, apenas com exceção do ponto de medição P10 (Figura 41).

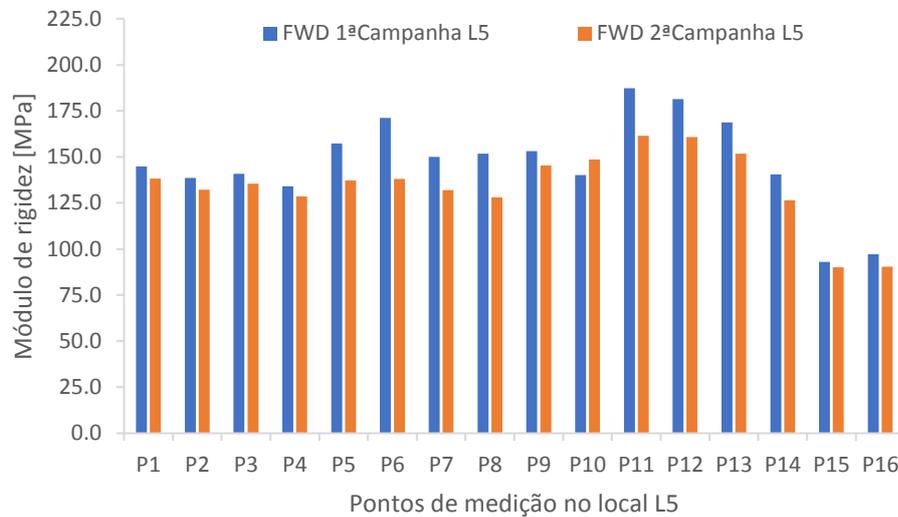


Figura 41 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L5

O local L6, por sua vez, revelou valores de módulo de rigidez próximos quando comparadas as duas campanhas de ensaios com o FWD, tendo a 1ª campanha de ensaios alguns pontos de medições onde se verificou valores superiores à 2ª campanha e vice-versa, conforme podemos constatar pela Figura 42.

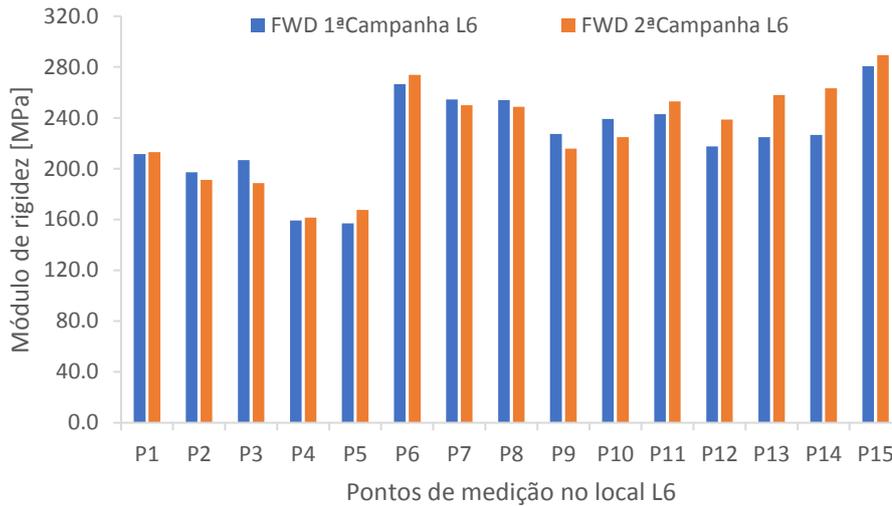


Figura 42 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com FWD no local L6

#### 4.2.3. Comparação dos resultados LFWD na 1ª e 2ª campanhas

No local L1 os módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro foram superiores na 1ª campanha de ensaios nos 3 pontos de ensaio (Figura 43). Verifica-se uma tendência semelhante em relação aos módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto neste local.

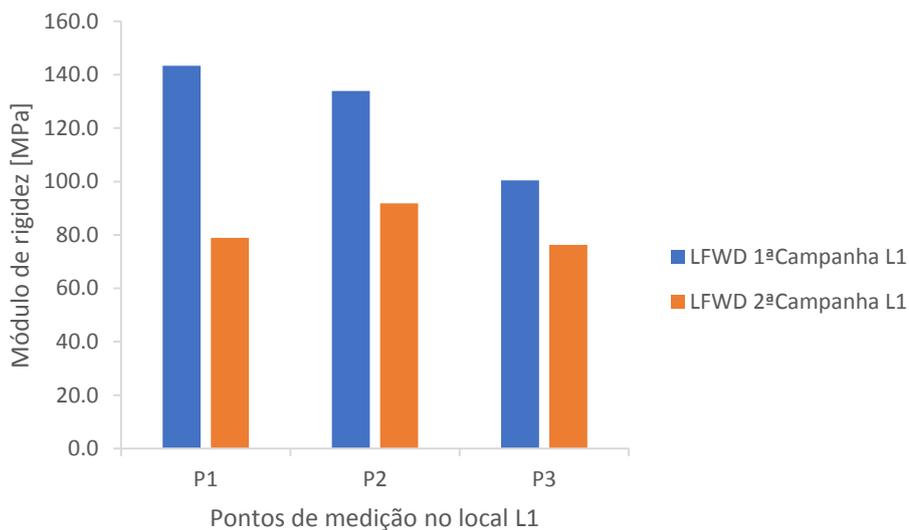


Figura 43 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L1

Em relação ao local L2, pode constatar-se pela Figura 44 que se observa também uma tendência semelhante em relação aos módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto neste local. Contudo, importa realçar que existe uma diferença grande na ordem de grandeza dos valores de módulo de rigidez obtidos, sendo que os obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro são claramente inferiores aos obtidos com o FWD.

É importante referir que esta situação pode ter resultado de se ter feito a simplificação de se considerar a fórmula de cálculo do LFWD para o FWD, devendo fazer-se um ajuste a essa fórmula para que se adapte melhor às condições de ensaio do FWD.

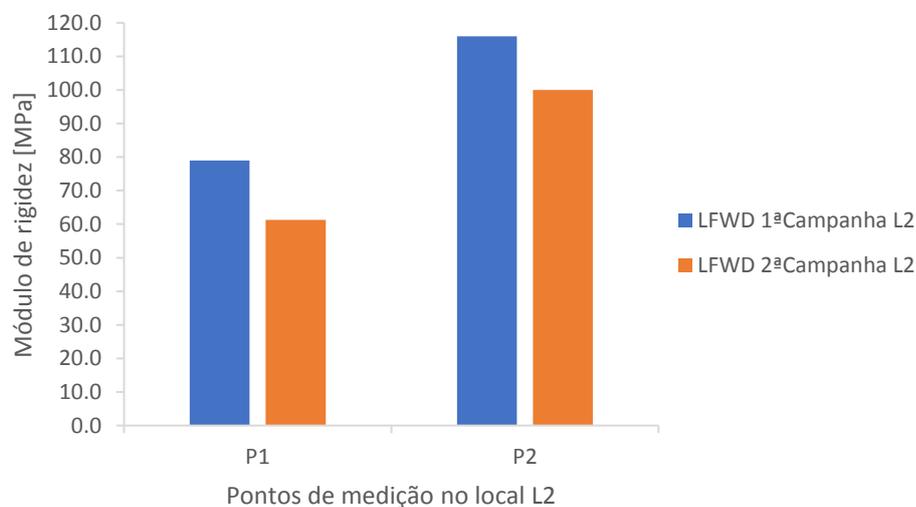


Figura 44 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L2

No local L3, os valores dos módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro foram superiores na 2ª campanha de ensaios em todos os pontos de medição como se pode constatar pela Figura 45, quando comparados com os valores da 1ª campanha de ensaios. A tendência neste local é coerente com a tendência dos resultados obtidos com o defletómetro de impacto uma vez que em ambos os casos os módulos de rigidez obtidos foram superiores na 2ª campanha de ensaios.

No que diz respeito ao ponto de medição 4, interessa ainda referir que se verifica um valor do módulo de rigidez mais elevado em relação aos restantes pontos (sobretudo na 2ª campanha de ensaios), embora não exista uma discrepância acentuada como nos obtidos com o FWD. Posto isto, tal facto pode indicar que pode ter existido uma ligeira diferença na posição da placa dos ensaios de capacidade de carga num caso e noutro.

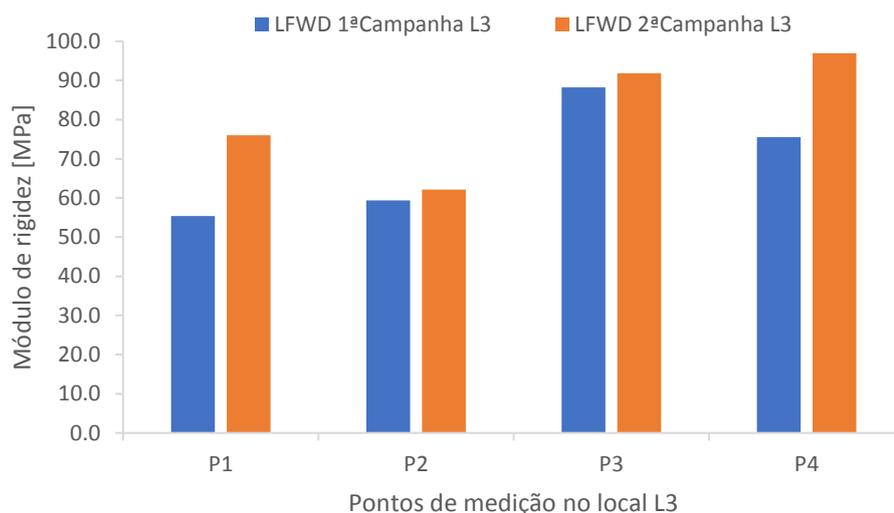


Figura 45 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L3

Os valores do módulo de rigidez obtidos com LFWD no local L4 foram superiores na 1ª campanha de ensaios, à exceção do ponto P4 onde se observou um valor ligeiramente superior na 2ª campanha de ensaios (Figura 46). A tendência dos resultados obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro neste local de ensaio é diferente da tendência dos resultados obtidos com o defletómetro de impacto uma vez que com o defletómetro de impacto se verificaram valores superiores na 2ª campanha de ensaios. Todavia, em ambos os casos existe uma proximidade nos valores da 1ª campanha e da 2ª campanha.

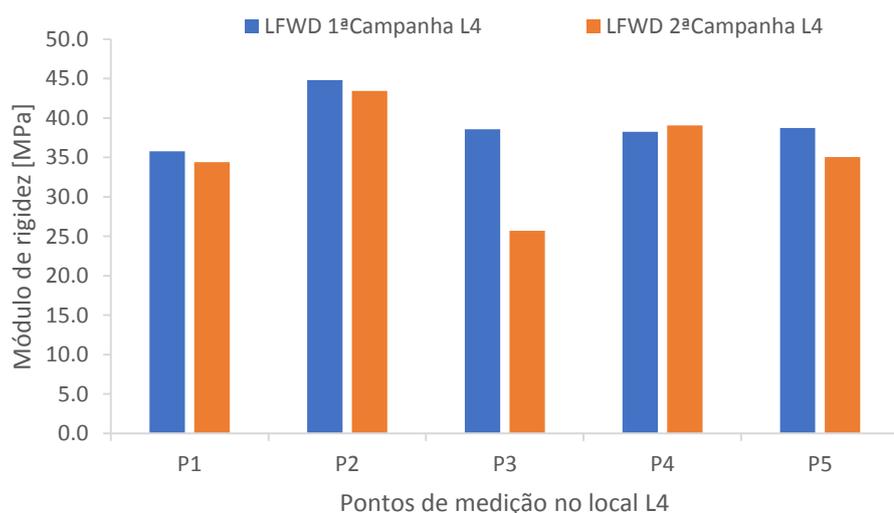


Figura 46 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L4

No local L5, os módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro foram de um modo geral superiores na 1ª campanha de ensaios. No entanto, houve quatro pontos onde a 2ª campanha de ensaios revelou valores superiores, tal como se pode observar na Figura 47.

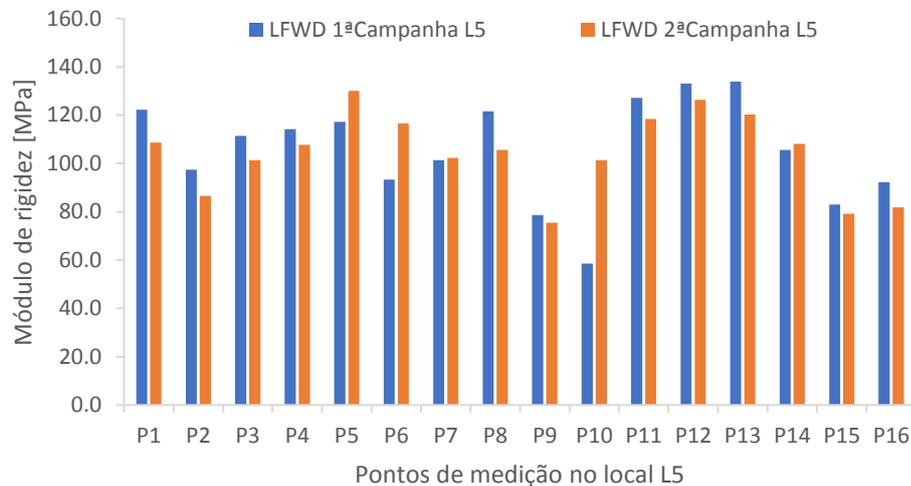


Figura 47 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L5

O local L6, observa-se uma tendência semelhante aos resultados obtidos com o defletómetro de impacto. Com o LFWD, registaram-se também valores de módulo de rigidez maiores na 1ª campanha de ensaios em alguns pontos de medição e valores de módulo de rigidez maiores na 2ª campanha de ensaios noutros pontos de medição (Figura 48).

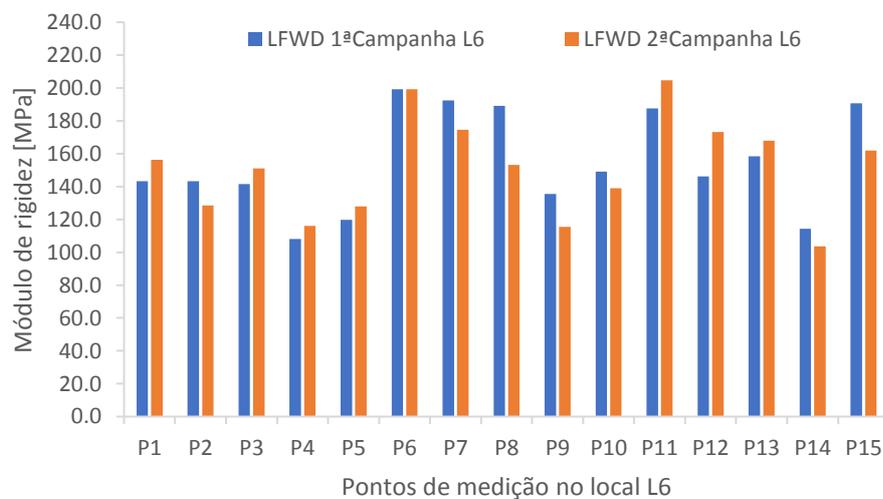


Figura 48 - Comparação de módulos de rigidez resultantes das 1ª e 2ª campanhas de ensaios com LFWD no local L6

#### 4.2.4. Comparação dos resultados FWD e LFWD na 1ª campanha

Passando à comparação dos valores de módulo de rigidez obtidos na 1ª campanha de ensaios através de um e outro equipamento (FWD e LFWD), verifica-se um predomínio de valores superiores de módulo de rigidez nos ensaios realizados com o defletómetro de impacto. Esta situação pode ter resultado de se ter feito a simplificação de se considerar a fórmula de cálculo do LFWD para o FWD, como referido anteriormente.

A Figura 49 mostra os valores de módulo de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios no local L1 e constata-se a obtenção de valores de módulo de rigidez superiores no ensaio com o FWD.

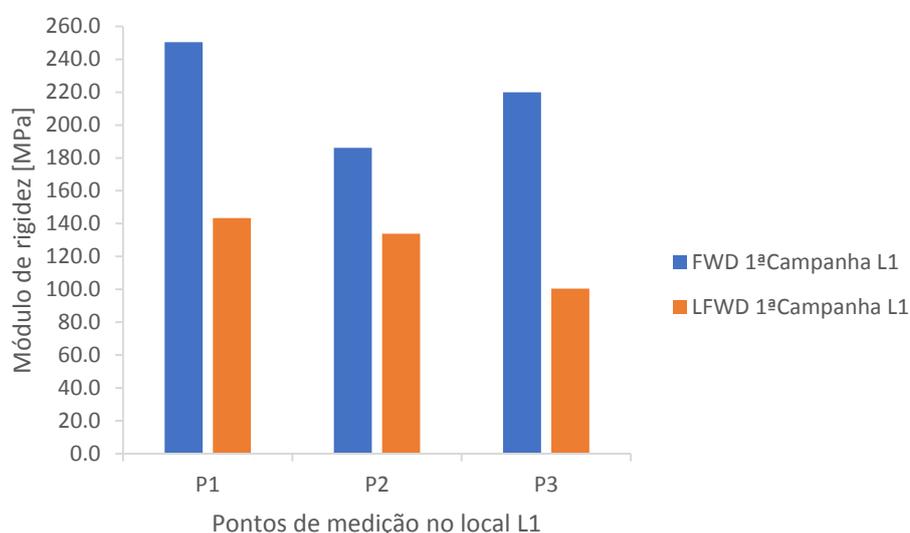


Figura 49 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L1

No local L2, os módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto na 1ª campanha de ensaios foram também superiores aos obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro (Figura 50). Importa ainda salientar que módulos de rigidez resultantes do FWD são mais de três vezes superiores aos que resultaram do LFWD neste dois pontos de medição do local L2. Isso pode evidenciar maior influência da ausência de célula de carga do LFWD, o que por sua vez influencia o tratamento de dados do *software* do LFWD.

Através da Figura 51 verifica-se que no local L3 existe a mesma tendência de valores de módulo de rigidez superiores obtidos com os ensaios do FWD.

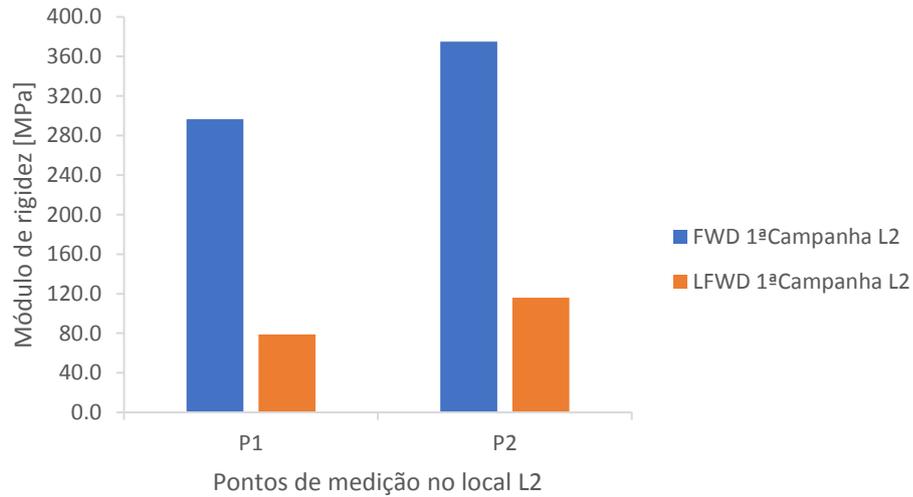


Figura 50 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L2

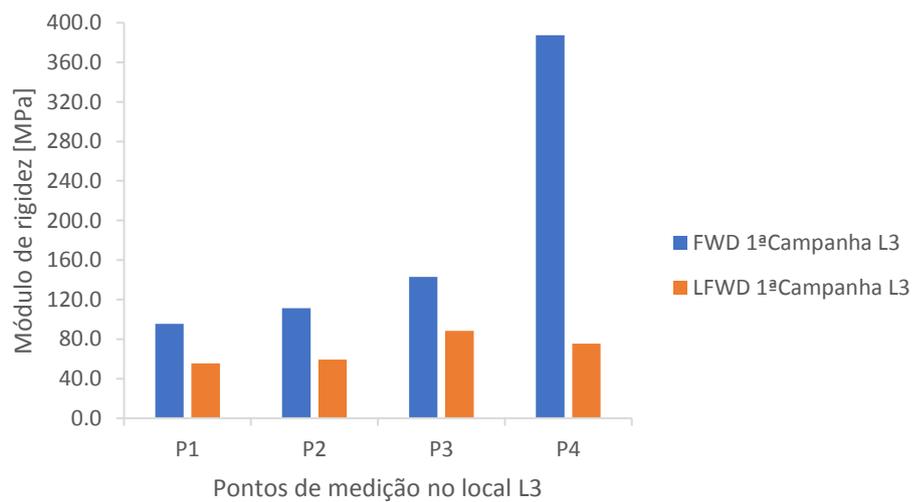


Figura 51 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L3

Ainda no local L3 também é de notar que no ponto de medição P4 existe uma grande discrepância entre os módulos de rigidez obtidos pelos diferentes equipamentos, o que demonstra haver uma sensibilidade diferente dos dois equipamentos (FWD e LFWD) a ligeiras mudanças nos pontos de ensaio.

No local L4, os módulos de rigidez resultantes dos ensaios com o FWD na 1ª campanha de ensaios verificam-se superiores aos obtidos com o LFWD (Figura 52), seguindo uma vez mais a tendência dos locais anteriores.

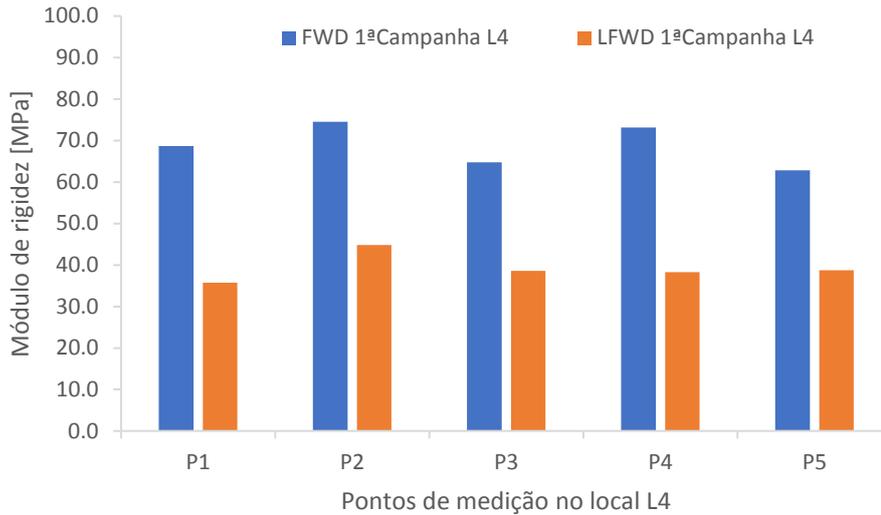


Figura 52 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L4

Recorrendo à Figura 53, observa-se o mesmo padrão em todos os pontos de ensaio do local L5, em concordância também com o observado nos locais anteriores, com valores de módulo de rigidez obtidos na 1ª campanha de ensaios superiores nas medições com o defletômetro de impacto.

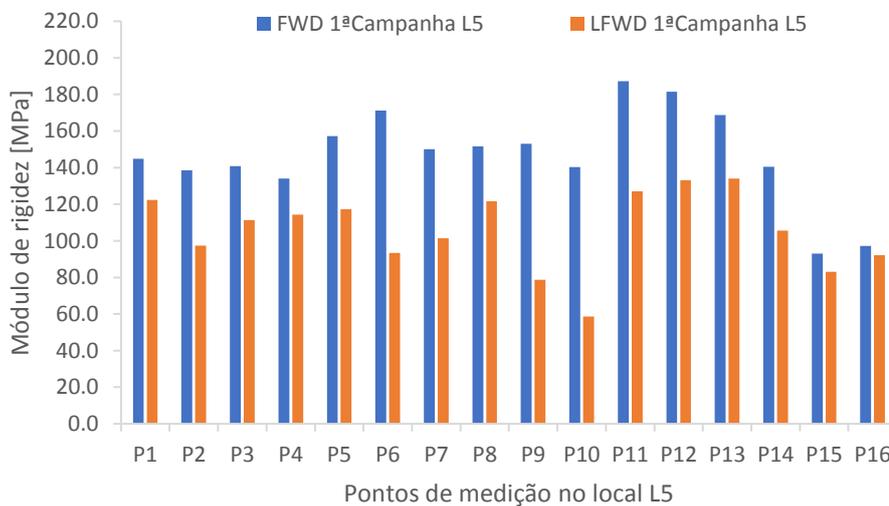


Figura 53 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L5

Na Figura 54 são apresentados os módulos obtidos com o FWD e o LFWD na 1ª campanha de ensaios no local L6 e verifica-se a mesma tendência dos restantes locais.

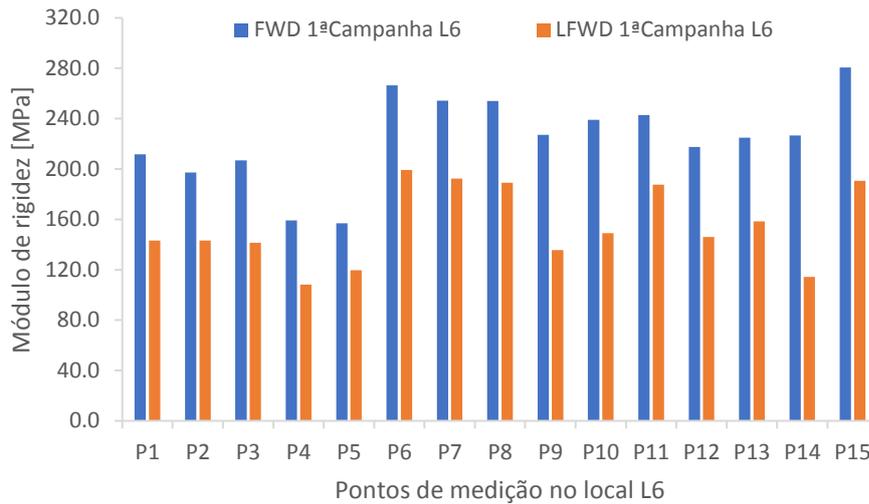


Figura 54 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 1ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L6

#### 4.2.5. Comparação dos resultados FWD e LFWD na 2ª campanha

Na 2ª campanha de ensaios verifica-se um predomínio de valores superiores de módulo de rigidez nos ensaios realizados com o FWD, tal como na 1ª campanha. O valor do módulo de rigidez obtido no local L1 foi superior quando medido com o FWD em todos os pontos de medição, como se vê na Figura 55.

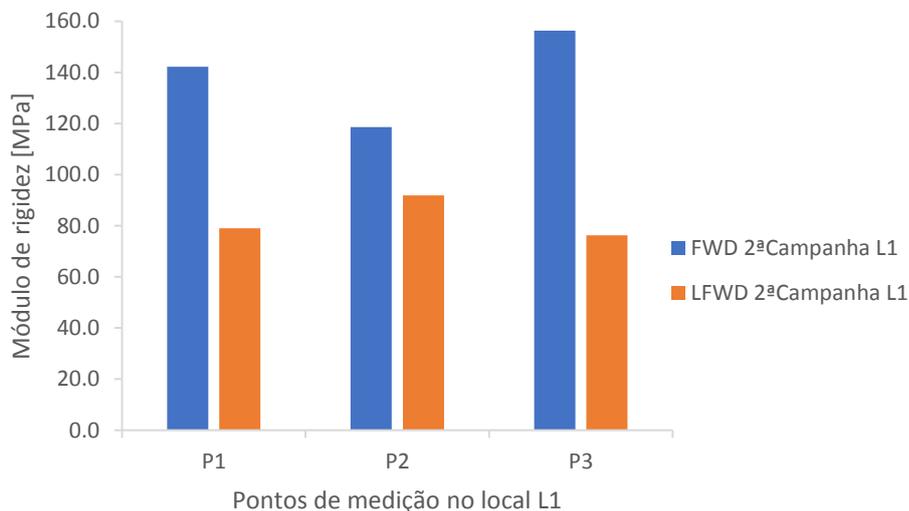


Figura 55 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L1

No local L2, os módulos de rigidez obtidos com o defletómetro de impacto na 2ª campanha de ensaios foram superiores aos obtidos com o defletómetro de impacto ligeiro, como se constata na Figura 56.

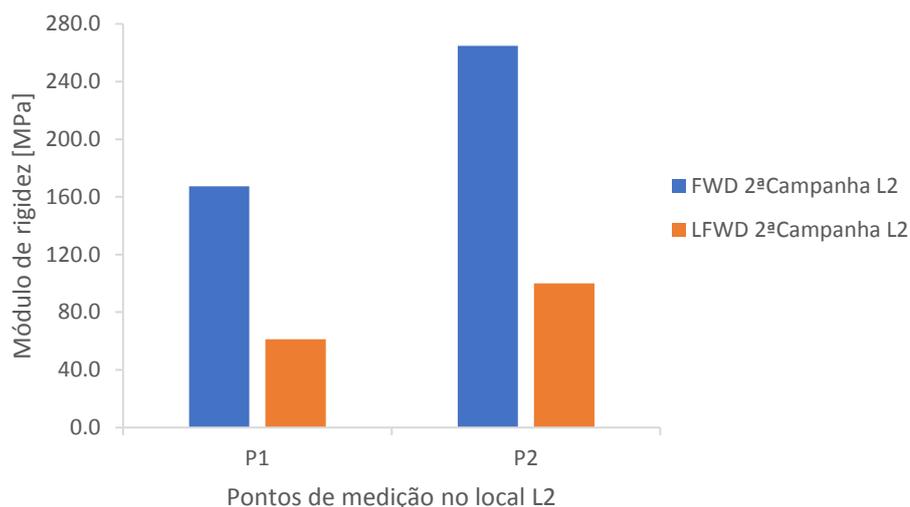


Figura 56 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L2

Atendendo à Figura 57, pode verificar-se que no local L3, tal como na 1ª campanha, os módulos de rigidez obtidos com os ensaios do FWD são superiores.

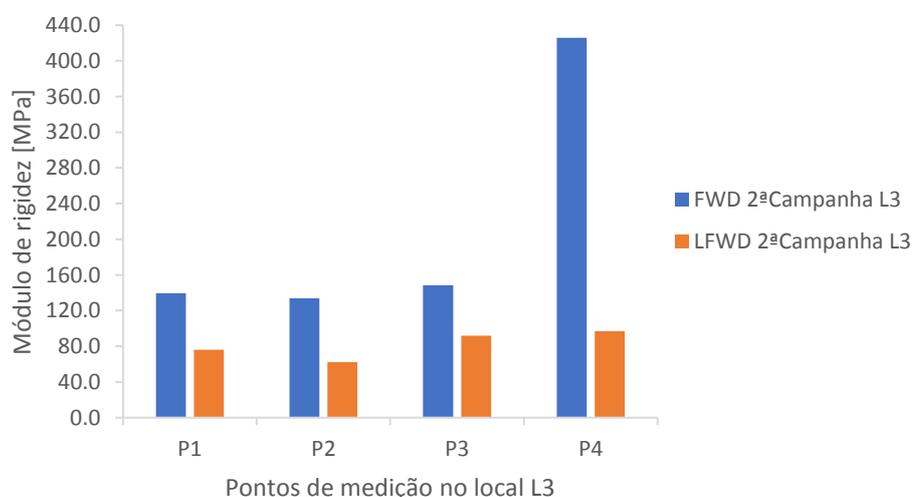


Figura 57 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L3

No ponto de medição P4, verifica-se também uma diferença acentuada entre os módulos de rigidez obtidos pelos diferentes equipamentos, como se tinha verificado na 1ª campanha para este mesmo local. Tal facto evidencia que esta medição no ponto P4 não terá sido um problema técnico aquando da medição (uma vez que a discrepância na medição existe em ambas as campanhas) e pode indicar que

as características do pavimento do local L3, naquele ponto específico, são melhores, embora tal evidência seja mais notória com os ensaios realizados com o FWD.

No local L4, os módulos de rigidez resultantes dos ensaios com o FWD na 2ª campanha de ensaios verificam-se superiores aos obtidos com o LFWD (Figura 58). Observa-se uma vez mais a tendência dos locais anteriores e verifica-se também a mesma tendência da 1ª campanha de ensaios. Nas Figuras 59 e 60 observa-se o mesmo padrão em todos os pontos de ensaio dos locais L5 e L6, respetivamente.

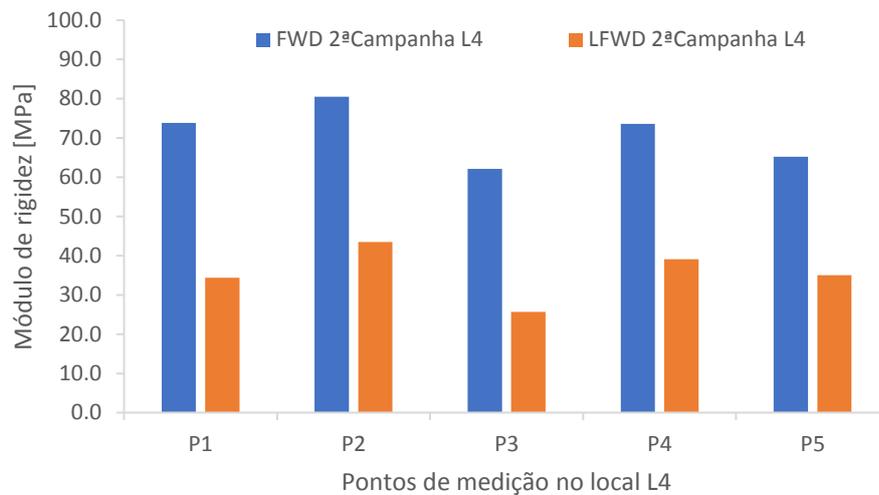


Figura 58 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L4

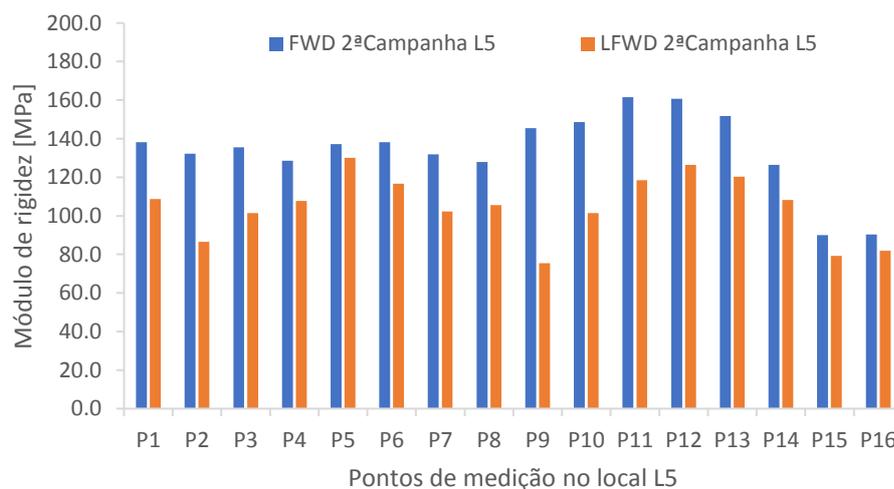


Figura 59 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L5

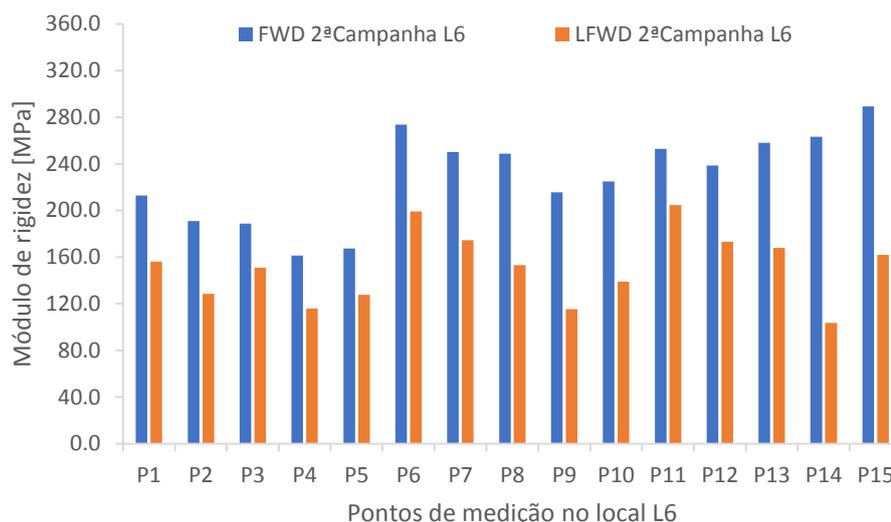


Figura 60 - Comparação de módulos de rigidez resultantes da 2ª campanha de ensaios com FWD e com LFWD no local L6

Segue-se assim a concordância com o observado nos locais anteriores desta 2ª campanha de ensaios bem como com os resultados da 1ª campanha de ensaios, com valores de módulo de rigidez obtidos superiores nas medições com o defletómetro de impacto.

#### 4.2.6. Análise final aos resultados de módulo e teor em água na primeira fase

Na Figura 61 são apresentados os valores médios dos módulos de rigidez resultantes das deflexões medidas, com o FWD e o LFWD, na 1ª e 2ª campanhas de ensaios.

O local L4 é aquele onde se verificam os valores mais baixos de módulo de rigidez do pavimento. Essa situação já seria espectável uma vez que o mesmo se trata de um trecho de pavimento em terra batida (pavimento apenas com material granular) e se situa numa zona conhecida pela existência de uma elevada presença de água nos solos limitrofes.

O local L2 foi aquele que revelou valores mais elevados de módulo de rigidez nas medições com o defletómetro de impacto, não tendo, contudo, sido aquele onde se verificaram valores mais elevados de módulo de rigidez nas medições com o defletómetro de impacto ligeiro. Esta incoerência, aliada à realização de apenas 2 pontos de medição neste local, poderá indicar que as características de capacidade de carga do pavimento do local L2 se encontram sobrevalorizadas quanto estimadas com os ensaios realizados com o FWD.

No cômputo geral, o local L6 é aquele que apresenta valores mais elevados de módulo de rigidez resultantes dos ensaios com o defletômetro de impacto e defletômetro de impacto ligeiro. Tal comportamento no local L6 seria expectável tendo em conta que se trata de um pavimento flexível que possui uma camada betuminosa com cerca de 9 cm e uma camada de base granular com aproximadamente 20 cm, o que aumenta significativamente a sua capacidade de carga.

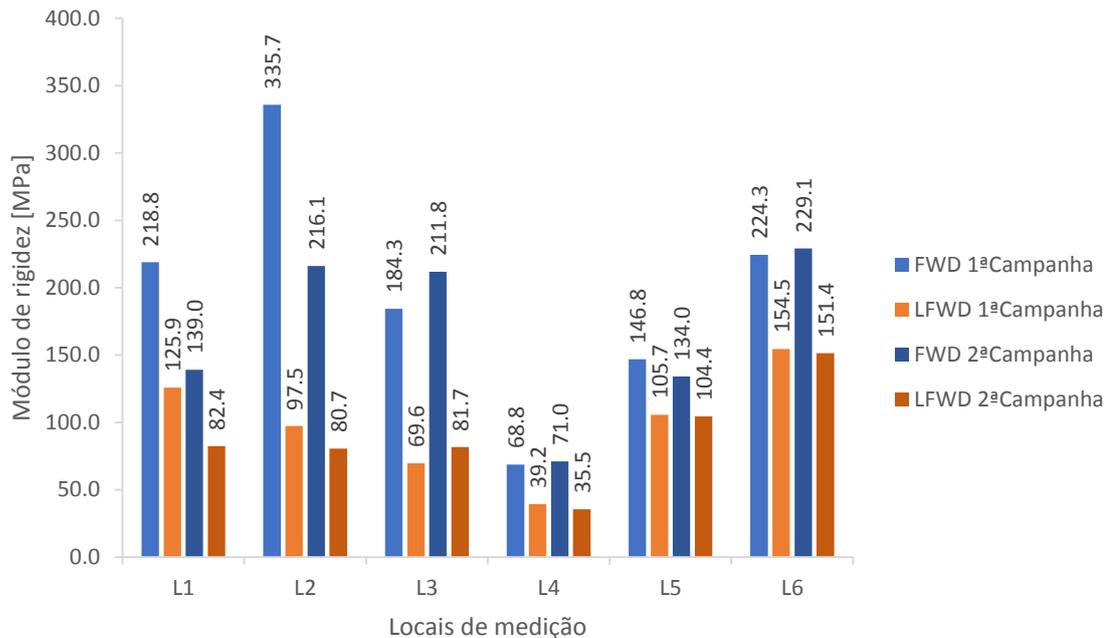


Figura 61 – Comparação dos módulos de rigidez médios obtidos com FWD e LFWD nas duas campanhas de ensaio

Dos ensaios realizados com o defletômetro de impacto (FWD) resultam menores deflexões medidas do que nos ensaios realizados com o defletômetro de impacto ligeiro (LFWD). Consequentemente, verificou-se nesta fase de ensaios que a média dos módulos de rigidez medidos é maior, em todos os locais de medição, quando ensaiados com o defletômetro de impacto (FWD).

Recorrendo ainda à Figura 61, podemos observar que os valores obtidos com o LFWD foram maiores na 1ª campanha de ensaios do que na 2ª campanha, à exceção do local L3.

Já em relação aos valores obtidos com o FWD, não existe uma tendência clara uma vez que em metade dos locais obtiveram-se valores maiores na 1ª campanha de ensaios e na outra metade dos locais houve valores maiores na 2ª campanha.

Nas Figuras 62 e 63 é feita uma abordagem gráfica de modo a analisar o comportamento dos módulos de rigidez obtidos em relação aos valores de teor em água medidos na 1ª e 2ª campanhas de ensaios.

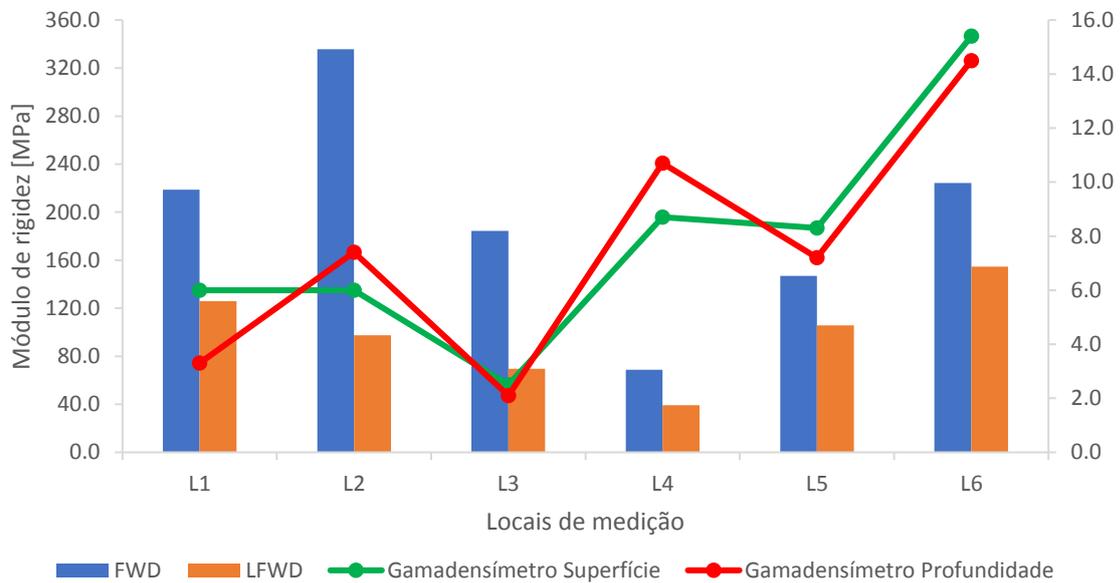


Figura 62 - Relação de valores de módulo de rigidez médio e de teor em água medidos na 1ª campanha de ensaios

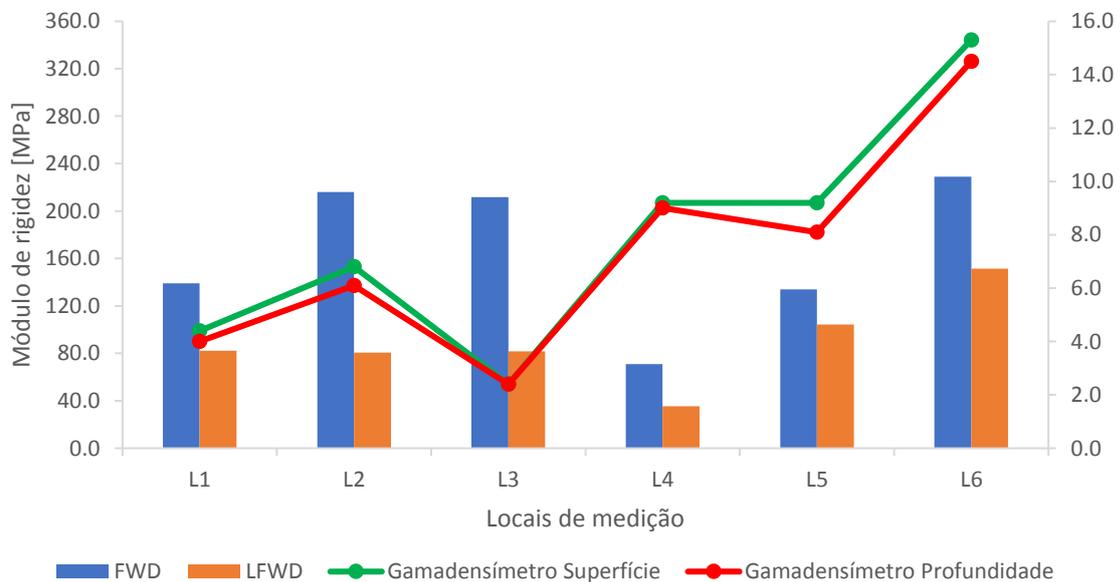


Figura 63 - Relação de valores de módulo de rigidez médio e de teor em água medidos na 2ª campanha de ensaios

Comparando os gráficos das figuras anteriores é possível observar que existe uma tendência concordante entre a 1ª e a 2ª campanha de ensaios. É ainda possível observar que em alguns locais os valores de

teor em água medidos não se relacionam com os módulos de rigidez obtidos da forma como seria de esperar (teor em água menor indiciando módulo de rigidez maior). Contudo, tal facto pode ser devido à realização de apenas um ponto medição do teor em água em cada local e pode ainda ser explicado também pela localização dos pontos de medição, uma vez que nos locais de pavimentos com camadas superiores betuminosas e em blocos foram feitas as medições com o gamadensímetro na berma de modo a não danificar os pavimentos. Por esse motivo optou-se por realizar uma análise mais aprofundada da influência do teor em água na segunda fase deste estudo.

#### 4.3. Segunda fase do estudo: influência do teor em água

A segunda fase de ensaios foi dividida em duas campanhas de ensaios onde se realizaram medições da deflexão nos locais previamente selecionados recorrendo ao defletómetro de impacto ligeiro (LFWD) e foi também medido o teor em água dos pavimentos através do gamadensímetro. Na primeira campanha utilizou-se ainda o método da estufa para avaliar o teor em água.

Com o intuito de avaliar e comparar com o método radioativo, recolheram-se quatro amostras de solo do local L1 e do local L2 na 1ª campanha de ensaios às quais se procedeu ao método da estufa para avaliar o teor em água. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 19.

Tabela 19 - Valores de teor em água obtidos para comparação do método radioativo (gamadensímetro) com método da estufa

Ponto de Ensaio	Identificação da medição	Gamadensímetro	Método da estufa
		Teor em água (%)	Teor em água (%)
P4 – Local L1	Superfície	16,9	6,7
P4 – Local L1	Profundidade	7,7	7,3
P1 – Local L2	Superfície	33,8	25,8
P1 – Local L2	Profundidade	15,1	17,1

Observa-se que existe uma aproximação satisfatória de valores à exceção do ponto P4 do local L1 que revela alguma falta de aproximação. É possível constatar uma maior proximidade de valores de teor em água entre os dois métodos nas avaliações em profundidade, o que indica a existência de maior dispersão de valores do teor em água quando em medições realizadas à superfície. Assim sendo, mostra-se mais indicado o uso valores de medições a alguns centímetros de profundidade em vez dos valores à superfície para avaliações de teor em água. Torna-se ainda relevante referir que, por motivos de logística, as

medições com o gamadensímetro foram realizadas no período da manhã e as amostras para o método da estufa foram recolhidas no período da tarde, pelo que pode haver alguma influência na falta de proximidade de valores devido a este fator. Existe ainda outro fator que pode ter influenciado a proximidade dos valores obtidos, que está relacionado com o facto de as amostras de solo recolhido não corresponderem exatamente ao mesmo local da inserção da fonte do gamadensímetro, uma vez que retirar solo do local exato do furo da vara do gamadensímetro iria desfazer a marcação feita para a realização de ensaios com o gamadensímetro da segunda campanha.

#### 4.3.1. Resultados dos ensaios da 2ª fase do estudo no local L1

Na sequência dos ensaios de campo realizados nesta fase, obtiveram-se os seguintes valores de deflexão através do LFWD no local L1, expressos na Tabela 20. Em seguida, na Figura 64 apresentam-se os módulos de rigidez resultantes das deflexões obtidas nos ensaios realizados em L1.

Tabela 20 - Resultados obtidos com LFWD em L1

Ponto de Ensaio	1ª Campanha 15-01-2016		2ª Campanha 05-02-2016	
	Força (kN)	Deflexão Média ( $\times 10^{-6}$ m)	Força (kN)	Deflexão Média ( $\times 10^{-6}$ m)
P1	7,07	528	7,07	436
P2	7,07	525	7,07	383
P3	7,07	561	7,07	430
P4	7,07	541	7,07	411
P5	7,07	630	7,07	474
P6	7,07	527	7,07	410
P7	7,07	501	7,07	439
P8	7,07	477	7,07	454
P9	7,07	528	7,07	426
P10	7,07	454	7,07	373
P11	7,07	407	7,07	280
P12	7,07	231	7,07	233
P13	7,07	196	7,07	206
P14	7,07	235	7,07	240
P15	7,07	302	7,07	224
P16	7,07	403	7,07	259
P17	7,07	421	7,07	277
P18	7,07	381	7,07	264
P19	7,07	398	7,07	333
P20	7,07	316	7,07	245
P21	7,07	436	7,07	308

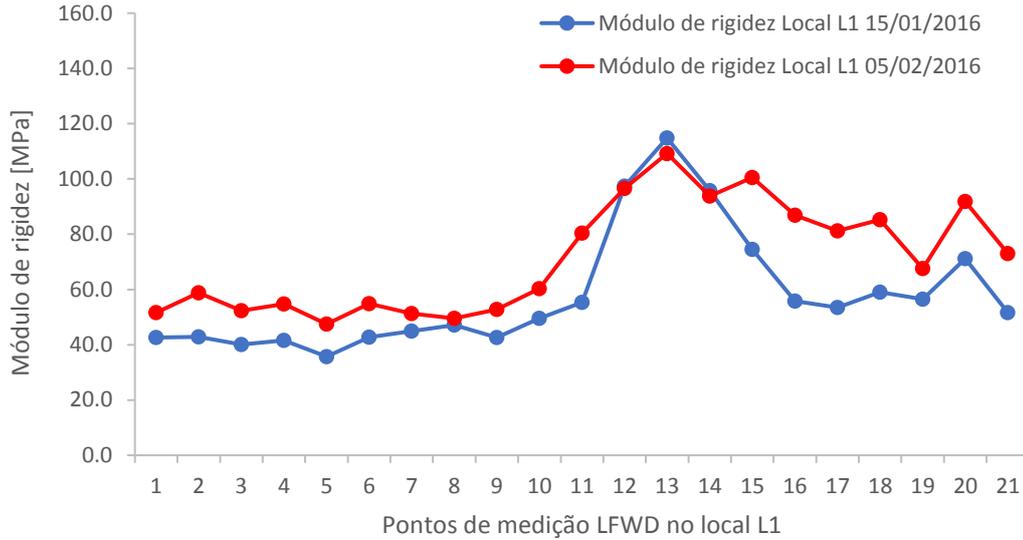


Figura 64 - Módulos de rigidez medidos com LFWD no local L1

Na 1ª campanha de ensaios em L1 o valor do módulo de rigidez mais baixo obtido foi 35,71 MPa, localizado no ponto P5, e valor mais elevado obtido foi 114,80 MPa, localizado no ponto P13.

Na 2ª campanha de ensaios em L1 o valor do módulo de rigidez mais baixo obtido foi 47,47 MPa, localizado no ponto P5, e valor mais elevado obtido foi 109,22 MPa, localizado no ponto P13.

Na realização de ensaios de campo obteve-se, através do método indireto, resultados relativos ao teor em água em L1 com o gamadensímetro. Estes resultados encontram-se organizados na Figura 65.

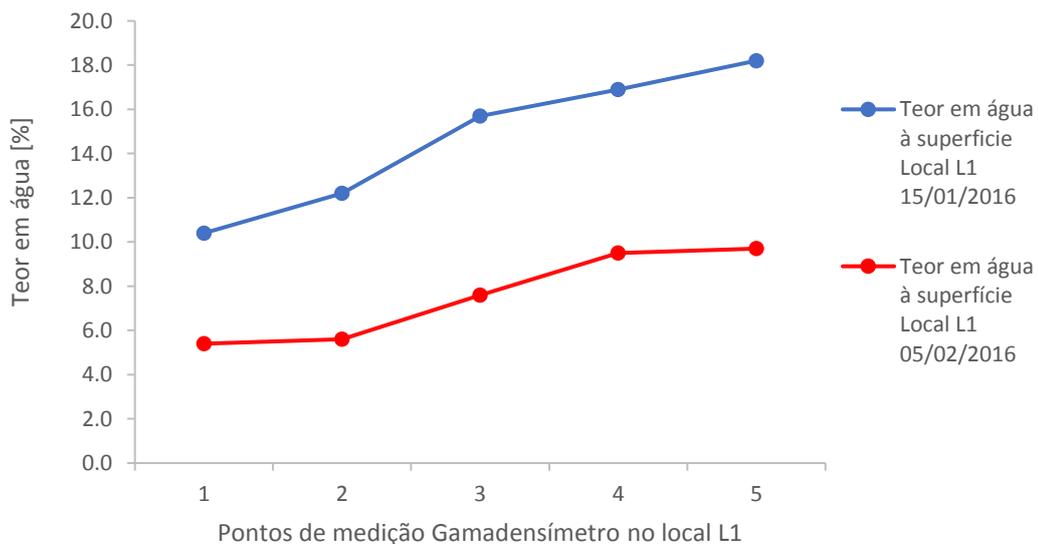


Figura 65 - Valores de teor em água medidos à superfície no local L1

Observa-se que na 1ª campanha de ensaios em L1 o valor de teor em água à superfície mais alto obtido através do método indireto foi 18,2%, localizado no ponto P5, e o valor mais baixo obtido foi 10,4%, localizado no ponto P1. Na 2ª campanha de ensaios em L1 o valor de teor em água à superfície mais alto obtido pelo método indireto foi 9,7%, localizado no ponto P5, e o valor mais baixo obtido foi 5,4%, localizado no ponto P1.

Os resultados obtidos através do método direto com o gamadensímetro em L1 encontram-se descritos na Figura 66.

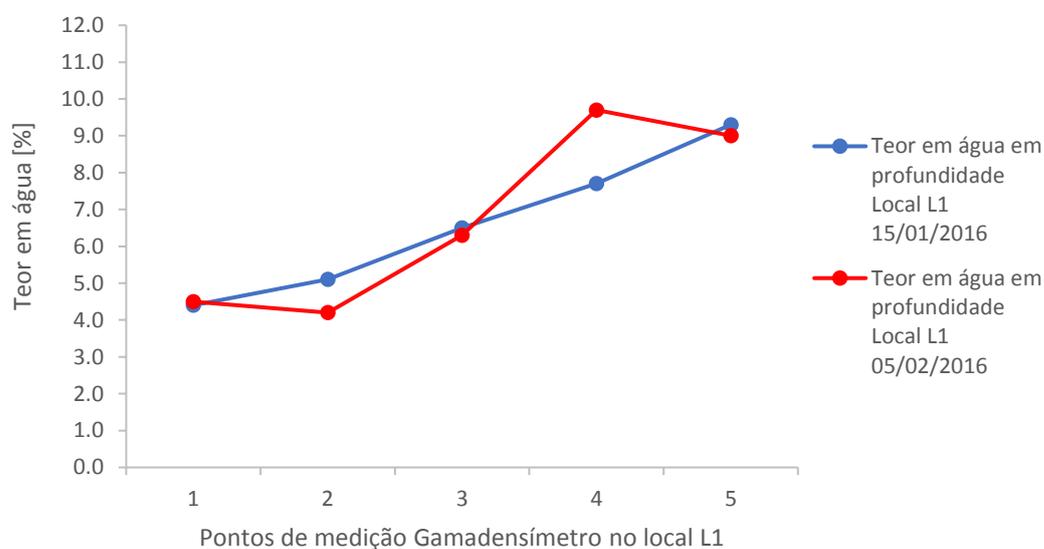


Figura 66 - Valores de teor em água medidos em profundidade no local L1

Constata-se que na 1ª campanha de ensaios em L1 o valor de teor em água mais alto obtido através do método direto foi 9,3%, localizado no ponto P5, e o valor mais baixo obtido foi 4,4%, localizado no ponto P1. Na 2ª campanha de ensaios em L1 o valor de teor em água mais alto obtido através do método direto foi 9,7%, localizado no ponto P4, e o valor mais baixo obtido foi 4,2%, localizado no ponto P2.

#### 4.3.2. Resultados dos ensaios da 2ª fase do estudo no local L2

Na Tabela 21, estão evidenciados os valores de deflexão da 1ª e 2ª campanhas obtidos com o LFWD no próximo local em análise, ou seja, L2.

Na Figura 67 apresentam-se os módulos de rigidez resultantes das deflexões obtidas nos ensaios realizados no local L2.

Tabela 21 - Resultados obtidos com LFWD em L2

Ponto de Ensaio	1ª Campanha 15-01-2016		2ª Campanha 05-02-2016	
	Força (kN)	Deflexão Média ( $\times 10^{-6}m$ )	Força (kN)	Deflexão Média ( $\times 10^{-6}m$ )
P1	7,07	969	7,07	387
P2	7,07	1054	7,07	672
P3	7,07	888	7,07	293
P4	7,07	504	7,07	564
P5	7,07	624	7,07	736
P6	7,07	1428	7,07	371
P7	7,07	671	7,07	306
P8	7,07	696	7,07	428
P9	7,07	544	7,07	359
P10	7,07	709	7,07	408
P11	7,07	575	7,07	409
P12	7,07	592	7,07	429
P13	7,07	681	7,07	393
P14	7,07	877	7,07	443
P15	7,07	605	7,07	381
P16	7,07	588	7,07	297
P17	7,07	1070	7,07	329
P18	7,07	1258	7,07	443
P19	7,07	580	7,07	370

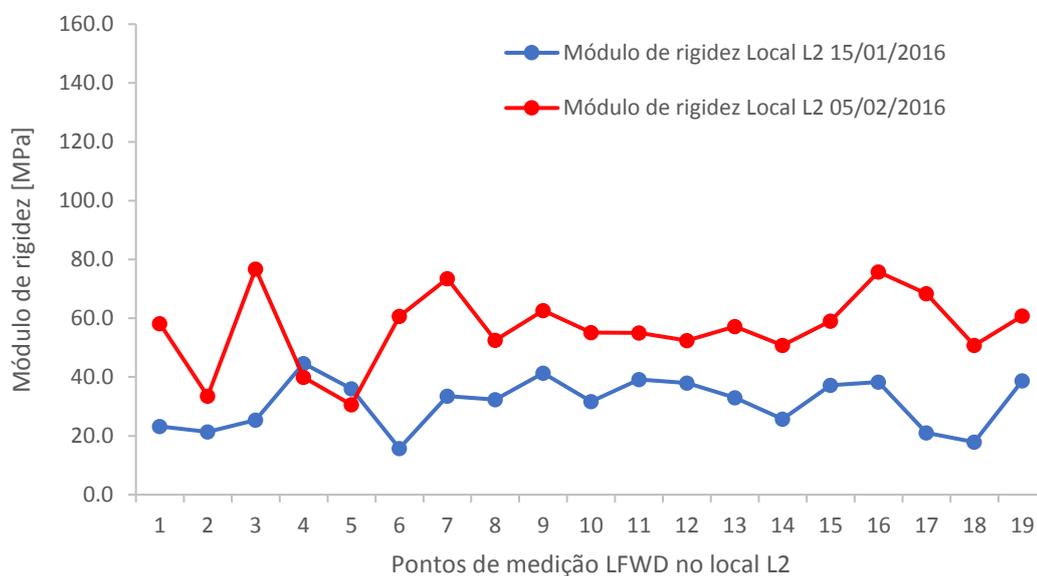


Figura 67 - Módulos de rigidez medidos com LFWD no local L2

Na 1ª campanha de ensaios em L2 o valor do módulo de rigidez médio mais baixo obtido foi 15,76 MPa, localizada no ponto P6, e valor mais elevado obtido foi 44,64 MPa, localizada no ponto P4.

Na 2ª campanha de ensaios em L2 o valor do módulo de rigidez médio mais baixo obtido foi 30,57 MPa, localizada no ponto P5, e valor mais elevado obtido foi 76,79 MPa, localizada no ponto P3.

Os resultados de teor em água obtidos através do método indireto com o gamadensímetro no local L2 encontram-se descritos na Figura 68.

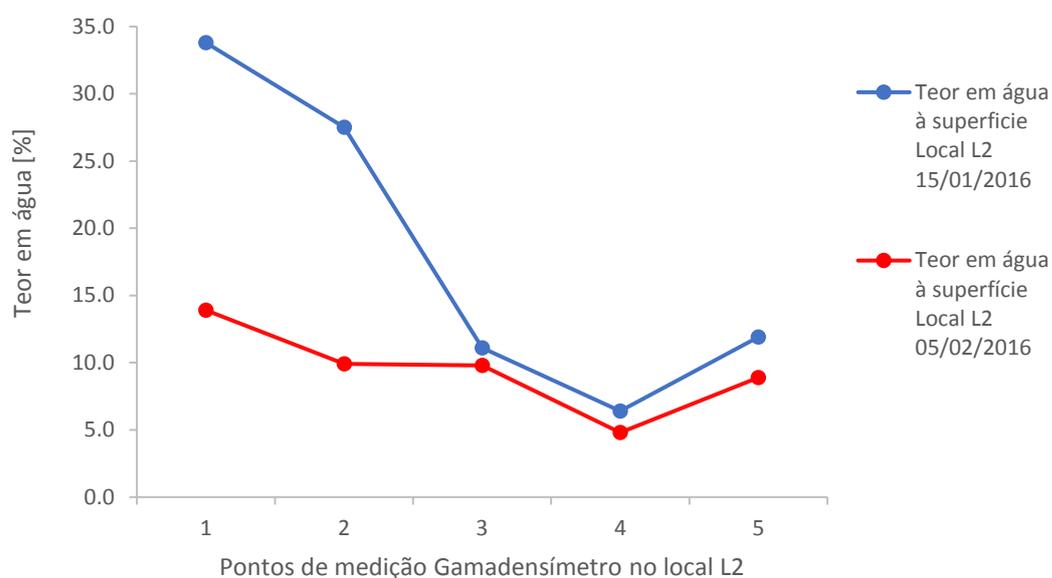


Figura 68 - Valores de teor em água medidos à superfície no local L2

Na 1ª campanha de ensaios em L2 o valor de teor em água mais alto obtido através do método indireto foi 33,8%, localizada no ponto P1, e o valor mais baixo obtido foi 6,4%, localizada no ponto P4.

Na 2ª campanha de ensaios em L2 o valor de teor em água mais alto obtido através do método indireto foi 13,9%, localizada no ponto P1, e o valor mais baixo obtido foi 4,8%, localizada no ponto P4.

Em seguida utilizou-se o método direto com o gamadensímetro, no local L2, para obter os resultados que se encontram apresentados na Figura 69.

Na 1ª campanha de ensaios em L2 o valor de teor em água mais alto obtido através do método direto foi 15,1%, localizado no ponto P1, e o valor mais baixo obtido foi 5,6%, e foi observado no ponto P4.

Na 2ª campanha de ensaios em L2 o valor de teor em água mais alto obtido através do método direto foi 13,9%, e localizou-se no ponto P1, enquanto o valor mais baixo obtido foi 5,3%, que se localizou no ponto P4.

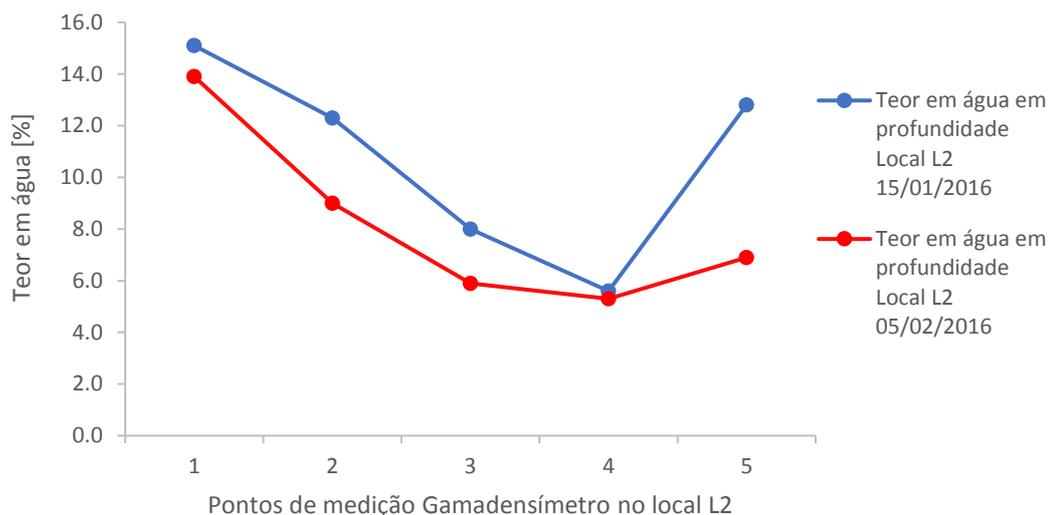


Figura 69 - Valores de teor em água medidos em profundidade no local L2

#### 4.3.3. Resultados dos ensaios da 2ª fase do estudo no local L3

Os valores de deflexão obtidos na 1ª e 2ª campanhas nos ensaios com LFWD realizados no local L3 apresentam-se na Tabela 22.

Tabela 22 - Resultados obtidos com LFWD em L3

Ponto de Ensaio	1ª Campanha 15-01-2016		2ª Campanha 05-02-2016	
	Força (kN)	Deflexão Média ( $\times 10^{-6}$ m)	Força (kN)	Deflexão Média ( $\times 10^{-6}$ m)
P1	7,07	456	7,07	457
P2	7,07	417	7,07	343
P3	7,07	480	7,07	341
P4	7,07	490	7,07	391
P5	7,07	460	7,07	287
P6	7,07	429	7,07	391
P7	7,07	411	7,07	303
P8	7,07	506	7,07	344
P9	7,07	498	7,07	352
P10	7,07	347	7,07	278
P11	7,07	214	7,07	165
P12	7,07	315	7,07	320
P13	7,07	380	7,07	334
P14	7,07	376	7,07	316
P15	7,07	347	7,07	336
P16	7,07	439	7,07	366
P17	7,07	373	7,07	337
P18	7,07	447	7,07	394
P19	7,07	456	7,07	403
P20	7,07	476	7,07	487

Na Figura 70 apresentam-se os módulos de rigidez resultantes das deflexões obtidas nos ensaios com LFWD realizados no local L3.

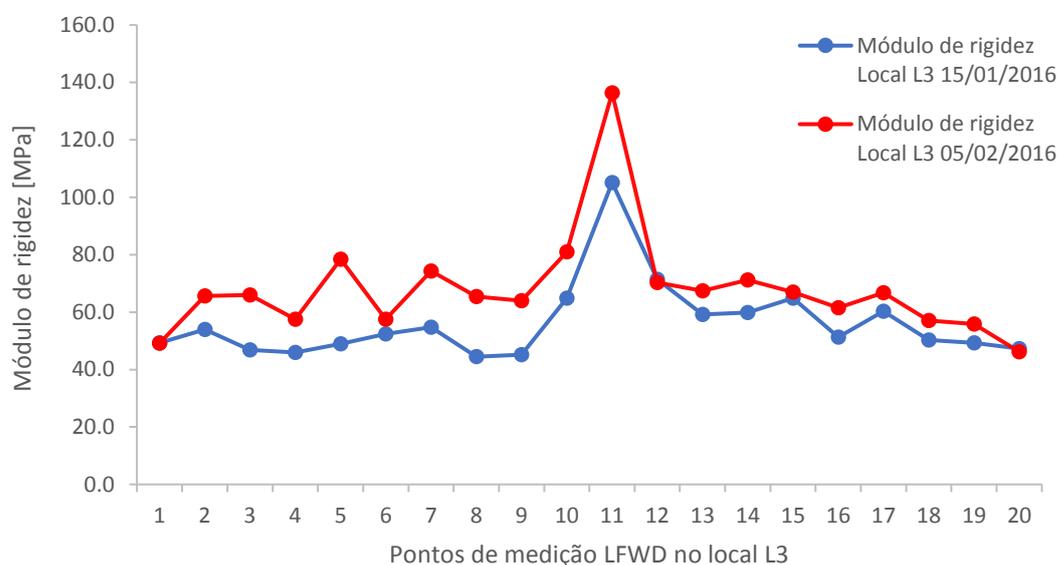


Figura 70 - Módulos de rigidez medidos com LFWD no local L3

Na 1ª campanha de ensaios em L3 o valor do módulo de rigidez médio mais baixo obtido foi 44,47 MPa, localizado no ponto P8, e valor mais elevado obtido foi 105,14 MPa, localizado no ponto P11.

Na 2ª campanha de ensaios em L3 o valor do módulo de rigidez médio mais baixo obtido foi 46,20 MPa, localizado no ponto P20, e valor mais elevado obtido foi 136,36 MPa, localizado no ponto P11.

Os resultados de teor em água obtidos através do método indireto com o gamadensímetro no local L3 são apresentados na Figura 71. Constata-se que na 1ª campanha de ensaios em L3 o valor de teor em água mais alto obtido através do método indireto foi 8,3%, localizada no ponto P1, e o valor mais baixo obtido foi 5,1% e situou-se no ponto P2.

Na 2ª campanha de ensaios em L3 o valor de teor em água mais alto obtido através do método indireto foi 4,8%, localizada no ponto P1, e o valor mais baixo obtido foi 3,3% no ponto P2.

Em seguida, os resultados referentes ao teor em água nas duas campanhas no local L3 e que foram obtidos com Gamadensímetro através do método direto, encontram-se dispostos na Figura 72. É visível que na 1ª campanha de ensaios em L3 o valor de teor em água mais alto obtido através do método direto foi 7,6%, localizada no ponto P1, e o valor mais baixo obtido foi 3,8% e situou-se no ponto P2.

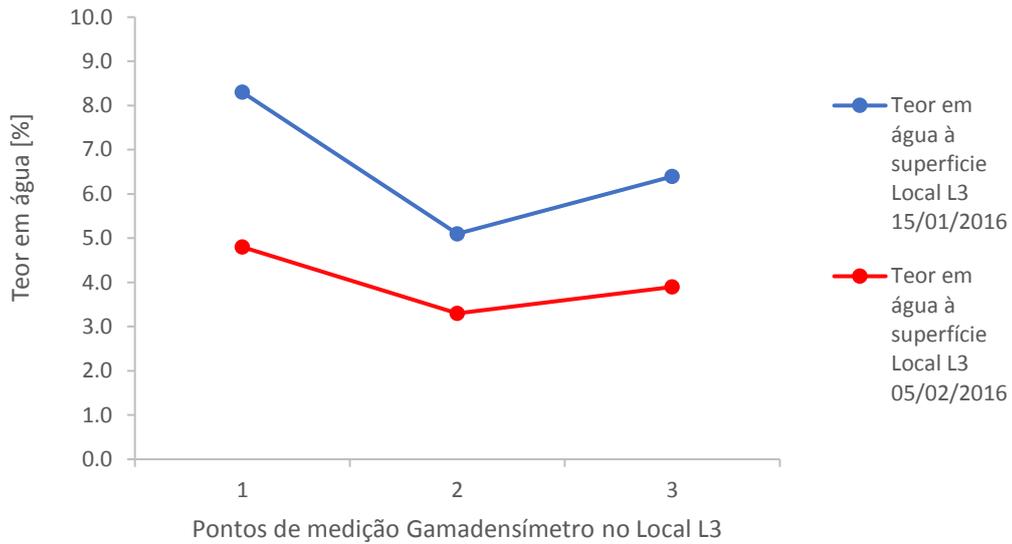


Figura 71 - Valores de teor em água medidos à superfície no local L3

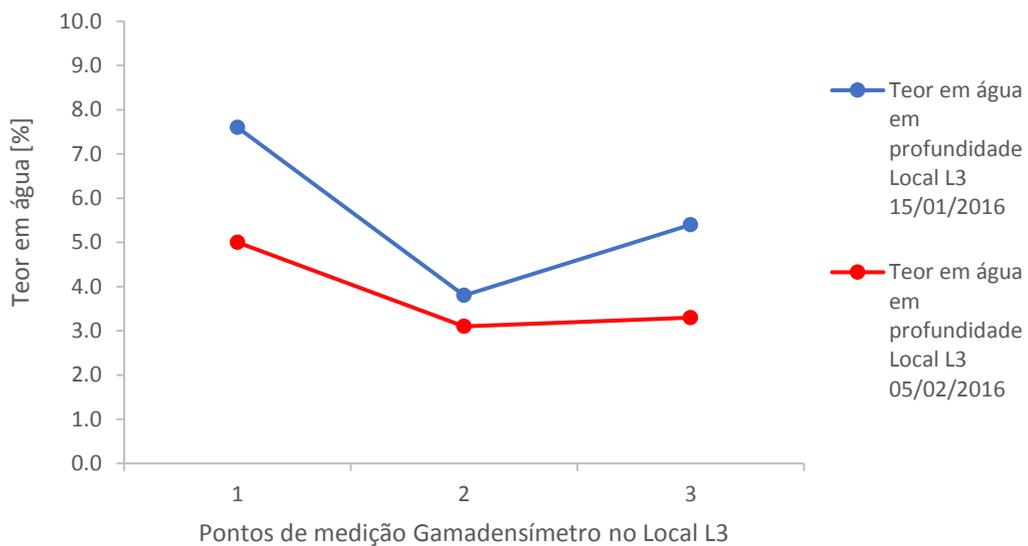


Figura 72 - Valores de teor em água medidos em profundidade no local L3

Na 2ª campanha de ensaios em L3 o valor de teor em água mais alto obtido através do método direto foi 5,0% e localizou-se no ponto P1, enquanto o valor mais baixo obtido foi 3,1% no ponto P2. Neste local os valores obtidos nas duas campanhas foram relativamente próximos.

#### 4.3.4. Análise final aos resultados de módulo e teor em água na segunda fase

Nas Figuras 73 e 74 apresentam-se os módulos de rigidez medidos nos três locais em estudo nesta segunda fase, respetivamente para a 1ª e 2ª campanhas de ensaios.

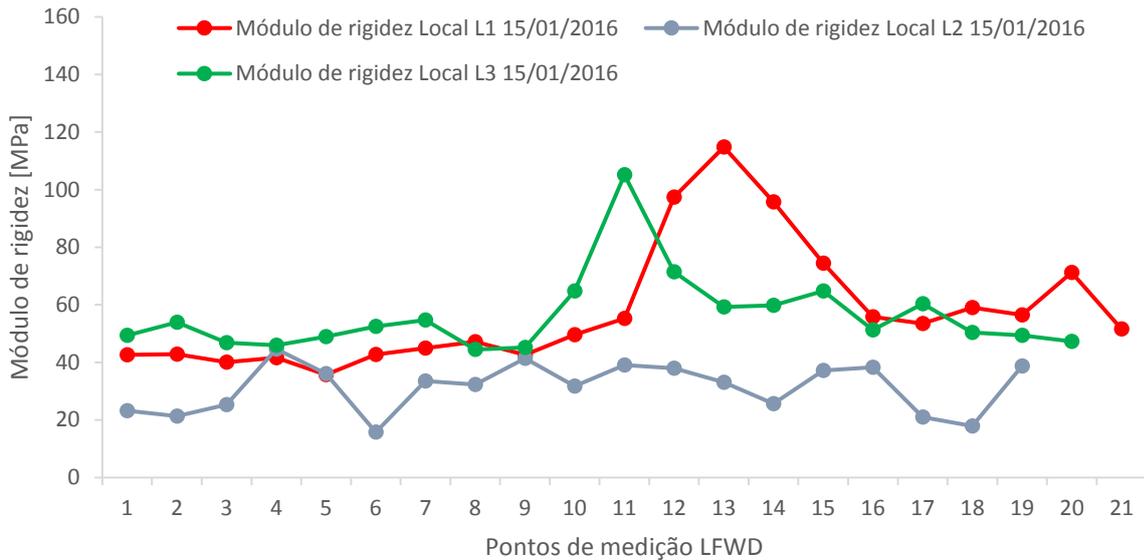


Figura 73 - Módulos de rigidez medidos com LFWD na 1ª campanha de ensaios

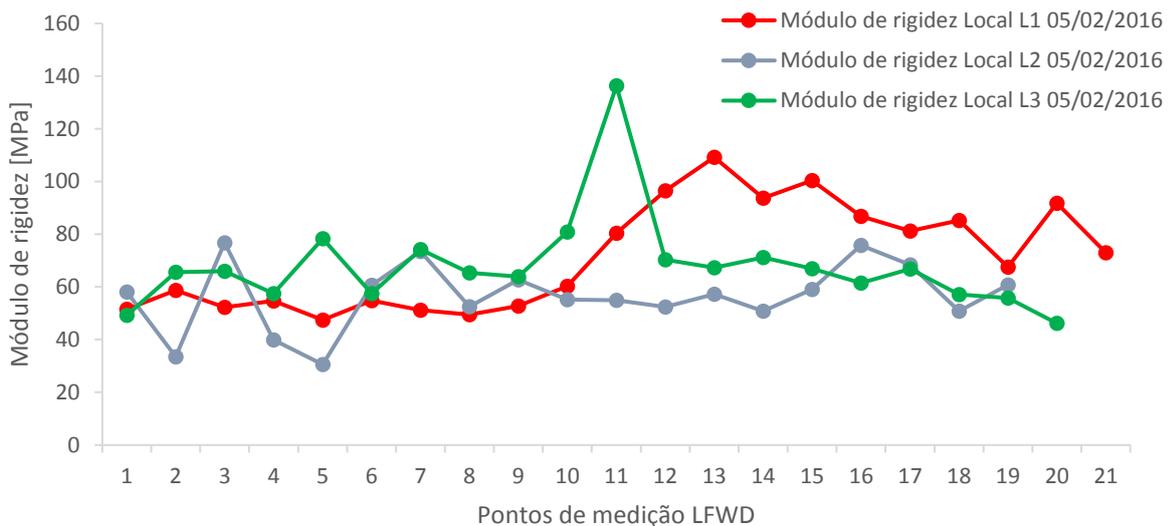


Figura 74 - Módulos de rigidez medidos com LFWD na 2ª campanha de ensaios

Analisando os gráficos relativos aos módulos de rigidez nos diferentes locais, verifica-se que existe uma boa coerência nas linhas de tendência dos valores obtidos em ambos os locais. Também é possível observar que, em ambas as campanhas, o local L2 apresenta valores mais baixos de módulo de rigidez que os locais L1 e L3, o que faz sentido tendo em conta as características desse local.

As Figuras 75 e 76 apresentam os valores de teor em água medidos à superfície nos diferentes locais em estudo na 1ª e 2ª campanhas de ensaios, respetivamente. Constata-se uma tendência semelhante da 1ª para a 2ª campanha no sentido de evolução ao longo dos vários pontos em análise em cada trecho,

e na comparação entre os três trechos. Todavia, os valores do teor em água obtidos na 1ª campanha são claramente superiores aos da 2ª campanha (apesar de ter chovido mais nessa fase).

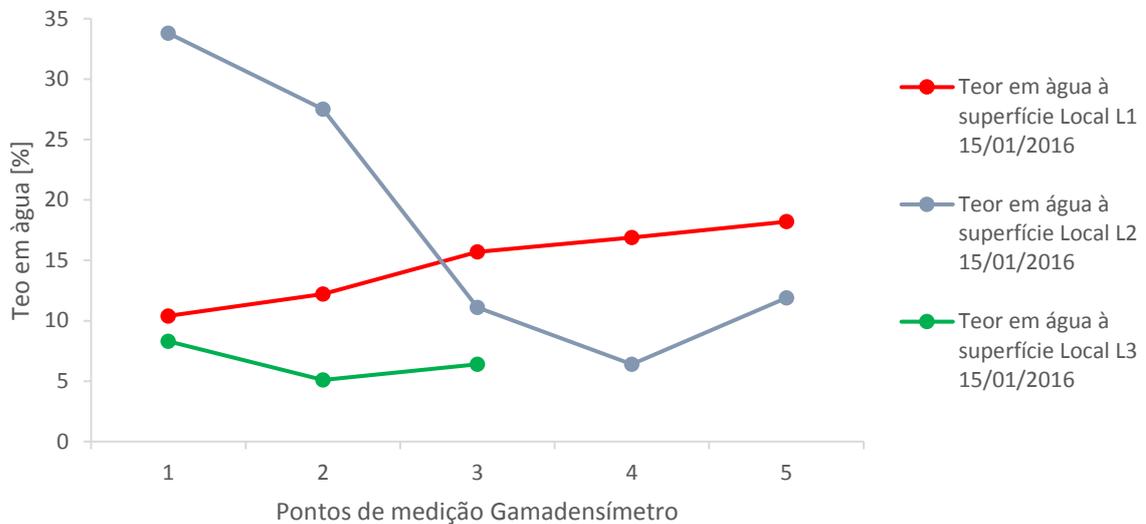


Figura 75 - Valores de teor em água medidos à superfície na 1ª campanha de ensaios

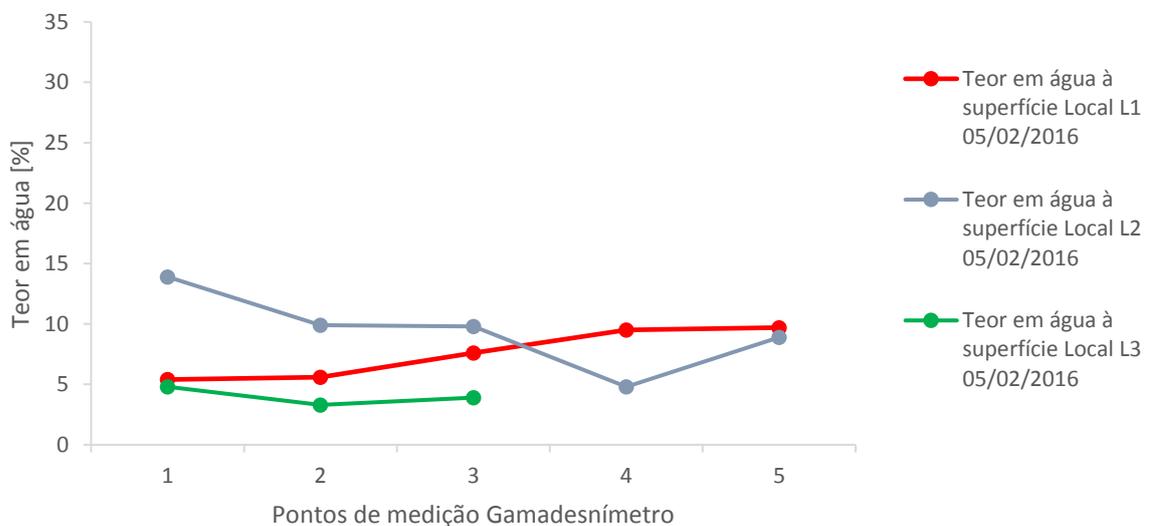


Figura 76 - Valores de teor em água medidos à superfície na 2ª campanha de ensaios

As Figuras 77 e 78 apresentam os valores de teor em água medidos em profundidade nos diferentes locais na 1ª e 2ª campanhas de ensaios, respetivamente. Tal como nas medições à superfície, há uma tendência semelhante da 1ª para a 2ª campanha no sentido de evolução ao longo dos vários pontos em análise em cada trecho, e na comparação entre os três trechos. Já quanto aos valores do teor em água obtidos, regra geral são superiores na 1ª campanha, mas sem grande diferença para a 2ª campanha.

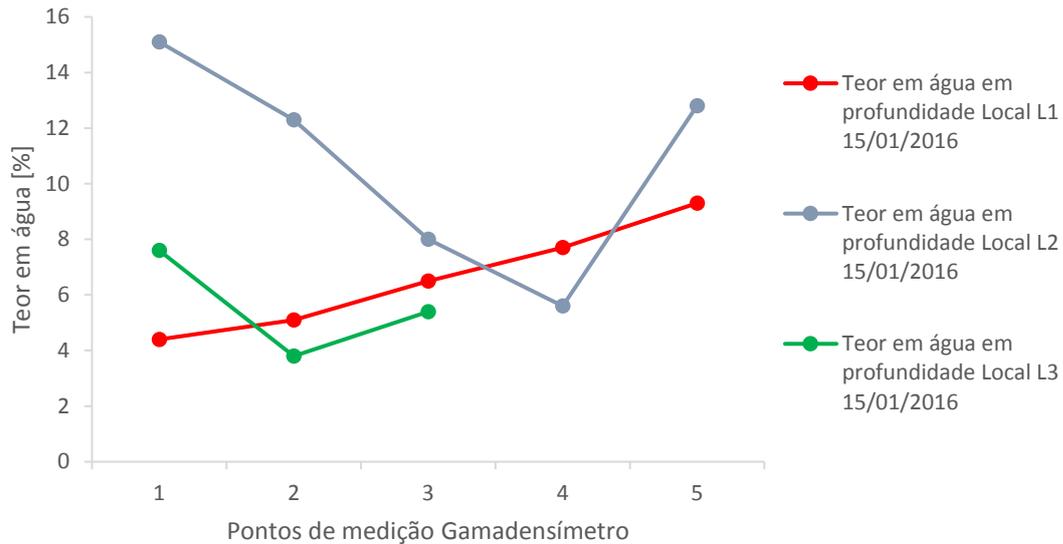


Figura 77 - Valores de teor em água medidos em profundidade na 1ª campanha de ensaios

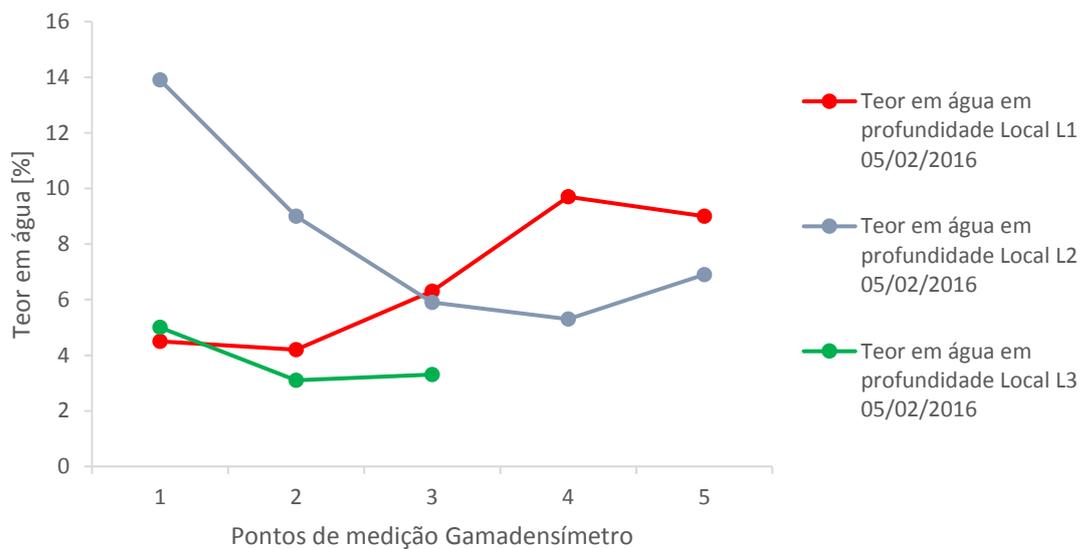


Figura 78 - Valores de teor em água medidos em profundidade na 2ª campanha de ensaios

Para concluir a análise à 2ª fase de ensaios deste trabalho, recorre-se em seguida aos gráficos das Figuras 79, 80 e 81, que reúnem os resultados obtidos relativos aos módulos de rigidez e teores em água em ambas as campanhas de ensaios, respetivamente para os locais L1, L2 e L3. Nessas figuras os teores em água são apresentados no local (ponto de ensaio) onde cada medição foi realizada.

Apesar da 1ª campanha se ter realizada após um período razoável sem chuvas e a 2ª campanha ter sido realizada após duas semanas com dias consecutivos em que choveu, constatou-se que os valores de

teor em água medidos na 1ª campanha de ensaios foram superiores aos medidos na 2ª campanha. Este fenômeno indicia que fatores como a exposição solar (mais horas de sol em fevereiro que janeiro), a temperatura (maiores temperaturas em fevereiro comparando a janeiro) e as condições de (im)permeabilidade e escoamento dos pavimentos podem ter maior influência na alteração do teor em água dos solos que a própria pluviosidade nos dias que antecedem os ensaios.

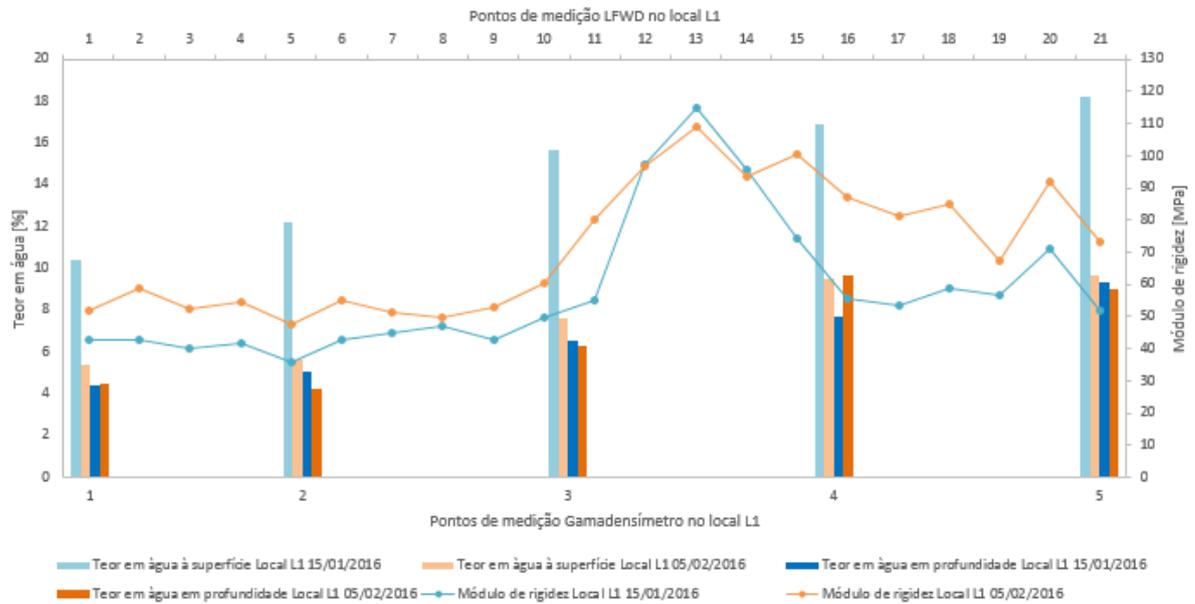


Figura 79 - Relação de valores de módulo de rigidez e de teor em água medidos no local L1

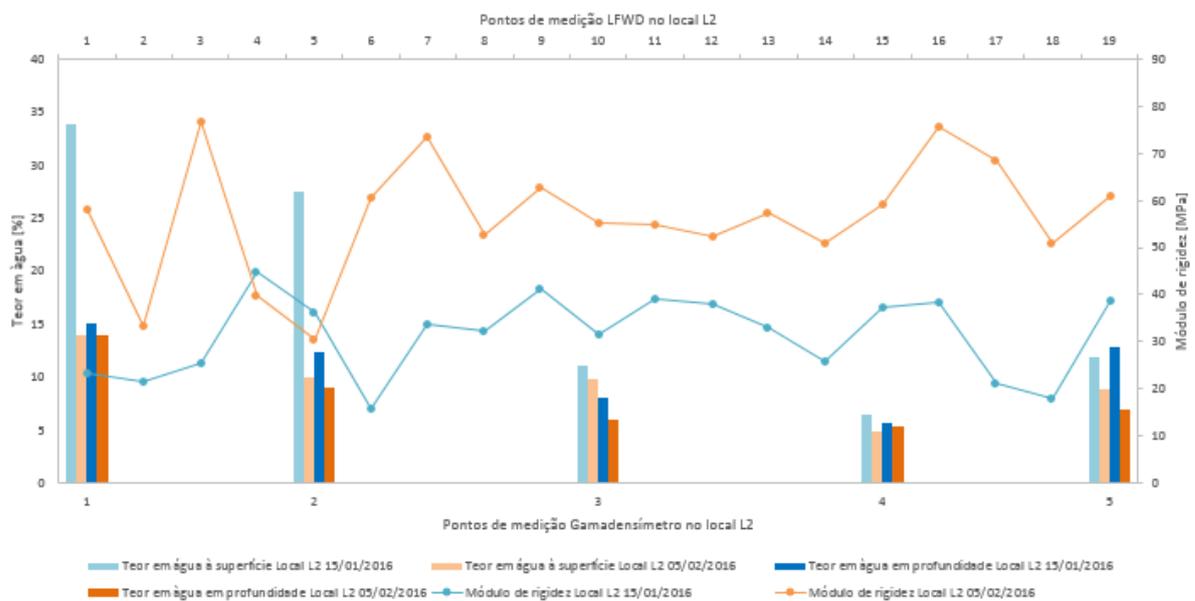


Figura 80 - Relação de valores de módulo de rigidez e de teor em água medidos no local L2

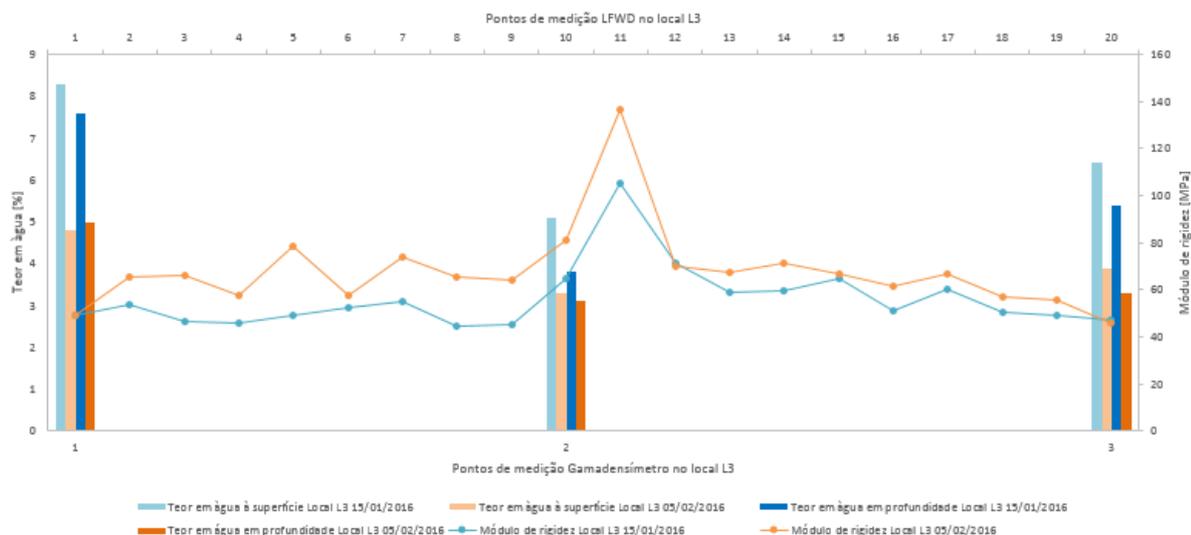


Figura 81 - Relação de valores de módulo de rigidez e de teor em água medidos no local L3

Atendendo à análise dos gráficos das figuras anteriores, pode reparar-se que em todos os locais se obtiveram valores superiores do módulo de rigidez dos pavimentos na 2ª campanha de ensaios. No que diz respeito aos valores de teor em água obtidos, pode reparar-se que são superiores na 1ª campanha de ensaios em todos os locais.

É assim possível verificar e constatar que aumentos dos valores de teor em água evidenciam decréscimos na capacidade de carga (módulo de rigidez). Estes resultados corroboram com o mencionado por Moraes (2015), que afirma que durante uma estação chuvosa, o teor em água pode aumentar, diminuindo a capacidade de carga.

Na Figura 79 é possível constatar que existe um ponto onde a tendência não se verifica e na Figura 80 é possível constatar que existem dois pontos onde a tendência não se verifica. De acordo com o descrito por Moraes (2015), a capacidade de carga pode ser afetada por vários fatores. Assim sendo, esta ausência de tendência pontual pode ser explicada por vários fatores: difícil aquisição de dados, posicionamento dos sensores e execução da carga ligeiramente ao lado do local marcado anteriormente ensaiado e alterações das condições hídricas que influenciam mais o módulo de rigidez das camadas.

#### 4.4. Terceira fase do estudo: influência da temperatura

Na terceira fase de ensaios foram realizados ensaios de carga com o FWD em dois trechos de um pavimento flexível, no decorrer de um dia, com medições de hora em hora (aproximadamente) em cada trecho.

Nesta fase foram medidas as temperaturas do ar, da superfície do pavimento (temperatura à superfície) e a meio da camada betuminosa (temperatura em profundidade) aquando da realização dos ensaios de carga que foram realizados apenas com o FWD.

#### 4.4.1. Temperaturas medidas nos locais em análise na terceira fase do estudo

A temperatura do ar foi medida por um sensor associado ao FWD. A temperatura à superfície do pavimento foi medida através de dois termómetros digitais de infravermelhos com mira laser, um dispositivo ligado a cabo termopar e com outra sonda associada ao FWD. Contudo, a temperatura medida pela sonda do FWD foi ignorada nos resultados obtidos uma vez que esta avariou no decorrer dos ensaios e registou várias temperaturas acima dos 50 °C. A temperatura a meio da camada betuminosa foi medida com dois dispositivos ligados a um cabo termopar.

Na Figura 82 são apresentadas as temperaturas medidas no local L6, sendo que estes valores correspondem à média das temperaturas medidas com os diferentes aparelhos no caso das temperaturas medidas à superfície e em profundidade.

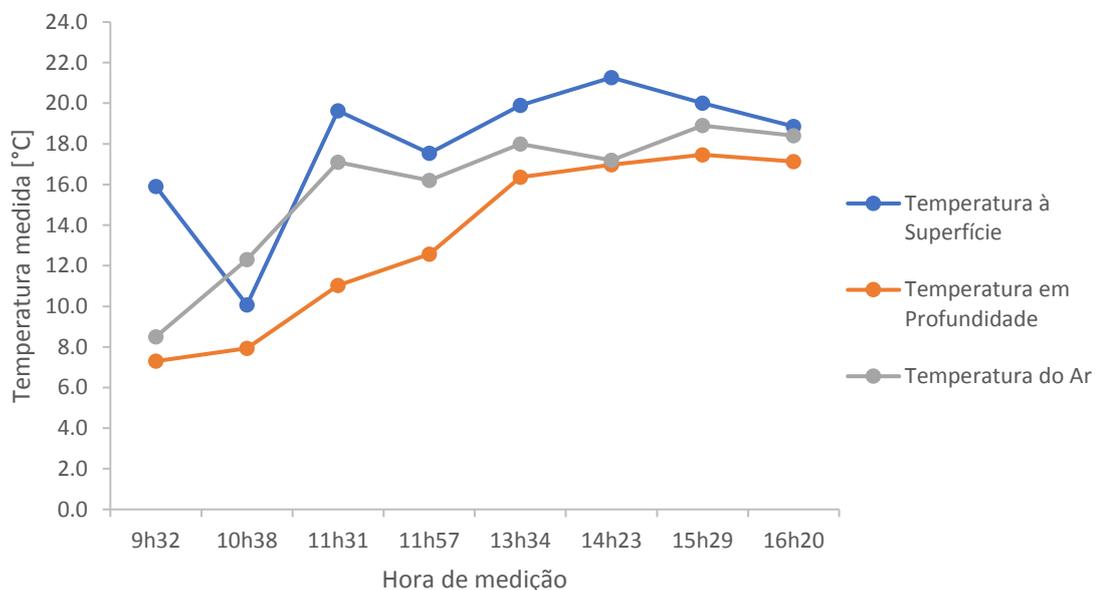


Figura 82 - Temperaturas medidas no local L6

Analisando os resultados, pode observar-se que existe uma tendência de subida da temperatura medida à superfície do pavimento no local L6 entre as medições das 9:32 e 14:23 horas e descida entre as 14:23 e as 16:20 horas. Contudo, existem oscilações no primeiro período mencionado que podem não corresponder à realidade devido à discrepância entre valores. A discrepância pode ser devida a erros de

registo dos aparelhos no momento da medição, incidência do raio laser da pistola de medição sobre impurezas presentes na superfície do pavimento (por exemplo, areia ou pó) que têm comportamento térmico diferente perante a ação da temperatura, efeito da ação do vento aquando das medições e a possibilidade de sombreamentos ocorridos na zona de medição. A temperatura máxima medida à superfície foi 21,3 °C e a mínima 10,1 °C, a que corresponde uma amplitude térmica entre o horário de medições de 11,2 °C.

Relativamente à temperatura medida a meio da camada betuminosa, existe uma tendência de subida da temperatura entre as 9:32 e as 15:29 horas, seguida de diminuição após este período. A temperatura máxima e mínima medidas em profundidade foram 17,5 °C e 7,3 °C, respetivamente, a que corresponde uma amplitude térmica de 10,2 °C no período de medições.

Em seguida, e atendendo à Figura 83, pode verificar-se que existe um comportamento semelhante de evolução da temperatura à superfície do pavimento e a meia da camada betuminosa no local L7.

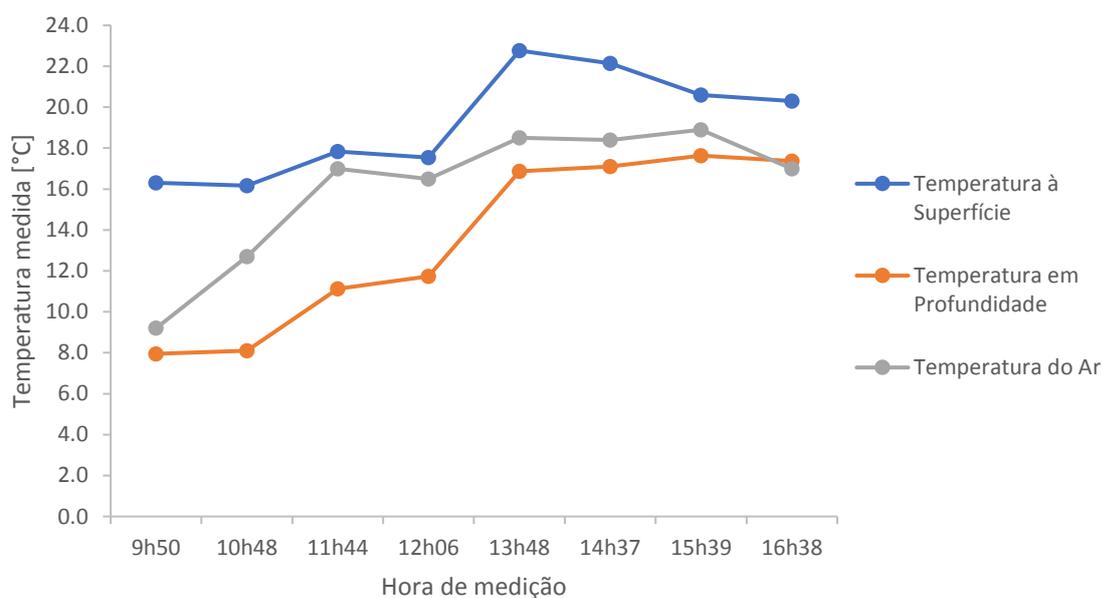


Figura 83 - Temperaturas medidas no local L7

Na medição da temperatura à superfície constatou-se um aumento da temperatura entre as 9:50 e as 13:48 horas com ligeiras oscilações no período da manhã. Após as 13:48 horas ocorreu um decréscimo da temperatura. A temperatura máxima registada foi 22,8 °C e a mínima 16,2 °C. A amplitude térmica observada foi 6,6 °C.

Quanto à temperatura medida em profundidade, verificou-se um aumento entre as 9:50 e 15:39 horas, diminuindo após esse registo. As temperaturas máxima e mínima registadas foram 17,6 °C e 8,0 °C, respetivamente, sendo a amplitude térmica 9,6 °C.

Através da Figura 84 pode constatar-se que a temperatura medida à superfície do pavimento começa a descer mais cedo do que a temperatura medida a meio da camada betuminosa em ambos os locais em análise. Este facto evidencia que a superfície do pavimento é mais sensível à ação dos agentes meteorológicos (exposição solar, vento, chuva) e o seu comportamento térmico varia mais rapidamente quando comparado com a temperatura a meio da camada betuminosa.

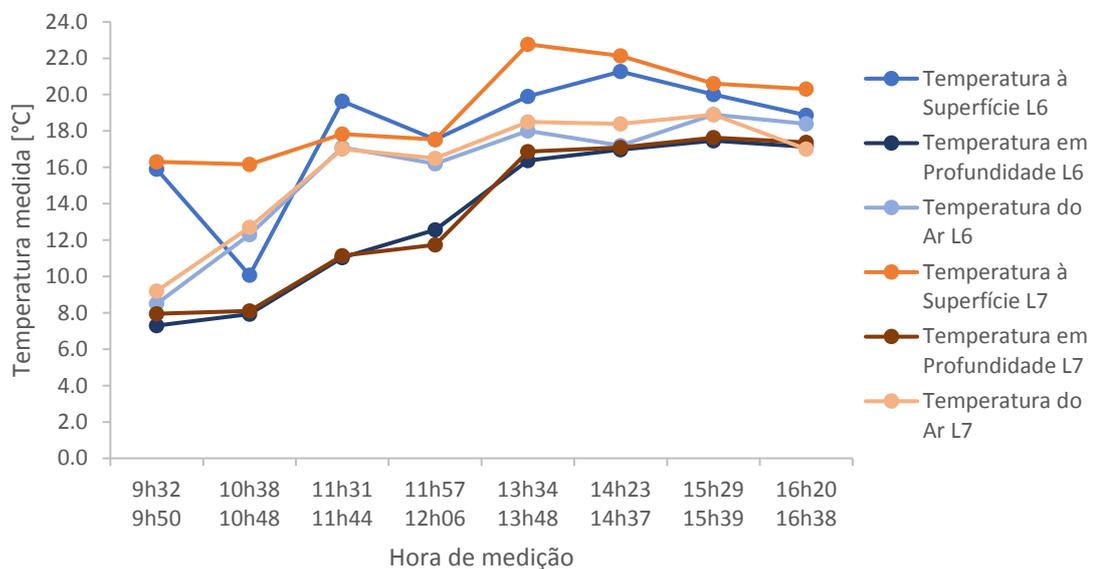


Figura 84 - Temperaturas medidas nos locais L6 e L7

Comparando os dois locais ensaiados, é possível perceber por análise da Figura 84 que existiu maior proximidade nos valores de temperatura a meio da camada betuminosa registados. Verificou-se também alguma semelhança nos valores de temperatura do ar medidos. Já em relação à temperatura medida à superfície do pavimento existe alguma dispersão nas medições. De notar ainda que, por norma, os valores da temperatura do ar medida situaram-se acima dos valores medidos em profundidade e abaixo dos valores medidos à superfície.

#### 4.4.2. Deflexões medidas nos locais em análise na terceira fase do estudo

Nesta fase de ensaio foi medida a capacidade de carga somente com recurso ao FWD (devido à maior capacidade de carga dos locais em estudo), em dois trechos da mesma estrada que distam entre si

cerca de 500 metros. As medições foram realizadas num mesmo ponto de cada trecho, com medições aproximadamente de hora em hora tal como já referido anteriormente.

Em cada medição foram registados três valores de deflexão que correspondem às três quedas de cargas com valor crescente, sendo estas de cerca de 25 kN, 40 kN e 55 kN em função da resposta do pavimento ensaiado, respetivamente.

Para homogeneizar os resultados e facilitar o processo de análise inversa, a realizar mais à frente, para cada medição foi calculado o valor resultante da interpolação dos três valores de deflexão correspondentes a cargas diferentes para uma carga de referência correspondente a 40 kN. Os valores obtidos após a interpolação nos locais L6 e L7 apresentam-se, respetivamente, nas Tabelas 23 e 24.

Tabela 23 - Deflexões medidas no local L6

Hora	T (°C) <sup>1</sup>	Deflexão medida nos geofones (×10 <sup>-6</sup> m)								
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
9:32	7,3	733,57	474,86	322,63	185,02	141,86	97,23	73,68	57,72	50,96
10:38	7,9	728,84	462,12	305,29	216,37	142,03	96,22	75,78	56,98	53,91
11:31	11,0	672,39	475,23	343,84	263,57	153,45	100,28	72,71	57,70	45,96
11:57	12,6	709,17	482,63	356,97	258,72	145,04	96,33	70,78	55,17	46,68
13:34	16,4	679,76	430,79	311,50	224,34	133,87	86,47	64,52	52,10	42,45
14:23	17,0	701,20	456,39	331,75	236,59	137,46	88,34	65,24	50,77	45,82
15:29	17,5	701,27	461,85	336,64	245,25	142,41	88,45	64,85	50,84	48,76
16:20	17,1	712,13	459,59	320,39	214,36	130,35	86,91	63,84	51,51	42,34

<sup>1</sup>Temperatura a meio da camada betuminosa

Tabela 24 - Deflexões medidas no local L7

Hora	T (°C) <sup>1</sup>	Deflexão medida nos geofones (×10 <sup>-6</sup> m)								
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
9:50	8,0	1047,71	622,13	400,83	248,87	114,61	64,38	42,16	30,98	23,11
10:48	8,1	1002,20	652,13	409,87	255,97	117,16	64,30	43,01	31,47	24,22
11:44	11,1	910,58	580,67	382,86	228,70	105,85	61,04	40,55	30,43	21,14
12:06	11,7	892,99	566,84	376,17	224,39	107,01	62,43	38,54	28,86	21,65
13:48	16,9	900,34	575,82	383,40	244,35	111,83	60,00	38,92	26,82	20,62
14:37	17,1	902,88	566,74	389,45	255,38	116,71	61,51	40,01	27,64	20,58
15:39	17,6	911,65	564,28	388,31	247,48	110,68	58,13	37,69	26,64	19,85
16:38	17,4	968,15	593,50	398,28	254,51	119,42	62,35	39,57	24,94	22,84

<sup>1</sup>Temperatura a meio da camada betuminosa

Por forma a demonstrar de forma mais evidente qual o comportamento da deflexão medida nos dois locais em estudo, as Figuras 85 e 86 apresentam as bacias de deflexão relativas aos diversos ensaios (a várias horas do dia) de avaliação da capacidade de carga elaborados nos locais L6 e L7, respetivamente, após o ajuste por interpolação para uma carga de referência com força igual a 40 kN.

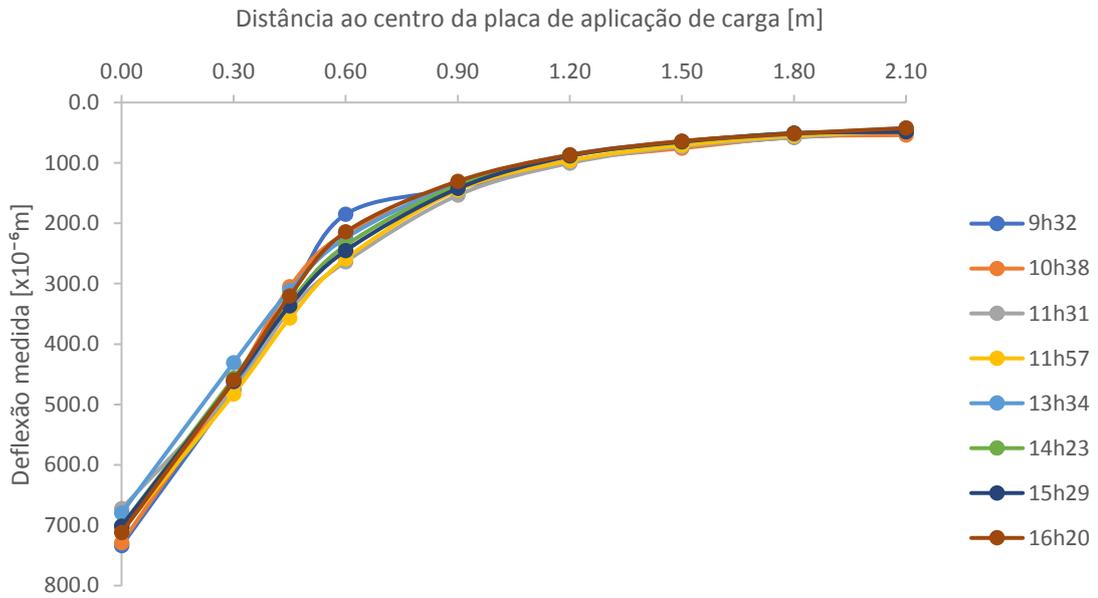


Figura 85 - Bacias de deflexões medidas no local L6

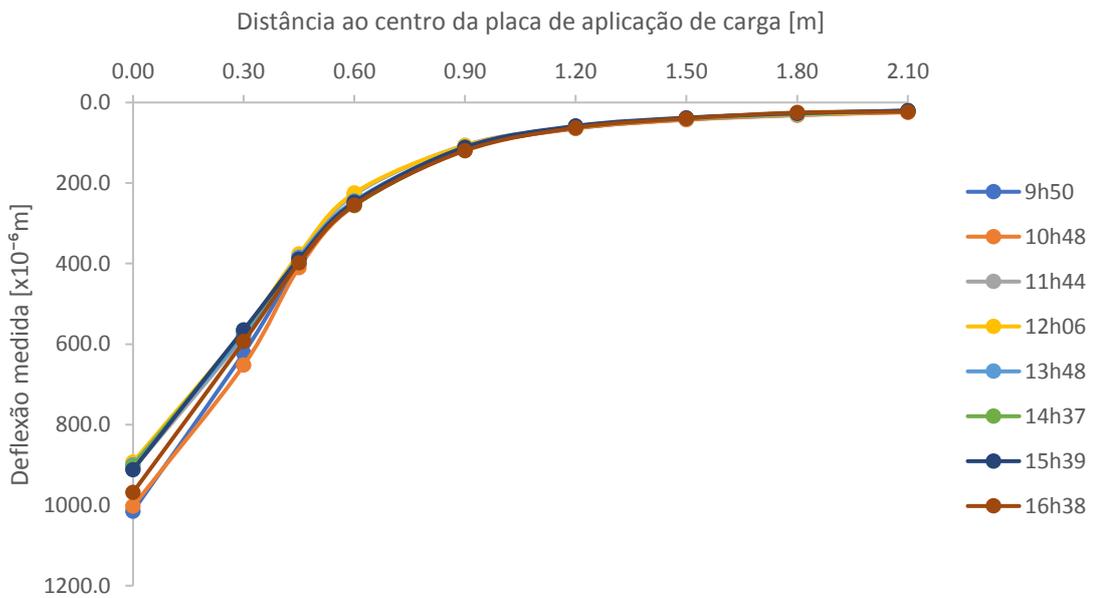


Figura 86 - Bacias de deflexões medidas no local L7

Analisando as Tabelas 23 e 24 e as Figuras 85 e 86 é possível observar algumas diferenças nos valores obtidos nos locais L6 e L7.

As deflexões medidas nos geofones mais próximos do centro de aplicação da carga (geofones 1, 2 e 3) são mais elevadas no local L7 do que no local L6. Tal facto pode ser devido ao estado de deformação na camada betuminosa, uma vez que a deflexão medida tem maior influência das camadas betuminosas nos geofones mais próximos do centro de aplicação de carga.

De facto, apesar de ambos os locais se encontrarem visivelmente muito fendilhados, o local L7 apresenta uma malha de fendilhamento mais fina e que abrange maior área de pavimento, como se demonstra na Figura 87, e que reduz a capacidade de carga e aumenta os valores de deflexão.



Figura 87 - Fendilhamento visível nos pontos de ensaio dos locais L6 e L7

Por outro lado, em relação aos geofones mais afastados do centro de aplicação da carga (geofones 6, 7, 8 e 9) foram registadas maiores deflexões no local L6. Tal pode indicar melhor estado de capacidade de carga das camadas granular e do solo de fundação no local L7, já que os geofones mais afastados do centro de aplicação de carga tendem a ser mais influenciados por estas camadas na deflexão medida.

Interessa ainda referir que seria de esperar um aumento das deflexões medidas aquando do aumento da temperatura medida a meio da camada betuminosa, sobretudo nos geofones mais próximos do centro de aplicação de carga de ensaio. No entanto, como se pode observar através da Tabela 25, maioritariamente não se constata essa tendência.

Tabela 25 - Deflexões medidas nos Locais L6 e L7 nos geofones mais próximos do centro de aplicação de carga

Trecho L6					Trecho L7				
Hora	T(°C) <sup>1</sup>	Deflexão medida nos geofones (×10 <sup>-6</sup> m)			Hora	T(°C) <sup>1</sup>	Deflexão medida nos geofones (×10 <sup>-6</sup> m)		
		D1	D2	D3			D1	D2	D3
9:32	7,3	733,57	474,86	322,63	9:50	8,0	1047,71	622,13	400,83
10:38	7,9	728,84	462,12	305,29	10:48	8,1	1002,20	652,13	409,87
11:31	11,0	672,39	475,23	343,84	11:44	11,1	910,58	580,67	382,86
11:57	12,6	709,17	482,63	356,97	12:06	11,7	892,99	566,84	376,17
13:34	16,4	679,76	430,79	311,50	13:48	16,9	900,34	575,82	383,40
14:23	17,0	701,20	456,39	331,75	14:37	17,1	902,88	566,74	389,45
15:29	17,5	701,27	461,85	336,64	15:39	17,6	911,65	564,28	388,31
16:20	17,1	712,13	459,59	320,39	16:38	17,4	968,15	593,50	398,28

<sup>1</sup> Temperatura a meio da camada betuminosa

Teoricamente, seria também de esperar que a maior deflexão medida correspondesse à hora de ensaio com maior temperatura registada. Tal facto também não se verificou.

O estado de degradação do pavimento, aliado à reduzida espessura da camada betuminosa do pavimento dos locais L6 e L7, podem justificar a relação de deflexão medida *versus* temperatura da camada betuminosa que encontramos nesta análise, tal como defende (Amorim (2013)) no seu estudo, onde apresenta resultados idênticos para um ensaio num pavimento com localização, estrutura, características e estado de degradação semelhantes.

#### 4.4.3. Análise inversa das deflexões para determinação da estrutura do pavimento

O procedimento seguinte foi ajustar a bacia de deflexões para as medições feitas em L6 e L7 para a primeira hora de ensaio. De facto, neste estudo optou-se por avaliar a capacidade de carga através do método de análise inversa nas primeiras horas de ensaio de cada local, para posteriormente ajustar os módulos em função da temperatura com os modelos teóricos existentes e finalmente comparar as deflexões teóricas obtidas dessa forma com as deflexões realmente medidas.

Deste modo, calculou-se a média das deflexões medidas nas várias horas para os geofones das distâncias D4 a D9, mantendo para os defletómetros D1 a D3 as deflexões medidas à 1ª hora já que estes são mais influenciados pelo comportamento das camadas betuminosa. Após este ajuste resultaram as seguintes deflexões para análise inversa que se pode observar na Tabela 26.

Tabela 26 - Deflexões consideradas para análise inversa após ajuste

Trecho L6										
Hora	T (°C) <sup>1</sup>	Deflexão medida nos geofones ( $\times 10^{-6}m$ )								
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
9:32	7,3	733,57	474,86	322,63	230,53	140,81	92,53	68,93	54,10	46,86
Trecho L7										
Hora	T (°C) <sup>1</sup>	Deflexão medida nos geofones ( $\times 10^{-6}m$ )								
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
9:50	8,0	1047,71	622,13	400,83	244,96	112,91	61,77	40,05	28,47	21,75

<sup>1</sup>Temperatura a meio da camada betuminosa

Seguiu-se a realização do processo de análise inversa com o objetivo de obter o modelo estrutural do pavimento estudado relativo aos locais L6 e L7. Para prosseguir com a análise inversa do pavimento nesses locais foi necessário definir as deflexões medidas em ensaio, as características de ensaio e as características do pavimento.

As deflexões medidas consideradas foram as indicadas na Tabela 26. Quanto às características do ensaio, considerou-se o raio da placa de 0,15 m, já que se usou nas campanhas de ensaio a placa de 300 mm de diâmetro, e a magnitude de carga definida foi de 40 kN uma vez se procedeu à interpolação dos valores de deflexão medidos das 3 alturas de carga para esse valor de 40 kN.

Para as características do pavimento em estudo foram considerados os seguintes valores de espessura da camada e coeficiente de Poisson indicados na Tabela 27.

Tabela 27 - Características do pavimento consideradas para procedimento de análise inversa nos locais L6 e L7

Local L6			Local L7		
Camada	Espessura da camada (m)	Coefficiente de poisson	Camada	Espessura da camada (m)	Coefficiente de poisson
Camada Betuminosa	0,09	0,35	Camada Betuminosa	0,09	0,35
Camada Granular	0,20	0,35	Camada Granular	0,20	0,35
Fundação	8,00	0,40	Fundação	2,80	0,40
Camada Rígida	$\infty$	0,20	Camada Rígida	$\infty$	0,20

Atendendo a que não foi possível realizar sondagens com recolha de carotes para avaliação da espessura das camadas do pavimento ensaiado, foram consideradas e arbitradas espessuras para as camadas tendo em conta a informação possível de recolher no próprio local. A espessura da camada betuminosa considerada foi de 9 cm e foi possível observar esta mesma espessura na berma do pavimento. Para a camada granular considerou-se 20 cm de espessura tendo por base o estudo de Amorim (2013) que realizou ensaios na mesma estrada onde se localizam os trechos de L6 e L7.

O programa de cálculo utilizado no processo de análise inversa foi o JPavBack 1.1. Na Figura 88 pode-se observar a interface gráfica desse *software*.

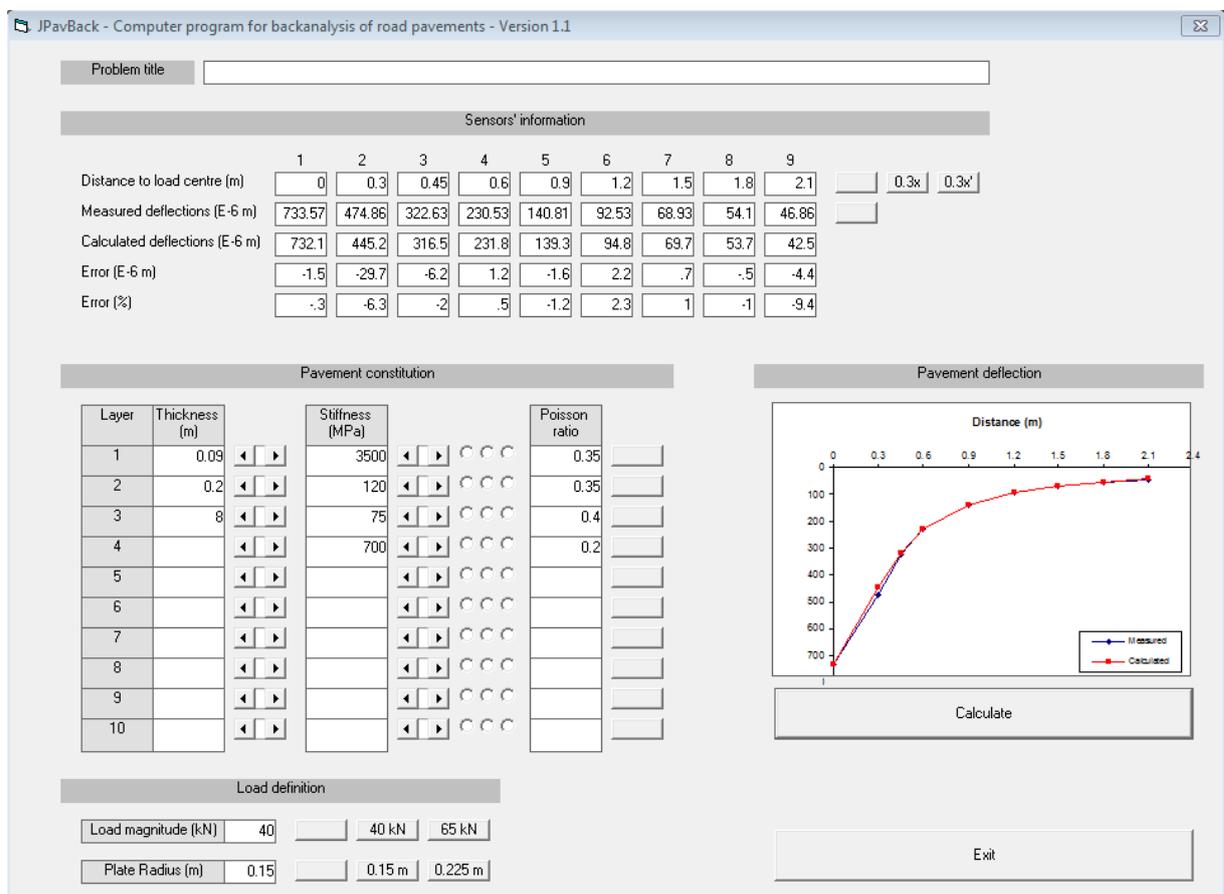


Figura 88 - Interface gráfica do programa JPavBack 1.1

Uma vez definidas todas as características necessárias para realizar o processo de análise inversa, prosseguiu-se com o processo iterativo de ajuste das bacias de deflexão medida e calculada e dos módulos das camadas constituintes da estrutura do pavimento ensaiado. Esse processo iterativo só foi concluído após conseguir um bom ajuste entre os valores calculados e medidos no pavimento.

Nesse sentido, apresentam-se na Tabela 28 os dados relativos às deflexões medidas e deflexões calculadas após o ajuste final para o pavimento situado no local L6, para a medição efetuada na primeira hora de ensaio.

Tabela 28 - Deflexões de cálculo obtidas por análise inversa e erro entre deflexões medidas e calculadas para o ensaio das 9:32 horas no local L6

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Distância ao centro de carga (m)	0,00	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	2,10
Deflexões Medidas ( $\times 10^{-6}$ m)	733,57	474,86	322,63	230,53	140,81	92,53	68,93	54,10	46,86
Deflexões Calculadas ( $\times 10^{-6}$ m)	732,10	445,20	316,50	231,80	139,30	94,80	69,70	53,70	42,50
Erro ( $\times 10^{-6}$ )	-1,5	-29,7	-6,2	1,2	-1,6	2,2	0,7	-0,5	-4,4
Erro (%)	-0,3	-6,3	-2,0	0,5	-1,2	2,3	1,0	-1,0	-9,4

Na Figura 89 representa-se de forma gráfica as bacias de deflexões medida (real) e teórica após o ajuste através do programa de cálculo JPavBack 1.1. Este resultado demonstra claramente que se conseguiu um excelente ajuste entre ambas as bacias, com erros inferiores a 10% em todos os geofones.

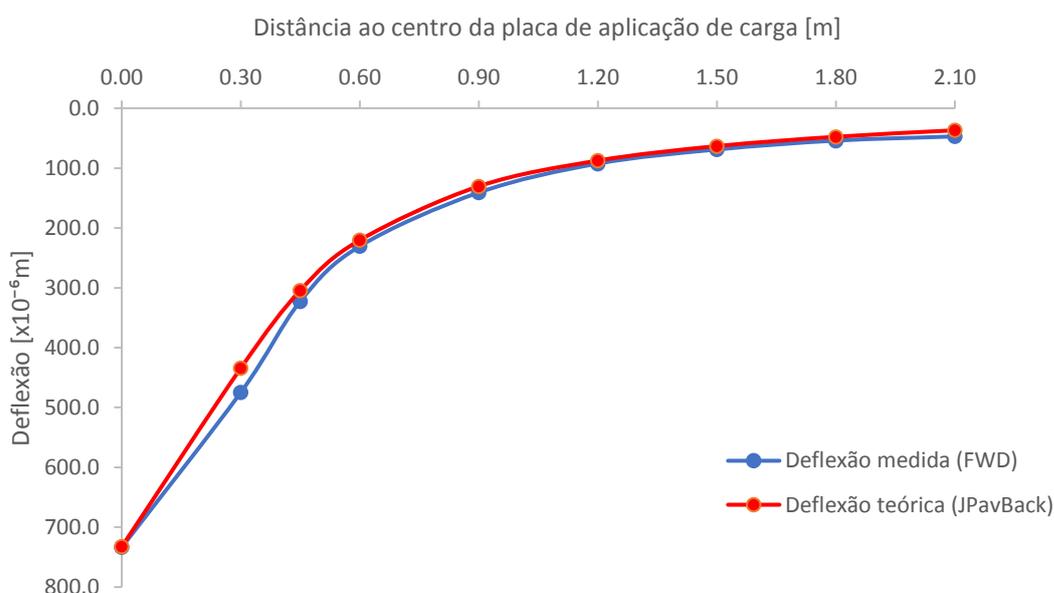


Figura 89 - Bacia de deflexões resultante do ajuste através do método de análise inversa para o local de ensaio L6

O modelo estrutural do pavimento resultante da solução obtida no ajuste final da análise inversa para o ensaio das 9:32 horas no local L6 encontra-se esquematizado na Tabela 29.

Tabela 29 - Módulos de rigidez obtidos por análise inversa relativos ao ensaio das 9:32 horas no local de ensaio L6

Camada	Módulo de rigidez (MPa)	Espessura da camada (m)	Coefficiente de poisson
Camada Betuminosa	3500	0,09	0,35
Camada Granular	120	0,20	0,35
Fundação	75	8,00	0,40
Camada Rígida	700	$\infty$	0,20

Em seguida efetuou-se o mesmo procedimento de análise inversa efetuado para o local de estudo L7. Apresentam-se na Tabela 30 os dados relativos às deflexões medidas e deflexões calculadas após o ajuste final efetuado para esse local, e para a medição efetuada na primeira hora de ensaio.

Na Figura 90 representa-se de forma gráfica o bom ajuste das bacias de deflexões medida (real) e teórica após o ajuste através do programa de cálculo JPavBack 1.1 para o local L7.

O modelo estrutural do pavimento resultante da solução obtida no ajuste final da análise inversa para o ensaio das 9:50 horas no local L7 encontra-se esquematizado na Tabela 31. É possível verificar que o módulo de rigidez da camada betuminosa neste local (L7) é claramente inferior ao estimado para o local L6, em concordância com os níveis de fendilhamento anteriormente referidos.

Tabela 30 - Deflexões de cálculo obtidas por análise inversa e erro entre deflexões medidas e calculados para o ensaio das 9:50 horas no local L7

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Distância ao centro de carga (m)	0,00	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	2,10
Deflexões Medidas ( $\times 10^{-6}$ m)	1014,71	622,13	400,83	244,96	112,91	61,77	40,05	28,47	21,75
Deflexões Calculadas ( $\times 10^{-6}$ m)	1009,80	513,90	330,00	223,50	119,40	72,50	46,60	30,80	20,50
Erro ( $\times 10^{-6}$ )	-5,0	-108,3	-70,9	-21,5	6,4	10,7	6,5	2,3	-1,3
Erro (%)	-0,5	-17,5	-17,7	-8,8	5,6	17,3	16,2	8	-6,0

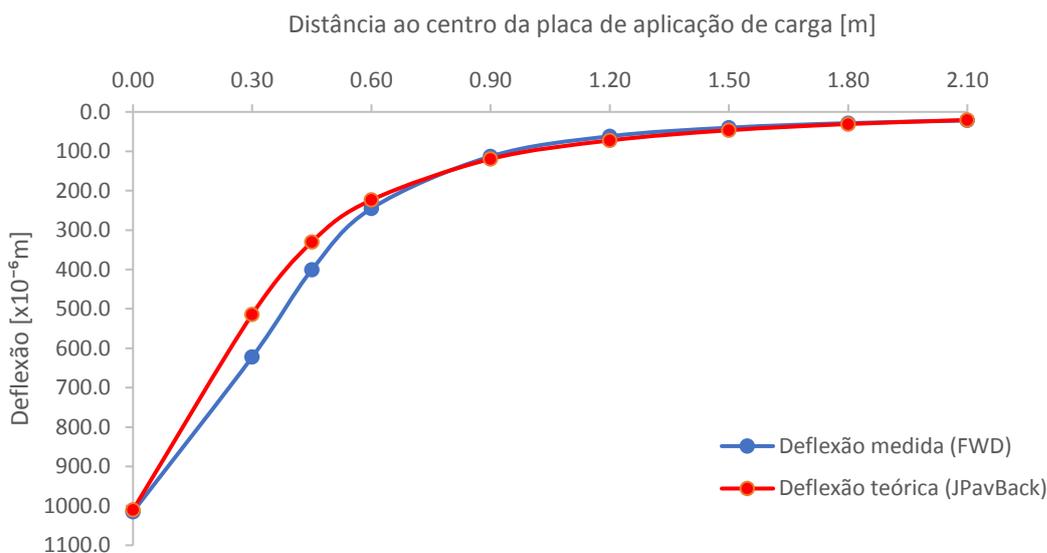


Figura 90 - Bacia de deflexões resultante do ajuste através do método de análise inversa para o local de ensaio L7

Tabela 31 - Módulos de rigidez obtidos por análise inversa relativos ao ensaio das 9:50 horas no local de ensaio L7

Camada	Módulo de rigidez (MPa)	Espessura da camada (m)	Coefficiente de poisson
Camada Betuminosa	1500	0,09	0,35
Camada Granular	85	0,20	0,35
Fundação	65	2,80	0,40
Camada Rígida	700	$\infty$	0,20

#### 4.4.4. Comparação das deflexões reais e obtidas com modelos teóricos para diferentes temperaturas de ensaio

Com base no módulo de rigidez da camada betuminosa obtido para a primeira hora de ensaio de capacidade de carga nos locais L6 e L7, foram ajustados os módulos de rigidez das medições das horas seguintes, em função das temperaturas verificadas, através dos três modelos de correção selecionados na presente dissertação.

Assim sendo, a variação dos módulos de rigidez com a temperatura nos dois locais em estudo (L6 e L7) é apresentada, respetivamente, nas Figuras 91 e 92.

Avaliação da Evolução Sazonal da Capacidade de Carga de Pavimentos Rodoviários

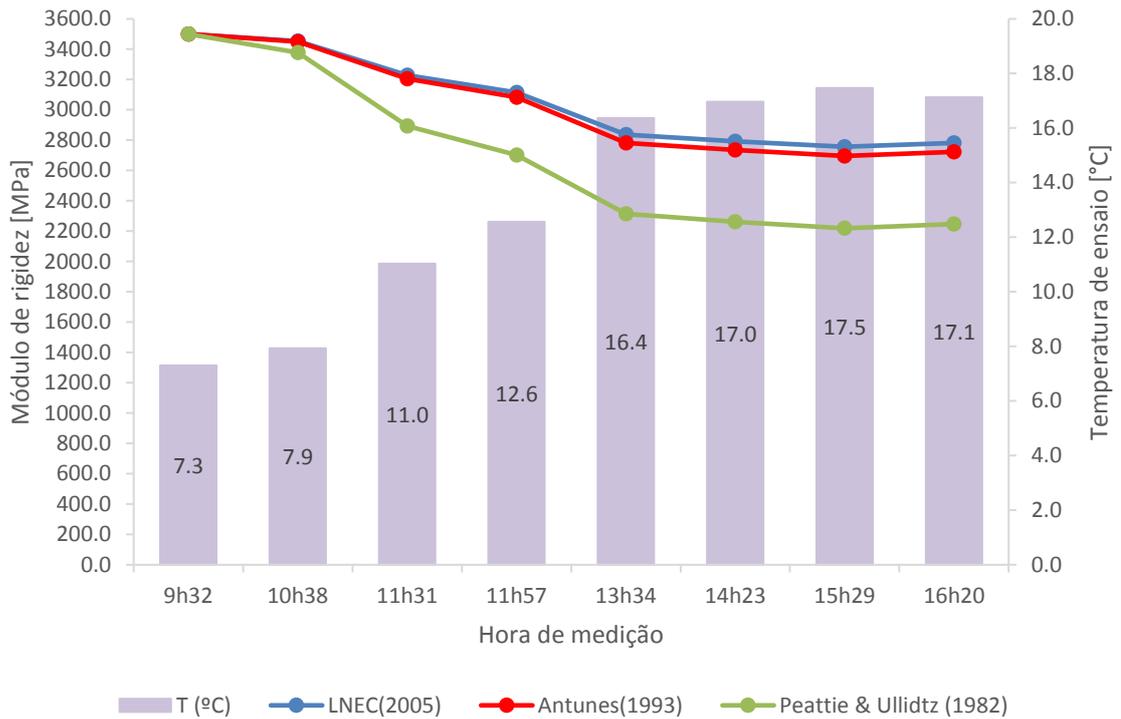


Figura 91 - Correção dos módulos de rigidez para o local L6 através dos modelos de correção selecionados

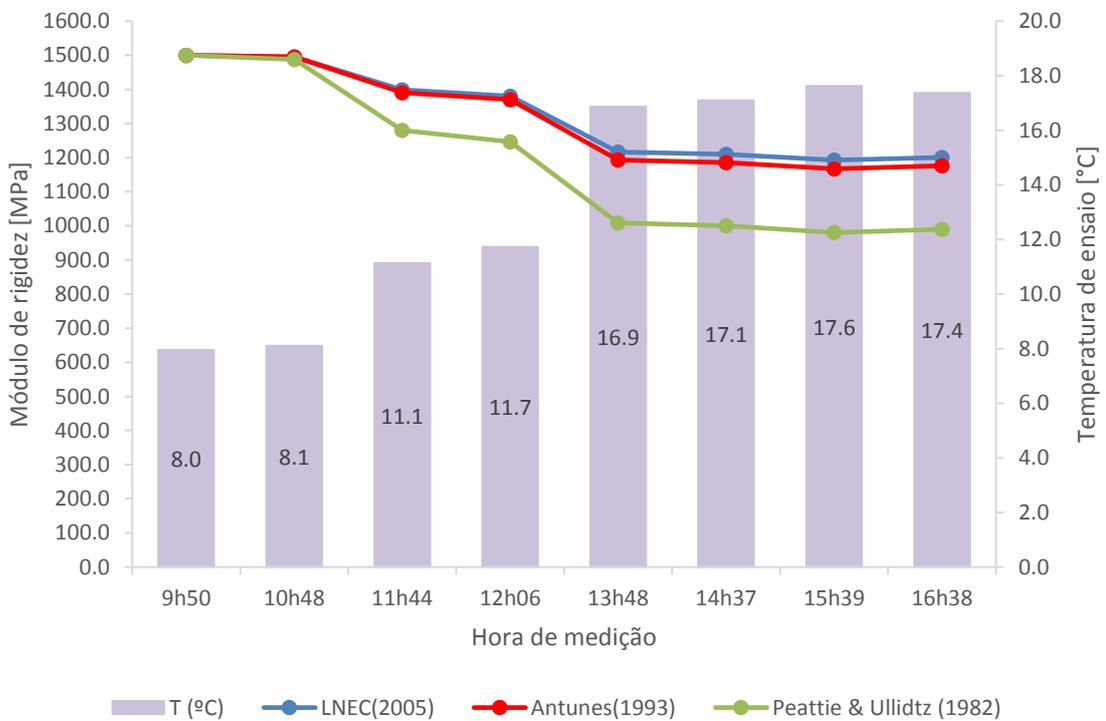


Figura 92 - Correção dos módulos de rigidez para o local L7 através dos modelos de correção selecionados

Analisando as Figuras 91 e 92 é possível ver que os modelos de correção preconizados por LNEC (2005) e Antunes (1993) devolvem valores relativamente próximos e mais altos quando comparados com o modelo de Peattie e Ullidtz (1982) que por sua vez conduz à obtenção de módulos de rigidez corrigidos mais baixos.

Para concluir a análise desta terceira fase de ensaios procedeu-se à realização da análise inversa para os ensaios das medições das horas seguintes, alterando o módulo de rigidez utilizado na camada betuminosa pelo valor corrigido pelos diferentes métodos de correção do módulo de rigidez apresentados no Capítulo 2 durante a revisão bibliográfica.

Os outros parâmetros mantiveram-se inalterados. Com este processo pretendeu-se comparar e analisar a diferença entre as deflexões calculadas e as deflexões medidas resultantes deste processo de análise inversa. Nas Tabelas 32 a 37 são apresentados os resultados obtidos após este processo.

De uma forma geral verifica-se que as deflexões calculadas com os módulos ajustados pelos diferentes modelos, em função da variação da temperatura, conseguem ter uma aproximação razoável dos valores efetivamente medidos nos locais às diferentes horas de ensaio, sendo que em grande parte das situações os erros verificados não são muito superiores a 10%.

No entanto, é possível verificar que os modelos funcionaram melhor no local L6 do que no local L7, o que demonstra que a capacidade de previsão dos modelos é pior quando os módulos são muito baixos em zonas do pavimento bastante fendilhadas.

Também se verificou que os modelos de previsão da variação do módulo com a temperatura preconizados por LNEC (2005) e Antunes (1993) originam um menor erro entre as deflexões calculadas e medidas do que o modelo de Peattie e Ullidtz (1982), o que se compreende dado que os primeiros foram desenvolvidos em estudos anteriores desenvolvidos em Portugal (o que os torna mais adaptados ao clima português).

Nesse sentido, considera-se que é importante que se procure desenvolver novos estudos que permitam fazer o ajuste dos módulos de rigidez com a temperatura nas situações em que haja um maior estado de degradação dos pavimentos rodoviários. No entanto, o número de ensaios realizados neste estudo não é suficiente para que seja possível propor um novo modelo de ajuste que se possa generalizar para esse tipo de situações.

Tabela 32 – Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Antunes (1993) no local L6

Hora	Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
10:38	Deflexões M* ( $\times 10^6 m$ )	728,8	462,1	305,3	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^6 m$ )	734,5	445,6	316,5	231,6	139,2	94,8	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	0,7	-3,6	3,6	0,4	-1,3	2,3	1,0	-1,0	-9,4
11:31	Deflexões M* ( $\times 10^6 m$ )	672,4	475,2	343,8	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^6 m$ )	747,3	447,5	316,3	231,0	138,9	94,7	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	11,1	-5,9	-8,1	0,1	-1,5	2,2	1,0	-1,0	-9,4
11:57	Deflexões M* ( $\times 10^6 m$ )	709,2	482,6	357,0	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^6 m$ )	754,0	448,5	316,1	230,7	138,8	94,7	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	6,3	-7,1	-11,5	0,0	-1,5	2,2	1,0	-1,0	-9,4
13:34	Deflexões M* ( $\times 10^6 m$ )	679,8	430,8	311,5	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^6 m$ )	771,8	450,9	315,7	229,8	138,4	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	13,5	4,6	1,3	-0,4	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2
14:23	Deflexões M ( $\times 10^6 m$ )	701,2	456,4	331,5	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C ( $\times 10^6 m$ )	774,8	451,2	315,6	229,7	138,4	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	10,4	-1,2	-4,8	-0,4	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2
15:29	Deflexões M* ( $\times 10^6 m$ )	701,3	461,9	336,6	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^6 m$ )	777,4	451,6	315,5	229,6	138,3	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	10,8	-2,3	-6,3	-0,5	-1,9	2,1	1,0	-1,0	-9,2
16:20	Deflexões M* ( $\times 10^6 m$ )	712,1	459,6	320,4	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^6 m$ )	775,6	451,3	315,6	229,6	138,4	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	8,9	-1,9	-1,5	-0,5	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2

\*M – Medidas; \*C – Calculadas

Tabela 33 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de LNEC (2005) no local L6

Hora	Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
10:38	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	728,8	462,1	305,3	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	734,3	445,6	316,5	231,6	139,2	94,8	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	0,7	-3,6	3,6	0,4	-1,3	2,3	1,0	-1,0	-9,4
11:31	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	672,4	475,2	343,8	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	746,1	447,4	316,3	231,1	139,0	94,7	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	10,9	-5,9	-8,1	0,2	-1,4	2,2	1,0	-1,0	-9,4
11:57	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	709,2	482,6	357,0	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	752,2	448,3	316,2	230,8	138,8	94,7	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	6,0	-7,2	-11,5	0,0	-1,5	2,2	1,0	-1,0	-9,4
13:34	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	679,8	430,8	311,5	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	768,5	450,5	315,8	230,0	138,5	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	13,0	4,5	1,3	-0,3	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2
14:23	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	701,2	456,4	331,5	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	771,2	450,8	315,7	229,9	138,4	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	9,9	-1,3	-4,8	-0,4	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2
15:29	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	701,3	461,9	336,6	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	773,5	451,1	315,6	229,7	138,4	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	10,2	-2,4	-6,3	-0,4	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2
16:20	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	712,1	459,6	320,4	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	771,9	450,9	315,7	229,8	138,4	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	8,3	-1,9	-1,5	-0,4	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2

\*M – Medidas; \*C – Calculadas

Tabela 34 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Peattie e Ullidtz (1982) no local L6

Hora	Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
10:38	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	728,8	462,1	305,3	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	738,2	446,2	316,4	231,4	139,2	94,8	69,7	53,7	42,5
	Erro (%)	1,2	-3,5	3,6	0,3	-1,3	2,3	1,0	-1,0	-9,4
11:31	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	672,4	475,2	343,8	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	765,0	450,0	315,9	230,1	138,6	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	13,7	-5,4	-8,2	-0,3	-1,5	2,1	1,0	-1,0	-9,2
11:57	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	709,2	482,6	357,0	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	777,0	451,5	315,5	229,6	138,3	94,6	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	9,5	-6,5	-11,7	-0,5	-1,9	2,1	1,0	-1,0	-9,2
13:34	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	679,8	430,8	311,5	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	804,2	454,4	314,7	228,4	137,9	94,5	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	18,3	5,4	1,0	-1,0	-2,2	2,0	1,0	-1,0	-9,2
14:23	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	701,2	456,4	331,5	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	808,3	454,8	314,6	228,2	137,8	94,5	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	15,2	-0,4	-5,1	-1,1	-2,3	2,0	1,0	-1,0	-9,2
15:29	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	701,3	461,9	336,6	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	811,6	455,1	314,4	228,1	137,8	94,5	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	15,7	-1,5	-6,7	-1,1	-2,3	2,0	1,0	-1,0	-9,2
16:20	Deflexões M* (×10 <sup>-6</sup> m)	712,1	459,6	320,4	230,5	140,8	92,5	68,9	54,1	46,9
	Deflexões C* (×10 <sup>-6</sup> m)	809,3	454,9	314,5	228,2	137,8	94,5	69,7	53,7	42,6
	Erro (%)	8,9	-1,9	-1,5	-0,5	-1,8	2,1	1,0	-1,0	-9,2

\*M – Medidas; \*C – Calculadas

Tabela 35 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Antunes (1993) no local L7

Hora	Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
10:48	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	1002,2	652,1	409,9	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1010,5	513,9	330,0	223,4	119,4	72,5	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	0,8	-21,3	-19,5	-8,9	5,6	17,3	16,2	8,0	-6,0
11:44	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	910,6	580,7	382,9	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1027,5	514,8	329,0	222,6	119,3	72,4	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	12,8	-11,4	-14,1	-9,2	5,5	17,1	16,2	8,0	-6,0
12:06	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	893,0	566,8	376,2	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1031,0	514,9	328,8	222,5	119,2	72,4	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	15,4	-9,2	-12,7	-9,2	5,4	17,1	16,2	8,0	-6,0
13:48	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	900,3	575,8	383,4	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1063,7	516,7	327,0	221,1	118,9	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	18,1	-10,4	-14,8	-9,8	5,2	17,1	16,2	7,7	-6,0
14:37	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	902,9	566,7	389,5	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1065,3	516,1	326,9	221,1	118,9	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	17,9	-9,0	-16,1	-9,8	5,2	17,1	16,2	7,7	-6,0
15:39	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	911,9	564,3	388,3	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1068,9	516,2	326,7	220,9	118,9	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	17,2	-8,6	-15,9	-9,9	5,2	17,1	16,2	7,7	-6,0
16:38	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	968,2	593,5	398,3	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1067,1	516,2	326,8	221,0	118,9	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	10,2	-13,1	-18,0	-9,8	5,2	17,1	16,2	7,7	-6,0

\*M – Medidas; \*C – Calculadas

Tabela 36 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de LNEC (2005) no local L7

Hora	Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
10:48	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	1002,2	652,1	409,9	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1010,5	513,9	330,0	223,4	119,4	72,5	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	-0,8	-21,3	-19,5	-8,9	5,6	17,3	16,2	8,0	-6,0
11:44	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	910,6	580,7	382,9	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1026,1	514,7	329,1	222,7	119,3	72,4	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	12,6	-11,4	-14,1	-9,2	5,5	17,1	16,2	8,0	-6,0
12:06	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	893,0	566,8	376,2	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1029,3	514,9	328,9	222,6	119,2	72,4	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	15,2	-9,2	-12,6	-9,2	5,4	17,1	16,2	8,0	-6,0
13:48	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	900,3	575,8	383,4	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1059	516,0	327,3	221,3	119,0	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	17,6	-10,5	-14,7	-9,7	5,3	17,1	16,2	7,7	-6,0
14:37	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	902,9	566,7	390,0	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1060,5	516,0	327,2	221,3	119,0	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	17,4	-9,0	-16,0	-9,7	5,3	17,1	16,2	7,7	-6,0
15:39	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	911,7	564,3	388,3	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1063,7	516,1	327,0	221,1	118,9	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	16,6	-8,6	-15,9	-9,8	5,2	17,1	16,2	7,7	-6,0
16:38	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}m$ )	968,2	593,5	398,3	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}m$ )	1062,1	516,0	327,1	221,2	119,0	72,4	46,6	30,7	20,5
	Erro (%)	9,6	-13,1	-17,9	-9,8	5,3	17,1	16,2	7,7	-6,0

\*M – Medidas; \*C – Calculadas

Tabela 37 - Relação entre deflexões medidas e calculadas após ajuste do módulo de rigidez da camada betuminosa com o modelo de Peattie e Ullidtz (1982) no local L7

Hora	Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
10:48	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	1002,2	652,1	409,9	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1011,6	514,0	329,9	223,4	119,4	72,5	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	0,9	-21,2	-19,6	-8,9	5,6	17,3	16,2	8,0	-6,0
11:44	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	910,6	580,7	382,9	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1047,1	515,6	327,9	221,8	119,1	72,4	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	14,9	-11,3	-14,14	-9,5	5,4	17,1	16,2	8,0	-6,0
12:06	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	893,0	566,8	376,2	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1053,4	515,8	327,6	221,5	119,0	72,4	46,6	30,8	20,5
	Erro (%)	17,9	-9,1	-13,0	-9,6	5,3	17,1	16,2	8,0	-6,0
13:48	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	900,3	575,8	393,4	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1103,5	516,8	324,9	219,7	118,7	72,3	46,5	30,7	20,5
	Erro (%)	22,5	-10,3	-15,3	-10,4	5,0	16,9	15,9	7,7	-6,0
14:37	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	902,9	566,7	389,5	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1105,6	516,9	324,8	219,7	118,7	72,3	46,5	30,7	20,5
	Erro (%)	22,4	-8,9	-16,7	-10,4	5,0	16,9	15,9	7,7	-6,0
15:39	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	911,7	564,3	388,3	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1110,4	516,9	324,5	219,5	118,6	72,3	46,5	30,7	20,5
	Erro (%)	21,7	-8,5	-16,5	-10,5	4,9	16,9	15,9	7,7	-6,0
16:38	Deflexões M* ( $\times 10^{-6}$ m)	968,2	593,5	398,3	245,0	112,9	61,8	40,1	28,5	21,8
	Deflexões C* ( $\times 10^{-6}$ m)	1108,0	516,9	324,6	219,6	118,7	72,3	46,5	30,7	20,5
	Erro (%)	14,4	-13,0	-18,6	-10,4	5,0	16,9	15,9	7,7	-6,0

\*M – Medidas; \*C – Calculadas

## 5. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

### 5.1. Conclusões

Os principais objetivos deste trabalho foram: i) comparar e relacionar a avaliação da capacidade com dois equipamentos de ensaio, o defletómetro de impacto (FWD) e defletómetro de impacto ligeiro (LFWD), em alguns pavimentos com características diferentes; ii) avaliar a variação da capacidade de carga em função da alteração do teor em água, onde foram realizados ensaios com o defletómetro de impacto ligeiro (LFWD) em duas datas distintas para três pavimentos com características diferentes; iii) avaliar a influência da capacidade de carga (FWD) em função das variações de temperatura, através de ensaios com espaçamentos de uma hora em dois locais de medição com características semelhantes.

As principais conclusões desta dissertação resultam da análise das deflexões medidas nos ensaios de carga realizados, da análise dos valores de teor em água medidos no caso das primeira e segunda fases deste trabalho, da análise das temperaturas registadas aquando dos ensaios de carga no que diz respeito à terceira fase de ensaios, e das observações realizadas nos diferentes locais e pavimentos que foram selecionados.

Embora fosse já algo esperado pela informação recolhida na bibliografia consultada, o trabalho realizado no âmbito desta dissertação permitiu concluir que a avaliação da capacidade de carga de pavimentos é um processo de análise complexa, sobretudo devido ao elevado número de fatores e condicionantes envolvidos e inerentes a este processo de avaliação.

Em relação à primeira fase de ensaios, foi possível concluir que, independentemente dos diversos tipos de pavimento ensaiados, as deflexões obtidas pelo defletómetro de impacto ligeiro (LFWD) foram superiores às deflexões medidas com o defletómetro de impacto (FWD) em quase todos os pontos de ensaio dos diversos locais.

Os valores de deflexão medidos com LFWD e com FWD revelam uma diferença significativa quando comparando o valor de cada medição, havendo até algumas medições em que a deflexão medida pelo LFWD é superior à deflexão medida pelo FWD em mais de 50%.

O local L2, um solo arenoso com estado de compactação razoável, foi o local onde se verificou maior diferença nos valores obtidos por um e outro equipamento. Os locais L5 e L6, ambos trechos de pavimentos com camadas betuminosas, com espessuras entre os 7 e 9 cm, são aqueles que revelam

deflexões medidas mais próximas quando comparadas as medições dos dois equipamentos de ensaio. Posto isto, foi possível identificar indícios de que existe maior proximidade entre as deflexões medidas pelo FWD e pelo LFWD em pavimentos com camadas superiores betuminosas e menor proximidade em pavimentos com solos nas camadas superiores, embora tal não possa ser concluindo de uma forma generalizada devido à baixa amostragem de pontos de medição desta fase.

Ainda da primeira fase deste estudo percebeu-se que a realização de ensaios com uma reduzida amostra de pontos de medição leva uma grande dispersão e difícil análise de resultados e das possíveis relações existentes, pelo que nas fases seguintes já se optou por alargar o número de pontos de ensaio em cada local e reduzir o número de locais de estudo.

No que diz respeito à segunda fase de ensaios, foi possível concluir, através dos resultados obtidos, que a diminuição dos valores de teor em água da 1ª campanha de ensaios para a 2ª campanha correspondeu, na maioria dos pontos de medição, ao aumento de valores do módulo de rigidez dos pavimentos da 1ª campanha de ensaios para a 2ª campanha. Tal facto verificou-se nos três pavimentos ensaiados.

O facto de a 1ª campanha de ensaios ter sido realizada após um período sem chuvas e a 2ª campanha ter sido realizada após duas semanas com dias consecutivos a chover, tendo sido os valores de teor em água na 1ª campanha de ensaios superiores aos da 2ª campanha, permite apontar fatores como a exposição solar e a temperatura como podendo ser mais influentes em certas situações do que a própria pluviosidade na alteração do teor em água dos solos dos pavimentos (pelo menos à superfície).

Na comparação dos módulos de rigidez obtidos para os três locais ensaiados, e tal como seria de prever, concluiu-se que os locais L1 e L3 apresentam melhor capacidade de carga do que o local L2 (visto que se obtiveram módulos de rigidez mais elevados que os do local L2). De facto, os locais L1 e L3 correspondem, respetivamente, a pavimentos com uma camada granular e camada superior betuminosa delgada ou a um pavimento de blocos assente em camada granular. Por sua vez, no local L2 trata-se de um pavimento apenas em solo arenoso.

Relativamente à terceira fase de ensaios, foi possível notar alguns comportamentos relativos à influência da temperatura nos ensaios de capacidade de carga. Constatou-se que o aumento da temperatura do pavimento, em ambos os locais de ensaio, não correspondeu regra geral ao aumento das deflexões medidas no pavimento. Contudo, Amorim (2013) também avaliou um trecho localizado na mesma

estrada dos locais L6 e L7 e obteve resultados semelhantes. Atendendo as estas semelhanças encontradas e ao avançado estado de fendilhamento dos trechos dos locais L6 e L7, é possível indiciar que em pavimentos com camadas betuminosas onde se observa bastante fendilhamento, a temperatura do pavimento passa a ter menor influência na variação das deflexões observadas.

Dos valores de deflexão obtidos nos ensaios com o FWD e após aplicação do processo de análise inversa, é possível concluir que o trecho correspondente ao local L6 apresenta melhor capacidade de carga que o trecho alusivo ao local L7. Além disso, é possível verificar que os modelos de previsão do módulo em função da temperatura funcionaram melhor no local L6 do que no local L7, o que demonstra que a capacidade de previsão dos mesmos é pior quando os módulos são muito baixos em zonas do pavimento bastante fendilhadas.

Também se verificou que os modelos de previsão da variação do módulo com a temperatura preconizados por LNEC (2005) e Antunes (1993) originam um menor erro entre as deflexões calculadas e medidas do que o modelo de (Peattie e Ullidtz (1982)), o que se compreende dado que os primeiros foram desenvolvidos em estudos anteriores desenvolvidos em Portugal (o que os torna mais adaptados ao clima português).

## **5.2. Trabalhos Futuros**

Quando se fala em “trabalhos futuros”, subentendem-se neste capítulo todas as ideias que surgiram no desenvolver deste trabalho para melhorar o estudo realizado nesta dissertação, ideias que possam contribuir para o aperfeiçoamento do conhecimento nas temáticas abordadas bem como pontos de partida para a realização de novos e aperfeiçoados estudos.

A carga aplicada e registada nos ensaios com defletómetro de impacto (FWD) não é constante e sofre alterações em função da resposta do pavimento ensaiado. Já no defletómetro de impacto ligeiro (LFWD), não é registada a carga aplicada uma vez que o aparelho não possui uma célula de carga e o valor do módulo de rigidez que apresenta é calculado considerando que o valor de carga é sempre o mesmo. Assim sendo, seria vantajoso no futuro usar uma célula de carga acoplada ao LFWD pois revela-se importante para estudos de comparação com dados obtidos com o FWD, o que se torna fundamental caso se façam estudos recorrendo à análise inversa pois aprimora a obtenção dos módulos de rigidez.

Outro aspeto que se revelaria importante seria realizar extração de carotes e recolha de material granular, juntamente com a avaliação das espessuras com recurso a um Radar de Prospecção, por forma a

conhecer melhor as características físicas e mecânicas dos pavimentos estudados tais como o número de camadas, espessura das camadas e material constituinte das camadas. Dessa forma seria possível obter com maior rigor os módulos de rigidez tanto em estudos de comparação de resultados obtidos com recursos a diferentes equipamentos de ensaio, bem como em estudos comparativos com ajustes devido às alterações de temperatura ou da alteração do teor em água.

Verificou-se no desenrolar deste trabalho que devido à quantidade de variáveis que influenciam a capacidade de carga seria interessante desenvolver estudos com maior grau de especificidade, isto é, seria interessante, em trabalhos de dissertação de mestrado como este, escolher somente um trecho de um pavimento e aumentar o número de pontos de ensaio bem como o número de campanhas de ensaios por forma a aprimorar os resultados uma vez que se prevê assim menos dispersão nos resultados obtidos. Seria ainda interessante no âmbito da influência da sazonalidade realizar estudos onde fosse possível abranger um período mais alargado durante o ano por forma a entender melhor a evolução da capacidade de carga ao longo do ano. A realização de duas ou três campanhas mensais durante um ano seria por exemplo um estudo interessante a fazer.

Do desencadeamento desta dissertação, nomeadamente a terceira fase de ensaios, onde se verificou diferenças na capacidade carga entre um e outro local de ensaio num pavimento com características semelhantes, mas com grau de fendilhamento diferente, surge também a ideia de tentar estudar, analisar e aprofundar relações e alterações na capacidade de carga de pavimentos entre diferentes níveis de fendilhamento em pavimentos flexíveis.

Da experiência deste estudo, surge ainda como sugestão um melhoramento para uma futura análise da influência da variação do teor em água na capacidade de carga dos pavimentos que consiste em instalar uma estação meteorológica simples no próprio local de ensaio, por forma a ter dados meteorológicos mais realistas. Recorrer a dados de estações instaladas noutros locais, ainda que nas proximidades, podem ter bastante influência nos dados obtidos e não refletir valores semelhantes aos da localização exata.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1993). Guide for design of pavement structures, *American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC*.
- Ali, H., Parker, N. (1996). Using time series to incorporate seasonal variations in pavement design, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (1539), pp. 33-43.
- Amorim, S.I.R. (2013). *Correção das deflexões obtidas com defletómetro de impacto devido às variações de temperatura*, Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães.
- Antunes, M.d., Batista, F., Fontul, S., Domingos, P. (2005). Conservação e Reabilitação de Pavimentos Rodoviário, *Apontamentos do curso de formação promovido pelo Fundec-LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil*.
- Antunes, M.d.L. (1993). *Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos*, Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- ASTM (2015a). *ASTM D4694-09(2015), Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device*, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, U.S.A.
- ASTM (2015b). *ASTM E2835-11(2015), Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device*, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, U.S.A.
- Azevedo, M. (2012). *Directivas para a concepção de pavimentos–Critérios de dimensionamento*, Documento Base, INIR.
- Branco, F., Pereira, P., Picado-Santos, L. (2008). *Pavimentos Rodoviários*, Edições Almedina, Coimbra.
- Cardoso, E.A.C. (2017). *Non-destructive tests in roads and airfields A study of the Falling Weight Deflectometer*, Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Chandra, D., Lytton, R.L., Yang, W. (1988). Effects of temperature and moisture on low volume roads.
- Cunha, C.M. (2010). *Reciclagem de pavimentos rodoviários flexíveis: diferentes tipos de reciclagem*, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

- Dixit, M., Patil, K. (2009). *Study of effect of different parameters on bearing capacity of soil*, Proceedings of IGC.
- Domingos, P. (2007). *Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural*, Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Elshaer, M., Ghayoomi, M., Daniel, J. (2017). Bearing capacity analysis of pavement structures for short term flooding events, pp. 2127-2133.
- EP (2008). *Sistema de Gestão de Pavimentos: Manual de Utilização*, Estradas de Portugal S.A.
- Fontul, S. (2004). *Structural Evaluation of Flexible Pavements using Non-Destructive Tests*, Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Francisco, A.P.S. (2012). *Comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis*, Instituto Politécnico de Bragança, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Bragança.
- García, J.A.R., Castro, M. (2011). Analysis of the temperature influence on flexible pavement deflection, *Construction and Building Materials*, Vol. 25 (8), pp. 3530-3539.
- Gu, F., Luo, X., Zhang, Y., Lytton, R., Sahin, H. (2016). *Modeling of unsaturated granular materials in flexible pavements*, E3S Web of Conferences, EDP Sciences, p. 20002.
- Horta, C.S., Pereira, F.C., Lopes, S., Morgado, J. (2013). *O Sistema de Gestão de Conservação de Pavimentos da Estradas de Portugal, SA–Balanço de uma Implementação Consolidada*, Art. T5–7° CRP.
- LNEC (2005). Observação do Comportamento de Trechos Piloto em Pavimentos Flexíveis inseridos na Rede Rodoviária Nacional de 1992 a 1999, *Relatório 162/05, Núcleo de Infra-Estruturas*.
- Luz, A., Picado-Santos, L. (2011). *Contribuição para a modelação do índice de qualidade na caracterização da rede rodoviária nacional*, Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Machado, A., Fontul, S., Freire, A.C. (2013). Influência da força de ensaio na avaliação estrutural de pavimentos por métodos não destrutivos, *7º Congresso Rodoviário Português - Novos Desafios para a Atividade Rodoviária Cento Rodoviário Português*.
- Machado, A.B.A.d.S. (2012). *Contribuição para a avaliação estrutural de infraestruturas rodoviárias por métodos não destrutivos*, Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

- Magalhães, B.A.d.C. (2015). *Comparação de diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários*, Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães.
- Menezes, M.V.d. (2008). *Estudo das características de superfície de pavimentos rodoviários para análise da segurança do tráfego*, Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Minhoto, M. (2005). *Consideração da temperatura no comportamento à reflexão de fendas dos reforços de pavimentos rodoviários flexíveis*, Tese de Doutoramento. Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães.
- Moraes, C.G.d. (2015). *Análise de Bacias Deflectométricas Obtidas por 4 Equipamentos do tipo Falling Weight Deflectometer (FWD)*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Oliveira, J.R.M.d. (2006). *Grouted macadam: material characterisation for pavement design*, University of Nottingham.
- Peattie, K., Ullidtz, P. (1982). Programmable calculators in the assessment of overlays and maintenance statistics – Proceedings of the fifth international conference on the structural design of asphalt pavements held deflt university of technology, august 23-26 1982. vol 1 and 2. – Netherlands.
- Pereira, P., Miranda, V. (1999). *Gestão da conservação dos pavimentos rodoviários*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga.
- Picado-Santos, L., Ferreira, A., Pereira, P.A. (2006). *Estruturação de um Sistema de Gestão de Pavimentos para uma Rede Rodoviária de Carácter Nacional*, Engenharia Civil, Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil, p. 45-59.
- Reis, N.F.d.S. (2009). *Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários–Aplicação a um Pavimento Reforçado com Malha de Aço*, Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Ribeiro, R.M.d.P. (2012). *Aplicação de mistura betuminosa aberta com betume modificado com alta incorporação de borracha na reabilitação de pavimentos rodoviários*, Instituto Politécnico de Viseu. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu.
- Santos, M.J.L.d. (2009). *Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis*, Universidade de Aveiro, Aveiro.

Thom, N. (2003). Implementation of a Performance Specification for Capping and Subgrade, *Scott Wilson Pavement Engineering, Final Report submitted to Highway Agency.*

Vasquez, C.A. (2011). *Pavement Management Systems on a Local Level*, Dissertação de Mestrado. Utah State University, Logan, Utah.

Wells, W. (1984). *Developing Pavement Management Systems at County and City Levels.*