



UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

REFORÇO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS: Modelação do Comportamento Estrutural

Pedro Miguel Guerra Domingos
(Licenciado)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a obtenção do grau de Mestre em Transportes pela Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC

Orientadora: Doutora Maria de Lurdes Baptista Costa Antunes
Co-orientador: Doutor José Manuel Coelho das Neves

Júri

Presidente: Doutor José Manuel Caré Baptista Viegas
Vogais: Doutor Luís Guilherme de Picado Santos
Doutora Maria de Lurdes Baptista Costa Antunes
Doutor José Manuel Coelho das Neves

Maio de 2007

REFORÇO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS: MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Resumo

As infra-estruturas de transporte apresentam-se como vectores essenciais para o desenvolvimento económico, social, ambiental e cultural das sociedades contemporâneas. A construção destas infra-estruturas pressupõe avultados investimentos financeiros, aos quais têm que se somar os custos de exploração e manutenção ao longo do período de “vida” da infra-estrutura. Devido à sua importância estratégica, estas terão que apresentar um nível de serviço consentâneo com as exigências próprias de uma globalização incontornável (trocas comerciais, turismo, intercâmbio cultural), o que obriga ao desenvolvimento de um plano que defina as medidas de manutenção e/ou reabilitação a serem adoptadas no futuro, uma vez que existem diversos factores que impedem a contínua construção de novas infra-estruturas.

Assim, verifica-se que o reforço dos pavimentos aeroportuários é uma questão de enorme relevância, uma vez que as administrações responsáveis pela operacionalidade dos aeroportos têm que criar todas as condições para satisfazer a procura das diversas companhias aéreas e, ao mesmo tempo, têm que possuir os instrumentos adequados no sentido de decidirem quais as acções a realizar no âmbito da gestão dos pavimentos, nomeadamente nas questões que estão associadas às características estruturais e funcionais que estes devem oferecer para a operação das aeronaves em termos de conforto e segurança

Para efectuar a modelação do comportamento estrutural dos pavimentos, com vista à determinação dos estados de tensão e deformação induzidos pelo tráfego, recorre-se de um modo geral, à utilização de modelos “multi-camadas”, nos quais estes são idealizados como um conjunto de camadas horizontais, contínuas, homogéneas, isotrópicas e elásticas, e que estão assentes sobre um meio semi-infinito. Deste modo,

é possível recorrer a programas de cálculo automático relativamente fáceis de utilizar, que estão disponíveis no mercado, tais como, o ELSYM 5, desenvolvido na Universidade de Berkely ou o BISAR, desenvolvido pela Shell.

No entanto, os modelos anteriormente descritos não permitem ter em conta as discontinuidades existentes nos pavimentos rígidos, nomeadamente os pavimentos constituídos por lajes de betão simples com juntas. É então necessário recorrer a outros tipos de modelos, como, por exemplo, os modelos de laje em apoio elástico (modelo de Westergaard), nos quais o conjunto de camadas subjacente às lajes de betão é idealizado, de forma muito simplificada, como um conjunto de “molas”. No caso em que é aplicada uma camada de reforço contínua sobre o pavimento rígido, este modelo já não permite verificar o estado de tensão induzido na camada de reforço na zona das juntas.

Devido à situação anteriormente descrita, quando se pretende estudar o reforço de pavimentos rígidos existe a necessidade de serem utilizados métodos mais versáteis, que permitam analisar situações que não estão contempladas nos modelos mais simples. Para tal, podem-se utilizar métodos numéricos avançados, como, por exemplo, o método dos elementos finitos, o métodos das diferenças finitas ou o método dos elementos fronteira, que devido às suas características terão grande sucesso na análise estrutural de pavimentos rígidos reforçados.

Neste estudo apresenta-se a aplicação do método das diferenças finitas para a análise estrutural de um pavimento aeroportuário do tipo rígido, que foi reforçado através da execução de um reforço em misturas betuminosas.

Dos trabalhos desenvolvidos neste estudo, pode-se concluir que a verificação do dimensionamento de pavimentos rígidos reforçados com camadas betuminosas, deve ser efectuada para dois tipos de critérios de fadiga:

- ⇒ limitação das tensões de tracção na base das lajes de betão;
- ⇒ limitação das extensões de tracção na base das camadas betuminosas quando as cargas actuam nas zonas próximas das juntas.

RIGID PAVEMENT REINFORCEMENT: MODELLING OF STRUCTURAL BEHAVIOUR

Abstract

Transportation infrastructures are important vectors for economic, social, environmental and cultural development of the present societies. The construction of these infrastructures involve huge financial investments, with added exploitation and maintenance cost throughout their life time. In line with their strategical importance, they must have a service level according to the demands of a global world (commercial trade, tourism, cultural interchange), which implies the development of a strategic plan defining maintenance and/or rehabilitation measures to be adopted in the future, because there are many factors that hinder the continuous construction of new transportation infrastructures.

The structural adequacy of airport pavements is a question of enormous relevance, because the administrations who are responsible for this infrastructures have to create all the conditions to satisfy the demand of air line companies and, at the same time, they need to have instruments to assist them on decisions about which actions to carry out in the scope of pavement management. This is particularly relevant as regards issues associated to the structural and functional characteristics, because the pavements must offer good conditions of comfort and safety for the operation of aircrafts.

In order to model the structural behaviour of airport pavements, with the objective of determining their structural adequacy for traffic loads, "multi-layer" models are generally used. The pavements are idealized as a set of horizontal, continuous, homogeneous, isotropic and elastic layers, laying on a semi-infinite layer. Thus it is possible to use user friendly programs, which are available in the market, such as, ELSYM 5 developed at the University of Berkely or BISAR, developed by Shell.

However, the previously described models do not allow for taking into account the existing discontinuities in rigid pavements, such as joints in concrete pavements. It is then necessary to use other types of models, for example the slab models in elastic support (Westergaard model), in which the underlying set of layers is idealized, in a very simplified way, as a set of “springs”. In the case where a continuous overlay is applied to a rigid pavement, this model does not allow to verify the state of stress induced in the overlay near the joints.

Due to the situation describe above, in order to study the reinforcement of rigid pavements it is necessary to use more versatile methods, which allow for the analysis of situations that are not contemplated in the simple models. For such studies, advanced numerical methods can be used, for example, the finite element method, the finite difference method or the boundary element method.

This study presents an application of the finite difference method to the analysis of an airport rigid pavement overlaid with asphalt layer.

From the works developed in this study, it is possible to conclude that the design of asphalt overlays on rigid pavements should be made according to the following criteria:

- ⇒ limitation of the tensile stresses in the bottom of the concrete slabs;
- ⇒ limitation of the tensile strains in the bottom of the bituminous layers, when the load is acting in the vicinity of a joint.

Palavras-chave

Pavimentos aeroportuários

Reforço de pavimentos rígidos

Análise estrutural de pavimentos

Modelação numérica

Capacidade de carga de pavimentos

Key-words

Airport pavement

Rigid Pavement reinforcement

Structural analysis of pavements

Numerical modelling

Pavement bearing capacity

Agradecimentos

Apesar de se encontrarem logo no início, são estas as últimas páginas que escrevi nesta dissertação de mestrado. Talvez por isso elas se revistam de vital importância, no sentido em que elas traduzem a minha sincera gratidão por aqueles que me acompanharam ao longo do caminho que tive que fazer, criar e percorrer para efectivar tamanha empresa.

A presente tese de mestrado foi desenvolvida no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, sob a orientação da Eng.^a Maria de Lurdes Antunes, Investigadora Principal com Habilitação do LNEC, e do Professor José Neves, Professor Auxiliar do Instituto Superior Técnico (IST), e surge no âmbito da actividade desenvolvida pelo candidato no Núcleo de Infra-estruturas (NIT), do Departamento de Transportes (DT) do LNEC.

Expresso em primeiro lugar os meus agradecimentos à Direcção do LNEC, e à chefia do Departamento de Transportes, na pessoa do seu Director Eng.º António Lemonde de Macedo, pois sem os meios que foram postos à disposição este trabalho não seria uma realidade.

Para além da realização dos ensaios de campo por parte do NIT, foi possível ter a imprescindível colaboração do Núcleo de Modelação Matemática e Física (NMMF) do Departamento de Barragens (DB), que passou pela transmissão dos conhecimentos ao nível do programa de cálculo automático FLAC.

Os ensaios de campo realizados no Aeroporto Francisco Sá Carneiro só foram possíveis devido às condições que foram proporcionadas pela empresa ANA – Aeroportos de Portugal SA, pelo que é justo registar um agradecimento a essa entidade, especialmente ao Eng.º Rui Silva por toda a ajuda prestada.

Para a concretização deste trabalho pude ter o privilégio de contar com a ajuda e colaboração de diversas pessoas, às quais quero expressar o meu agradecimento e reconhecimento, em particular:

- ⇒ à Eng.^a Maria de Lurdes Antunes, orientadora científica e Chefe do NIT, pela orientação da minha actividade no LNEC desde o seu início, e especialmente pela orientação e acompanhamento do presente trabalho, pelas suas importantes e essenciais sugestões, pela leitura crítica do original, pela sua disponibilidade e palavras de incentivo ao longo deste processo. As palavras escritas anteriormente são escassas para descrever a minha gratidão por quem me tem proporcionado uma experiência profissional extremamente enriquecedora a nível técnico, científico e humano, pelo que esquivo um simples mas sentido obrigado;
- ⇒ ao Professor José Neves, co-orientador científico, pela orientação, pelas importantes sugestões, pela leitura crítica do original, pela disponibilidade sempre demonstrada e incentivo permanente. Julgo que também é relevante salientar o acompanhamento e conselhos úteis prestados na parte escolar do curso de mestrado;
- ⇒ ao Eng.^o Vieira de Lemos, Chefe do NMMF, pela sua preciosa e imprescindível ajuda, pelos conhecimentos que sabiamente me transmitiu relativamente ao programa de cálculo automático FLAC, pela sua inteira disponibilidade para esclarecer dúvidas e sugerir soluções;
- ⇒ ao Eng.^o António Lemonde de Macedo, Director do DT, pelas condições que proporcionou para o desenvolvimento da minha actividade no LNEC, pelo apoio que sempre demonstrou, e também por ter-me dado a oportunidade de participar activamente na vida do Departamento;
- ⇒ aos colegas do NIT, pela sua disponibilidade, generosidade e amizade que demonstraram ao longo deste período temporal. Em particular ao Sr. Ilídio Grilo, Sr. Eduardo Coimbra e Sr. Nuno Nunes, pelo profissionalismo, cuidado e estoicidade que puseram na realização dos ensaios de carga no Aeroporto Francisco Sá Carneiro, pois empurraram literalmente ao centímetro 1500 kg de deflectómetro de impacto sobre frio, vento e nevoeiro avassaladores sem esboçarem sinais de desânimo.

Por último, não queria abandonar estas páginas sem fazer menção a algumas pessoas que estando fora do meu círculo profissional, mas que fazendo parte da minha vida ajudaram-me a chegar até aqui, em particular:

- ⇒ à minha família, mais concretamente o meu pai, a minha mãe, o meu irmão e a minha tia Lena, porque o que sou em grande parte devo a eles;

⇒ à Ana, minha futura esposa, por me ter acompanhado ao longo deste percurso, sendo uma inspiração para conseguir ultrapassar as encruzilhadas que se depararam ao longo do caminho.

Notação

Símbolos

a – parâmetro adimensional;

b – parâmetro adimensional;

C_b – factor que depende da condição estrutural do pavimento rígido;

C_r – factor que depende da condição estrutural do pavimento rígido;

D – dano acumulado;

d – profundidade [L];

D_0 – deflexão medida no centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_1 – deflexão medida a 0,30 m do centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_2 – deflexão medida a 0,45 m do centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_3 – deflexão medida a 0,60 m do centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_4 – deflexão medida a 0,90 m do centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_5 – deflexão medida a 1,20 m do centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_6 – deflexão medida a 1,80 m do centro da placa de carga no ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto [L];

D_m – deflexão medida [L];

D_n – deflexão normalizada [L];

E – módulo de deformabilidade [$L^{-1}MT^{-2}$];

E_σ - eficácia de transferência de carga entre lajes em termos de tensões;

E_{CG} – módulo de deformabilidade das camadas granulares [$L^{-1}MT^{-2}$];

E_d – eficácia de transferência de carga entre lajes em termos de deslocamentos;

E_S – módulo de deformabilidade dos solos [$L^{-1}MT^{-2}$];

E^{MB} – módulo de deformabilidade das misturas betuminosas [$L^{-1}MT^{-2}$];

$E_{20^\circ C}^{MB}$ – módulo de deformabilidade das misturas betuminosas para a temperatura de 20°C [$L^{-1}MT^{-2}$];

E_t^{MB} – módulo de deformabilidade das misturas betuminosas para a temperatura de ensaio [$L^{-1}MT^{-2}$];

E_{tr}^{MB} – módulo de deformabilidade das misturas betuminosas para uma temperatura de referência [$L^{-1}MT^{-2}$];

F – factor que controla o grau de fendilhamento;

f – frequência [T^{-1}];

F_m – força medida [LMT^{-2}];

F_p – força padrão [LMT^{-2}];

h – espessura; espessura das camadas betuminosas; altura de queda; espessura da laje; espessura de um pavimento rígido virtual [L];

h_{CG} – espessura da camada granular [L];

IR – temperatura da superfície do pavimento medida por infra-vermelhos [θ];

k – parâmetro adimensional; módulo de reacção do solo [$L^{-1}MT^{-2}$];

M_r – módulo reversível [$L^{-1}MT^{-2}$];

N – número máximo admissível de passagens de eixos; número máximo admissível de aplicações de carga;

N_a – numero do tipo de acções considerados;

N_{ad} – número admissível de passagens correspondente ao critério de dimensionamento condicionante;

- n_f – número de passagens de rodados correspondente ao tráfego futuro;
- N_i – número admissível de repetições da acção i correspondente ao critério de ruína considerado;
- n_i – número de repetições da acção i ;
- n_p – número de passagens de rodados correspondente ao tráfego passado;
- q – carga aplicada sobre uma área circular [$L^{-1}MT^{-2}$];
- r – raio [L];
- S_b – módulo de rigidez do betume [$L^{-1}MT^{-2}$];
- T – temperatura [θ];
- t – tempo; tempo de carga [T]; temperatura de ensaio [θ];
- t_b – temperatura de ensaio das camadas em betão betuminoso [θ];
- t_d – horário em que a temperatura da superfície do pavimento foi medida [T];
- T_d – temperatura das misturas betuminosas à profundidade pretendida [θ];
- $t_{h/2}$ – temperatura de ensaio a meio da camada betuminosa [θ];
- t_{med} – temperatura média das camadas betuminosas [θ];
- T_{med} – temperatura média do dia anterior à realização dos ensaios de carga; temperatura média à superfície do pavimento [θ];
- t_r – Temperatura de referência [θ];
- T_{sup} – Temperatura da superfície do pavimento [θ];
- V – velocidade [LT^{-1}];
- V_b – percentagem volumétrica de betume;
- VMA – percentagem volumétrica de vazios na mistura de agregados;
- V_r – vida restante;
- V_v – percentagem volumétrica de vazios;
- w – deslocamento vertical [L].
- σ_{tr}^{CD} – resistência à tracção em compressão diametral do betão [$L^{-1}MT^{-2}$];
- ν - coeficiente de Poisson;
- σ – desvio padrão de uma distribuição estatística normal;

α – factor de redução de tensões;

μ – valor médio de uma distribuição estatística normal;

η - viscosidade;

σ_1 – tensão segundo a direcção principal 1 [$L^{-1}MT^{-2}$];

σ_2 – tensão segundo a direcção principal 2 [$L^{-1}MT^{-2}$];

σ_3 – tensão segundo a direcção principal 3 [$L^{-1}MT^{-2}$];

ε_6 – extensão de tracção correspondente à aplicação de 10^6 ciclos de carga;

σ_d – diferença entre a tensão segundo a direcção principal 1 e a tensão segundo a direcção principal 3 [$L^{-1}MT^{-2}$];

ΔD – incremento de dano;

ε_r – extensão reversível;

ε_t – extensão horizontal de tracção

σ_t – tensão horizontal de tracção [$L^{-1}MT^{-2}$];

ΔT – variação do tempo [T];

ε_{tr} – extensão correspondente à resistência à tracção em flexão do betão;

σ_{tr} – resistência à tracção em flexão do betão [$L^{-1}MT^{-2}$];

ε_v – extensão vertical de compressão;

σ_v – tensão vertical [$L^{-1}MT^{-2}$];

σ_x – tensão segundo a direcção x [$L^{-1}MT^{-2}$];

σ_y – tensão segundo a direcção y [$L^{-1}MT^{-2}$];

ε_z – extensão vertical segundo a direcção z

σ_z – tensão segundo a direcção z [$L^{-1}MT^{-2}$];

Abreviaturas e símbolos especiais

AASHO – “American Association of State Highway Officials”

AASHTO – “American Association of State Highway and Transportation Officials”

ACN – “Aircraft Classification Number”

AMADEUS – “Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Systems”

ANA – ANA, Aeroportos de Portugal

ASTM – “American Society for Testing and Materials”

CBR – “Californian Bearing Ratio”

COST – “Co-operation in Science and Technology”

FAA – “Federal Aviation Administration”

FHWA – “Federal Highway Administration”

FLAC – “Fast Lagrangian Analysis of Continua”

FWD – “Falling Weight Deflectometer”

ICAO – “International Civil Aviation Organization”

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NCHRP – “National Cooperative Highway Research Program”

OCDE – Organização para a Cooperação e o Desenvolvimento Económico

PCN – “Pavement Classification Number”

PIARC – “Permanent International Association of Road Congress”

SCI – “Structural Condition Index”

TRL – “Transport Research Laboratory”

UKHA – “United Kingdom Highway Agency”

USACE – “United States Army Corps of Engineers”

ÍNDICE

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Capacidade de carga de pavimentos	4
1.3	Objectivos	12
1.4	Acções desenvolvidas	13
1.5	Organização do trabalho	15
2	ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS.....	17
2.1	Introdução.....	17
2.2	Dimensionamento de pavimentos	19
2.3	Quantificação das acções devidas ao tráfego	23
2.4	Acções climáticas	29
2.4.1	Temperatura	30
2.4.2	Precipitação	32
2.5	Modelos de comportamento dos materiais.....	34
2.5.1	Solos e materiais granulares	36
2.5.2	Misturas betuminosas	40
2.5.3	Misturas com ligantes hidráulicos	44
2.6	Modelos de resposta	45
2.6.1	Modelos de camadas.....	46
2.6.2	Modelos de laje.....	50
2.6.3	Modelos baseados em métodos numéricos	52
2.7	Critérios de dimensionamento	54
2.7.1	Pavimentos flexíveis	54
2.7.2	Pavimentos rígidos	59
2.7.3	Pavimentos semi-rígidos.....	64
2.8	Conclusões	68

3	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E ESTUDO DO REFORÇO DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS	71
3.1	Introdução	71
3.2	Metodologia de avaliação da capacidade de carga com base na análise estrutural	72
3.3	Efeitos das acções climáticas nos resultados dos ensaios de carga	77
3.4	Classificação ACN/PCN de pavimentos aeroportuários	82
3.5	Reforço de pavimentos rígidos aeroportuários	86
3.6	Conclusões	96
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	99
4.1	Introdução	99
4.2	Descrição do pavimento estudado	101
4.3	Descrição do equipamento deflectómetro de impacto	103
4.4	Metodologia seguida na execução dos ensaios de carga	110
4.5	Resultados obtidos nos ensaios de carga	116
4.6	Conclusões	121
5	MODELAÇÃO DO PAVIMENTO EM ESTUDO PELO MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS	123
5.1	Introdução	123
5.2	Programa de cálculo automático FLAC	125
5.2.1	Introdução	125
5.2.2	Definição do modelo numérico do pavimento	127
5.3	Calibração do modelo numérico do pavimento	135
5.4	Comparação dos resultados obtidos com o BISAR e o FLAC 3D	140
5.4.1	Extensões e tensões segundo a direcção X calculadas na base das camadas betuminosas	140
5.4.2	Tensões segundo a direcção X calculadas nas faces superior e inferior da laje de betão	144
5.5	Conclusões	147
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	149
6.1	Introdução	149
6.2	Síntese do trabalho realizado	150
6.3	Perspectivas de investigação futura	152
	BIBLIOGRAFIA	153
	ANEXO 1 – JUNTAS EM PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS RÍGIDOS	165
	ANEXO 2 – EFICÁCIA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS DAS JUNTAS	177

ANEXO 3 – MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO PARA O REFORÇO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS AEROPORTUÁRIOS.....	183
ANEXO 4 – RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CARGA.....	193
ANEXO 5 – CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DO PAVIMENTO.....	231

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Avião Airbus A-380 [AIRBUS; 2006]	2
Figura 1.2 – Estrutura tipo de pavimento flexível	5
Figura 1.3 – Estrutura tipo de pavimento rígido	6
Figura 1.4 – Estrutura tipo de pavimento semi-rígido.....	7
Figura 1.5 – Diferença de comportamento estrutural entre os pavimentos flexíveis e rígidos	8
Figura 1.6 – Evolução do estado de serviço de um pavimento aeroportuário	9
Figura 1.7 – Categorias e tipos de anomalias em pavimentos rígidos.....	10
Figura 2.1 – Método de dimensionamento do tipo “analítico-empírico”	20
Figura 2.2 – Modelos incrementais para a previsão do comportamento de pavimentos	22
Figura 2.3 – Configuração geométrica dos trens de aterragens dos aviões	24
Figura 2.4 – Trem de aterragem do avião Boeing 777 [Boeing; 2006].....	26
Figura 2.5 – Selecção de secções críticas na pista de um aeroporto para uma determinada composição de tráfego aéreo	27
Figura 2.6 – Dispersão lateral das passagens dos rodados dos aviões numa pista [CROW; 1999].....	27
Figura 2.7 – Encurvamento das lajes devido ao gradiente térmico.....	31
Figura 2.8 – Variação sazonal do módulo de deformabilidade de uma fundação de um pavimento aeroportuário em areia argilosa [Antunes, M.L.; 2005].....	33
Figura 2.9 – Comportamento de um solo obtido em ensaios de carga com placa ou triaxiais (carregamento único).....	37
Figura 2.10 – Comportamento reversível de um solo (carregamento repetido).....	37
Figura 2.11 – Variação do modulo de deformabilidade com o tempo de carga e da temperatura [Pell, P.S.; 1982; Bell, C.A.; 1994]	41
Figura 2.12 – Comportamento de uma mistura betuminosa sob a acção do tráfego...	42
Figura 2.13 – Modelo de Burmister	47
Figura 2.14 – Modelo de Westergaard	51
Figura 2.15 – Critérios de dimensionamento de pavimentos flexíveis aeroportuários .	54

Figura 2.16 – Mecanismos de erosão da fundação em juntas de lajes de betão simples	62
Figura 2.17 – Modos de deslocamentos relativos ocorridos nas faces de uma fenda	67
Figura 3.1 – Metodologia adoptada na avaliação da capacidade de carga de pavimentos com base na análise estrutural [Antunes, M.L.; 1993].....	76
Figura 3.2 – Cálculo da temperatura equivalente das camadas betuminosas	80
Figura 3.3 – Metodologia para a avaliação da capacidade de carga e determinação do PCN de um pavimento aeroportuário [Antunes, M.L.; 1993].....	85
Figura 3.4 – Reflexão de fendas induzida pelas acções térmicas [FHWA; 1992].....	95
Figura 3.5 – Reflexão de fendas induzida pelas acções do tráfego [FHWA; 1992]	95
Figura 4.1 – Aeroporto Francisco Sá Carneiro	100
Figura 4.2 – Estrutura do pavimento rígido mais reforço em camadas betuminosas	103
Figura 4.3 – Amortecedores de borracha do deflectómetro de impacto do LNEC	104
Figura 4.4 – Sistema de geração da força do deflectómetro de impacto do LNEC ...	104
Figura 4.5 – Placa de carga	105
Figura 4.6 – Célula de carga	106
Figura 4.7 – Transdutor de deslocamentos (sismómetro).....	107
Figura 4.8 – Ensaio de carga com deflectómetro de impacto	108
Figura 4.9 – Deflectómetro de impacto do LNEC	109
Figura 4.10 – Influência das camadas do pavimento na definição da deformada medida [Almeida, J.R.; 1993; UKHA; 1999; Fontul, S.; 2004].....	110
Figura 4.11 – Metodologia seguida nos ensaios de carga	112
Figura 4.12 – Realização dos ensaios de carga nas juntas das lajes	114
Figura 4.13 – Localização das lajes ensaiadas da pista 17-35	115
Figura 4.14 – Medição da temperatura das camadas betuminosas a várias profundidades	119
Figura 4.15 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 3_1	120
Figura 4.16 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 1_1	120
Figura 4.17 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 5_1	120
Figura 5.1 – Ciclo básico de cálculo explícito.....	126
Figura 5.2 – Camadas do pavimento consideradas no modelo numérico	128
Figura 5.3 – Interface entre a camada de reforço e a laje (modelo plano).....	130
Figura 5.4 – Interfaces definidas (modelo tridimensional).....	130
Figura 5.5 – Modelo plano axissimétrico do pavimento: a) grelha de diferenças finitas; b) camadas constituintes do pavimento em estudo.....	131
Figura 5.6 – Condições de fronteira (modelo plano)	131
Figura 5.7 – Elemento de grelha <i>Radcylinder</i> utilizado para modelar o pavimento ...	132
Figura 5.8 – Identificação do tipo de zonas do elemento de grelha <i>Radcylinder</i>	133

Figura 5.9 – Modelo tridimensional do pavimento (carga aplicada sobre a junta)	134
Figura 5.10 – Aspecto da grelha de diferenças finitas no plano X-Y (carga aplicada sobre a junta).....	134
Figura 5.11 – Extensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na base das camadas betuminosas (ensaio de carga realizados no centro da laje)	141
Figura 5.12 – Extensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na base das camadas betuminosas (ensaio de carga realizados sobre a junta)	142
Figura 5.13 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na base das camadas betuminosas (ensaio de carga realizados no centro da laje)	143
Figura 5.14 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na base das camadas betuminosas (ensaio de carga realizados sobre a junta)...	143
Figura 5.15 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na face superior da laje de betão (ensaio de carga realizados no centro da laje)	144
Figura 5.16 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na face superior da laje de betão (ensaio de carga realizados sobre a junta)	145
Figura 5.17 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na face inferior da laje de betão (ensaio de carga realizados no centro da laje).....	146
Figura 5.18 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na face inferior da laje de betão (ensaio de carga realizados sobre a junta)	146

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Factores de conversão para vários tipos de trens de aterragem mais comuns [FAA; 1995]	25
Quadro 2.2 – Factores de conversão do número de movimentos para o número de recobrimentos (“Pass-to-coverage ratio”)	29
Quadro 2.3 – Gamas de valores para os módulos de deformabilidade dos materiais empregues em pavimentos [COST 336; 1996].....	35
Quadro 2.4 – Valores típicos dos coeficientes de Poisson para os diversos tipos de materiais.....	35
Quadro 2.5 – Módulos de deformabilidade utilizados no dimensionamento de camadas de leito do pavimento, sub – base e base [COST 337; 2000].....	39
Quadro 2.6 – Valores típicos dos módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson de misturas com ligantes hidráulicos	45
Quadro 2.7 – Programas de cálculo automático de análise estrutural de sistemas “multi-camadas” [Antunes, M.L.; 2005].....	49
Quadro 2.8 – Exemplos de aplicação de programas automáticos baseados em métodos numéricos [Antunes, M.L.;2005].....	53
Quadro 2.9 – Critérios de dimensionamento para a limitação da contribuição do solo de fundação para a formação de deformações permanentes excessivas	56
Quadro 2.10 – Critérios de dimensionamento para a limitação do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas	58
Quadro 2.11 – Critérios de dimensionamento à fadiga do betão	60
Quadro 2.12 – Critérios de rotura por fadiga das camadas de base de pavimentos semi-rígidos.....	65
Quadro 3.1 – Expressões para a conversão dos módulos de deformabilidade estimados a partir dos ensaios de carga para a temperatura de projecto.....	81
Quadro 3.2 – Classes de resistência da fundação	83
Quadro 3.3 – Vantagens e desvantagens de reforços em lajes de betão com aderência total.....	89

Quadro 3.4 – Vantagens e desvantagens de reforços em lajes de betão com aderência parcial	91
Quadro 4.1 – Deflexões obtidas nos ensaios de carga realizados no centro das lajes	116
Quadro 4.2 – Valores máximos e mínimos da deflexão D_0 obtidos nos ensaios das juntas transversais e longitudinais das lajes	117
Quadro 4.3 – Valores da temperatura medidos nos ensaios de carga realizados nas juntas.....	118
Quadro 5.1 – Número de zonas consideradas para o modelo tridimensional.....	133
Quadro 5.2 – Modelos de comportamento estrutural estabelecidos para a situação da aplicação da carga no centro das lajes.....	137
Quadro 5.3 – Características de rigidez das juntas das lajes e diferenças percentuais entre os deslocamentos máximos (D_0) medidos e calculados.....	139

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 Enquadramento

As infra-estruturas de transporte apresentam-se como vectores essenciais para o desenvolvimento económico, social, ambiental e cultural das sociedades contemporâneas. A construção destas infra-estruturas pressupõe avultados investimentos financeiros, aos quais têm que se somar os custos de exploração e manutenção ao longo do período de “vida” da infra-estrutura. Atendendo à sua importância estratégica, estas terão que apresentar um nível de serviço consentâneo com as exigências próprias de uma globalização incontornável (trocas comerciais, turismo, intercâmbio cultural), o que obriga ao desenvolvimento de um plano que defina as medidas de manutenção e/ou reabilitação a serem adoptadas no futuro, uma vez que existem diversos factores que impedem a contínua construção de novas infra-estruturas, dos quais se destacam os seguintes:

- ⇒ recursos financeiros limitados;
- ⇒ presença física marcante e dominante da infra-estrutura no meio em que está implementada;
- ⇒ imperativos ambientais, que devem ser definidos de modo a proporcionar um desenvolvimento sustentável, concorrendo assim para uma melhoria da qualidade de vida das populações.

O trabalho desenvolvido nesta dissertação incidirá exclusivamente na área das infra-estruturas aeroportuárias, mais concretamente nos aspectos ligados à concepção, dimensionamento e reabilitação de pavimentos aeroportuários. Esta segmentação do tema justifica-se com base na actividade técnico/científica desenvolvida pelo candidato no LNEC.

Devido à dinâmica da economia mundial, os aeroportos apresentam-se como infra-estruturas que desempenham um papel vital para a competitividade e afirmação no plano internacional de qualquer país. Os pavimentos aeroportuários, como elementos essenciais dessa infra-estrutura, terão que permitir a operação do tráfego em condições de segurança, conforto e economia, tendo em atenção a situação existente num dado momento, bem como as projecções de crescimento do tráfego aéreo no futuro.

Um dos aspectos que justifica o tema desenvolvido na presente dissertação, prende-se com o fabrico de novos aviões comerciais de grande capacidade para o transporte de passageiros e mercadorias, tais como, o AIRBUS A380 (Figura 1.1) e o BOEING B777 (designados na literatura inglesa de *New Large Airplanes*), que apresentam uma configuração dos seus trens de aterragem diferente dos outros aviões comerciais (número de rodas, geometria, pressão de enchimento dos pneus, carga por roda), originando assim a necessidade de equacionar o reforço dos pavimentos aeroportuários existentes.

Existem, no entanto, outros factores que levam à necessidade de reforçar/beneficiar os pavimentos aeronáuticos tais como:

- ⇒ esgotamento do período temporal para o qual o pavimento foi concebido (vida do projecto);
- ⇒ aumento do tráfego aéreo e alteração da tipologia dos aviões que operam em determinado aeroporto;
- ⇒ necessidade de melhorar as características funcionais dos pavimentos (regularidade superficial, resistência à derrapagem).



Figura 1.1 – Avião Airbus A-380 [AIRBUS; 2006]

A situação descrita anteriormente levanta várias questões no que concerne à capacidade estrutural dos pavimentos aeroportuários:

1. Existe a necessidade de reforçar os pavimentos aeroportuários (pistas, caminhos de circulação, placas de estacionamento).
2. O reforço dos pavimentos (processo construtivo) deve ser efectuado de modo a que os aeroportos mantenham a sua capacidade operacional.
3. Devido aos elevados investimentos que estes trabalhos acarretam, as soluções preconizadas para o reforço devem ser soluções equilibradas, quer do ponto de vista da segurança estrutural quer do ponto de vista financeiro.

Atendendo à importância dos temas relacionados com os efeitos dos novos aviões, a empresa AIRBUS, aquando do desenvolvimento do projecto do avião A380, em parceria com o LCPC e outras entidades, levou a cabo a partir de 1998, um programa experimental na área dos pavimentos aeroportuários, que teve a seguinte designação: “*A380 Pavement Experimental Programme*”. Este programa compreendeu duas fases, uma dedicada aos pavimentos flexíveis e outra aos pavimentos rígidos. Este programa experimental teve como principais objectivos a análise dos efeitos nos pavimentos das solicitações geradas pelo trem de aterragem do A380 e o consequente dimensionamento do reforço [Fabre, C. et al; 2001; Fabre, C. et al; 2004].

Apesar de não se prever que os aviões com as características do A380 e do B777 operem em breve nos aeroportos nacionais, Portugal tem uma grande tradição e capacidade técnico-científica em termos de manutenção e reparação de aeronaves, pelo que o nosso país tem que ter todas as condições para efectuar a manutenção deste tipo de aviões, obrigando a que os principais aeroportos nacionais (Lisboa e Porto) tenham as necessárias condições para receberem estes aviões, nomeadamente no que concerne à capacidade estrutural dos pavimentos aeroportuários. Esta necessidade é mais premente devido ao contexto mundial actual, em que a tendência para o futuro do transporte aéreo será a de utilizar aviões cada vez maiores e com uma maior capacidade de transporte, quer por razões económicas quer por razões ambientais.

Do exposto anteriormente ressalta o facto de que a engenharia de pavimentos tem e terá que desempenhar um papel muito importante e relevante, uma vez que, o dinamismo económico obriga a que os aeroportos existentes tenham que apresentar

uma certa flexibilidade e rápida capacidade de adaptação, de modo a permitir a possibilidade de operação dos aviões que os procuram. Esta realidade assenta no princípio basilar de que um aeroporto só tem utilidade se puder proporcionar, em perfeitas condições de segurança, a aterragem, estacionamento e descolagem dos aviões que pretendem usar essa infra-estrutura.

A engenharia de pavimentos terá pois que estar preparada com instrumentos que permitam a correcta concepção e dimensionamento dos reforços dos pavimentos aeroportuários, onde se inclui a modelação do comportamento estrutural dos pavimentos reforçados.

1.2 Capacidade de carga de pavimentos

Tendo em vista identificar e caracterizar sucintamente o objecto em estudo, descrevem-se os vários tipos de estruturas de pavimentos correntemente adoptadas, tanto para aeroportos como para estradas, e tecem-se algumas considerações relativas à sua capacidade de carga e reforço.

Como já foi referido anteriormente, a principal função de um pavimento (quer seja rodoviário ou aeroportuário) é a de constituir uma superfície livre e desempenada, destinada à circulação dos veículos, de acordo com os padrões que são exigidos ao nível da segurança, conforto e economia.

Conceptualmente, um pavimento aeroportuário ou rodoviário é assimilado a um sistema multi-estratificado, composto por várias camadas com espessura finita, apoiadas numa fundação (considerada como sendo um meio semi-infinito).

Existem três tipos principais de estruturas de pavimentos utilizadas, quer em estradas quer em aeroportos, designados habitualmente como pavimentos flexíveis, pavimentos rígidos e pavimentos semi-rígidos.

Um pavimento do tipo flexível (Figura 1.2) pode ser definido como um pavimento cuja superfície (camada de desgaste) é em material betuminoso, possuindo sob esta

camada uma base em materiais granulares não ligados e/ou em misturas betuminosas [PIARC; 2000], que se apresenta como o principal elemento estrutural.

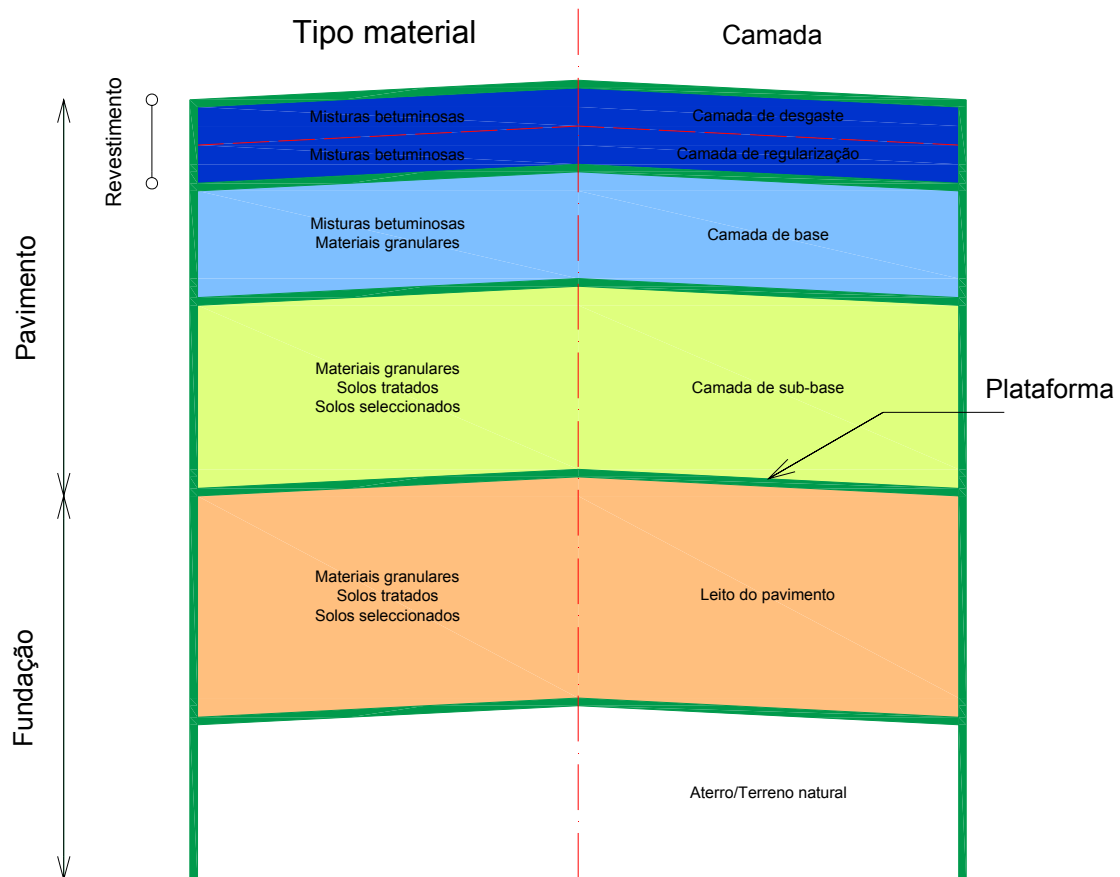


Figura 1.2 – Estrutura tipo de pavimento flexível

Um pavimento rígido (Figura 1.3) define-se como sendo um pavimento pouco deformável, cuja camada de desgaste é constituída por lajes de betão de cimento Portland¹, sendo este o seu principal elemento estrutural. Considera-se que a laje de betão, para além de desempenhar a função de camada de desgaste, também desempenha a função estrutural de camada de base.

No universo dos pavimentos rígidos destacam-se os seguintes subtipos de pavimentos, de entre os quais os três primeiros são os mais comuns:

⇒ pavimento em lajes de betão simples com juntas.

¹ Neste trabalho designa-se simplesmente por betão de cimento.

- ⇒ pavimento em lajes de betão armado com juntas.
- ⇒ pavimento em betão armado contínuo.
- ⇒ pavimento em betão armado pré-esforçado.
- ⇒ pavimento em betão reforçado com fibras.
- ⇒ pavimento constituído por elementos de betão pré-fabricados².

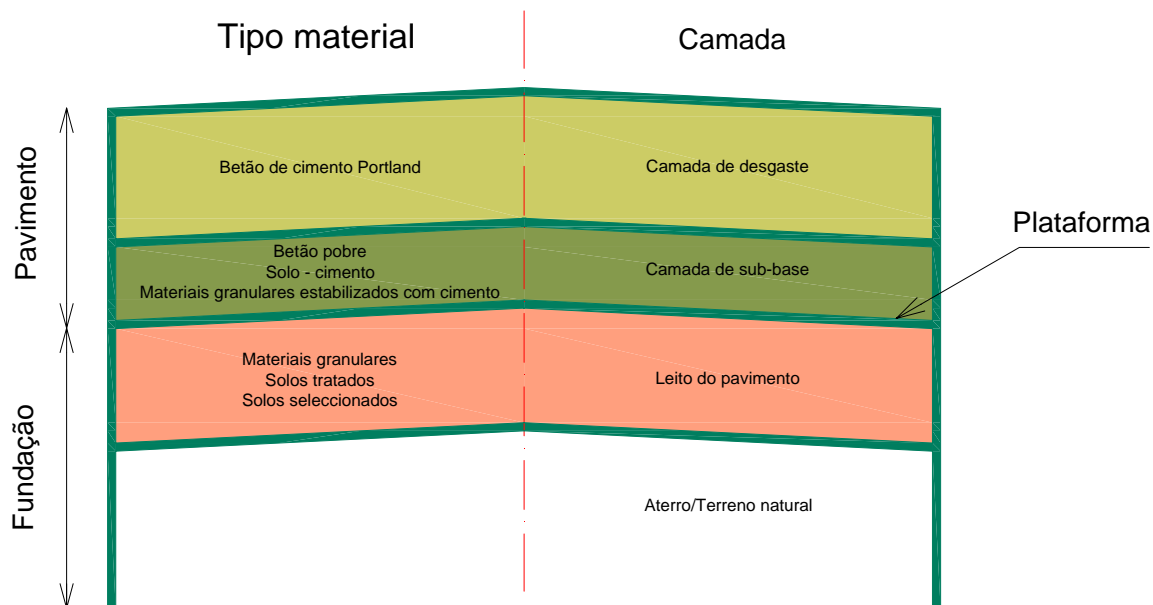


Figura 1.3 – Estrutura tipo de pavimento rígido

Um pavimento semi-rígido (Figura 1.4) define-se como sendo um pavimento constituído por uma camada superficial em materiais betuminosos colocada sobre uma camada de base tratada com ligantes hidráulicos, sendo esta camada a que desempenha a principal função estrutural [PIARC; 2000].

De acordo com as definições adoptadas pela OCDE (1988) os pavimentos semi-rígidos compreendem [Quaresma, L.; 1992]:

- ⇒ os pavimentos com uma camada de desgaste betuminosa colocada sobre uma camada de betão de cimento ou em blocos de betão de cimento.
- ⇒ os pavimentos com camada de base em mistura com ligante hidráulico ou pozolânico recoberta por camadas betuminosas, podendo estas camadas

² Não se inclui neste grupo os pavimentos em blocos de betão de pequenas dimensões.

betuminosas ter uma espessura total reduzida (inferior a 10 cm) ou atingir valores consideráveis, superiores a 18 cm.

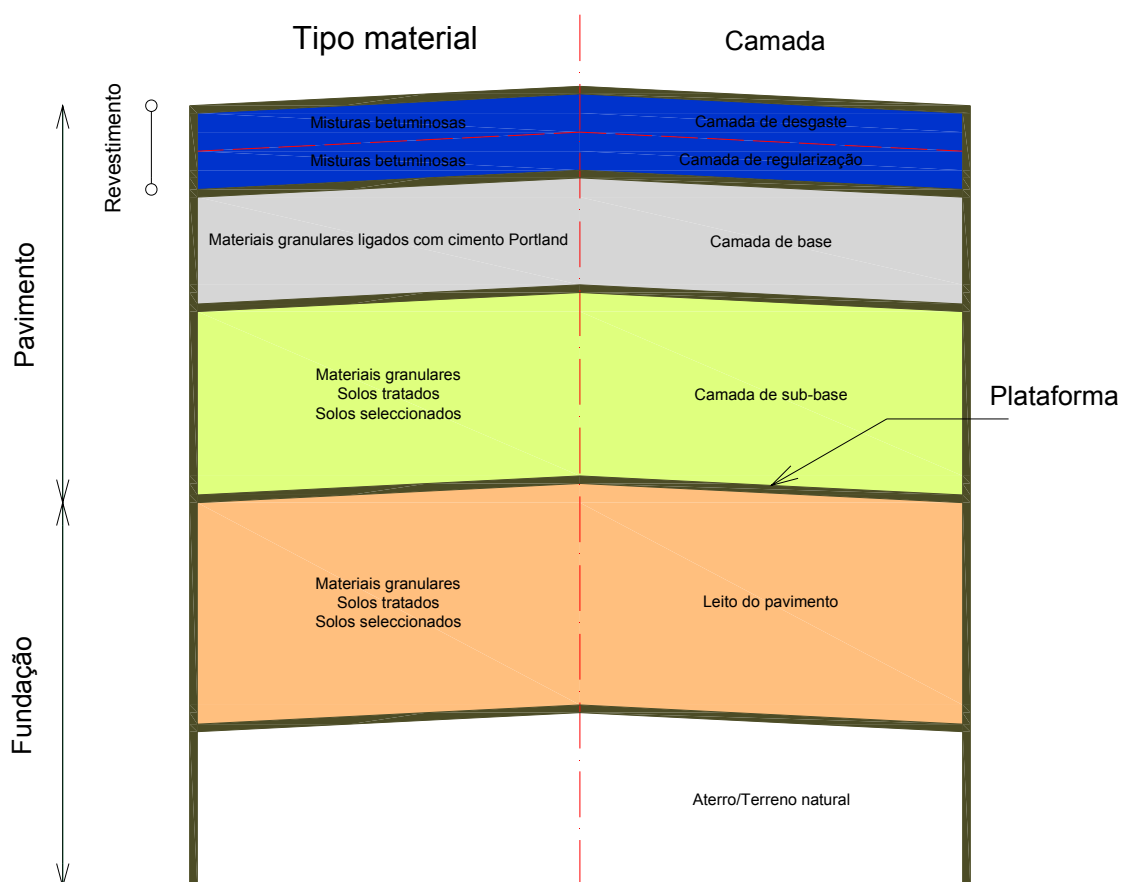


Figura 1.4 – Estrutura tipo de pavimento semi-rígido

A principal diferença entre os pavimentos flexíveis e rígidos reside na forma como estes dois tipos de pavimentos transmitem as solicitações originadas pela passagem dos rodados, à fundação do pavimento (Figura 1.5). Nos pavimentos rígidos, devido à elevada rigidez do betão, as cargas são distribuídas sobre uma área relativamente grande da fundação. No caso dos pavimentos flexíveis, a dispersão das cargas é feita mais gradualmente, pelo que este tipo de pavimentos apresenta estruturas com um maior número de camadas (perfazendo uma espessura total de pavimento maior) de modo a distribuir correctamente as cargas transmitidas à fundação do pavimento.

No dimensionamento de pavimentos rígidos dá-se especial atenção à capacidade estrutural do betão, uma vez que, se ocorrerem ligeiras variações na resistência (capacidade de suporte) da fundação, estas terão pouca influência na capacidade de carga do pavimento. No entanto, tendo em vista um bom desempenho do pavimento, é essencial garantir que as lajes tenham um suporte homogéneo. O dimensionamento

de pavimentos flexíveis é efectuado tendo em atenção as características de deformabilidade das várias camadas que constituem a sua estrutura.

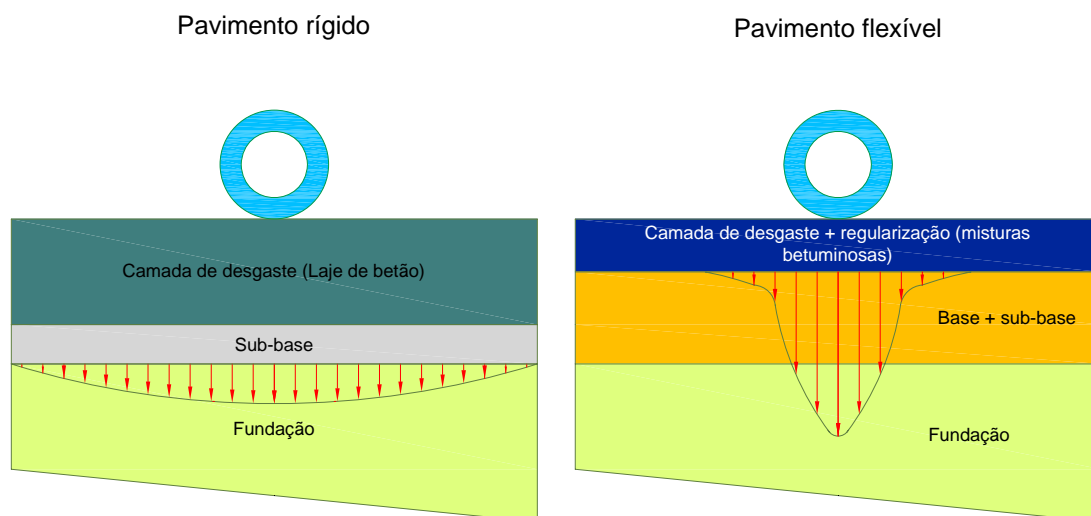


Figura 1.5 – Diferença de comportamento estrutural entre os pavimentos flexíveis e rígidos

De realçar o facto de que as tensões verticais provocadas pelas cargas se distribuem sobre uma grande área da laje, de modo que a tensão vertical máxima transmitida à fundação representa uma pequena fracção da pressão de contacto dos pneus. Devido a este comportamento estrutural típico dos pavimentos rígidos, a sub-base não tem como objectivo fundamental contribuir para a capacidade resistente do pavimento, mas antes proporcionar um suporte regular que permita a execução da laje em boas condições e que seja resistente à erosão, quer sob a acção do tráfego de obra, quer em serviço para evitar a perda de suporte da laje [Antunes, M.L.; 1990; Branco, F. et al; 2006].

A grande diferença que existe entre os pavimentos rodoviários e aeroportuários, reside no facto de que as espessuras das camadas ligadas nos pavimentos aeroportuários são geralmente superiores às dos pavimentos rodoviários. Como é óbvio esta situação verifica-se devido à enorme diferença entre as acções induzidas pela passagem dos aviões e dos veículos rodoviários pesados.

Os pavimentos aeroportuários, tal como os pavimentos rodoviários, são dimensionados para um determinado período temporal de serviço (vida de projecto) durante o qual se prevê um determinado volume de tráfego. Durante esse período observa-se uma evolução das condições de serviço dos pavimentos, devido essencialmente às acções do tráfego e climáticas, o que implica a necessidade de

efectuar, com carácter periódico, uma avaliação do estado dos pavimentos por forma a programar atempadamente a realização de obras de conservação e reabilitação dos mesmos (Figura 1.6).

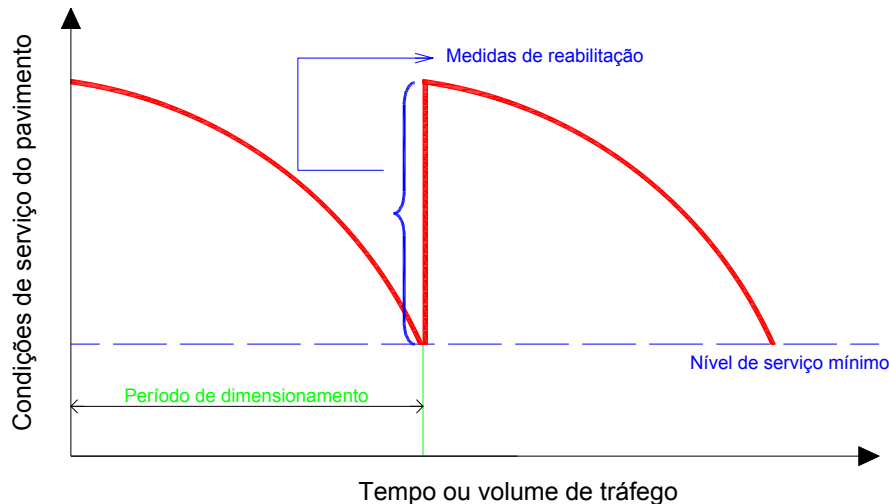


Figura 1.6 – Evolução do estado de serviço de um pavimento aeroportuário

A caracterização do estado do pavimento é efectuada através de um conjunto de parâmetros de estado que descrevem as características funcionais e estruturais que este apresenta ao longo da sua vida útil.

As características funcionais, que influenciam directamente as condições de circulação dos veículos, podem ser agrupadas nas seguintes subcategorias:

- ⇒ regularidade geométrica (longitudinal e transversal);
- ⇒ aderência pneu/pavimento (características anti-derrapantes);
- ⇒ capacidade de drenagem das águas superficiais (principalmente provenientes da precipitação).

Conforme ilustrado na Figura 1.6, as características funcionais de um pavimento evoluem ao longo do tempo, não só devido às degradações produzidas directamente na sua superfície pela passagem dos veículos e pela acção dos agentes atmosféricos, mas também como consequência do decréscimo da respectiva capacidade de carga [Antunes, M.L., 1993].

Para que um pavimento desempenhe adequadamente as suas funções deverá portanto possuir suficiente capacidade de carga. A capacidade de carga de um pavimento define-se como uma característica do seu estado estrutural, ligada à sua

capacidade para suportar as acções devidas ao tráfego futuro [OCDE, 1987]. Esta definição pressupõe o seguinte:

- ⇒ a capacidade de carga de um pavimento varia com o tempo, dependendo do tipo de utilização do pavimento;
- ⇒ a capacidade de carga relaciona-se com o tráfego futuro (para um determinado horizonte de projecto), podendo uma determinada estrutura de pavimento considerar-se como tendo capacidade de carga adequada para determinado tipo de tráfego futuro, mas insuficiente para outro tráfego mais agressivo.

De uma forma geral, o decréscimo da capacidade de carga de um pavimento rígido, é acompanhado pelo aparecimento e evolução de uma série de anomalias típicas para este tipo de pavimentos e pela deterioração das suas características funcionais. Na Figura 1.7, apresenta-se um esquema com as diversas anomalias [Veloso, J.; 2001; ASTM; 2006], sendo estas agrupadas por quatro categorias [Miller, J.; Bellinger; W.; 2003].

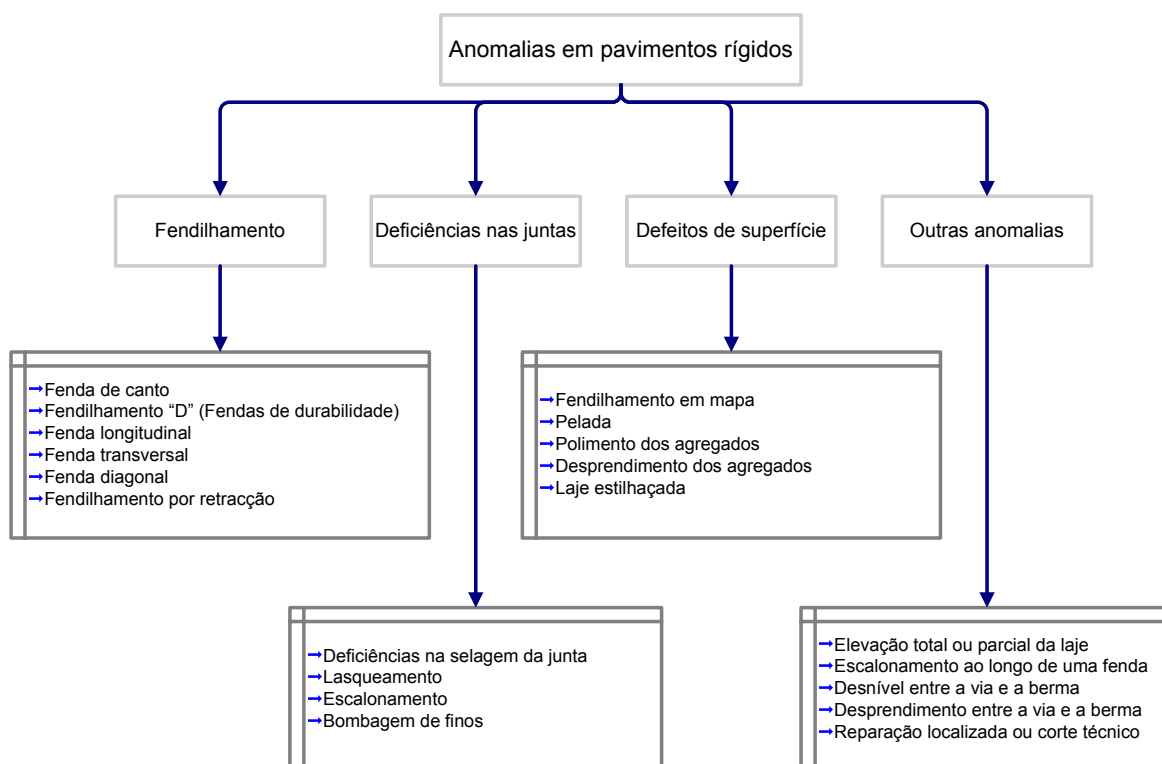


Figura 1.7 – Categorias e tipos de anomalias em pavimentos rígidos

Quando o objectivo de uma intervenção de reabilitação é o aumento da capacidade de carga dos pavimentos, uma das medidas mais frequentemente adoptada é a realização do reforço do pavimento, por forma a beneficiar da contribuição da estrutura

já existente. Uma vez caracterizado, do ponto de vista estrutural, o pavimento existente, o dimensionamento do reforço é realizado com recurso aos métodos habitualmente utilizados no dimensionamento de pavimentos novos, através dos quais se procura limitar a ocorrência de degradações durante o período de vida do projecto, através da limitação dos estados de tensão e de deformação induzidos pelas acções do tráfego e climáticas.

Para determinar os estados de tensão e deformação induzidos pelo tráfego nos pavimentos recorre-se, de um modo geral, à utilização de modelos “multi-camadas”, nos quais estes são idealizados como um conjunto de camadas horizontais, contínuas, homogéneas, isotrópicas e elásticas, e que estão assentes sobre um meio semi-infinito. Deste modo, é possível recorrer a programas de cálculo automático relativamente fáceis de utilizar, que estão disponíveis no mercado, tais como o ELSYM 5 [Kopperman, S. et al; 1985], desenvolvido na Universidade de Berkely, ou o BISAR [Shell; 1995], desenvolvido pela Shell.

No entanto, os modelos anteriormente descritos não permitem ter em conta as descontinuidades existentes nos pavimentos rígidos, nomeadamente nos pavimentos constituídos por lajes de betão simples com juntas. É então necessário recorrer a outros tipos de modelos, como por exemplo os modelos de laje em apoio elástico (modelo de Westergaard) [Westergaard, H.M.S.; 1925], nos quais o conjunto de camadas subjacente às lajes de betão é idealizado, de forma muito simplificada, como um conjunto de “molas”. Para além de considerar todas as camadas subjacentes à laje de betão como uma única camada, este modelo apresenta como desvantagem o facto de não entrar em linha de conta com a sua resistência aos esforços tangenciais. No caso em que é aplicada uma camada de reforço contínua sobre o pavimento rígido, este modelo já não permite verificar o estado de tensão induzido na camada de reforço.

Quando se pretende estudar o reforço de pavimentos rígidos existe pois a necessidade de serem utilizados métodos mais versáteis, que permitam analisar situações que não estão contempladas nos modelos mais simples, tais como a existência de camadas contínuas sobre as lajes de betão (reforço) e sob estas lajes (sub-base e fundação), ou a existência de juntas nas lajes. Para tal, podem-se utilizar métodos numéricos avançados, como por exemplo o método dos elementos finitos ou o métodos das diferenças finitas, que devido à sua versatilidade poderão ser utilizados na análise estrutural de pavimentos rígidos reforçados com sucesso.

1.3 Objectivos

Do exposto anteriormente, conclui-se que o reforço dos pavimentos aeroportuários é uma questão com a qual, as administrações responsáveis pela operacionalidade dos aeroportos são confrontadas à medida que as infra-estruturas se aproximam do final da sua vida de projecto, e que o tipo de aeronaves que nelas operam vai sofrendo evoluções.

Os modelos habitualmente utilizados para a análise estrutural de pavimentos não descrevem de forma adequada a resposta dos pavimentos constituídos por lajes de betão com juntas quando sobre estes se pretende executar uma camada de reforço.

O presente trabalho tem por objectivo contribuir para a resolução do problema da modelação do comportamento estrutural de pavimentos rígidos reforçados com camadas betuminosas, tendo em vista a verificação do dimensionamento do reforço. Para tal, recorre-se à utilização de métodos numéricos avançados, tendo como objectivo a modelação numérica da resposta do pavimento às acções do tráfego. Os resultados obtidos são comparados com os resultados obtidos através de métodos mais simplificados, tendo em vista avaliar os erros cometidos quando se recorre a tais simplificações.

Os modelos aplicados são calibrados através de resultados de ensaios de carga com o deflectómetro de impacto realizados num pavimento rígido que foi objecto de obras de reforço.

Os principais benefícios que se pretendem alcançar com o desenvolvimento deste trabalho são:

- ⇒ o desenvolvimento de uma metodologia para a caracterização do comportamento de pavimentos rígidos com juntas reforçados com camadas betuminosas, com recurso a ensaios de carga com o deflectómetro de impacto;
- ⇒ a definição de um modelo numérico do pavimento que permita efectuar:

- a análise do estado de tensão entre a camada de reforço e a laje de betão, tendo em atenção as respectivas condições de aderência entre as duas camadas;
- a análise dos estados de tensão induzidos nas proximidades das juntas entre lajes de betão, devido às acções do tráfego.

1.4 Acções desenvolvidas

Com o intuito de alcançar os objectivos referidos anteriormente, foram desenvolvidas as seguintes acções:

- a) Ensaio de carga com o equipamento deflectómetro de impacto – Com o objectivo de “calibrar” os modelos numéricos desenvolvidos, foram realizados ensaios de carga “in situ” no pavimento da pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro. Estes ensaios foram conduzidos de modo distinto do habitual, por forma a que fosse possível detectar a presença das juntas sob a camada de reforço, e medir a resposta da estrutura para diversas posições da carga relativamente às juntas.
- b) Modelação do comportamento estrutural do pavimento – Foi desenvolvido um modelo numérico do pavimento, com base no método das diferenças finitas. Neste modelo foram tidos em conta os seguintes aspectos:
 - ⇒ resposta da estrutura do pavimento na zona das juntas face às acções do tráfego;
 - ⇒ condições de interface entre as camadas betuminosas e as lajes de betão.
- c) Calibração do modelo através dos resultados obtidos nos ensaios de carga – A interpretação dos resultados dos ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto, permitiu calibrar o modelo numérico, nomeadamente no que concerne ao comportamento do elemento junta e às condições de interface entre as camadas betuminosas e as lajes de betão.
- d) Comparação dos resultados fornecidos pelo novo modelo, com os obtidos através de métodos simplificados – Esta comparação teve como objectivo a avaliação da qualidade da aproximação obtida quando se utilizam modelos simplificados baseados em modelos multi-camadas.

Os ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto constituíram a parte experimental do presente trabalho, e foram realizados numa zona da pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro, onde o pavimento rígido anteriormente existente foi recentemente reforçado com camadas betuminosas [ANA, S.A., 2004].

A modelação numérica da resposta do pavimento foi efectuada com recurso ao programa de cálculo automático de diferenças finitas FLAC [Itasca; 2005], tendo sido criados e analisados dois modelos numéricos, um plano (FLAC 5) e outro tridimensional (FLAC 3D 2.1). Os resultados apresentados com base no modelo multi-camadas foram obtidos com recurso aos programas de cálculo automático ELSYM 5 e BISAR. Considerou-se que os diversos tipos de materiais, que constituem as diferentes camadas do pavimento, apresentam comportamento elástico-linear. Esta hipótese foi considerada tanto para a análise efectuada pelo método das diferenças finitas, como para a análise realizada com base nos modelos multi-camadas.

A utilização do método das diferenças finitas, deveu-se a razões de ordem prática, tais como:

- ⇒ existência de uma licença de utilização, de software baseado neste método não sendo necessário adquirir software específico para o desenvolvimento do trabalho;
- ⇒ utilização no LNEC do software na análise de problemas em vários domínios da engenharia, dos quais se destacam os seguintes: túneis, barragens de betão, vias férreas [Batista, F.; 2004; Fortunato, E; 2005];
- ⇒ experiência já existente no LNEC, o que permitiu a transmissão dos conhecimentos necessários para a modelação numérica do pavimento e posterior análise dos resultados.

1.5 Organização do trabalho

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, onde se inclui este, em que se faz o enquadramento do tema da dissertação e se enunciam os objectivos da mesma. Neste primeiro capítulo apresentam-se também sucintamente as acções que foram desenvolvidas para a prossecução deste trabalho, referindo-se também alguns aspectos relativos à capacidade de carga e ao reforço de pavimentos, fazendo-se referência aos principais tipos de estruturas de pavimentos, às suas principais características e ao seu comportamento estrutural.

No capítulo 2 apresenta-se uma síntese das várias metodologias usadas na análise estrutural de pavimentos, incidindo particularmente nos modelos de resposta obtidos pelo recurso à análise elástico-linear de meios contínuos constituídos por camadas horizontais (modelos vulgarmente utilizados no dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários e designados habitualmente por sistemas multi-camadas”) e à análise efectuada com base em métodos numéricos. Neste capítulo também são abordados os aspectos relacionados com a quantificação das acções devidas ao tráfego e às condições climáticas, as características mecânicas dos diferentes materiais que constituem os pavimentos, os critérios de dimensionamento usados em cada tipo de pavimento (flexível, semi-rígido e rígido) e os mecanismos de ruína a eles associados.

O capítulo 3 trata das questões ligadas à avaliação da capacidade de carga de pavimentos aeroportuários, apresentando-se uma metodologia generalista com base na análise estrutural de pavimentos, e descreve-se nele o método de classificação ACN/PCN, geralmente utilizado para reportar a capacidade de carga de pavimentos aeroportuários. Neste mesmo capítulo faz-se alusão à importância da realização de ensaios de carga não destrutivos para a caracterização estrutural dos pavimentos, e evidencia-se a influência das condições climáticas (temperatura e precipitação) nos resultados dos ensaios de carga. No terceiro capítulo, abordam-se também os aspectos mais relevantes no que concerne ao reforço de pavimentos rígidos, nomeadamente os diversos tipos de reforço (misturas betuminosas ou lajes de betão), os dados (informação) que são necessários para o dimensionamento dos reforços.

Relativamente ao reforço de pavimentos rígidos, foca-se também o fenómeno designado de propagação de fendas, e mostra-se a sua influência no desempenho do conjunto [reforço + pavimento antigo], e faz-se alusão a algumas medidas para minorar as consequências negativas deste fenómeno.

No capítulo 4 apresentam-se os resultados experimentais obtidos nos ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto do LNEC realizados nos topos da pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro no Porto. Neste capítulo faz-se uma breve descrição do equipamento e do seu modo de funcionamento, e apresenta-se a metodologia adoptada na realização dos ensaios de carga.

No capítulo 5 apresentam-se os principais aspectos da modelação numérica do pavimento em estudo, dando-se especial ênfase à calibração do modelo numérico desenvolvido com recurso ao método das diferenças finitas. Com a interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de carga estabelecem-se modelos de comportamento estrutural com base na análise de sistemas multi-camadas e no método das diferenças finitas. Neste capítulo comparam-se os estados de tensão e deformação obtidos para os diversos modelos utilizados na análise do pavimento reforçado.

Por último, no capítulo 6 é feita uma sinopse do trabalho desenvolvido e apresentam-se as principais conclusões alcançadas, prescrevendo algumas recomendações no que concerne às práticas de dimensionamento de reforço de pavimentos rígidos com camadas betuminosas. Neste último capítulo também são efectuadas algumas considerações relativamente à prossecução destes trabalhos no futuro.

2 ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

2.1 Introdução

Historicamente, os métodos de dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários dividem-se em dois grandes grupos:

- métodos empíricos: baseados na aplicação directa de resultados obtidos na observação do comportamento de pavimentos em trechos piloto.
- métodos racionais ou analíticos: baseados na análise estrutural dos pavimentos sob a acção dos rodados dos veículos.

Os métodos empíricos implicam a verificação de condições semelhantes àquelas para que foram desenvolvidos, designadamente no que se refere à fundação, ao tráfego e às condições climáticas, bem como a adopção de estruturas de pavimentos e materiais empregues idênticos aos utilizados nos trechos piloto que serviram de base ao seu estabelecimento [Antunes, M.L.; 1993].

Os métodos racionais de dimensionamento de pavimentos baseiam-se na verificação da resistência através de critérios de dimensionamento estabelecidos com base em resultados experimentais, que relacionam os estados de tensão e de deformação induzidos pela acção do tráfego nas camadas do pavimento e na fundação com o número admissível de aplicações de carga, e pressupõem o conhecimento das características mecânicas dos materiais das diversas camadas e do solo de fundação [Antunes, M.L.; 1993].

As relações entre tensões ou deformações e respectivos números admissíveis de aplicação de carga baseiam-se em resultados empíricos geralmente obtidos através de ensaios em pista à escala real ou da observação do comportamento a longo prazo de pavimentos, conjugados eventualmente com resultados de ensaios laboratoriais

[Antunes, M.L. 2005]. Atendendo ao exposto anteriormente, os métodos racionais são também designados por métodos “analítico-empíricos”.

Actualmente os métodos de dimensionamento do tipo “analítico-empíricos” são os mais utilizados para a concepção de pavimentos rodoviários e aeroportuários, devido essencialmente ao desenvolvimento de técnicas de ensaios para a caracterização do comportamento mecânico dos materiais e de ferramentas de cálculo automático bastante robustas e de utilização relativamente simples.

Os aspectos mais importantes da modelação a considerar nos métodos de dimensionamento actuais são [Correia, G.; 2001; Neves, J.M.; 2001]:

- modelos de comportamento dos materiais, na forma de leis constitutivas cujos parâmetros são obtidos em ensaios de laboratório ou de ensaios de campo;
- modelos de resposta dos pavimentos que permitam calcular a resposta às acções incorporando aquelas leis de comportamento;
- modelos de degradação dos materiais associados a critérios de dimensionamento, com o objectivo de evitar que o pavimento atinja determinados estados de ruína durante o período de dimensionamento.

Estes aspectos têm sido abordados de forma diferente consoante o “nível de dimensionamento” considerado. Actualmente a tendência é considerar diferentes “níveis de dimensionamento” baseados no grau de sofisticação dos modelos de resposta dos pavimentos e dos modelos de comportamento dos materiais [AMADEUS; 1999; NCHRP; 2004; Correia, G.; 2001; Neves, J.M.; 2001]:

- dimensionamento corrente de pavimentos com a utilização de modelos simplificados de cálculo, nomeadamente modelos de multi-camadas, considerando para os materiais modelos de comportamento elástico-linear, por vezes adoptando-se modelos empíricos.
- dimensionamento avançado e de investigação com o recurso a modelos de cálculo avançados, que incorporam modelos de comportamento mais sofisticados para os materiais, baseados em resultados de ensaios de laboratório, e que podem ter em linha de conta aspectos ligados à variação do seu comportamento ao longo do ciclo de vida do pavimento.

2.2 Dimensionamento de pavimentos

A verificação da resistência de um pavimento com recurso à análise estrutural baseia-se na determinação dos estados de tensão, deformação e deslocamentos induzidos na estrutura do pavimento pela passagem dos veículos, e na sua comparação com valores limites, dados pelos critérios de dimensionamento considerados adequados para a situação em análise [Antunes, M.L.; 1993; AASHTO; 1993; Ullidtz, P.; 1998; COST 333; 1999].

Os critérios de dimensionamento têm por objectivo evitar que o pavimento atinja determinado estado de ruína (estrutural) antes do final do período temporal para o qual foi dimensionado.

Os estados de ruína (modelos de degradação) considerados no dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários são:

- ⇒ o fendilhamento por fadiga das camadas ligadas (com ligantes betuminosos ou com ligantes hidráulicos);
- ⇒ as deformações permanentes excessivas (cavados de rodadeiras, no caso dos pavimentos flexíveis, e escalonamento, no caso de pavimentos em lajes de betão simples com juntas).

Os critérios de dimensionamento correspondentes ao estado de ruína por fadiga das camadas ligadas são geralmente expressos em termos de uma relação entre a extensão ou a tensão horizontal máxima de tracção induzida pela passagem de um determinado rodado nas camadas ligadas com betume ou com cimento, e o número admissível de passagens desse rodado.

A concepção e o dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários tem como primeiro objectivo a selecção da estrutura do pavimento mais económica, de modo a garantir a manutenção de características estruturais e funcionais aceitáveis no final de vida do projecto, tendo em atenção as condições de serviço a que o pavimento estará sujeito e os materiais e tecnologias que estão disponíveis para a sua construção.

Na Figura 2.1 apresenta-se um esquema representativo da metodologia preconizada nos métodos de dimensionamento do tipo “analítico-empíricos”.

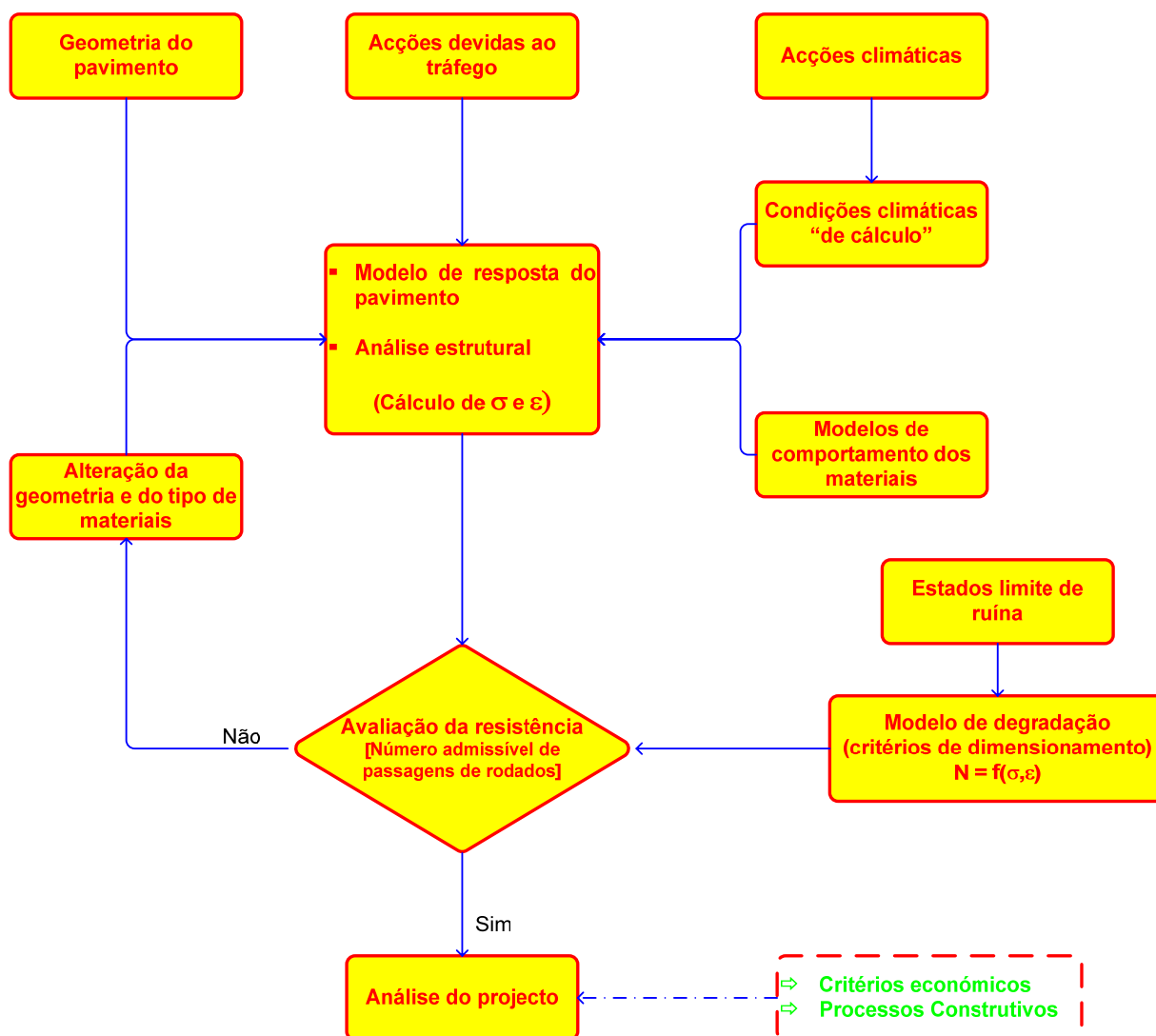


Figura 2.1 – Método de dimensionamento do tipo “analítico-empírico”

O modelo estrutural utilizado para determinar a resposta do pavimento é estabelecido com base nas características “iniciais” (geometria e características mecânicas) das camadas que constituem os pavimentos. No entanto, as características mecânicas dos materiais vão-se alterando progressivamente, quer devido ao efeito do envelhecimento quer devido ao efeito induzido pelo tráfego. Algumas destas características dependem ainda de factores associados às condições climáticas, como por exemplo, no caso das misturas betuminosas, em que o comportamento mecânico depende da temperatura.

A modelação do comportamento de pavimentos ao longo do seu ciclo de vida envolve as seguintes etapas principais [Ali, H.A.; Tayabji, S.D.; 1998; Antunes, M.L.; 2005]:

1. Estabelecimento de uma hipótese para o mecanismo responsável pelo desenvolvimento de um tipo de degradação específica; esta hipótese condiciona a validade do estudo subsequente, determinando o tipo de modelo necessário para o cálculo dos “parâmetros de resposta críticos”, bem como as características dos materiais e das acções a utilizar como dados do modelo.
2. Caracterização do comportamento dos materiais, incluindo as alterações das suas propriedades em função do estado de tensão, das condições ambientais (temperatura, condições hídricas), do efeito do tempo e das acções devidas ao tráfego.
3. Determinação dos “parâmetros de resposta críticos” induzidos nas camadas do pavimento quando sujeitos às acções do tráfego e às condições ambientais.
4. Estimativa do dano correspondente a cada combinação de acções induzidas pelo tráfego e de condições ambientais. Para tal, utilizam-se modelos de previsão das degradações que relacionam um conjunto de “parâmetros de resposta críticos” com um determinado dano para aquele mecanismo de degradação.
5. Estimativa do dano acumulado durante um determinado período de análise. Através de relações entre o dano acumulado e o desenvolvimento de degradações, efectuam-se previsões do estado do pavimento no final da sua vida útil.

A utilização de modelos incrementais no dimensionamento de pavimentos assenta essencialmente na análise da evolução do comportamento da estrutura ao longo do seu ciclo de vida através da consideração de um determinado número de incrementos de tempo, durante os quais é possível admitir como constantes os parâmetros de resposta críticos [Antunes, M.L.; 2005].

Na Figura 2.2 apresenta-se um esquema com a metodologia de previsão do comportamento de pavimentos recorrendo a modelos incrementais [COST 333; 1999].

A comparação entre a Figura 2.1 e a Figura 2.2 permite constatar que a grande diferença entre os modelos habitualmente utilizados nos métodos “analítico-empíricos” e os modelos incrementais reside no facto de que, nos primeiros, os cálculos são realizados considerando apenas as propriedades “iniciais” dos materiais, enquanto

que, nos segundos, é possível entrar em linha de conta com as alterações que vão surgindo durante o ciclo de vida dos pavimentos. Assim, no primeiro tipo de modelos, é determinado o número de aplicações de carga que conduz a uma determinada condição “crítica” ou de “ruína”, em função da geometria da estrutura e das propriedades iniciais das camadas. Com a utilização dos modelos incrementais é efectuada a previsão da evolução do comportamento dos pavimentos ao longo do seu ciclo de vida, podendo inclusivamente ter-se em consideração a eventual realização de obras de reforço durante o período em análise [Antunes, M.L.; 2005].

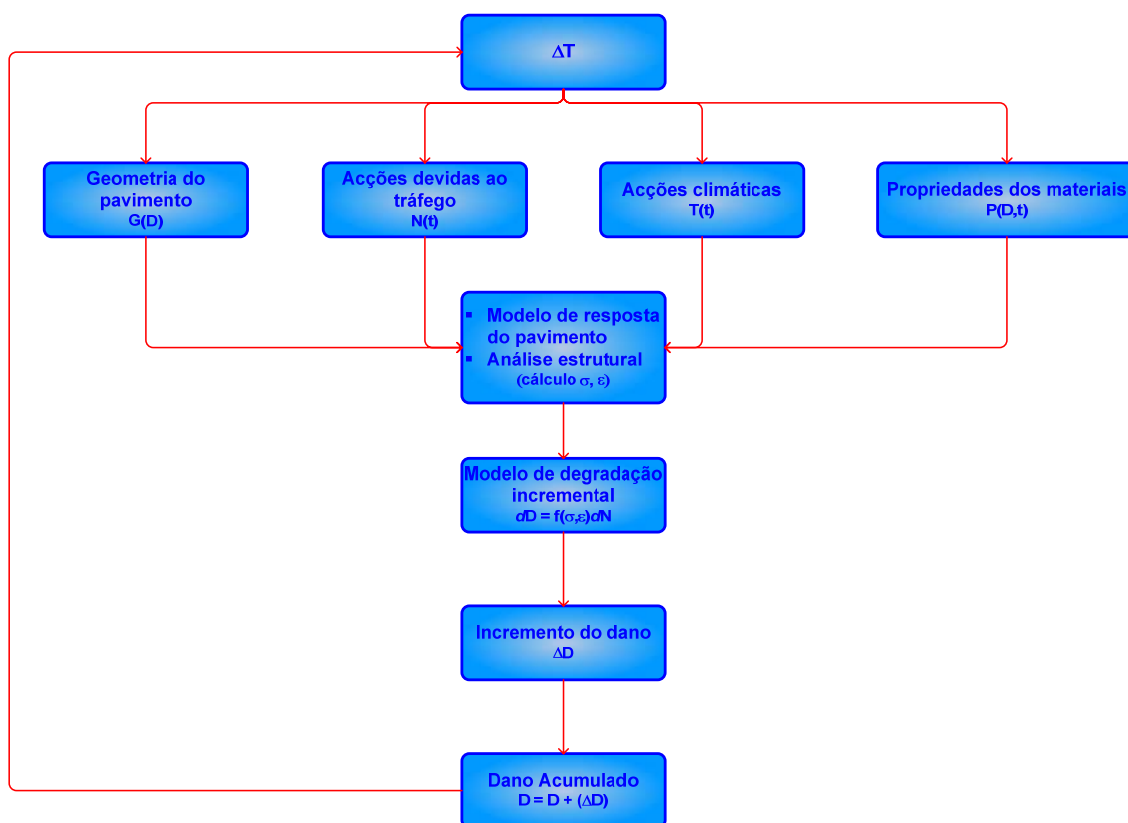


Figura 2.2 – Modelos incrementais para a previsão do comportamento de pavimentos

Na análise estrutural de pavimentos, a acumulação dos danos induzidos por diferentes tipos de acções é geralmente determinada com recurso à lei de Miner [Miner, M.A.; 1945]. De acordo com esta lei, a acumulação dos danos induzidos por diferentes tipos de acções é linear, tomando o valor igual à unidade quando o material atinge a ruína:

$$\sum_{i=1}^{N_a} \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.1)$$

Em que:

N_a – o número de tipos de acções considerados;

n_i – o número de repetições de carga da acção i ;

N_i – o número admissível de repetições da acção i , de acordo com o critério de ruína considerado.

2.3 Quantificação das acções devidas ao tráfego

Enquanto que nos pavimentos rodoviários se recorre frequentemente ao conceito de “eixo padrão”, nos pavimentos aeroportuários o tráfego é geralmente representado através do número de passagens dos trens principais de um conjunto de aviões de projecto. Este procedimento é adoptado devido a dois factores [Antunes, M.L.; 1993]:

- um melhor conhecimento do número de passagens de cada tipo de veículo (avião), uma vez que as autoridades aeroportuárias efectuem estatísticas de todos os movimentos que cada tipo de avião efectua num aeroporto;
- maior variabilidade das características do espectro de aviões que utiliza um determinado aeroporto, nomeadamente no que diz respeito à geometria dos trens de aterragem (posição dos rodados relativamente ao eixo do pavimento), às cargas por roda e às pressões de enchimento dos pneus.

Esta situação implica que é possível efectuar erros consideráveis quando se pretende calcular o dano provocado pelas passagens de um determinado avião em termos do número equivalente de passagens de outro avião com um trem de aterragem com geometria muito diferente, uma vez que a posição das rodas do trem principal relativamente ao eixo pode ser muito variável, solicitando zonas muito diversas do pavimento.

Como o tráfego que opera num determinado aeroporto é composto por múltiplos aviões com trens de aterragem de configurações e pesos diferentes, não é viável considerar separadamente cada tipo de avião que opera nesse aeroporto. A metodologia geralmente adoptada para a quantificação das acções devidas ao tráfego consiste em dividir a totalidade dos aviões por grupos com características semelhantes (geometria dos trens de aterragem, cargas por roda, pressão de enchimento dos

pneus), e considerar para cada grupo um avião representativo, designando-se esses aviões representativos como “aviões de projecto” [ICAO; 1983; FAA; 1995; Antunes, M.L.; 1993].

Na Figura 2.3, mostra-se um esquema que traduz as possíveis configurações geométricas que os trens de aterragem dos aviões podem apresentar [FAA; 2005].

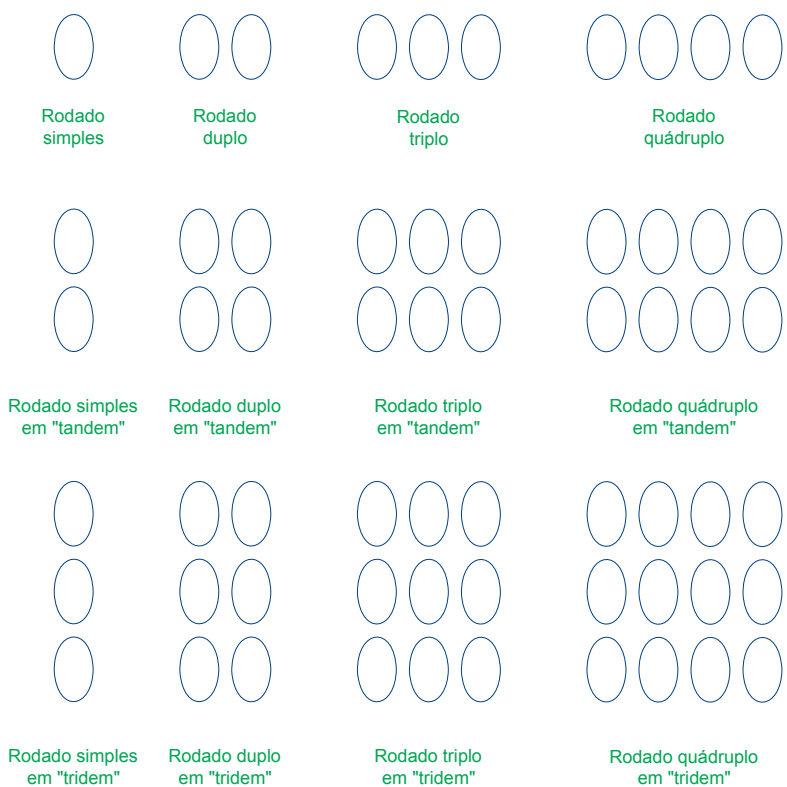


Figura 2.3 – Configuração geométrica dos trens de aterragens dos aviões

O primeiro passo desta metodologia consiste em converter os diferentes tipos de trens de aterragem dos aviões para o mesmo tipo de trem que o avião de projecto que foi escolhido apresenta, sendo para o efeito adoptados factores de conversão, como os apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Factores de conversão para vários tipos de trens de aterragem mais comuns
[FAA; 1995]

Tipo de trem de aterragem		Factor de conversão
Para converter de	Para	Multiplicar por
Rodado simples	Rodado duplo	0,8
Rodado simples	Rodado duplo em “tandem”	0,5
Rodado duplo	Rodado duplo em “tandem”	0,6
Rodado duplo em “tandem”	Rodado simples	2,0

Os factores de conversão indicados no quadro anterior, são aplicados quer para pavimentos rígidos quer para pavimentos flexíveis. Estes factores são uma aproximação relativa da sobreposição dos efeitos das rodas dos diferentes tipos de trens de aterragem, podendo-se, no entanto, desenvolver factores mais precisos para diferentes tipos e espessuras de pavimentos.

Após o agrupamento dos aviões por tipo de trem de aterragem, executa-se o segundo passo desta metodologia, que consiste na determinação do número de movimentos de cada avião convertidos em movimentos referentes ao avião de projecto considerado. Essa conversão pode ser efectuada através da seguinte expressão [ICAO; 1983; FAA; 1995;]:

$$\log R_1 = \log R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{1/2} \quad (2.2)$$

Em que:

R_1 – Movimentos de descolagem equivalentes do avião de projecto

R_2 – Movimentos de descolagem anuais dos diversos aviões de cada grupo (expresso através da aplicação dos factores de conversão para o trem de aterragem do avião de projecto)

W_1 – Carga por roda do trem principal do avião de projecto (peso máximo à descolagem)

W_2 – Carga por roda dos diversos aviões de cada grupo (peso máximo à descolagem)

Em geral, assume-se que 95% do peso do avião é suportado pelo trem de aterragem principal. Na Figura 2.4 mostra-se o sistema de aterragem de um avião e identificam-

se os vários trens, sendo que as acções por roda do trem de aterragem do “nariz” do avião não são geralmente tidas em consideração.

Na metodologia proposta pela FAA assume-se que as acções devidas ao tráfego são representadas através dos movimentos de descolagem, considerando que os aviões operam com o peso máximo à descolagem. Admite-se que o facto de não se ter em consideração os movimentos de aterragem é compensado pelo facto de se considerar que todas as descolagens são efectuadas com os respectivos pesos máximos.



Figura 2.4 – Trem de aterragem do avião Boeing 777 [Boeing; 2006]

A análise dos efeitos do tráfego é efectuada para diversas secções do pavimento que apresentam situações potencialmente mais desfavoráveis, designando-se estas secções como “secções críticas”. As “secções críticas” são definidas tendo em atenção a geometria dos trens de aterragem dos aviões de projecto, e considerando que estes circulam ao longo do eixo do pavimento. Na Figura 2.5, apresenta-se um esquema que ilustra a selecção das “secções críticas” de um pavimento para uma determinada combinação de aviões de projecto.

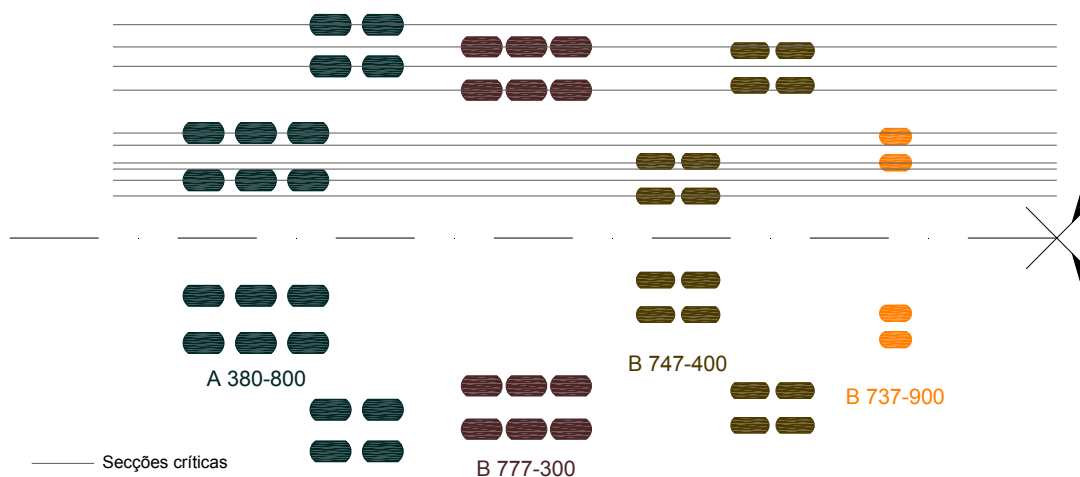


Figura 2.5 – Selecção de secções críticas na pista de um aeroporto para uma determinada composição de tráfego aéreo

Outro aspecto particularmente importante relativamente às acções do tráfego nos pavimentos aeroportuários prende-se com a dispersão lateral das passagens dos aviões (Figura 2.6), que é muito superior à que ocorre em pavimentos rodoviários. Esta situação verifica-se devido a vários factores:

- largura da secção transversal dos pavimentos muito superior à distância entre as rodas dos trens de aterragem dos aviões;
- configurações geométricas dos trens de aterragem dos aviões diferentes;
- velocidades de circulação muito elevadas nas pistas.

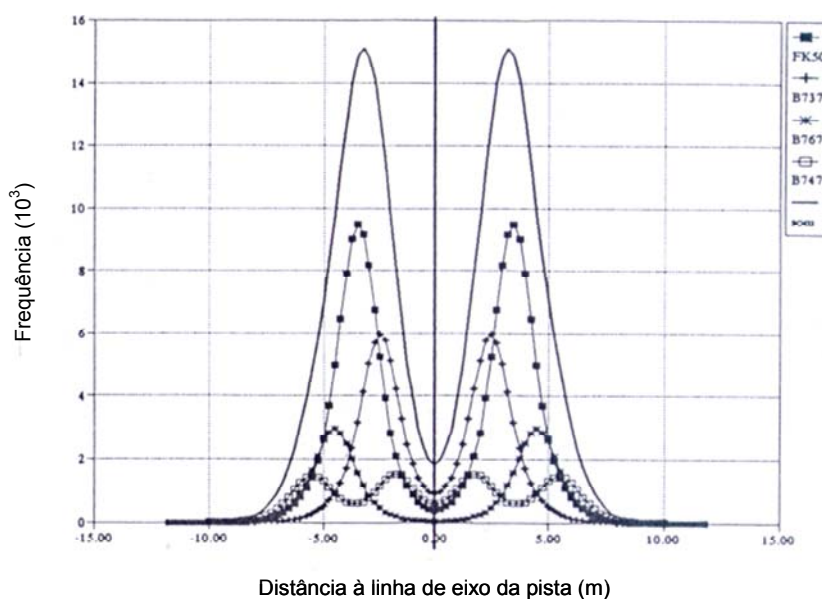


Figura 2.6 – Dispersão lateral das passagens dos rodados dos aviões numa pista [CROW; 1999]

Considera-se que a dispersão lateral de cada avião é caracterizada estatisticamente por uma distribuição normal (“*bell-shaped*” na literatura inglesa), com a seguinte função densidade de probabilidade:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2.3)$$

Em que:

μ - valor esperado

σ^2 - variância

Para ter em conta o efeito da dispersão lateral, recorre-se ao conceito de “recobrimento”, que é utilizado nalguns métodos de dimensionamento de pavimentos aeroportuários [Brown, D.N.; Thompson; O.O.; 1973; Koole, R.C.; Visseer, W.; 1979; ICAO; 1983; FAA; 1995]. O número de recobrimentos efectuado por um tipo de avião num determinado ponto é definido como sendo o número de vezes para o qual o referido avião induz tensões máximas nesse ponto, sendo sempre inferior ou igual ao número total de passagens que o avião efectua no pavimento.

A relação entre o número de passagens e o número de recobrimentos (“*pass-to-coverage ratio*” de acordo com a literatura inglesa) é dependente das dimensões do avião, do tipo de trem de aterragem e do tipo de pavimento, sendo em geral inferior para os aviões de maior porte de que para os aviões com menores dimensões, e superior para as zonas centrais da pista, onde a velocidade de circulação é maior, do que para os respectivos topos e para os caminhos de circulação. Nas plataformas de estacionamento, considera-se que essa relação é igual à unidade, uma vez que as velocidades de circulação são ainda mais baixas que nos caminhos de circulação, estando os percursos a efectuar pelos aviões bem definidos através de sinalização horizontal [Antunes, M.L.; 1993].

No Quadro 2.2, indicam-se os factores utilizados para a conversão do número de movimentos de descolagem em número de recobrimentos, tendo em atenção o tipo de trem de aterragem, tipo de avião e o tipo de pavimento [FAA; 1995; Garg, N. et al; 2004].

Quadro 2.2 – Factores de conversão do número de movimentos para o número de recobrimentos (“Pass-to-coverage ratio”)

Tipo de pavimento	Tipo de trem	“Pass-to-coverage ratio”
Flexível	Rodado simples	5,18
	Rodado duplo	3,48
	Rodado duplo em “tandem”	1,84
Rígido	Rodado simples	5,18
	Rodado duplo	3,48
	Rodado duplo em “tandem”	3,68

2.4 Acções climáticas

As acções climáticas influenciam significativamente o comportamento dos pavimentos, uma vez que estas condicionam o comportamento mecânico dos materiais que os constituem, assim como as respectivas fundações. Os factores relacionados com o clima que afectam os pavimentos são:

- ⇒ temperatura;
- ⇒ precipitação (pluviosidade).

A temperatura influencia o comportamento mecânico das misturas betuminosas e pode induzir esforços nas camadas constituídas por materiais aglutinados com ligantes hidráulicos. A precipitação afecta o comportamento dos materiais granulares e dos solos de fundação, através das variações do seu estado hídrico.

No caso dos pavimentos rígidos, as variações de temperatura induzem esforços nas lajes de betão condicionando ainda, no caso dos pavimentos com juntas, a transferência de cargas entre lajes adjacentes.

2.4.1 Temperatura

A temperatura tem influência directa nas características de deformabilidade das misturas betuminosas. De uma forma simplificada, pode-se afirmar que o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas diminui com o aumento da temperatura e aumenta com a velocidade de aplicação das cargas. A temperatura elevada pode potenciar o desenvolvimento de deformações permanentes originadas nas camadas betuminosas, uma vez que os ligantes betuminosos apresentam comportamentos viscosos para temperaturas elevadas [Freire, A.C.; 2002].

Na generalidade dos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis o efeito da temperatura nas camadas betuminosas é tomado em consideração por forma a representar os danos produzidos pela passagem do tráfego às diversas temperaturas que ocorrem ao longo do ano. [Shell a); 1978; Shell b); 1985; Picado Santos, L.; 1994; NCHRP; 2004].

Existem diversas metodologias para a previsão do módulo de rigidez dos betumes e do módulo de deformabilidade das misturas betuminosas em função da temperatura, do tempo de carga, das propriedades do betume e da composição das misturas [Bell, C.A.; 1994; Shell; 1978; Brown, S.F.; 1978; Celauro, C.; 2001; The Asphalt Institute; 1982].

Nos casos de pavimentos com camadas constituídas por misturas com ligantes hidráulicos (rígidos e semi-rígidos), as variações de temperatura dão origem a movimentos de dilatação-contracção. Esses movimentos são contrariados pelo atrito entre a camada ligada e a camada subjacente, o que vai originar o aparecimento de tensões na laje (Figura 2.7).

A ocorrência de gradientes de temperatura nas lajes, que se traduzem pela diferença de temperatura entre a face superior e a face inferior da laje, provoca o encurvamento das lajes, tendo como consequência o desenvolvimento de esforços suplementares nas suas faces (dependentes do período do dia que se está a considerar, e da localização das cargas induzidas pelo tráfego em zonas críticas da laje), visto que o encurvamento é contrariado pelo peso próprio da laje. Conforme se ilustra na Figura

2.7, durante o dia o encurvamento dá-se para o exterior, ficando a face inferior da laje sem contacto com a base, dando origem a um incremento de esforço de tracção nessa mesma face. No período nocturno o encurvamento dá-se para o interior, ficando com os bordos levantados, originando assim esforços de tracção na face superior da laje [NCHRP; 2004].

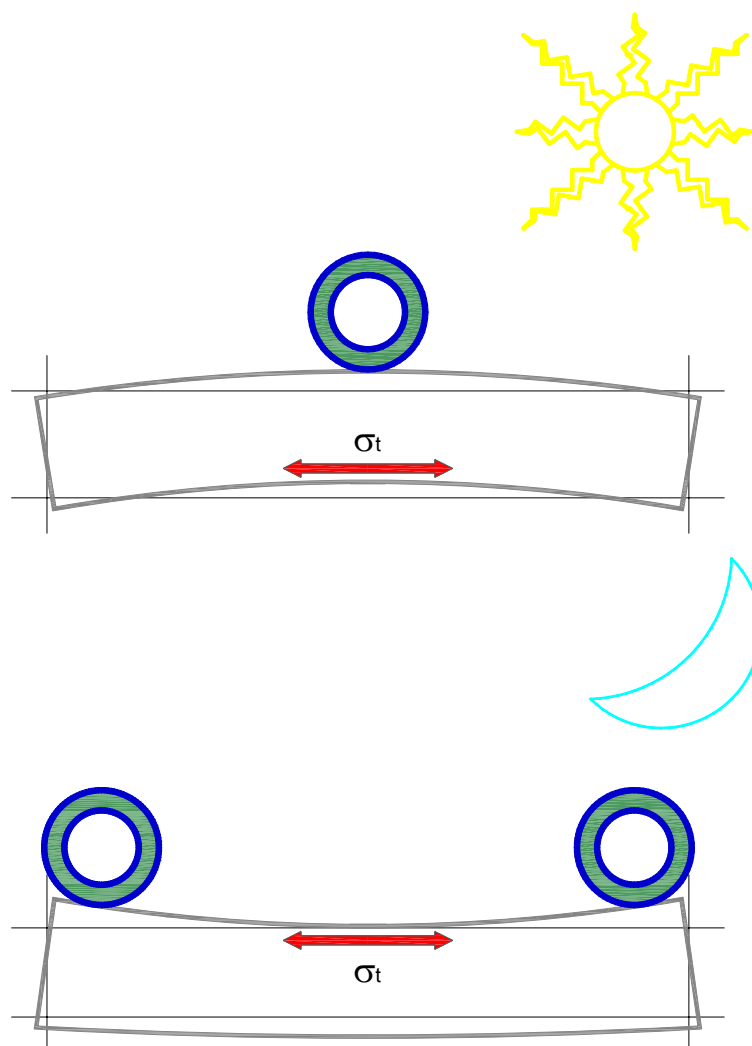


Figura 2.7 – Encurvamento das lajes devido ao gradiente térmico

Com o objectivo de minimizar os efeitos (tensões induzidas nas lajes e consequente fendilhamento) do encurvamento das lajes devido aos gradientes de temperatura e à retracção do betão, é necessário dividir o pavimento numa série de lajes com dimensões pré-determinadas, a menos que se utilizem armaduras para controlar o fendilhamento (caso dos pavimentos em betão armado contínuo). As juntas entre lajes são classificadas de acordo com a função que irão desempenhar, estando agrupadas em três tipos de categorias (vd Anexo 1) [FAA; 1995]:

- juntas de expansão;
- juntas de contracção;
- juntas de construção.

2.4.2 Precipitação

A presença de água no interior da estrutura do pavimento pode ter as seguintes consequências [Pinelo, A.; 1991]:

- ⇒ redução do módulo de deformabilidade e da resistência dos materiais granulares e solo de fundação, em particular às deformações permanentes;
- ⇒ bombagem de finos em pavimentos rígidos, seguida de escalonamento e subsequente rotura das lajes (aparecimento de fendas);
- ⇒ bombagem de finos das camadas granulares de pavimentos flexíveis, em particular após estes apresentarem fendas nas camadas betuminosas;
- ⇒ desagregação das misturas betuminosas;
- ⇒ expansão de solos argilosos.

Um dos aspectos que tem mais influência no comportamento mecânico de solos e materiais granulares não ligados, é a presença de água na estrutura interna das camadas constituídas por esse tipo de materiais. As condições climáticas (nível de precipitação), assim como os dispositivos de drenagem presentes no pavimento (drenagem superficial e interna) são factores que podem dar origem a variações mais ou menos acentuadas do teor em água dessas camadas, durante a fase construtiva e após a entrada em serviço. Outro aspecto a ter em atenção prende-se com a variação sazonal do nível freático que pode induzir variações apreciáveis da pressão intersticial, afectando o comportamento mecânico destas camadas.

Na Figura 2.8 ilustra-se o efeito das variações sazonais no comportamento mecânico das fundações dos pavimentos [Antunes, M.L., 1993]. Os resultados apresentados mostram a variação do módulo de deformabilidade do solo de fundação de um pavimento aeroportuário, composto por uma areia argilosa, durante um período de cerca de 18 meses. No âmbito desse estudo foram medidas as variações das

pressões intersticiais no solo, utilizando para o efeito tensiómetros, tendo-se também recolhido informações relativas à precipitação mensal ocorrida durante o período de observação. Os resultados apresentados na Figura 2.8, obtidos por retro-análise de resultados de ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto, mostram que existe uma relação directa entre o módulo de deformabilidade da fundação e as pressões intersticiais na camada, chegando-se a diferenças entre os valores máximo e mínimo dos módulos de deformabilidade da ordem de 30% do valor médio.

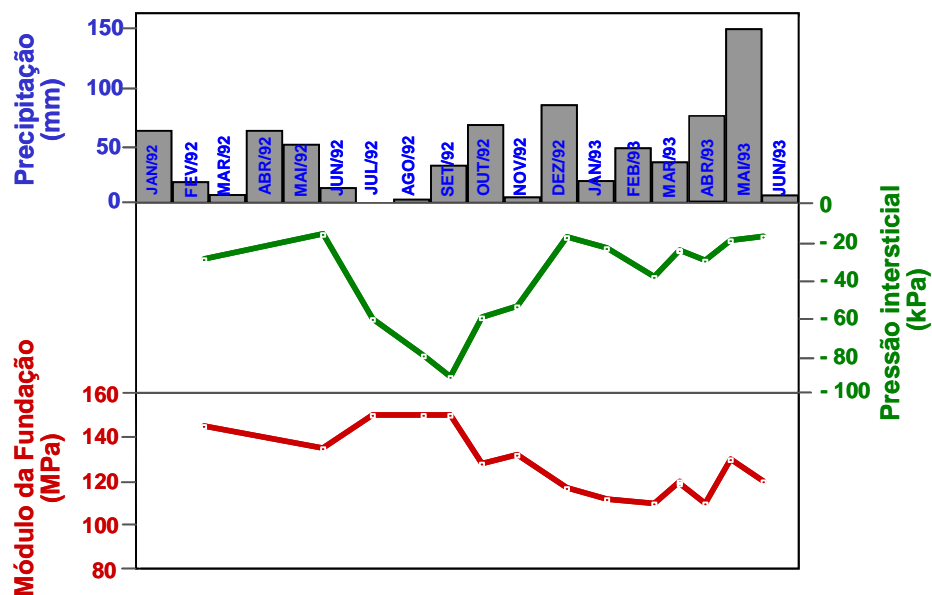


Figura 2.8 – Variação sazonal do módulo de deformabilidade de uma fundação de um pavimento aeroportuário em areia argilosa [Antunes, M.L.; 2005]

Alguns dos métodos de dimensionamento mais recentes, propõem métodos relativamente sofisticados para a consideração do efeito do estado hídrico no comportamento dos materiais granulares e dos solos de fundação [NCHRP; 2004].

2.5 Modelos de comportamento dos materiais

Um elemento fundamental para a modelação da resposta de uma estrutura às acções a que esta está sujeita são as relações constitutivas de cada um dos materiais que a constituem. Os solos e os materiais geralmente empregues em pavimentos podem dividir-se em três grupos, do ponto de vista das respectivas relações tensões/deformações [Antunes, M.L.; 1993]:

- ⇒ os solos e materiais granulares não tratados, que exibem comportamentos não lineares, ou seja, o seu módulo de deformabilidade depende do estado de tensão; relativamente a este tipo de materiais, podem ainda considerar-se dois tipos de comportamento distintos, caracterizados por diferentes tipos de relações entre os módulos de deformabilidade e os estados de tensão, consoante se trate de solos finos ou se trate de solos granulares e de materiais granulares britados; para além da dependência relativamente ao estado de tensão, o comportamento dos solos finos poderá ainda depender do tempo de actuação das cargas;
- ⇒ as misturas betuminosas, que exibem comportamentos visco-elásticos, dependendo da temperatura e do tempo de actuação das solicitações;
- ⇒ as misturas com ligantes hidráulicos, que possuem comportamentos elástico-lineares para os níveis de tensão a que são geralmente sujeitos num pavimento.

No entanto, a generalidade dos modelos utilizados correntemente na análise estrutural de pavimentos assenta na hipótese de que os materiais que constituem as camadas apresentam um comportamento elástico-linear, o que se pode considerar válido para determinadas condições (condições ambientais, velocidades de circulação, etc.).

Ao factor (E) que relaciona directamente as tensões e deformações, passar-se-á a designar no presente trabalho por “módulo de deformabilidade”, para todo o tipo de materiais, incluindo os solos.

No Quadro 2.3 apresentam-se as gamas de valores para os módulos de deformabilidade dos vários materiais que são geralmente empregues em obras de pavimentação [COST 336; 1996].

Quadro 2.3 – Gamas de valores para os módulos de deformabilidade dos materiais empregues em pavimentos [COST 336; 1996]

Tipo de material	Módulo de deformabilidade (MPa)	Observações
Misturas betuminosas	3000 – 15000	-
Materiais granulares	50 – 1500	⇒ Materiais não ligados
Solos	5 – 300	-
Betão de cimento	30000 – 70000	⇒ Sem fendilhamento
Materiais tratados com cimento	1000 – 40000	⇒ Sem fendilhamento

No Quadro 2.4, apresentam-se os valores típicos para o coeficiente de Poisson, considerados para cada tipo de material [NCHRP; 2004].

Quadro 2.4 – Valores típicos dos coeficientes de Poisson para os diversos tipos de materiais

Material	Gama de valores	Valor típico	Observações
Misturas betuminosas	0,15 – 0,48	0,35 – 0,40	Depende da temperatura (valores mais baixos correspondem a temperaturas baixas)
Materiais 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 fendilhados

2.5.1 Solos e materiais granulares

Os principais factores que influenciam o comportamento dos solos e materiais granulares, nomeadamente o seu módulo de deformabilidade, são os seguintes [Neves, J.M.; 2001]:

- ⇒ características dos materiais
- ⇒ compacidade
- ⇒ teor em água
- ⇒ anisotropia
- ⇒ estado de tensão
- ⇒ história das tensões
- ⇒ características do carregamento

Em termos de análise estrutural a definição das características de deformabilidade de um solo pode ser efectuada com recurso a ensaios in-situ, tais como os ensaios de carga com placa, ou em alternativa/complementaridade com ensaios realizados em laboratório, nomeadamente ensaios triaxiais cíclicos.

O tipo de comportamento exibido pelos solos e materiais granulares num ciclo de carga/descarga está traduzido na Figura 2.9, podendo verificar-se que a deformação axial induzida no solo é constituída por duas parcelas:

- parcela de deformação permanente;
- parcela de deformação reversível.

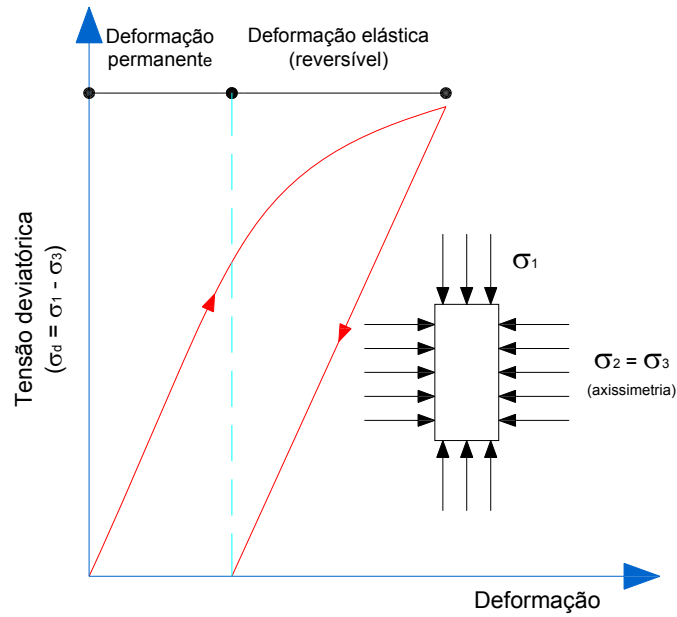


Figura 2.9 – Comportamento de um solo obtido em ensaios de carga com placa ou triaxiais (carregamento único)

Verifica-se, de uma forma geral, que, para tensões deviatórias ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) inferiores a um dado valor limite, à medida que aumenta o número de ciclos de carga/descarga, o acréscimo de deformação permanente em cada ciclo vai diminuindo (Figura 2.10), aproximando-se os comportamentos obtidos na carga e na descarga.

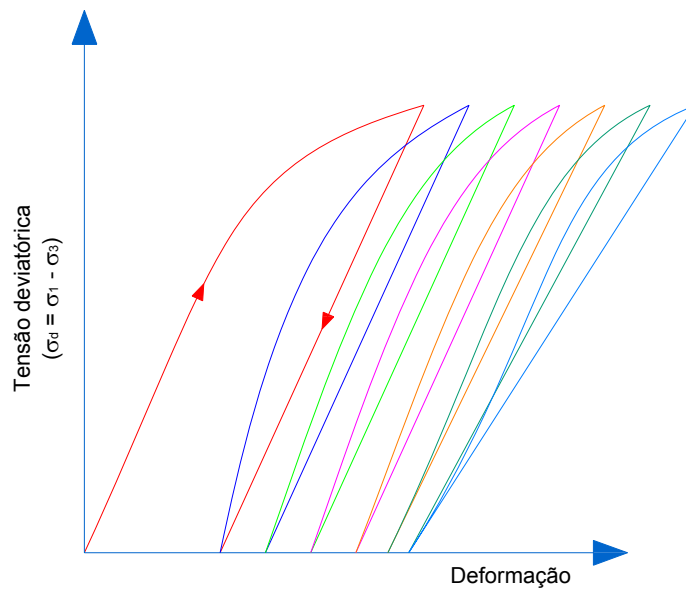


Figura 2.10 – Comportamento reversível de um solo (carregamento repetido)

Por outro lado, os níveis de tensões induzidos no solo pela acção dos veículos sobre um pavimento são relativamente baixos, quando comparados com os que ocorrem em outros tipos de estruturas. Acresce ainda que, os critérios para a verificação da resistência às deformações permanentes (vd 2.2), são geralmente expressos em função da deformação elástica, ou reversível (ϵ_r). Assim, recorre-se frequentemente ao módulo de deformabilidade que corresponde às deformações reversíveis, também designado por módulo resiliente ou módulo reversível (M_r) que é obtido de acordo com a expressão:

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_r} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (2.4)$$

A deformabilidade dos solos e materiais granulares depende de um grande número de factores, e o recurso a ensaios in-situ ou em laboratório (ensaios de carga com placa, triaxiais, etc.) nem sempre é possível. Assim, nos casos correntes (prática de projecto) recorre-se a processos expeditos para estimar os módulos de deformabilidade a partir de propriedades relativamente fáceis de determinar.

Utilizam-se assim, para os solos, correlações que permitem estimar os módulos de deformabilidade (E_s) a partir da classificação do solo ou do seu CBR. Apresentam-se como exemplo as correlações preconizadas pela Shell [Shell; 1978], pelo Transport Research Laboratory (TRL) [Powell, W.D. et al.; 1984] e a expressão desenvolvida por Poulsen e Stubstad (1980), respectivamente:

$$E_s = 10 \times \text{CBR} \quad (2.5)$$

$$E_s = 17,6 \times \text{CBR}^{0,64} \text{ para } \text{CBR} \in [2\%; 12\%] \quad (2.6)$$

$$E_s = 10 \times \text{CBR}^{0,73} \quad (2.7)$$

Para os materiais granulares utilizam-se frequentemente relações empíricas que permitem estimar os módulos de deformabilidade das camadas granulares com base no módulo de deformabilidade das camadas subjacentes. Como exemplo dessas relações empíricas apresenta-se a relação proposta pela Shell [Shell; 1978]:

$$E_{CG} = k \times E_s \tag{2.8}$$

Em que:

E_{CG} – módulo de deformabilidade da camada granular (MPa)

E_s – módulo de deformabilidade da camada subjacente (MPa)

$$k = 0,2 \times h_{CG}^{0,45} \quad (2 < k < 4)$$

h_{CG} – espessura da camada granular (mm)

Do exposto anteriormente, com base na hipótese de que o módulo de deformabilidade de uma camada granular depende do módulo da camada subjacente, de uma forma genérica essa relação pode ser traduzida através da seguinte expressão [COST 337; 2000]:

$$\begin{cases} E_{i+1} = k \times E_i \\ E_{i+1} \leq E_{m\acute{a}x} \end{cases} \tag{2.9}$$

No Quadro 2.5, indicam-se gamas de valores para os módulos de deformabilidade para camadas de leito do pavimento, sub – base e base, de acordo com a expressão (2.9).

Quadro 2.5 – Módulos de deformabilidade utilizados no dimensionamento de camadas de leito do pavimento, sub – base e base [COST 337; 2000]

Camada	Módulo de deformabilidade (MPa)		
	Reino Unido	Holanda	França
Leito do pavimento	100	NA	≤ 200
Sub – base	⇒ k = 3 ⇒ $E_{m\acute{a}x} = 150^{(1)}$	200 – 600	⇒ k = 2,0; 2,5; 3,0 ⇒ $E_{m\acute{a}x} = 200; 400; 600^{(1)(2)}$
Base	NA	200 – 600	⇒ k = 2,0; 2,5; 3,0 ⇒ $E_{m\acute{a}x} = 200; 400; 600^{(1)(2)}$

Legenda:

(1) Os módulos são estimados através da expressão (2.9)

(2) Os valores máximos dependem da classe do material

NA – Não aplicável

2.5.2 Misturas betuminosas

Como já foi referido anteriormente o comportamento mecânico das misturas betuminosas depende, entre outros aspectos, da temperatura a que estas se encontram (comportamento termoplástico) e do tempo de actuação das cargas (comportamento reológico).

Os betumes quando sólidos, para temperaturas baixas, apresentam um comportamento não viscoso que, para efeitos práticos, é considerado elástico-linear, sendo este o comportamento geralmente considerado no dimensionamento de pavimentos flexíveis. Quando as temperaturas são altas, os betumes são predominantemente viscosos e, para temperaturas intermédias, os betumes exibem comportamento visco-elástico. Este tipo de comportamento evidenciado pelos betumes vai influenciar o comportamento mecânico das misturas betuminosas, apresentando estas um comportamento reológico análogo ao dos betumes em função da temperatura [Neves, J.M.; 2001; Freire, A.C.; 2002].

No que diz respeito ao comportamento das misturas betuminosas face ao tempo de actuação das cargas, estas podem-se considerar como tendo um comportamento próximo do elástico para tempos de carga reduzidos (velocidade de circulação elevada) enquanto que, para tempos de carga mais elevados (velocidades de circulação baixas) torna-se necessário considerar o seu comportamento viscoso. Na Figura 2.11, mostra-se a variação do módulo de deformabilidade (E_m) com o tempo de carga para diferentes temperaturas.

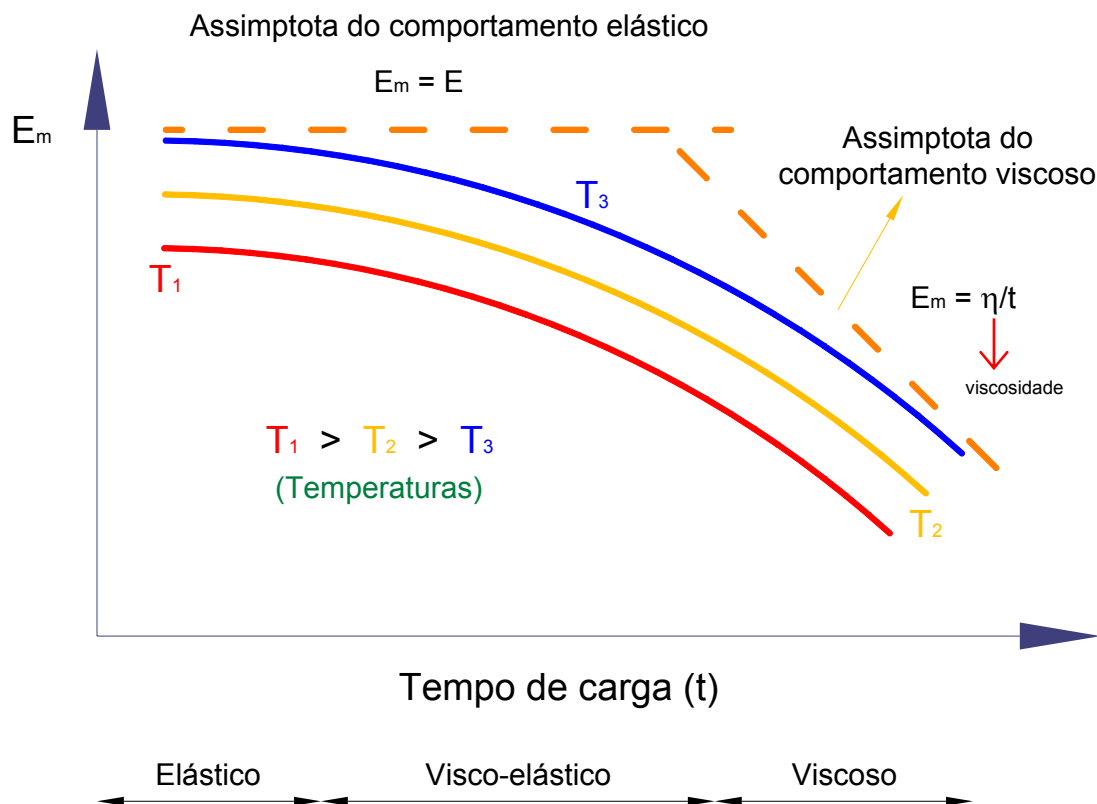


Figura 2.11 – Variação do módulo de deformabilidade com o tempo de carga e da temperatura
[Pell, P.S.; 1982; Bell, C.A.; 1994]

Na Figura 2.12 apresenta-se um esquema simplificado que pretende traduzir o comportamento mecânico das camadas betuminosas num pavimento, quando estas são sujeitas às acções do tráfego. A Figura 2.12 mostra que, após a passagem da roda sobre a camada betuminosa, fica “impressa” nesta uma deformação permanente, e à medida que as cargas se vão repetindo esta deformação vai sofrendo incrementos que vão sendo acumulados e que darão origem a cavados de rodéira.

A consideração de modelos reológicos que permitam simular este tipo de comportamento torna-se importante quando se pretendem estudar estruturas de pavimentos com espessuras consideráveis de misturas betuminosas sujeitas a tráfego pesado, e em condições de temperatura desfavoráveis [Freire, A.C; 2002].

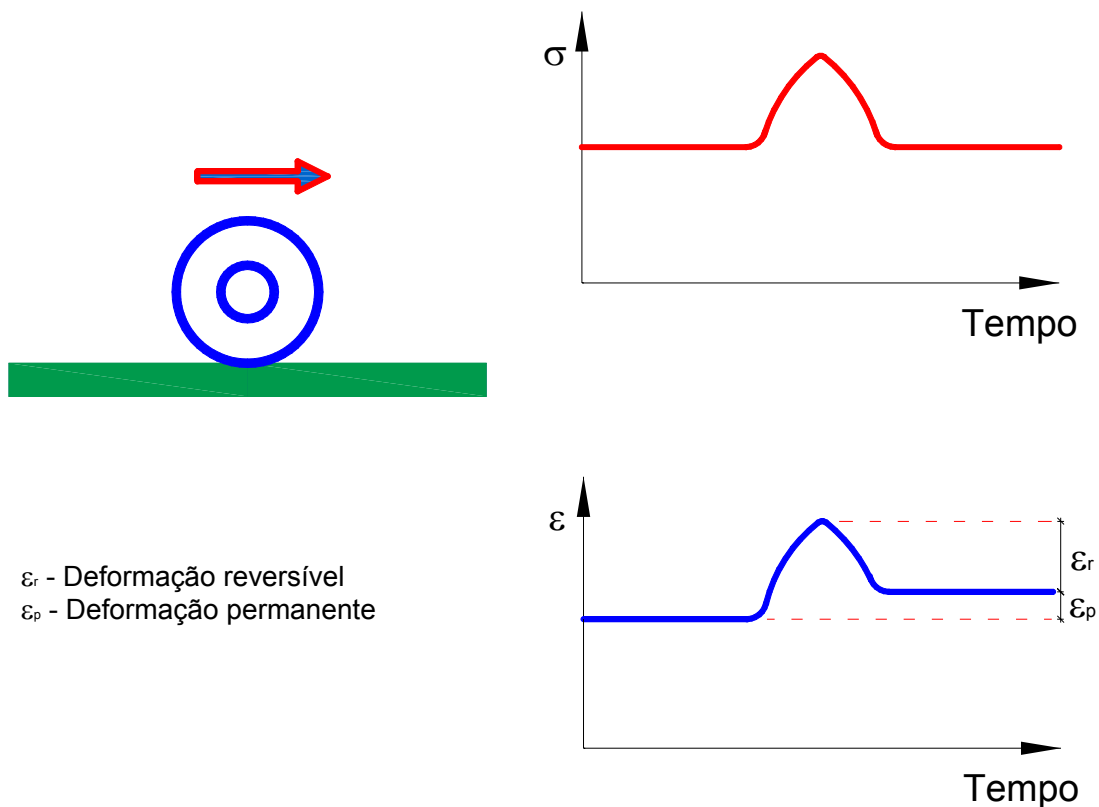


Figura 2.12 – Comportamento de uma mistura betuminosa sob a acção do tráfego

Na análise estrutural de pavimentos considera-se, de um modo geral, que para um betume com determinadas características de consistência (ponto de amolecimento pelo método do “anel e bola”, penetração a 25°C e viscosidade), a grandeza que relaciona tensões e deformações, designada por módulo de rigidez do betume (S_b), é dada por uma função do tipo [Shell; 1978; Brown, S.F., Brunton, J.M.; 1990]:

$$S_b = S_b(t, T) \quad (2.10)$$

Em que:

t – tempo de carga

T – temperatura a que se encontra o betume

Para a correcta utilização deste tipo de expressões, devem ser tomadas em conta as características do betume após a sua aplicação em obra, e não as suas características iniciais, existindo relações que permitem estimar as características do betume “recuperado” após as operações de fabrico e colocação em obra, com base nas suas características iniciais.

Existem relações determinadas com base em ensaios laboratoriais, como as propostas pela Shell e pela Universidade de Nottingham [Shell; 1978; Brown, S.F., Brunton, J.M.; 1990], entre o módulo de deformabilidade de uma mistura betuminosa (E_m) e o módulo de rigidez do betume, em função da sua composição volumétrica:

$$E_m = E_m(S_b, VMA) \quad (2.11)$$

Em que:

VMA – Percentagem volumétrica de vazios na mistura de agregados ($VMA = V_b + V_v$, sendo V_b e V_v as percentagens volumétricas de betume e de vazios, respectivamente)

Na prática, quando se pretende dimensionar um pavimento novo com base na análise estrutural, recorrendo a modelos elástico-lineares, estimam-se os valores para os módulos de deformabilidade das misturas betuminosas com base na composição e tipo de betume especificados para estas, utilizando os métodos previsionais anteriormente referidos, uma vez estabelecidos os valores a adoptar para o tempo de carga, em função da velocidade dos veículos pesados, e para a temperatura das camadas betuminosas.

O tempo de carga a adoptar para calcular o módulo de rigidez dos betumes pode ser estimado a partir da velocidade de circulação dos veículos e da espessura das camadas betuminosas, através da seguinte relação [Brown, S.F.; 1973; Brown, S.F., Brunton, J.M.; 1990]:

$$\log(t) = 5 \times 10^{-4} \times h - 0,2 - 0,94 \times \log(V) \quad (2.12)$$

Em que:

t – tempo de carga (s)

h – espessura das camadas betuminosas (mm)

V – velocidade de circulação dos veículos pesados (km/h)

Em alternativa, pode ser usada a seguinte expressão, mais simplificada:

$$t \cong \frac{1}{V} \quad (2.13)$$

O módulo de deformabilidade das misturas betuminosas pode ser determinado através da realização de ensaios com carregamentos repetidos, cuja variação no tempo é definida de modo a simular tanto quanto possível a variação das tensões induzidas nas camadas betuminosas devido à passagem dos veículos. Esses ensaios são realizados em condições de temperatura controlada. A título de exemplo refere-se a execução deste tipo de ensaios em estudos realizados no LNEC que foram desenvolvidos por Azevedo, M.C. [Azevedo, M.C.;1993] e Batista, F. [Batista, F.; 2004].

Relativamente à temperatura a adoptar para as camadas betuminosas, esta deverá ser estimada em função da variação das temperaturas nessas camadas ao longo do período que se está a analisar, de acordo com o referido em 2.4.1, tendo em atenção que a temperatura nas camadas betuminosas varia em profundidade.

2.5.3 Misturas com ligantes hidráulicos

Considera-se que as misturas com ligantes hidráulicos apresentam um comportamento do tipo elástico-linear, desde que as tensões nelas induzidas não ultrapassem valores da ordem de 55% a 70% da sua resistência [Pinelo, A.; 1991].

O módulo de deformabilidade destes materiais pode ser determinado com recurso a ensaios laboratoriais (flexão, compressão, tracção, etc.), e o seu valor depende de diversos factores tais como [Coutinho, A.S; Gonçalves, A.; 1988; Pinelo, A.; 1991; Quaresma, L.M.; 1992]:

- ⊕ tipo de agregado e sua composição granulométrica.
- ⊕ composição da mistura (particular destaque para o teor em cimento).
- ⊕ idade de fabrico.

Os agregados de granulometria extensa tratados com cimento ou os betões pobres apresentam, de um modo geral, módulos de deformabilidade relativamente elevados (na ordem dos 15000 MPa e 35000 MPa) [Pinelo, A.; 1991]. As misturas do tipo solo-cimento apresentam em regra valores de ordem de grandeza inferior, sendo muito variáveis devido aos seguintes factores:

- ⊕ tipo de solo.
- ⊕ teor em cimento.
- ⊕ estado de fendilhamento da camada.

No Quadro 2.6 indicam-se os valores adoptados por três países para os módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson, para diferentes camadas constituídas por misturas com ligantes hidráulicos [Pinelo, A.; 1991].

Quadro 2.6 – Valores típicos dos módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson de misturas com ligantes hidráulicos

Tipo de mistura	Portugal		Bélgica		França	
	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν
Betão pobre	15000 a 25000	0,25	15000	0,30	-	-
Agregado tratado com cimento	10000 a 20000	0,25	12000		15000 a 35000	-
Solo cimento	1000 a 5000	0,30	8000		-	-
Betão de cimento	30000 a 40000	0,20	40000		-	-

2.6 Modelos de resposta

Os modelos de resposta consistem em idealizações do comportamento de uma estrutura que permitem calcular a sua resposta às acções a que esta é sujeita. No caso dos pavimentos rodoviários e aeroportuários, tais modelos permitem, em geral, calcular tensões, deformações e deslocamentos na estrutura do pavimento e respectiva fundação, induzidos pela passagem dos rodados dos veículos. Tendo em vista a análise estrutural de pavimentos, as cargas induzidas pelos rodados dos veículos são geralmente idealizadas como um conjunto de cargas uniformemente distribuídas em áreas circulares [Antunes, M.L.; 1993].

No caso de geometrias e solicitações simples, é possível determinar a resposta dos sistemas estratificados através de soluções matemáticas exactas baseadas na integração das equações diferenciais da teoria da elasticidade.

O modelo mais simples aplicado à análise estrutural de pavimentos foi o modelo de Boussinesq (1885), cujas equações permitem calcular as tensões, deformações e deslocamentos num meio contínuo, homogéneo, isótropo, elástico e semi-infinito, devidos à actuação de uma carga pontual perpendicular à superfície [Yoder, E.L., Witczak, M.W., 1975; Ullidzt, P., 1998; Hildebrand, G., 2002]. Posteriormente, foram desenvolvidas equações para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos devidos a uma pressão uniformemente distribuída numa área circular, em pontos situados no eixo da carga. Estas equações são ainda hoje utilizadas na interpretação de ensaios de carga realizados nos solos de fundação, nomeadamente nos ensaios de carga com placa.

Os modelos de resposta correntemente utilizados na análise estrutural de pavimentos (Modelo de Burmister), assimilam o pavimento e a fundação a um conjunto de várias camadas horizontais (sobrepostas) com determinadas características. As camadas são consideradas como infinitas na direcção horizontal, e a camada inferior como tendo uma espessura infinita, pelo que se considera essa camada como sendo um meio semi-infinito. As superfícies planas que separam as camadas são designadas de interfaces, sendo habitual considerar dois tipos de condições de interface [AMADEUS; 1999; Neves, J.M.; 2001]:

- ↳ aderência perfeita entre camadas
- ↳ deslizamento entre camadas (parcial ou total)

Nas secções seguintes referem-se os tipos de modelos de resposta mais utilizados na análise estrutural de pavimentos.

2.6.1 Modelos de camadas

No modelo de Burmister [Burmister, D.; 1943] considera-se que o pavimento é composto por um conjunto de camadas horizontais, contínuas, homogéneas, isotrópicas e elásticas-lineares, assentes sobre um meio semi-infinito, em cuja

superfície actua uma carga vertical uniformemente distribuída numa área circular (Figura 2.13).

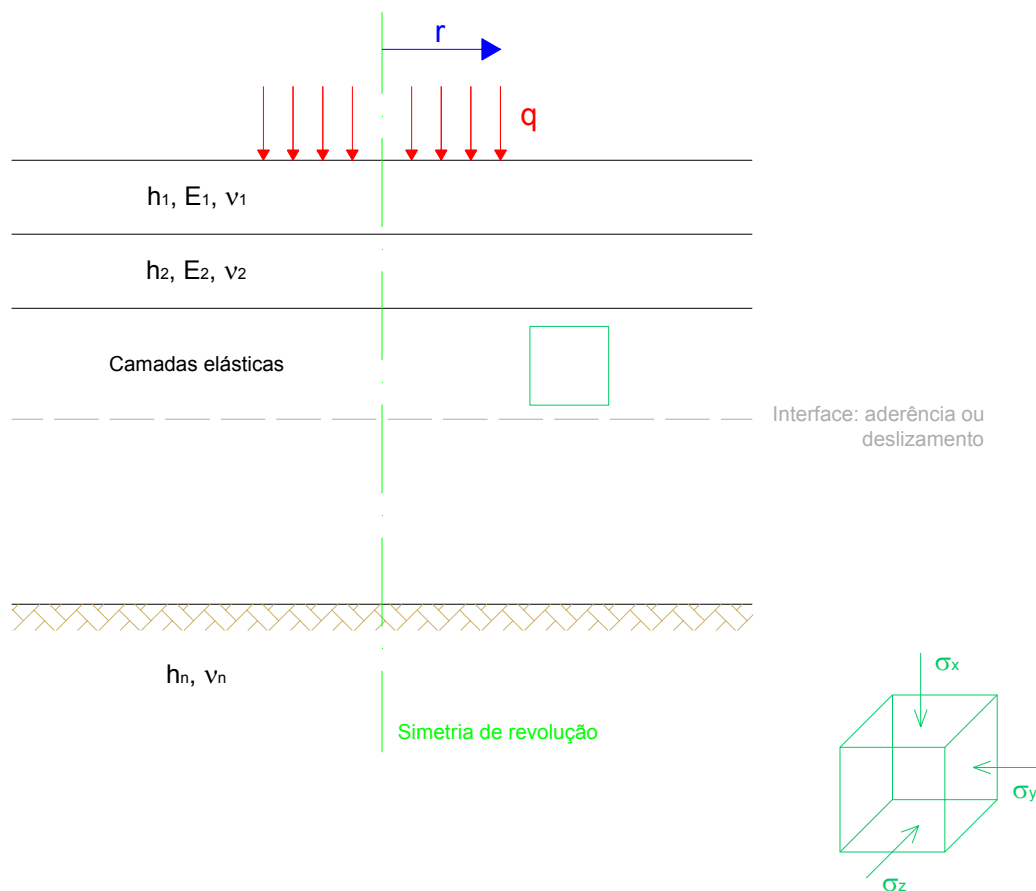


Figura 2.13 – Modelo de Burmister

Apesar deste modelo ser a base de programas de cálculo automático “multi-camadas” de fácil utilização, que já prevêem a incorporação de outros tipos de relações constitutivas dos materiais (não-linearidade, comportamentos visco-elásticos, consideração de anisotropia, etc.), este modelo de resposta estrutural apresenta limitações quando se quer avaliar o comportamento de pavimentos com descontinuidades ou com propriedades diferentes, na direcção horizontal.

No domínio da análise estrutural de pavimentos foram desenvolvidos vários programas de cálculo automático baseados no modelo de Burmister, que utilizam as funções de Bessel para a resolução das equações diferenciais que regem o problema. É considerado um equilíbrio axissimétrico para cada carga, efectuando-se posteriormente a transformação de coordenadas cilíndricas para coordenadas

rectangulares e a sobreposição dos efeitos das várias cargas (nos casos em que é possível considerar a actuação de várias cargas).

Este tipo de programas é muito utilizado na análise estrutural de pavimentos (sendo habitualmente designados por sistemas “multi-camadas”), existindo algumas versões que permitem considerar camadas de materiais com comportamentos não lineares, e até anisotrópicos. Salienta-se no entanto, que não é possível considerar variações das propriedades das camadas na direcção horizontal, mas apenas na vertical. Por outro lado, não permitem a consideração de descontinuidades, tais como fendas ou juntas de pavimentos rígidos³.

No que se refere às condições de interface entre camadas, embora na maioria dos casos se considere que existe aderência perfeita entre duas camadas consecutivas, existem programas que permitem a consideração de diferentes condições, desde aderência perfeita a deslizamento sem atrito.

Nos casos mais comuns em que se considera um sistema de camadas compostas por materiais com comportamento elástico-lineares e isotrópicos, a estrutura é caracterizada pelo número de camadas, as suas espessuras, módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson.

No Quadro 2.7 apresentam-se as principais características de alguns dos programas de cálculo automático para sistemas “multi-camadas”, mais utilizados no dimensionamento de pavimentos.

³ Nestes casos utilizam-se programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos ou no método das diferenças finitas, que permitem o estudo de equilíbrios tridimensionais.

Quadro 2.7 – Programas de cálculo automático de análise estrutural de sistemas “multi-camadas” [Antunes, M.L.; 2005]

Programa	Número máximo de camadas	Número máximo de cargas	Cargas horizontais ⁽¹⁾	Condições de interface variáveis ⁽²⁾	Anisotropia ⁽³⁾	Comportamento não linear ⁽⁴⁾	Comportamento visco-elástico ⁽⁵⁾	Variáveis estocásticas ⁽⁶⁾	Interface com o utilizador ⁽⁷⁾
ELSYM 5	5	10							
BISAR	10	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>					<input checked="" type="checkbox"/>
CIRCLY	> 10	> 10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>				<input checked="" type="checkbox"/>
NOAH	> 10	> 10		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
CHEVIT	5	1				<input checked="" type="checkbox"/>			
VEROAD	5	1					<input checked="" type="checkbox"/>		

Legenda:

- (1) Para além das cargas verticais, permite considerar cargas horizontais aplicadas à superfície
- (2) Permite considerar condições de interface entre camadas distintas, desde aderência perfeita a camadas desligadas
- (3) Permite considerar materiais com comportamento anisotrópico (variação das propriedades dos materiais nas diversas direcções)
- (4) Permite considerar materiais com módulo de deformabilidade variável consoante o estado de tensão (apenas na direcção vertical)
- (5) Permite considerar materiais com comportamento visco-elástico
- (6) Permite considerar variáveis estocásticas
- (7) Possui interface com o utilizador de fácil utilização, permitindo constituir uma base de dados com os dados de entrada referentes, por exemplo à geometria e propriedades das camadas e às características das cargas

No caso dos pavimentos rígidos e semi-rígidos, a existência de descontinuidades invalida a hipótese das camadas serem assimiladas a um meio contínuo, fazendo com que a resposta da estrutura, obtida com este tipo de modelo, na vizinhança das descontinuidades deixe de ter significado. No caso dos pavimentos flexíveis, este modelo de resposta não permite considerar variações das propriedades dos materiais constituintes das camadas no plano horizontal, como acontece com camadas granulares em que o módulo de deformabilidade varia em função do estado de tensão [Pinelo, A.; 1991].

Assim, devido à especificidade inerente aos pavimentos rígidos (designadamente juntas), constata-se que é necessário recorrer a outros tipos de modelos de resposta

que permitam ter em conta as características particulares de cada tipo de pavimento, e em particular as descontinuidades introduzidas pelas juntas.

2.6.2 Modelos de laje

O modelo de Westergaard, inicialmente desenvolvido em 1925 [Westergaard, H.M.S.; 1925], é aplicável sobretudo a pavimentos rígidos constituídos por lajes de betão com juntas. Neste modelo, o pavimento é idealizado como sendo uma laje sobre apoios elásticos (também designados por apoios de Winkler).

A principal simplificação inerente a este modelo é a de considerar que o apoio da laje não possui resistência às tensões tangenciais, sendo a reacção no apoio da laje (tensões verticais no solo) directamente proporcional aos respectivos deslocamentos verticais. O coeficiente de proporcionalidade é uma grandeza que caracteriza a deformabilidade da fundação, designada por módulo de reacção (k)⁴.

A laje no modelo preconizado por Westergaard é caracterizada pela sua espessura (h), módulo de deformabilidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν). O modelo foi desenvolvido com base nas seguintes hipóteses [Pinelo, A.; 1991]:

- ⇒ as forças actuam perpendicularmente à superfície da laje;
- ⇒ não são consideradas forças actuantes ao plano da laje (por exemplo compressões devidas ao aumento da temperatura);
- ⇒ as lajes não se deformam na direcção vertical;
- ⇒ após flexão, os planos permanecem perpendiculares;
- ⇒ não há deformação no plano médio da laje;
- ⇒ não há atrito entre a laje e o suporte;
- ⇒ a laje é uniformemente suportada por molas elásticas.

Westergaard desenvolveu equações aplicáveis a lajes sujeitas a cargas uniformemente distribuídas em áreas circulares ou elípticas actuando na sua região

⁴ O módulo de reacção da fundação (k) é determinado com recurso a ensaios de carga com placa.

central, ou nas proximidades de um bordo ou de um canto, admitindo que não existe transferência de cargas entre lajes adjacentes [Marchand, J.; Dauzats, M.; Kobisch, R.; 1985]. Na Figura 2.14, apresenta-se um esquema simplificado do modelo de Westergaard.

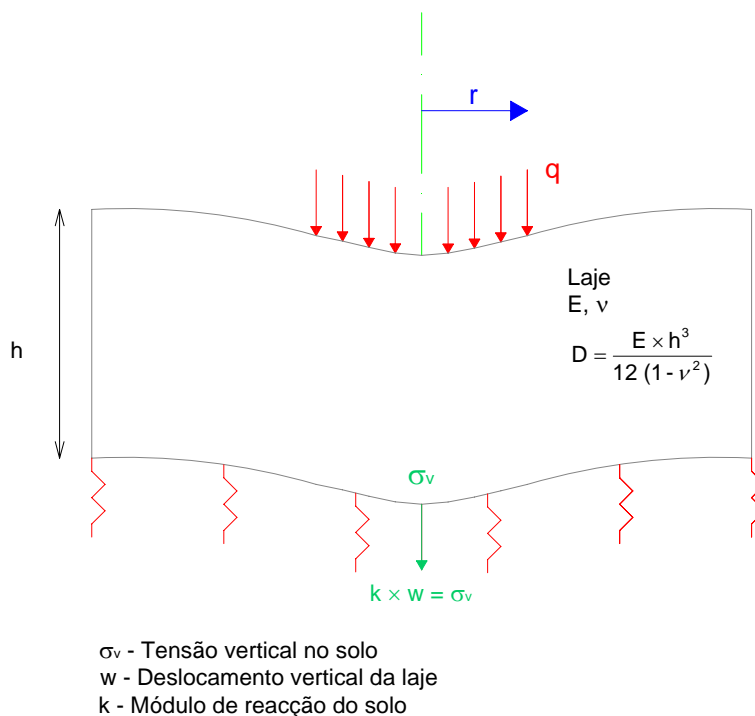


Figura 2.14 – Modelo de Westergaard

Westergaard também desenvolveu equações para o cálculo de tensões induzidas nas lajes de betão, devido à ocorrência de gradientes térmicos [Yoder, E.J.; Wittczak; M.W.; 1975; Huang, Y.H.; 1993; Balbo, J.T.; YING–Haur, L.; Ying–Ming, L.; Shao – Tang, Y.; 2002].

Apesar das simplificações, estes modelos continuam a ser muito utilizados na análise estrutural de pavimentos rígidos, por permitirem estudar a resposta dos pavimentos sujeitos a cargas que actuam nas proximidades das juntas, contrariamente ao que sucede na generalidade dos modelos utilizados na análise estrutural de pavimentos, nos quais se considera que as camadas são infinitas na direcção horizontal. Com efeito, a alternativa para estudar problemas deste tipo é a utilização de programas de cálculo automático que recorrem a métodos numéricos (elementos finitos, diferenças finitas ou outros), que permitem considerar equilíbrios tridimensionais [Antunes, M.L.; 1993].

Em conclusão, os modelos de laje em apoio elástico apresentam as seguintes limitações [Pinelo, A.; 1991]:

- ⇒ estes modelos foram desenvolvidos para pavimentos constituídos por duas camadas apenas, não permitindo o estudo de pavimentos com um número superior de camadas;
- ⇒ a hipótese de que a laje é uniformemente suportada pela fundação não permite a consideração de deficiências de apoio, como, por exemplo, vazios resultantes da erosão e bombagem de finos;
- ⇒ os pavimentos constituídos por lajes com espessuras variáveis ou assentes em fundações não homogéneas não podem ser estudados.

2.6.3 Modelos baseados em métodos numéricos

Os modelos baseados em métodos numéricos são, cada vez mais, utilizados na análise estrutural de pavimentos, uma vez que devido à sua versatilidade, conseguem ultrapassar as limitações que outros tipos de modelos apresentam. A sua utilização está intimamente ligada ao desenvolvimento que os computadores tiveram na segunda metade do século XX. A robustez destes métodos possibilita a resolução de problemas complexos de engenharia de uma forma relativamente simples, permitindo simular os fenómenos reais de forma a obterem-se soluções muito fiáveis.

Os métodos numéricos apresentam inúmeras vantagens, das quais se destacam as seguintes:

- a possibilidade de consideração de descontinuidades no plano horizontal, tais como fendas ou juntas;
- a possibilidade de ter em consideração as distribuições reais da pressão de contacto entre os pneus dos veículos e os pavimentos;
- a possibilidade de considerar o carácter dinâmico das acções induzidas pelos veículos;
- a possibilidade de ter em conta a variação das propriedades dos materiais no plano horizontal;

→ a possibilidade de utilização de modelos de comportamento complexos para os materiais que constituem as camadas.

No Quadro 2.8 apresentam-se alguns exemplos da utilização de modelos baseados em métodos numéricos em estudos de investigação no domínio da análise estrutural de pavimentos.

Quadro 2.8 – Exemplos de aplicação de programas automáticos baseados em métodos numéricos [Antunes, M.L.;2005]

Programa	Objectivo do estudo	Geometria	Tipo de materiais	Bibliografia
[LNEC]	Modelação de pavimentos semi-rígidos com fendas, através da utilização de elementos de junta	3D	EL	Quaresma, L.; 1992
AXIDIN	Modelação de pavimentos sob a acção de cargas dinâmicas, para interpretação de resultados de ensaios de carga com deflectómetro de impacto	AX	EL	Antunes, M.L.; 1993
SAP 90	Modelação de pavimentos fendilhados, considerando a fenda como uma descontinuidade	3D	EL	Pais, J.; 1999
CREEPN	Modelação de pavimentos com camadas visco-elásticas: deformações permanentes com origem nas camadas betuminosas	3D	VE / EL	Ferreira, P.; 2001 Freire, A.C.; 2002
DIANA	Modelação de pavimentos com camadas visco-elásticas: deformações permanentes com origem nas camadas betuminosas	3D	VE / EL	Ferreira, P.; 2001; Freitas, E.F.
FENLAP;	Modelação de pavimentos com camadas não-lineares (diversos modelos)	3D	NL / EL	Neves, J.; 2001
FENLAP 2	Modelação de pavimentos com camadas não-lineares (modelo de Boyce)	3D	NL / EL	Neves, J.; 2001
FLAC 4	Modelação de pavimento rígido aeroportuário (betão armado pré-esforçado)	2D	EL	Antunes, M.L. et al; 2003

Legenda:

2D – Modelo plano

EL – Elástico-linear

3D – Tridimensional

VE – Visco-elástico (modelo de Burgers)

AX – Axissimétrico

NL – Não linear (diversos modelos)

2.7 Critérios de dimensionamento

2.7.1 Pavimentos flexíveis

Os estados limite de ruína geralmente considerados no dimensionamento de pavimentos flexíveis são (Figura 2.15):

- ⇒ fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas;
- ⇒ deformações permanentes excessivas.

O fendilhamento por fadiga conduz a uma progressiva desagregação superficial do pavimento e ao enfraquecimento das camadas inferiores do pavimento e do solo de fundação devido à possível penetração da água pelas fendas.

As deformações permanentes (rodeiras) correspondem às deformações plásticas dos materiais, podendo ter origem nas camadas mais profundas (fundação ou base) ou nas camadas mais superficiais devido às elevadas tensões tangenciais na zona de passagem do tráfego [Azevedo, M.C.; 1993; Neves, J.M.; 2001; Freire, A.C.; 2002].

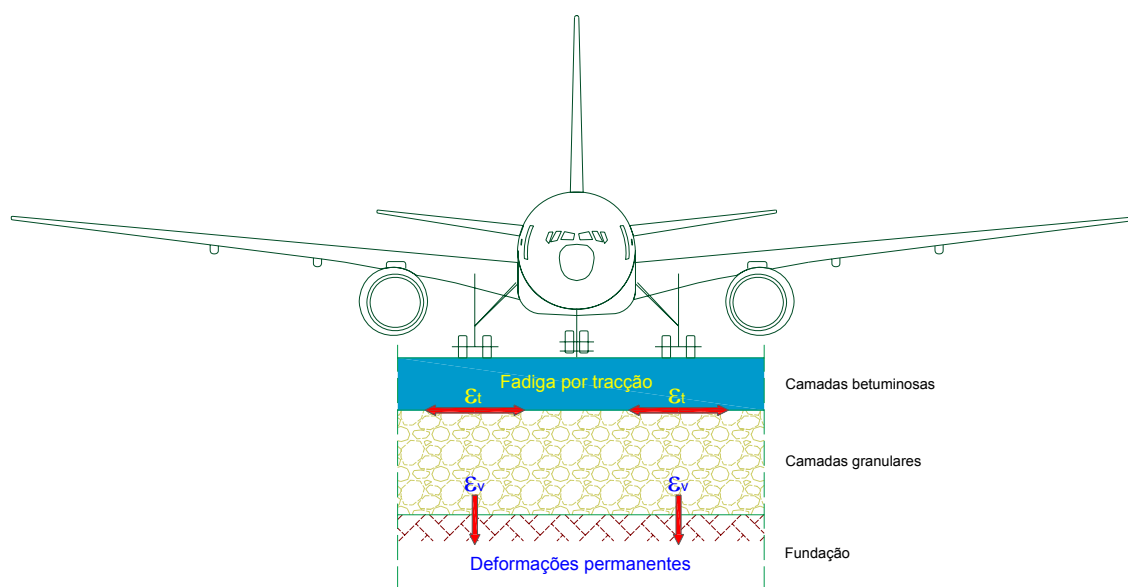


Figura 2.15 – Critérios de dimensionamento de pavimentos flexíveis aeroportuários

⇒ DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Na generalidade dos métodos de dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários utilizam-se critérios de dimensionamento às deformações permanentes que limitam a contribuição do solo de fundação para o aparecimento de deformações permanentes, embora o aparecimento de deformações permanentes na superfície dos pavimentos seja resultante do somatório das deformações permanentes de todas as camadas que constituem o pavimento. Os critérios de dimensionamento às deformações permanentes são expressos através de relações entre o número de aplicações de carga e um valor da extensão vertical (elástica) de compressão no topo das camadas de solo induzidas por essa carga. Estes critérios são expressos, em geral, por uma relação do tipo:

$$\varepsilon_v = a \times N^b \quad (2.14)$$

Em que:

ε_v – é o valor máximo da extensão vertical de compressão induzida pela passagem de um eixo ou de um rodado;

N – é o número de passagens admissível correspondente àquele nível de extensão;

a e b – são constantes que variam consoante o critério considerado.

Os critérios de dimensionamento às deformações permanentes foram definidos com base nos resultados obtidos na análise estrutural de pavimentos de trechos piloto, que serviram como base para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento empíricos. A título de exemplo, apresentam-se alguns dos critérios que foram definidos desse modo:

- ⇒ os critérios de dimensionamento propostos pela Shell [Shell; 1978], foram estabelecidos com base na análise do comportamento de diversos trechos que fizeram parte do ensaio AASHO [AASHO; 1961];
- ⇒ os critérios estabelecidos pela Universidade de Nottingham [Brown, S.F., Pell, P.S.; 1972], basearam-se na análise estrutural de pavimentos que foram dimensionados de acordo com a Road Note 29 [Road Research Laboratory; 1970], desenvolvida a partir de resultados da observação de trechos piloto no Reino Unido;

⇒ os critérios preconizados pelo Asphalt Institute [Shook, J.F. et al; 1982], basearam-se na análise de resultados obtidos na observação de uma série de trechos de pavimentos na Califórnia.

Os critérios referidos anteriormente foram definidos para pavimentos rodoviários que, devido à sua especificidade (número de repetições de carga, cargas por eixo, pressão de enchimento dos pneus, etc), poderão apresentar limitações quando são aplicados aos pavimentos aeroportuários. Nestes casos é, pois, preferível utilizar critérios de dimensionamento às deformações permanentes, que foram desenvolvidos através da observação de pavimentos aeroportuários, tais como, o preconizado por Chou [Chou, Y.T.; 1982] e pela FAA [Garg, N. et al; 2004].

No Quadro 2.9 apresentam-se alguns dos critérios de dimensionamento de pavimentos visando a limitação da contribuição do solo de fundação para a formação de deformações permanentes excessivas.

Quadro 2.9 – Critérios de dimensionamento para a limitação da contribuição do solo de fundação para a formação de deformações permanentes excessivas

Autor	Expressão
Shell	$\epsilon_v = k_1 \times N^{-0,25}$
Nottingham	$\epsilon_v = 0,0216 \times N^{-0,28}$
Asphalt Institute	$\epsilon_v = 0,0105 \times N^{-0,223}$
Chou [→]	$\epsilon_v = 0,00539 \times N^{-0,1436}$
FAA [→]	$\begin{cases} \epsilon_v = 0,004 \times N^{-0,123457} & \text{para } N \leq 12100 \\ \epsilon_v = 0,002428 \times N^{-0,070373} & \text{para } N > 12100 \end{cases}$

Legenda:

ϵ_v – Extensão vertical máxima de compressão no topo do solo de fundação

N – Número máximo admissível de passagens de eixos⁵

$k_1 = 1,8 \times 10^{-2}$ para 5% de probabilidade de ruína

$k_1 = 2,1 \times 10^{-2}$ para 15% de probabilidade de ruína

$k_1 = 2,8 \times 10^{-2}$ para 50% de probabilidade de ruína

[→] – Critério estabelecido para pavimentos aeroportuários

⁵ Número máximo admissível de recobrimentos, no caso de pavimentos aeroportuários

⇒ FENDILHAMENTO POR FADIGA

O fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas resulta da repetida indução de tensões de tracção pela passagem dos rodados dos veículos, ainda que essas tensões sejam inferiores à resistência à tracção do material.

A grande maioria dos critérios de dimensionamento para a limitação do fendilhamento por fadiga dos materiais tratados com ligantes betuminosos, foi estabelecida com base em resultados obtidos em ensaios laboratoriais com cargas repetidas (nomeadamente de flexão ou de tracção-compressão), ajustados de acordo com os resultados obtidos através da observação de trechos piloto em serviço [Pinelo, A.; 1991; Antunes, M.L., 1993; Azevedo, M.C.; 1993; Neves, J.M.; 2001].

Os critérios de dimensionamento à fadiga das camadas betuminosas são dados por expressões do mesmo tipo da expressão que traduz os critérios de dimensionamento às deformações permanentes:

$$\varepsilon_t = a \times N^b \quad (2.15)$$

Em que:

ε_t – é o valor máximo da extensão horizontal de tracção induzida pela passagem de um eixo

N – é o número de passagens admissível correspondente àquele nível de extensão

a e b – são constantes que variam consoante o critério adoptado e a composição e módulo de deformabilidade da mistura betuminosa

No Quadro 2.10 apresentam-se alguns dos critérios de dimensionamento de pavimentos flexíveis, no que diz respeito à limitação do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas.

Quadro 2.10 – Critérios de dimensionamento para a limitação do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas

Autor	Expressão
Shell	$\epsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) \times E_m^{-0,36} \times N^{-0,2}$
Nottingham	$\epsilon_t = \epsilon_6 \times N^{-(5,13 \times \log V_b + 8,63 \times \log RB - 15,8)^{-1}}$
Asphalt Institute	$\epsilon_t = 0,0016 \times N^{-0,21}$

Legenda:

ϵ_t – Extensão horizontal máxima de tracção na base da camada betuminosa

N – Número máximo admissível de passagens de eixos

V_b – Percentagem volumétrica de betume na mistura betuminosa (%)

E_m – Módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (Pa)

ϵ_6 – Extensão de tracção correspondente à aplicação de 10^6 ciclos de carga

RB – Temperatura do ponto de amolecimento determinado pelo método do “anel e bola” do betume

Recentemente, têm vindo a ser concebidas novas metodologias ou abordagens para a verificação do dimensionamento de pavimentos flexíveis, que passam por ter em conta a contribuição de todas as camadas constituintes do pavimento, para o aparecimento de deformações permanentes excessivas. Assim, no novo manual de dimensionamento da AASHTO [NCHRP; 2004], para a análise estrutural de pavimentos flexíveis preconiza-se a determinação dos seguintes valores de extensões e/ou tensões, de modo a verificar os critérios de dimensionamento:

- ⇒ extensão horizontal de tracção máxima, na base das camadas betuminosas (limitação do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas);
- ⇒ extensão e/ou tensão vertical de compressão máxima, nas camadas betuminosas (limitação da contribuição das camadas betuminosas para o aparecimento de deformações permanentes excessivas);
- ⇒ extensão/tensão vertical de compressão máxima, nas camadas de base e sub-base (limitação da contribuição das camadas granulares não ligadas para o aparecimento de deformações permanentes excessivas);
- ⇒ extensão vertical de compressão máxima, no topo da fundação (limitação da contribuição do solo de fundação para o aparecimento de deformações permanentes excessivas).

2.7.2 Pavimentos rígidos

À semelhança do que acontece com os pavimentos flexíveis, um dos mecanismos de ruína considerados no dimensionamento de pavimentos rígidos e semi-rígidos é o fendilhamento por fadiga do betão, resultante da repetida aplicação de tensões de tracção, ainda que inferiores à resistência daqueles materiais.

⇒ FENDILHAMENTO POR FADIGA

A generalidade dos critérios de dimensionamento à fadiga do betão foram estabelecidos com base em resultados de ensaios laboratoriais de cargas repetidas em flexão e/ou em resultados obtidos da observação de trechos piloto (nomeadamente os ensaios AASHTO). Tais critérios são geralmente traduzidos por expressões do seguinte tipo [Pinelo, A.; 1991]:

$$N = a \times \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} \right)^b \quad (2.16)$$

Em que:

N – é o número admissível de aplicações de carga;

σ_{tr} – é a resistência à tracção em flexão do betão;

σ_t – é a tensão de tracção induzida no betão pela passagem dos rodados dos veículos;

a e b – são parâmetros que dependem do critério considerado.

Nalguns dos métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos considera-se que, para valores de $\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}}$ inferiores a um determinado valor (geralmente 0,5), o número admissível de aplicações de carga é infinito.

A resistência à tracção em flexão é frequentemente estimada a partir da resistência obtida noutros ensaios, como por exemplo em compressão simples ou compressão diametral através de expressões do tipo [Coutinho, A.S; Gonçalves, A.; 1988]:

$$\sigma_{tr} = 1,5 \times \sigma_{tr}^{CD} \quad (2.17)$$

Em que:

σ_{tr}^{CD} – é a resistência à tracção em compressão diametral do betão (MPa)

No Quadro 2.11, apresentam-se alguns dos critérios de dimensionamento à fadiga do betão [Pinelo, A.; 1991; Cachim, P.B. et al; 1995; Söderqvist, J.; Silfwerbrand, J.; 2005].

Quadro 2.11 – Critérios de dimensionamento à fadiga do betão

Autor	Expressão
PCA	$\begin{cases} \frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} \leq 0,5 \Rightarrow N = \infty \\ 0,5 < \frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} < 1 \Rightarrow \log N = 11,78 - 12,11 \times \frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} \end{cases}$ <p>σ_{tr} – Resistência à tracção em flexão do betão aos 90 dias (MPa)</p>
Darter	$\log N = 17,61 - 17,61 \frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} \text{ (50\% probabilidade de ruína)}$ $\log N = 16,61 - 17,61 \frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} \text{ (24\% probabilidade de ruína)}$
Jeuffroy	$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} = 1 - \frac{1}{14} \cdot \log N$
Yao, Shi e Tan	$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} = 0,961 \cdot N^{-0,0422}$
CEB	$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} = 1 - \frac{1}{12} \cdot \log N$
Tepfers (Método de dimensionamento Sueco)	$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} = 1 - 0,0685 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_t} \right) \cdot \log N^{\circledast}$

\circledast σ_{\min} corresponde à tensão mínima de tracção que o pavimento poderá ser sujeito (σ_{\min} poderá ser, por exemplo, a tensão de tracção devido às variações de temperatura).

Tal como no caso das deformações permanentes em pavimentos flexíveis aeroportuários, também no caso dos pavimentos rígidos foram desenvolvidos critérios de dimensionamento à fadiga do betão com base na observação do comportamento estrutural de pavimentos rígidos aeroportuários. Como exemplo, apresentam-se as expressões matemáticas que traduzem o critério de dimensionamento à fadiga do betão preconizado pela FAA [FAA; 1995; Garg, N. et al; 2004].

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 5000 \times 10^{\frac{\left(\frac{\sqrt{\sigma_{tr}}}{1,3 \times \sigma_t} - 1\right)}{0,07058}} \quad \text{para } N \leq 5000 \\ N = 5000 \times 10^{\frac{\left(\frac{\sqrt{\sigma_{tr}}}{1,3 \times \sigma_t} - 1\right)}{0,15603}} \quad \text{para } N > 5000 \end{array} \right. \quad (2.18)$$

Mais recentemente, no dimensionamento de pavimentos rígidos aeroportuários destinados ao avião Boeing 777, a FAA adoptou o critério de dimensionamento preconizado por Rollings [Rollings, R.S.; 1988; Garg, N. et al; 2004], que é dado pela seguinte expressão:

$$SCI = \frac{\frac{\sigma_{tr}}{\sigma_t} - 0,2967 - (0,3881 + 0,000039 \times SCI) \times \log_{10} N}{0,002269} \quad (2.19)$$

Em que:

SCI⁶ – Índice de condição estrutural (*Structural Condition Index* na literatura em inglês)

⇒ OUTROS MECANISMOS DE RUÍNA

No método sueco de dimensionamento de pavimentos rígidos, para além de se verificar o estado limite de ruína correspondente à fadiga das camadas em betão de cimento, também está prevista a verificação ao estado limite de ruína correspondente às deformações permanentes excessivas com origem no solo de fundação (que na prática se poderá traduzir no fendilhamento e escalonamento das lajes), sendo este

⁶ Em termos genérico o SCI está relacionado com o tipo de anomalias que o pavimento apresenta.

critério de dimensionamento verificado pela expressão [Söderqvist, J.; Silfwerbrand, J.; 2005]:

$$N = \frac{8,06 \times 10^{-8}}{\varepsilon_z^4} \quad (2.20)$$

Em que:

N – é o número admissível de aplicações de carga;

ε_z – é a extensão vertical máxima de compressão no topo da fundação.

Para além das indicadas anteriormente, no caso particular dos pavimentos rígidos, existem outros tipos de degradação que têm uma grande relevância, nomeadamente nos pavimentos compostos por lajes de betão simples com juntas. Essas degradações estão geralmente associadas ao funcionamento das juntas do pavimento, sendo o seu principal mecanismo de ruína o aparecimento de fenómenos de erosão da fundação na zona das juntas (Figura 2.16), que dá origem ao escalonamento entre lajes e ao aparecimento de fendas transversais e de canto. O fenómeno de erosão é causado pela acção combinada da água com o tráfego, coadjuvados pela perda das características de impermeabilização das juntas, o que vai provocar a bombagem de finos através das juntas, fazendo com que uma das lajes fique “descalça” e que por baixo da laje contígua se acumulem finos, originando assim o escalonamento ou então a eventual falta de apoio junto ao bordo longitudinal das lajes contíguas à berma.

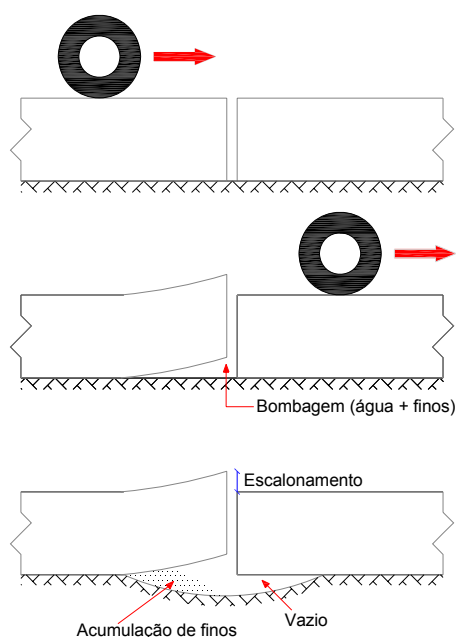


Figura 2.16 – Mecanismos de erosão da fundação em juntas de lajes de betão simples

Para o fenómeno de erosão da fundação poderão contribuir diversos factores, tais como [Pinelo, A.; 1991; Antunes, M.L.; 1993; FAA; 1995]:

- ⇒ deficiente transmissão de cargas nas juntas, originando elevadas deflexões devidas à passagem dos veículos, salienta-se aqui a influência da existência de varões de transmissão de carga nas juntas, da geometria destas, e da sua abertura, que condicionam o atrito mobilizável na superfície da junta;
- ⇒ deficiente resistência à erosão da camada sobre a qual assenta a laje;
- ⇒ deficientes condições de drenagem na interface laje–camada de apoio, e nas bermas;
- ⇒ espessura das lajes
- ⇒ número e intensidade das cargas aplicadas.

Para além das causas mencionadas anteriormente como estando na origem do aparecimento de fenómenos de erosão, também a deficiente manutenção das juntas (limpeza, substituição do selante, etc.), poderá permitir a acumulação de materiais incompressíveis nas juntas, para além da infiltração de água que contribuirá para a aceleração do fenómeno de erosão. Os materiais incompressíveis poderão provocar (devido aos movimentos de contracção/expansão das lajes originados pela variação do gradiente térmico) lasqueamento dos bordos das juntas. Esta anomalia por sua vez, irá facilitar a infiltração de água, que poderá ficar retida na interface da laje de betão com a sua camada subjacente.

Alguns métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos, como por exemplo o método desenvolvido pela Portland Cement Association (PCA, 1984), prevêm a verificação do dimensionamento não só em relação à fadiga, mas também em relação à erosão da fundação. Este método é provavelmente um dos mais utilizados no internacionalmente no dimensionamento de pavimentos rígidos [Packard, R.G.; 1984; Cardoso, M.;1990; Branco, F., Pereira, P.; Picado Santos, L.; 2006].

O procedimento de dimensionamento de pavimentos rígidos (lajes de betão simples com juntas e betão armado contínuo) proposto no novo manual da AASHTO [NCHRP; 2004], prevê a introdução de critérios relacionados com as seguintes anomalias:

- ⇒ irregularidade da superfície do pavimento (expressa em termos de IRI, *International Roughness Index*, de acordo com a literatura em inglês);

- ⇒ escalonamento;
- ⇒ fendilhamento;
- ⇒ desprendimento de partes da laje (*Punchouts* de acordo com a literatura inglesa).

2.7.3 Pavimentos semi-rígidos

No caso dos pavimento semi-rígidos, os principais mecanismos de ruína considerados no dimensionamento são [Quaresma, L.M.; 1992]:

- ⇒ a rotura por fadiga em tracção da camada de base;
- ⇒ a propagação das fendas com origem termo-higrométrica, às camadas betuminosas sobrejacentes.

Deste modo, podem-se considerar os seguintes critérios de dimensionamento para este tipo de pavimentos [AIPCR; 1987; Quaresma, L.M.; 1992]:

- a) Limitação da extensão máxima de tracção na face inferior da camada de base. Este critério tem como objectivo impedir a rotura por fadiga em tracção daquela camada;
- b) Limitação do estado de tensão na base das camadas betuminosas. Este critério tem como objectivo impedir a rotura precoce por fadiga em tracção das camadas betuminosas, quer pela acção dos rodados dos veículos, quer pelas tracções que são induzidas às camadas sobrejacentes devido à actividade das fendas provenientes da camada de base;
- c) Limitação da extensão máxima vertical de compressão no topo do solo de fundação, de modo a reduzir o aparecimento de deformações permanentes excessivas.

Apesar de se considerarem três tipos de critérios para o dimensionamento de pavimentos semi-rígidos, os dois primeiros são os mais condicionantes, contribuindo de forma mais decisiva para a ruína do pavimento. Quanto à limitação da contribuição do solo de fundação para a deformação permanente, utilizam-se os critérios adoptados para pavimentos flexíveis.

⇒ FENDILHAMENTO POR FADIGA DAS CAMADAS LIGADAS COM CIMENTO

Para este tipo de pavimentos, as expressões que traduzem os critérios de limitação da ruína por fadiga em tracção das camadas de base tratadas com cimento, podem ser dadas em termos de extensões ou de tensões (Quadro 2.12).

Quadro 2.12 – Critérios de rotura por fadiga das camadas de base de pavimentos semi-rígidos

Autor	Parâmetro utilizado	Expressão
Verstraetan e tal	Relação entre extensões	$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tr}} = 1 - 0,05 \log N$
Freeme et al	Relação entre extensões	$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tr}} = 0,83 - 0,091 \log N$ OU $N = \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tr}} \right)^{12,66}$
Gschwendt et al	Relação entre tensões	$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} = 0,84 - 0,074 \log N$
Autret e tal	Relação entre tensões	$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tr}} = 1,20 - 0,132 \log N$
Angell	Relação entre extensões	$N = \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tr}} \right)^{12}$
Peyronne et all	Relação entre tensões	$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tr}} = 1 - (0,07 \text{ a } 0,100) \log N$

Em que:

ε_t – é o valor máximo admissível da extensão de tracção na camada ligada com cimento induzida pelas cargas

ε_{tr} – é a extensão correspondente à resistência à tracção em flexão na camada ligada com cimento

σ_t – é o valor máximo admissível da tensão de tracção na camada ligada com cimento induzida pelas cargas

σ_{tr} – é a resistência à tracção em flexão na camada ligada com cimento

N – é o número máximo de aplicações de carga

⇒ REFLEXÃO DE FENDAS

O fenómeno de reflexão ou propagação de fendas pode ser considerado como sendo um mecanismo de degradação do pavimento, uma vez que, as fendas provenientes do pavimento antigo, ao se propagarem à camada de reforço permitem a entrada de água, o que poderá contribuir decisivamente para a ruína prematura do pavimento. A reflexão de fendas é originada por dois tipos de acções [Antunes, M.L.; 2005]:

- ⇒ acções térmicas: que provocam a abertura e o fecho das fendas das camadas inferiores, induzindo tracções nas camadas superiores não fendilhadas;
- ⇒ acções induzidas pela passagem dos rodados dos veículos: que induzem esforços de corte e de tracção nas camadas betuminosas.

Dependendo da geometria da estrutura e do tipo de acção, os deslocamentos relativos entre as faces de uma fenda podem ser de três tipos (Figura 2.17):

- ⇒ modo I: que corresponde a movimentos de abertura/fecho da fenda;
- ⇒ modo II: que corresponde a uma deformação por corte normal à fenda;
- ⇒ modo III: que corresponde a uma deformação por corte paralelo à fenda.

Na Figura 2.17, mostra-se um esquema com os diferentes modos de deslocamentos relativos entre as faces de uma fenda.

Os fenómenos associados às variações de volume dos materiais, nomeadamente os originados pelas acções térmicas, provocam deslocamentos do Modo I. As acções referentes à passagem dos rodados dos veículos, originam deslocamentos dos Modos I e II, no caso das fendas transversais, e deslocamentos dos Modos I, II e III, no caso das fendas longitudinais.

Tendo em vista retardar o fenómeno da reflexão de fendas, podem ser tomadas medidas construtivas das quais se apresentam alguns exemplos em seguida [Quaresma, L.M.; 1992; Antunes, M.L.; Fontul, S; 2006]:

- ⇒ colocação de geogrelhas, de geotêxteis ou de redes electrossoldadas, na interface entre a camada de reforço e o pavimento novo;
- ⇒ incremento da espessura da camada de reforço;

- ⇒ colocação de argamassas betuminosas, geralmente utilizando ligantes modificados, na interface entre a camada tratada com cimento e as camadas sobrejacentes.

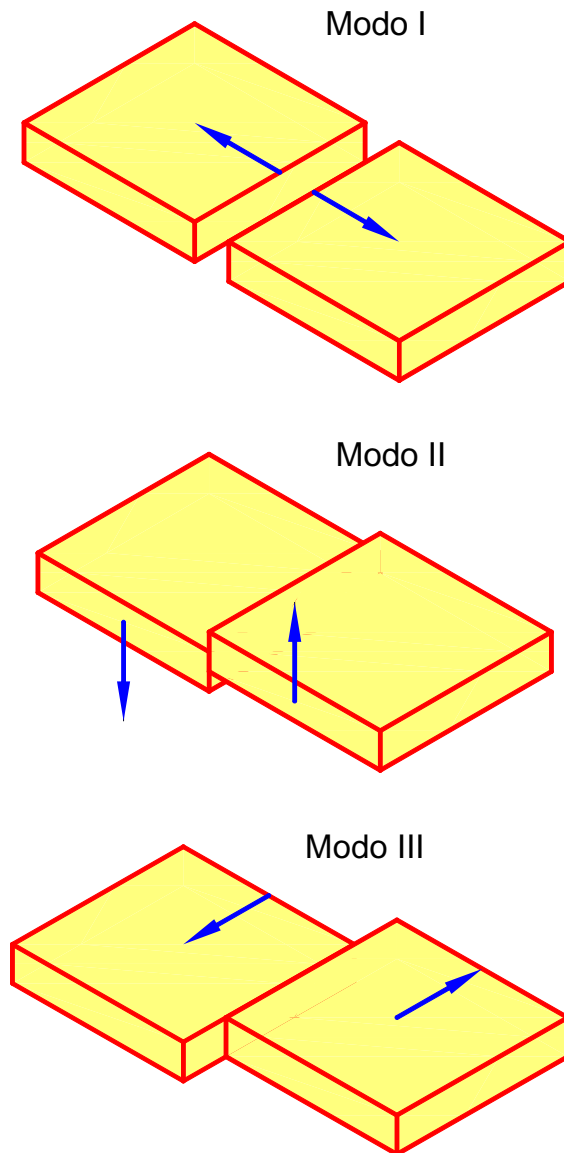


Figura 2.17 – Modos de deslocamentos relativos ocorridos nas faces de uma fenda

2.8 Conclusões

No presente capítulo fez-se alusão às duas principais filosofias de dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários (métodos empíricos e métodos baseados na análise estrutural ou “racionais”), sendo que os métodos de dimensionamento baseados na análise estrutural têm grandes méritos se comparados com os empíricos, na medida em que permitem uma maior versatilidade no que se refere à concepção dos pavimentos, nomeadamente no que concerne à consideração de diversos tipos de materiais, de diferentes geometrias e de diversas condições (clima, tipo de solicitações). Os métodos racionais assentam na verificação da resistência através de critérios de dimensionamento estabelecidos com base em resultados experimentais (ensaios laboratoriais, ensaios de campo, observação do comportamento de pavimentos/trechos piloto), ou seja, as relações entre tensões/deformações e respectivos números admissíveis de aplicação de carga, são concebidos através dos resultados obtidos da experimentação realizada em diversos tipos de materiais e de pavimentos.

De entre os aspectos mais relevantes a considerar no dimensionamento de pavimentos salienta-se a definição dos modelos de comportamento dos materiais, das acções, dos modelos de resposta dos pavimentos e dos modelos de degradação.

Diversos estudos de investigação têm vindo a demonstrar que os materiais empregues em pavimentos seguem modelos de comportamento relativamente complexos, dependendo de diversos factores, como por exemplo das condições climáticas, das acções induzidas pelo tráfego (tempo de carga, estados de tensão). No entanto, nos casos correntes de dimensionamento é possível considerar, para determinadas condições, que os materiais de pavimentação têm um comportamento elástico-linear.

Os pavimentos são sujeitos a dois tipos de acções: as acções induzidas pelo tráfego que neles circula, e as outras acções induzidas pela variação das condições climáticas do meio em que estão inseridos.

No caso particular dos pavimentos aeroportuários, as acções provenientes do tráfego são quantificadas em termos dos números de passagens dos trens principais de um conjunto de aviões de projecto. As razões para a adopção desta metodologia assentam no facto de que existem dados estatísticos de todos os movimentos efectuados, o que permite obter com exactidão o número de passagens de cada tipo de avião; e por outro lado o espectro de aviões que operam num determinado aeroporto é muito heterogéneo, nomeadamente nos aspectos ligados à geometria dos trens de aterragem, à carga por roda e à pressão de enchimento dos pneus.

Outra das características dos pavimentos aeroportuários, que é preciso ter em atenção, é a dispersão lateral das passagens dos aviões, que se deve a diversos factores tais como, a largura dos pavimentos ser muito superior à distância entre os vários trens de aterragem dos aviões, à geometria dos mesmos e às elevadas velocidades de circulação nas pistas. Para se ter em conta o efeito da dispersão lateral, recorre-se ao conceito de “recobrimento”. O número de recobrimentos efectuado por um tipo de avião num determinado ponto é definido como sendo o número de vezes em que o referido avião induz tensões máximas nesse ponto, sendo sempre inferior ou igual ao número total de passagens que o avião efectua no pavimento

As acções climáticas mais importantes que se consideram no dimensionamento de pavimentos em Portugal, são a temperatura e a precipitação. Nos pavimentos flexíveis, a temperatura influencia directamente as características de deformabilidade das camadas betuminosas, fazendo com que os seus módulos de deformabilidade diminuam com o aumento da temperatura. Nos pavimentos rígidos as variações de temperatura provocam movimentos de contracção/expansão que vão induzir tensões de tracção suplementares nas faces das lajes de betão, variáveis consoante o período do dia que se considerar. A precipitação influencia o comportamento dos materiais granulares e dos solos de fundação, através das variações do seu estado hídrico. De uma maneira geral, quando os níveis de precipitação aumentam os módulos de deformabilidade para estes tipos de materiais diminuem e a resistência à deformação permanente.

Os modelos de reposta dos pavimentos são idealizações da realidade que pretendem simular o seu comportamento quando este é sujeito a determinadas acções. Os modelos de resposta devem permitir o conhecimento dos campos de tensões, deformações e deslocamentos da estrutura do pavimento e da sua fundação,

originados devido à passagem dos rodados dos veículos na sua superfície. No caso dos pavimentos flexíveis, utilizam-se frequentemente os modelos de camadas, que têm por base o modelo de Burmister, onde se considera que o pavimento é composto por um conjunto de camadas horizontais, contínuas, homogéneas, isotrópicas e elásticas-lineares, assentes sobre um meio semi-infinito. Para os pavimentos rígidos, utilizam-se modelos de laje, mais concretamente o modelo de Westergaard, onde o pavimento é idealizado como sendo uma laje sobre apoios elásticos.

Os modelos anteriormente referidos, são relativamente simples e de fácil aplicação mas revelam algumas limitações quando se pretende estudar fenómenos mais complexos, como por exemplo nos casos em que os materiais apresentam comportamentos não-lineares, ou quando a geometria do problema é complexa. Assim, surgem os modelos de reposta baseados em métodos numéricos (métodos dos elementos finitos, método das diferenças finitas, etc.), que permitem ter em consideração a variação das propriedades dos materiais na direcção horizontal, a existência de planos de contacto (interfaces) entre camadas distintas, a existência de descontinuidades no pavimento na direcção horizontal, nomeadamente a consideração de juntas nas lajes de betão, permitindo também a incorporação de modelos de comportamentos de materiais mais complexos.

Os critérios de dimensionamento visam garantir que o pavimento não atinge um determinado estado de ruína antes do final do período para o qual foi dimensionado. Os modelos de degradação que são geralmente considerados no dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários são a limitação do fendilhamento por fadiga das camadas ligadas com betume ou com cimento e a limitação da contribuição da fundação para o aparecimento de deformações permanentes à superfície. Algumas metodologias de dimensionamento prevêm a consideração de critérios que estão intimamente ligados à qualidade de circulação dos veículos, tais como a regularidade da superfície do pavimento ou a contribuição de todas as camadas para a formação de deformações permanentes excessivas (no caso dos pavimentos flexíveis).

3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E ESTUDO DO REFORÇO DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS

3.1 Introdução

Para planear as medidas de reabilitação de um determinado pavimento em serviço é imperativo dispor-se de informação que permita obter o conhecimento da sua condição estrutural (sendo que o dimensionamento do reforço assenta principalmente na caracterização estrutural do pavimento existente). Em regra, a caracterização estrutural de um pavimento compreende a realização das seguintes acções:

- inspecção visual, para o levantamento do estado da superfície;
- ensaios de carga, para avaliar a resposta do pavimento às acções do tráfego;
- sondagens e/ou ensaios com radar para conhecimento em contínuo da constituição do pavimento;
- caracterização dos materiais que constituem as camadas do pavimento e a sua fundação, através de ensaios *in situ*, complementados com ensaios laboratoriais.

Em termos práticos a caracterização estrutural de um pavimento permite estimar a vida restante, permitindo assim o planeamento de medidas de reabilitação do pavimento, nomeadamente a execução, se necessária, do seu reforço.

A avaliação da capacidade de carga de um pavimento em serviço pode ser efectuada através da aplicação de métodos empíricos⁷, que se baseiam exclusivamente na observação do comportamento dos pavimentos, ou então através do emprego de métodos baseados na análise estrutural.

Tendo em atenção as limitações que os métodos empíricos apresentam, os métodos baseados na análise estrutural ganharam bastante relevância devido à sua grande versatilidade, no sentido em que permitem considerar estruturas de pavimentos e tipos de materiais diversos, bem como acções do tráfego ou condições climáticas diferentes das habituais.

3.2 Metodologia de avaliação da capacidade de carga com base na análise estrutural

A metodologia adoptada na avaliação da capacidade de carga e no dimensionamento do reforço de pavimentos com base na análise estrutural é idêntica à que se utiliza para o dimensionamento de pavimentos novos, com a diferença que, no segundo caso, as propriedades mecânicas dos materiais que constituem as camadas são atribuídas de acordo com as especificações do projecto, enquanto que, no primeiro há que caracterizar previamente a situação existente, estabelecendo assim o modelo de comportamento estrutural do pavimento [Antunes, M.L.; 1993].

Um dos passos essenciais para a caracterização da situação existente é a realização de ensaios de carga não destrutivos. Existem diversos tipos de equipamentos para ensaios de carga não destrutivos [Fontul, S.; 2004]. No presente documento, apenas se descreverá o equipamento deflectómetro de impacto (vd 4), uma vez que este é actualmente o equipamento mais utilizado na avaliação da capacidade de carga de

⁷ Os métodos empíricos, de um modo geral, assentam na medição de um único parâmetro (que pode ser uma deflexão medida nos ensaios de carga), que serve de indicador para a capacidade de carga do pavimento [Asphalt Institute; 1983; Finn, F.N.; Monismith, C.L.; 1984]. Com base nesse parâmetro e no conhecimento da estrutura do pavimento, é estimada através de ábacos a capacidade de carga do pavimento e/ou a espessura do reforço necessária para o pavimento suportar um determinado tráfego futuro.

pavimentos rodoviários e aeroportuários, tendo sido este o equipamento de ensaio utilizado na obtenção dos resultados experimentais.

A metodologia para a avaliação da capacidade de carga de pavimentos compreende as seguintes etapas [Antunes, M.L.; 1993] (Figura 3.1):

1. Recolha de dados e inspecção visual do pavimento tendo em vista uma avaliação prévia da situação, permitindo programar da melhor forma as campanhas de ensaio posteriores. A recolha de dados inclui a análise dos dados disponíveis relativamente ao projecto, construção e conservação do trecho em estudo, e às acções do tráfego passado.
2. Realização de ensaios de carga não destrutivos. Estes ensaios são efectuados em locais seleccionados de forma a obter uma amostra representativa de toda a extensão a estudar. A distância entre pontos de ensaio é escolhida em função da extensão do trecho em estudo, e da sua variabilidade em termos de estado da camada de desgaste, constituição do pavimento, fases de construção, tipos de solos de fundação, etc.
3. Divisão do trecho em zonas estatisticamente homogéneas⁸. Estas zonas são definidas com base nos resultados obtidos nos ensaios de carga, complementados com as informações anteriormente recolhidas em relação ao pavimento e com os resultados obtidos na inspecção visual. Ainda com base nos resultados dos ensaios de carga são escolhidos locais cujo comportamento se considera representativo do observado em cada zona.
4. Realização de sondagens para a determinação ou confirmação das espessuras das camadas, recolha de amostras dos materiais que constituem o pavimento e do solo de fundação, e realização de ensaios in situ (camadas granulares e solos). Estas sondagens são geralmente realizadas em locais cujo comportamento é considerado como sendo representativo da cada zona. As amostras recolhidas são

⁸ A ocorrência de diversas zonas de comportamento estrutural homogéneo num pavimento, poderá estar ligada a diversos factores, tais como:

- ➔ condições de fundação
- ➔ dados históricos do pavimento (data de construção, constituição, tipo de materiais, obras de manutenção/reabilitação)
- ➔ tráfego
- ➔ condições de drenagem

objecto de ensaios laboratoriais de modo a permitir a caracterização dos materiais. Em alternativa ou complemento às sondagens podem ainda efectuar-se ensaios com radar de prospecção, que permitem a estimativa em contínuo da profundidade a que se encontram as interfaces entre camadas [Fontul, S.; 2004];

5. Estabelecimento de um modelo de comportamento estrutural⁹ para o pavimento de cada uma das zonas estudadas:
 - ⇒ o modelo de comportamento estrutural do pavimento é estabelecido a partir dos resultados obtidos nos ensaios de carga, complementado com os resultados das acções referidas nos pontos 1 e 4, que permitem definir a espessura e natureza das camadas que constituem os pavimentos;
 - ⇒ deste modo, utilizando um método de cálculo adequado, procura-se determinar, por tentativas, qual o conjunto de módulos de deformabilidade das camadas para o qual a deformada calculada para o pavimento sob a acção da carga aplicada no ensaio se aproxima o melhor possível da deformada medida no ensaio.
6. Para o cálculo da capacidade de carga do pavimento em estudo, poder-se-á então efectuar a sua análise estrutural, com vista a determinar a sua resposta às solicitações que lhe são induzidas pelo tráfego, permitindo o cálculo da vida consumida pela acção do tráfego passado, e da sua vida restante, mediante a adopção de critérios de dimensionamento adequados ao caso de estudo. O conhecimento da vida restante do pavimento e do tráfego futuro permite verificar se é necessário que o pavimento em estudo seja alvo de obras de reforço por forma a aumentar a sua capacidade de carga.
7. Com o objectivo de dimensionar o reforço do pavimento, efectuar-se-á a análise estrutural do pavimento reforçado, utilizando o modelo de comportamento estrutural deduzido dos ensaios, acrescido da camada de reforço.

No caso particular da avaliação da capacidade de carga de pavimentos rígidos com juntas, o estabelecimento do modelo de comportamento estrutural deverá ser efectuado tendo em atenção a resposta do pavimento na zona das juntas. Para tal, utiliza-se habitualmente a metodologia descrita no Anexo 2.

⁹ Na metodologia descrita para a avaliação da capacidade de carga de pavimentos, com base na análise estrutural, geralmente considera-se que o modelo de comportamento estrutural do pavimento é definido pelos seguintes parâmetros (para sistemas de camadas elásticas lineares):

- módulos de deformabilidade estimados para cada camada;
- coeficientes de Poisson para cada tipo de material;
- espessuras das várias camadas.

A avaliação da capacidade de carga de um determinado pavimento num dado período temporal, implica a determinação da sua vida restante, com o intuito de se saber se o pavimento apresenta suficiente capacidade de carga para fazer face ao tráfego futuro que terá que suportar. O cálculo da vida restante tem em atenção a acção do tráfego passado, a que o pavimento foi sujeito.

Considera-se como hipótese que os danos induzidos pelo tráfego passado podem ser acumulados aos danos correspondentes ao tráfego futuro, utilizando a lei de Miner. O final da vida útil da estrutura corresponde a um dano igual à unidade, ou seja:

$$\frac{n_p}{N_{ad}} = 1 \quad (3.1)$$

Em que:

n_p – é o número de passagens de rodados correspondente ao tráfego passado;

N_{ad} – é o número admissível de passagens correspondente ao critério de dimensionamento condicionante.

A percentagem de dano que poderá ser induzida pelo tráfego futuro ou percentagem de vida restante do pavimento (V_r) é dada pela seguinte expressão:

$$V_r = 100 \cdot \left(1 - \frac{n_p}{N_{ad}} \right) \quad (3.2)$$

Assim, para que o pavimento suporte um determinado tráfego futuro, expresso através de um número de passagens de rodados (n_f), sem que seja necessário efectuar obras de reforço, a percentagem de dano que será induzida pelo tráfego futuro, deverá ser inferior à vida restante, verificando-se a seguinte inequação:

$$\frac{n_f}{N_{ad}} \leq V_r \quad (3.3)$$

Na Figura 3.1 apresenta-se um organigrama com a metodologia referente à avaliação da capacidade de carga de pavimentos com base na análise estrutural.

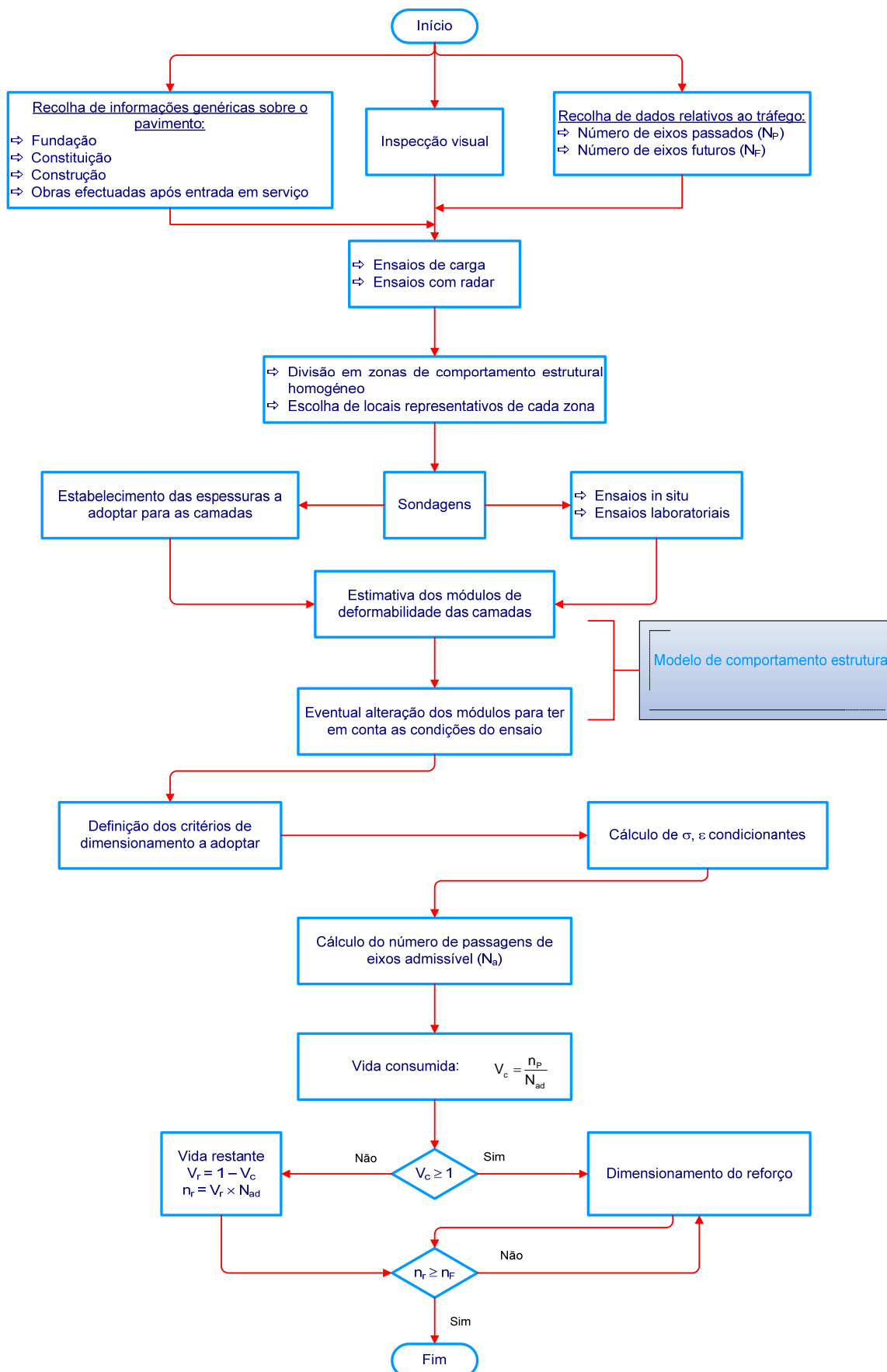


Figura 3.1 – Metodologia adoptada na avaliação da capacidade de carga de pavimentos com base na análise estrutural [Antunes, M.L.; 1993]

3.3 Efeitos das acções climáticas nos resultados dos ensaios de carga

Atendendo à importância fulcral que os ensaios de carga desempenham no processo de avaliação da capacidade de carga de um pavimento, é necessário ter em atenção que os resultados obtidos, ou os parâmetros estimados com base neles (por exemplo os módulos de deformabilidade, a eficiência da transferência de carga entre lajes, etc.), são influenciados pelas condições climáticas presentes aquando da execução dos ensaios. Por conseguinte, é fundamental ter um especial cuidado com a escolha do período do dia e a época do ano em que os ensaios são realizados, e dispor de métodos que permitam ter em consideração a influência que as acções climáticas têm no comportamento de alguns materiais de pavimentação (vd 2.4).

No caso dos pavimentos rígidos compostos por lajes de betão simples com juntas, é necessário ter em consideração o efeito da temperatura no comportamento das juntas, uma vez que [Antunes. M.L.; Pinelo, A.; 1990]:

- para temperaturas elevadas, as juntas encontram-se fechadas, o que proporciona uma boa transferência de carga, através do atrito mobilizado nas faces das juntas;
- para temperaturas baixas, os bordos das juntas encontram-se afastados dando origem a menores transferências de carga.

Os gradientes de temperatura afectam também os deslocamentos medidos nos ensaios em pavimentos rígidos, uma vez que, o encurvamento das lajes por eles provocado pode dar origem a deficiências de apoio das lajes na sua zona central, ou na zona das juntas. Por estas razões, quando se pretende avaliar o comportamento das juntas de um pavimento em betão, é aconselhável a realização dos ensaios no Inverno, quando as juntas estão abertas, e ao início da manhã, quando os bordos das lajes estão virados para cima. Desta forma, estar-se-á a realizar os ensaios para as condições mais desfavoráveis.

No caso dos pavimentos flexíveis, o comportamento mecânico das misturas betuminosas depende da temperatura, pelo que os módulos de deformabilidade

estimados com base nos resultados dos ensaios de carga, correspondem aos módulos para a temperatura a que estes foram efectuados. Geralmente a temperatura a que a misturas betuminosas se encontram, aquando da realização do ensaios de carga, não corresponde à temperatura de projecto adoptada no seu dimensionamento, pelo que é necessário dispor de instrumentos que permitam estimar o módulo de deformabilidade para a temperatura de projecto, com base no módulo estimado a partir dos resultados obtidos nos ensaios de carga. É também necessário conhecer a temperatura do pavimento, pelo que, no decurso dos ensaios de carga devem ser medidas em intervalos de tempo regulares as temperaturas do ar, da superfície do pavimento e, se possível, o respectivo gradiente em profundidade.

Atendendo às dificuldades inerentes à medição de temperaturas do pavimento em profundidade, foram desenvolvidas por diversos autores, expressões que permitem estimar a temperatura das camadas betuminosas em profundidade a partir da medição da temperatura da superfície do pavimento e do ar. Apresentam-se em seguida algumas das expressões que podem ser utilizadas para estimar a temperatura das camadas betuminosas.

BELLS 3 [Stubstad, R.N et al; 1998]:

$$T_d = 0,95 + 0,892 \cdot IR + [\log(d) - 1,25] \times [-0,45 \cdot IR + 0,62 \cdot T_{med} + 1,83 \cdot \text{sen}(hr_{18} - 15,5)] + 0,042 \cdot IR \cdot \text{sen}(hr_{18} - 13,5) \quad (3.4)$$

Em que:

T_d – temperatura estimada para as camadas betuminosas à profundidade pretendida (°C);

IR – temperatura da superfície do pavimento medida por infra-vermelhos (°C);

log – Logaritmo de base 10;

d – profundidade a que a temperatura é estimada (mm);

T_{med} – temperatura média do ar correspondente ao dia anterior aos ensaios (°C);

sen – função seno para um período de 18 horas (em que 2π radianos representa um ciclo de 18 horas);

hr_{18} – hora decimal em relação ao sistema normal de 24h, mas calculada para o ciclo de 18 horas, que corresponde às temperaturas das misturas betuminosas durante o período diurno (admitindo 18 horas entre o nascer e o pôr do sol).

Park [Park, D. et al; 2001]:

$$T_d = T_{sup} + (-0,3451 \times d - 0,0432 \times d^2 + 0,00196 \times d^3) \times \text{sen}(-6,3252 \times t_d + 5,0967) \quad (3.5)$$

Em que:

T_d – temperatura estimada para as camadas betuminosas à profundidade pretendida (°C);

T_{sup} – temperatura da superfície do pavimento (°C);

d – profundidade a que a temperatura é estimada (cm);

sen – função seno (rad);

t_d – horário em que a temperatura da superfície do pavimento foi medida (dias)¹⁰.

Existem várias metodologias que consideram que a temperatura representativa das camadas betuminosas ocorre a uma determinada profundidade. No manual de dimensionamento da AASHTO [AASHTO; 1986], considera que a profundidade onde ocorre essa temperatura corresponde ao valor de 1/3 da espessura da camada betuminosa, Park [Park, D. et al; 2001] preconiza que a temperatura representativa é a temperatura obtida à profundidade equivalente a metade da espessura da camada betuminosa. Entende-se como temperatura representativa, a temperatura que corresponde a um módulo de deformabilidade da mistura betuminosa considerado representativo da camada.

Para o caso em que, no decurso dos ensaios de carga, as temperaturas das misturas betuminosas são medidas ou posteriormente calculadas a diferentes profundidades, obtendo-se assim um perfil de temperaturas, Antunes, M.L., propõe a determinação da temperatura equivalente de uma camada betuminosa, através da área definida pelo gráfico de variação da temperatura com a profundidade, dividida pela altura da camada (Figura 3.2) [Antunes, M.L.; 1993].

¹⁰ $0 < t_d < 1$ (exemplo – 1:30 PM = $13,5/24 = 0,5625$ dias)

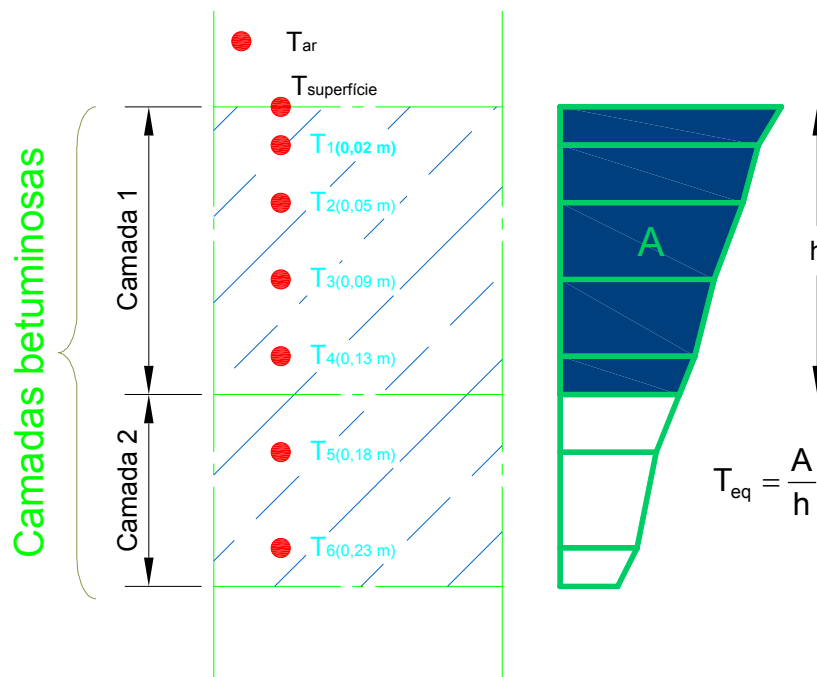


Figura 3.2 – Cálculo da temperatura equivalente das camadas betuminosas

O módulo de deformabilidade das camadas betuminosas, estimado com base nos resultados obtidos nos ensaios de carga, corresponde ao módulo para a temperatura que o pavimento apresentava quando da execução dos ensaios. Portanto é necessário “converter” o módulo de deformabilidade estimado no módulo para a temperatura de projecto considerada no dimensionamento das camadas betuminosas.

Para tal foram desenvolvidas diversas expressões, com base nos ensaios de carga ou em ensaios laboratoriais, que permitem efectuar essa conversão. No Quadro 3.1, apresentam-se algumas dessas expressas [Ullidtz, P.; 1987; Antunes, M.L.; 1993; Park, S.; Kim, R.; 1997; Timm, D. et al; 1998; UKHA; 1999; Park, D. et al; 2001].

Quadro 3.1 – Expressões para a conversão dos módulos de deformabilidade estimados a partir dos ensaios de carga para a temperatura de projecto

Autor	Expressão
Antunes, M.L.	$E_t^{MB} = (1,635 - 0,0317 \cdot t) \cdot E_{20^\circ C}^{MB}$
Universidade de Minnesota	$E^{MB} = 16693,4 \cdot e^{\left[\frac{(t_{med} + 26,2)^2}{-1459,7} \right]}$
Ullidtz	$E_{20^\circ C}^{MB} = \frac{1}{3,177 - 1,673 \cdot \log t} \cdot E_t^{MB}$
UKHA	$E_{20^\circ C}^{MB} = E_t^{MB} \cdot 10^{(0,0003 \cdot (20 - T_{100})^2 - 0,022 \cdot (20 - T_{100}))}$
Park	$E_{tr}^{MB} = 10^{a(t_r - t_{h/2})} \cdot E_t^{MB}$
Legenda:	
E^{MB}	Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas (MPa);
T_{med}	Temperatura média das misturas betuminosas (°C);
$E_{20^\circ C}^{MB}$	Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, para a temperatura de referência de 20°C (MPa);
E_t^{MB}	Módulo de deformabilidade estimado para as misturas betuminosas, referente à temperatura representativa de ensaio (MPa);
t	Temperatura de ensaio das misturas betuminosas (°C);
T_{100}	Temperatura de ensaio das misturas betuminosas a 100 mm de profundidade (°C);
E_{tr}^{MB}	Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, para uma temperatura de referência (MPa);
a	Constante da regressão;
t_r	Temperatura de referência das misturas betuminosas [25°C] (°C);
$t_{h/2}$	Temperatura a meio da camada betuminosa durante o ensaio (°C);

Em relação aos solos e materiais granulares, os efeitos climáticos que influenciam, de uma forma determinante, o seu comportamento mecânico, estão associados ao seu estado hídrico, pelo que a precipitação ocorrida antes da realização dos ensaios de carga, é um elemento essencial a ter em conta na interpretação dos resultados dos ensaios de carga.

Assim, é aconselhável efectuar a campanha de ensaios de carga na época do ano em que o solo se encontra mais húmido, em particular é recomendável a sua realização no início da Primavera, visto ser aquele o período em que o nível freático se encontra provavelmente mais elevado. Relativamente às camadas constituídas por materiais granulares, não é, em geral, tido em consideração o efeito das acções climáticas, admitindo-se que é menos relevante do que para os solos. Este efeito pode, no entanto, ser significativo, nomeadamente para materiais de má qualidade, não obedecendo às especificações de projecto e construção, ou nos casos em que existam grandes deficiências de drenagem do pavimento [Antunes, M.L.; 1993].

Como nem sempre é possível realizar os ensaios de carga nas épocas mais desfavoráveis do ano (de modo a estar-se do lado da segurança), existem metodologias que permitem corrigir as deflexões medidas, obtendo-se assim valores aproximados dos que seriam medidos em épocas mais desfavoráveis [Cardoso, M; 2005].

3.4 Classificação ACN/PCN de pavimentos aeroportuários

A classificação ACN/PCN de pavimentos aeroportuários preconizada pela ICAO, destina-se a reportar a capacidade de carga de pavimentos. Esta classificação configura-se como sendo de extrema relevância, uma vez que as autoridades responsáveis pela gestão e exploração dos aeroportos civis devem comunicar periodicamente o valor de PCN dos pavimentos à ICAO, de modo a que o aeroporto em causa esteja certificado pelas autoridades de aviação civil.

Este sistema de classificação aplica-se apenas a pavimentos destinados a suportar aviões com peso igual ou superior a 5700 kgf [ICAO, 1980; FAA; 1983].

De acordo com o sistema ACN/PCN, o efeito da solicitação produzida por um dado avião num pavimento é expresso através de um único número - ACN. O ACN é determinado em função da configuração do trem de aterragem do avião, da carga por roda, da pressão de enchimento dos pneumáticos, do tipo de pavimento e das características da fundação. As características da fundação são expressas em termos

de CBR para pavimentos flexíveis, e em termos de módulo de reacção (k) para pavimentos rígidos.

Por sua vez, a resistência de um pavimento também é traduzida através de um valor numérico - PCN. O PCN traduz a capacidade de carga de um pavimento em termos de carga máxima admissível que, actuando com uma pressão de enchimento de 1,25 MPa, possa efectuar 10 000 recobrimentos.

Deste modo qualquer avião que possua um ACN inferior ou igual ao PCN de um dado pavimento, pode operar nele sem quaisquer restrições.

A classificação de um pavimento aeroportuário em termos de PCN é feita através de um número (N – valor numérico do PCN), seguido de quatro letras, passando-se de seguida a descrever o significado de cada uma das letras que traduzem esta classificação:

- ⇒ a primeira letra traduz o tipo de pavimento:
 - R – Rígido
 - F - Flexível

- ⇒ a segunda letra traduz a classe de resistência do solo de fundação de acordo com o apresentado no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Classes de resistência da fundação

Classes de resistência da fundação		Características da fundação	
Letra associada	Resistência	Pavimentos flexíveis (%)	Pavimentos rígidos (MN/m ³)
A	Elevada	CBR > 13	k > 120
B	Média	8 < CBR ≤ 13	60 < k ≤ 120
C	Baixa	4 < CBR ≤ 8	25 < k ≤ 60
D	Muito baixa	CBR ≤ 4	25 ≤ k

- ⇒ a terceira letra traduz a categoria da pressão de enchimento dos pneus:
 - W – Elevada (sem limite)

- X – Média (limitada a 1,5 MPa)
- Y – Baixa (limitada a 1,0 MPa)
- Z – Muito baixa (limitada a 0,5 MPa)

⇒ a quarta letra traduz o método utilizado para a determinação do PCN:

- T – Analítico
- U – Empírico¹¹

Apesar de o PCN poder ser determinado com recurso a métodos empíricos, a metodologia seguida pelo LNEC para a determinação do PCN dos pavimentos assenta na análise estrutural dos pavimentos, tendo em vista a determinação da carga máxima admissível, utilizando critérios de dimensionamento adequados ao tipo de pavimentos em estudo [Antunes, M.L.; Domingos, P.; 2005 a)].

Na Figura 3.3, apresenta-se um esquema com a metodologia para a determinação do PCN de pavimentos aeroportuários.

¹¹ O método empírico baseia-se exclusivamente no conhecimento dos ACN dos aviões que operam habitualmente no aeroporto, reportando-se o PCN em função destes valores.

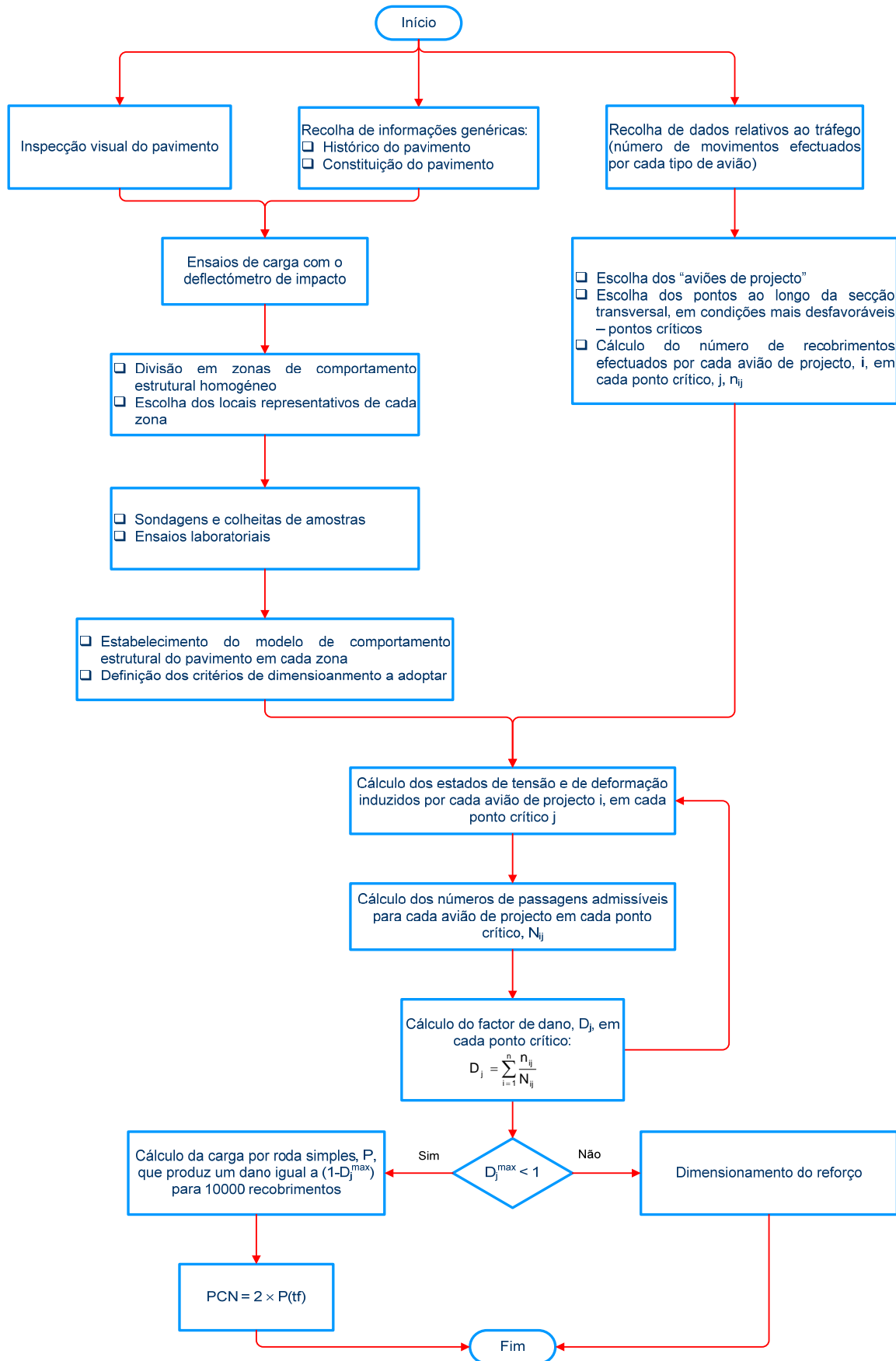


Figura 3.3 – Metodologia para a avaliação da capacidade de carga e determinação do PCN de um pavimento aeroportuário [Antunes, M.L.; 1993]

3.5 Reforço de pavimentos rígidos aeroportuários

Pelas razões que foram apresentadas no primeiro capítulo do presente trabalho¹², o reforço de pavimentos aeroportuários, apresenta-se frequentemente como uma medida inevitável para garantir o nível de operacionalidade de um aeroporto através de um aumento da capacidade de carga dos pavimentos.

De um modo geral, o reforço de pavimentos rígidos é efectuado através da aplicação de camadas em misturas betuminosas ou em betão de cimento sobre o pavimento existente, eventualmente precedida de tratamentos preparatórios localizados. Este tipo de medidas de reabilitação pressupõe, em regra, o aproveitamento da contribuição estrutural do pavimento existente para a capacidade de carga do novo pavimento reforçado. A escolha entre esses dois tipos de solução de reforço depende de vários factores, tais como:

- ⇒ complexidade do processo construtivo;
- ⇒ compatibilidade entre o processo construtivo e as condições de exploração da infraestrutura (possibilidade de o método construtivo permitir a operacionalidade da infraestrutura, durante a execução e imediatamente após a conclusão da obra);
- ⇒ custos de construção e de manutenção;
- ⇒ experiência adquirida no passado, no que concerne à aplicação e ao comportamento em serviço dos diferentes tipos de reforço.

Os trabalhos de reforço de pavimentos rígidos podem compreender:

- ⇒ construção de uma camada¹³ de reforço em misturas betuminosas, directamente sobre a superfície do pavimento antigo;

¹² De um modo sucinto destacam-se as seguintes razões:

- ⇒ o pavimento atingiu o nível mínimo de serviço;
- ⇒ aumento do volume de tráfego e/ou operação de outro tipo de aviões;
- ⇒ recursos financeiros limitados;
- ⇒ sustentabilidade ambiental.

¹³ Apesar de só se mencionar o reforço como sendo composto por uma camada, este pode ser efectuado através da construção de várias camadas, nomeadamente quando se trata de camadas constituídas por misturas betuminosas.

- ⇒ construção de uma camada de reforço em betão de cimento, directamente sobre o pavimento antigo;
- ⇒ interposição de uma camada ou membrana entre o pavimento antigo e o reforço (flexível ou rígido), por forma a “desligar” a superfície do pavimento existente das novas camadas. Quando a camada interposta é uma camada granular a solução designa-se na literatura inglesa por *sandwich pavement*. Salienta-se o facto de que a FAA [FAA; 1995], não permite a construção do reforço tipo *sandwich pavement*, uma vez que a eventual presença de água no interior da camada granular poderá proporcionar condições para a ocorrência de fenómenos de bombagem de finos.

O reforço de um pavimento rígido através da aplicação de camadas betuminosas, apresenta grandes vantagens das quais se destacam as seguintes:

- processo construtivo simples;
- tempo de execução relativamente rápido;
- custo de execução bastante competitivo;
- minimização dos transtornos à operação dos veículos, uma vez que permite a circulação do tráfego imediatamente após a aplicação.

No entanto para este tipo de reforço é preciso ter especial atenção aos fenómenos de reflexão de fendas e ao aparecimento de deformações permanentes devido à contribuição das camadas betuminosas.

As camadas de reforço em betão de cimento, dependendo do tipo de ligação entre o reforço e o pavimento existente, podem ser classificadas em três categorias com as seguintes designações: aderência total, aderência parcial e aderência nula. Para além desta classificação, existe outra que depende do tipo de reforço em betão, assim as camadas de reforço em betão de cimento podem ter a designação relativa aos vários subtipos de pavimentos rígidos (vd 1.2).

Relativamente à classificação das condições de aderência, a designação “aderência total” significa que são desenvolvidas acções concretas e especiais de modo a promover uma efectiva ligação entre a camada de reforço e o pavimento antigo. Aderência nula pressupõe que são levadas a cabo acções específicas para garantir que não há ligação entre as lajes de betão, e por último a aderência parcial significa

que a aderência entre as lajes não é condição necessária para a execução do reforço, e como a designação sugere, algumas zonas das lajes estão de facto ligadas.

Aderência total [Hall, K.D; Banihatti, N.; 1998]

O reforço com aderência total permite a aplicação de espessuras de reforço geralmente baixas, sendo que a sua espessura depende da condição estrutural do pavimento existente. Para se alcançar resultados positivos com este tipo de solução, o pavimento antigo não poderá ter anomalias significativas, uma vez que as anomalias presentes no pavimento antigo ir-se-ão reflectir na camada de reforço.

Ao conseguir-se um comportamento monolítico do sistema camada de [reforço + pavimento antigo] através de aderência total, obtém-se um aumento da capacidade estrutural desse sistema. Uma camada de reforço em betão de cimento Portland, com aderência total apresentando uma espessura de 25 mm, tem aproximadamente a mesma capacidade estrutural (redução das tensões e deformações) de uma camada de reforço em misturas betuminosas com 62,5 mm. Quando se reforça uma laje através da aplicação deste tipo de reforço, as deflexões verticais e as tensões na fundação decrescem significativamente. Ao aplicar-se uma camada de reforço com aderência total de 75 mm de espessura, sobre uma laje de betão com 225 mm de espessura, a deflexão sobre a acção de uma carga que gera uma tensão de 550 kPa, aplicada no canto da laje, diminui em cerca de 31% (assumindo-se que a eficácia de transferência de carga entre lajes é de 90%), o que faz com que haja uma redução do aparecimento de fenómenos de bombagem de finos, escalonamento e conseqüente falta de suporte.

Um aspecto muito importante nestes reforços, é que a camada de reforço tem que ser do mesmo tipo, isto é, um pavimento antigo formado por lajes de betão simples com juntas só pode ser reforçado por lajes de betão simples com juntas, e um pavimento antigo em betão armado contínuo só pode ser reforçado por esse subtipo de pavimento rígido.

Os primeiros estudos nesta área (1956), mostraram que o principal mecanismo de ligação entre a camada de reforço e o pavimento antigo dependia principalmente da integridade e da limpeza da superfície do pavimento antigo, mais tarde (1988) chegou-se à conclusão que a ligação entre a camada de reforço e o pavimento antigo dependia de um determinado grau de ligação química. Quando devidamente

construído, a resistência da ligação por vezes excede a resistência do próprio reforço ou do pavimento antigo.

É preciso ter em conta alguns aspectos no dimensionamento e construção deste tipo de reforços, tais como:

- ⇒ tipo e nível de fendilhamento do pavimento antigo;
- ⇒ reparações a efectuar antes da acção de reforço;
- ⇒ preparação da superfície do pavimento antigo;
- ⇒ espessura da camada de reforço;
- ⇒ corte das juntas;
- ⇒ cura do betão da camada de reforço.

No Quadro 3.3 enumeram-se algumas das vantagens e desvantagens decorrentes da aplicação de reforços em lajes de betão com aderência total.

Quadro 3.3 – Vantagens e desvantagens de reforços em lajes de betão com aderência total

Vantagens	Desvantagens
<ol style="list-style-type: none"> 1. Podem ser utilizadas camadas de reforço com pouca espessura. As espessuras típicas variam entre 50 mm e 125 mm, tendo sido já adoptadas espessuras de 25 mm com bastante sucesso no reforço de pavimentos. 2. Espessuras mais pequenas significam custos de construção menores, e evitam problemas que se possam colocar ao nível do gabarit e das cotas de concordância com outro tipo de estruturas. 3. Devido aos pequenos volumes de betão envolvidos é possível utilizar-se betão de extrema qualidade sem agravar significativamente os custos de construção. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Este tipo de reforço só pode ser aplicado em pavimentos que não apresentem anomalias. 2. Uma adequada preparação da superfície é essencial para se alcançar uma boa ligação entre a camada de reforço e o pavimento antigo. 3. A laje de camada de reforço tem que ser idêntica à laje do pavimento antigo (por exemplo, um pavimento em lajes de betão simples com juntas só podem ser reforçadas com lajes do mesmo tipo). 4. Existe a necessidade de serem efectuados alguns ajustamentos na mistura de modo a se obter uma compacidade adequada e uma superfície durável. 5. As juntas da camada de reforço têm que estar localizadas exactamente sobre as juntas do pavimento antigo, e têm que ser do mesmo tipo.

Aderência nula [Hall, K.D; Banihatti, N.: 1998]

Este tipo de reforço é concebido com a interposição de uma camada entre o pavimento antigo e a camada de reforço, com o objectivo de isolar esta das anomalias que o pavimento antigo possa apresentar, conseguindo-se assim, reduzir ou eliminar o fenómeno de reflexão de fendas. O reforço em lajes de betão com aderência nula pode ser aplicado com sucesso em pavimentos flexíveis e rígidos. Quando se adopta este tipo de reforço em pavimentos que estejam significativamente deteriorados, conseguem-se elevados ganhos aos níveis económicos e de desempenho estrutural e funcional.

Camadas de reforço desligadas devem ser aplicadas em pavimentos antigos onde as anomalias são muito extensas e têm um elevado nível de severidade, de modo a que o seu tratamento e eliminação não sejam viáveis antes da execução do reforço. A camada interposta entre o pavimento antigo e o reforço, que origina a aderência nula, geralmente é constituída por misturas betuminosas eventualmente cobertas por uma membrana para impedir a ligação. Com algumas considerações especiais no processo construtivo, o reforço pode ser executado admitindo que o pavimento antigo funciona como uma sub-base convencional. O reforço em lajes de betão com aderência nula, estruturalmente comporta-se como lajes apoiadas sobre uma fundação bastante firme. No entanto, devido à elevada rigidez do pavimento antigo, é necessário ter em consideração as tensões de tracção originadas pelas variações térmicas, que poderão causar fendas se as juntas não estiverem devidamente espaçadas.

No Quadro 3.4 identificam-se algumas das vantagens e desvantagens para este tipo de reforço.

Quadro 3.4 – Vantagens e desvantagens de reforços em lajes de betão com aderência parcial

Vantagens	Desvantagens
<ol style="list-style-type: none"> 1. Não é necessário coincidir a localização e o tipo de juntas da camada de reforço com as do pavimento antigo, nem é preciso limpar ou selar as juntas antigas. 2. A preparação da superfície de contacto não é uma tarefa crítica como no caso da aderência total. No entanto, anomalias estruturais não devem ser ignoradas e deve ser assegurado um suporte uniforme. 3. Não é preciso adoptar técnicas construtivas especiais. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Neste tipo de reforço é preciso considerar espessuras maiores, o que implica um aumento dos custos de construção e problemas de concordância de cotas. A espessura mínima é de 150 mm, em que as espessuras típicas variam entre 175 mm a 200 mm, dependendo do tráfego e da condição estrutural do pavimento antigo. Isto faz com que a espessura requerida não se afigure economicamente viável em muitos projectos de reforço. 2. Quando são aplicadas no reforço lajes pouco espessas, é extremamente importante que a superfície do pavimento existente seja devidamente preparada (lajes partidas substituídas, execução de reparações localizadas, selagens, etc.), para garantir uma boa performance estrutural.

Aderência parcial [Hall, K.D; Banihatti, N.: 1998]

Quando a questão da ligação entre a camada de reforço e pavimento antigo, não é relevante, como por exemplo nos pavimentos aeroportuários espessos, pode-se aplicar este tipo de solução de reforço. Não é necessário utilizar-se argamassas ou aditivos especiais para promover a ligação entre as lajes. Na literatura inglesa, por vezes, este tipo de reforço é designado de *direct overlay*, no sentido em que nenhuma ou pouca preparação da superfície do pavimento antigo é efectuada. O único requerimento que é necessário cumprir para a aplicação de reforços em lajes de betão com aderência parcial, prende-se com o facto de que a superfície do pavimento a reforçar tem que estar livre de materiais soltos. Como não é dado particular ênfase à limpeza e tratamento da superfície do pavimento antigo, ocorrerão diversos graus de ligação, mas que não terão muita influência no desempenho estrutural do reforço. Alguns autores consideram que este tipo de reforço é um caso especial do reforço do tipo aderência nula, uma vez que, os comportamentos estruturais evidenciados são similares. Reforços constituídos por lajes de betão com aderência parcial, devem ser utilizados em pavimentos onde o nível de severidade das anomalias, mais concretamente o fendilhamento, seja baixo de modo a impedir que as fendas sejam reflectidas ao reforço no curto prazo.

A espessura mínima recomendada para este tipo de reforço é de 150 mm, embora tenham já sido utilizadas com sucesso espessuras de 125 mm. No entanto, as juntas

devem estar correctamente espaçadas, porque o fendilhamento entre as juntas é expectável quando se adoptam lajes pouco espessas.

Esta solução de reforço com aderência parcial, normalmente não é considerada aquando da definição de uma solução estrutural para o reforço de pavimentos rígidos. Em termos de dimensionamento apenas o reforço do tipo aderência total, aderência nula são considerados.

O primeiro passo a dar para se equacionar a execução do reforço de um pavimento, é a avaliação da condição estrutural do mesmo, tendo-se já descrito, em traços gerais, a metodologia de avaliação da capacidade de carga de pavimentos com base na análise estrutural. Para além disso devem ser obtidos os seguintes dados, que serão necessários para o dimensionamento do reforço [Packard, R.G.; 1973; Yoder, E.J.; Witczak, M.W.; 1975; USACE; 1994; FAA; 1995; Cachim, P.B. et al; 1995]:

- ⇒ dados históricos, relativos à construção, conservação e reabilitação do pavimento;
- ⇒ dados relativos ao tráfego que operou no pavimento;
- ⇒ projecção da evolução do tráfego no futuro;
- ⇒ período de vida do projecto.

Deve-se ainda ter em atenção o estado da superfície do pavimento, que condicionará o tipo de solução de reforço a adoptar. Outro aspecto que deve ser tido em conta são as condições de drenagem, principalmente da sua fundação e, se forem constatadas deficiências no sistema de drenagem, estas devem ser colmatadas antes da execução do reforço.

A execução do reforço permitirá uma diminuição dos estados tensão/extensão induzidas pelos rodados dos veículos nas camadas existentes, o que faz com que o respectivo número admissível de passagens futuras aumente de um valor (N_{ad}) para um valor (N'_{ad}). Assim, no dimensionamento do reforço utilizando métodos analítico-empíricos há que verificar a seguinte inequação:

$$\frac{n_p}{N_{ad}} + \frac{n_f}{N'_{ad}} \leq 1 \quad (3.6)$$

Em que:

n_p – é o número de passagens de rodados correspondente ao tráfego passado;

N_{ad} – é o número admissível de passagens correspondente à estrutura original;

n_f – é o número de passagens de rodados correspondente ao tráfego futuro;

N'_{ad} – é o número admissível de passagens correspondente à estrutura reforçada.

A resolução desta inequação implica o conhecimento prévio do modelo de comportamento estrutural do pavimento existente, estabelecido de acordo com a metodologia anteriormente descrita, e a assunção de determinadas características para a camada de reforço e para a interface entre esta camada e o pavimento existente.

Importa salientar o facto de que existe um grande número de métodos para o dimensionamento do reforço, de entre os quais se destacam os métodos de dimensionamento da AASHTO, do Asphalt Institute e da Portland Cement Association (PCA) [Finn, F.N.; Monismith, C.L.; 1984; FHWA; 1992].

De uma forma muito sucinta, o método da AASHTO baseia-se no conceito de vida restante do pavimento, que considera o dano do pavimento existente e a previsão do dano futuro que o pavimento reforçado irá sofrer. Este procedimento de dimensionamento recomenda veementemente, a realização de ensaios de carga não destrutivos para a caracterização do pavimento a reabilitar.

O método preconizado pelo Asphalt Institute destina-se a dimensionar camadas de reforço em misturas betuminosas. Neste método prevê-se a avaliação das características estruturais (resistência da laje de betão, espessura da laje, capacidade de suporte da base + fundação) do pavimento rígido a reforçar, assim como o registo das anomalias que este poderá apresentar (fendilhamento, bombagem de finos, escalonamento, lasqueamento de fendas ou bordos de juntas, movimento das lajes sob a acção do tráfego), a partir dessa informação coligida determina-se uma espessura efectiva do pavimento antigo, que por sua vez é convertida numa espessura equivalente de misturas betuminosas através da aplicação de factores de conversão de natureza empírica.

A metodologia proposta pela PCA assenta na determinação da espessura de reforço através da aplicação de tabelas e ábacos, que têm em conta as características estruturais (onde se incluem as anomalias e as características de transferência de

carga entre lajes) do pavimento antigo e o tipo de aderência entre este e a camada de reforço. Para aplicação deste método também é necessário efectuar a caracterização do pavimento existente, com base na metodologia anteriormente descrita, incluindo a inspecção visual onde são identificadas todas as anomalias que o pavimento apresenta.

Para além do dimensionamento do reforço, existem outros aspectos, muito importantes, a ter em conta quando se está a desenvolver uma solução que visa o reforço de um pavimento, uma vez que, o comportamento mecânico e o desempenho do conjunto [reforço + pavimento antigo], depende essencialmente de dois factores:

- ⇒ condições de aderência entre a camada de reforço e o pavimento antigo;
- ⇒ reflexão das fendas existentes no pavimento antigo na camada de reforço.

A aderência (ou a sua inexistência) entre a camada de reforço e o pavimento antigo, desempenha um papel decisivo na definição da espessura do reforço, uma vez que, se não houver aderência entre esses dois sistemas, as extensões/tensões de tracção induzidas pelo tráfego na base da camada de reforço serão mais elevadas, o que implicará que a espessura da camada de reforço tenha que ser superior [Morgado, J. et al; 2006]. A título de exemplo refere-se o método da PCA, onde o tipo de interface entre o reforço e a laje existente é um dos elementos que interferem directamente no dimensionamento.

Por outro lado, o fenómeno de reflexão de fendas ou, no caso dos pavimentos em betão com juntas, a reflexão das juntas à superfície, terá mais preponderância se houver aderência entre as camadas. Os movimentos na zona das juntas e/ou fendas, devido às variações sazonais da temperatura, à ocorrência de ciclos diários de temperatura e às acções do tráfego, provocam a rotura por corte da camada de reforço na descontinuidade produzida pela junta ou fenda [FHWA; 1992].

As acções térmicas, ao provocarem nas lajes movimentos de abertura e fecho nas zonas das juntas ou fendas, induzem tracções na camada de reforço (Figura 3.4). As acções provenientes do tráfego, induzem esforços de corte e de tracção na camada de reforço (Figura 3.5). Estes esforços podem ser agravados se houver vazios sob a laje antiga, provocados pelo fenómeno de bombagem de finos.

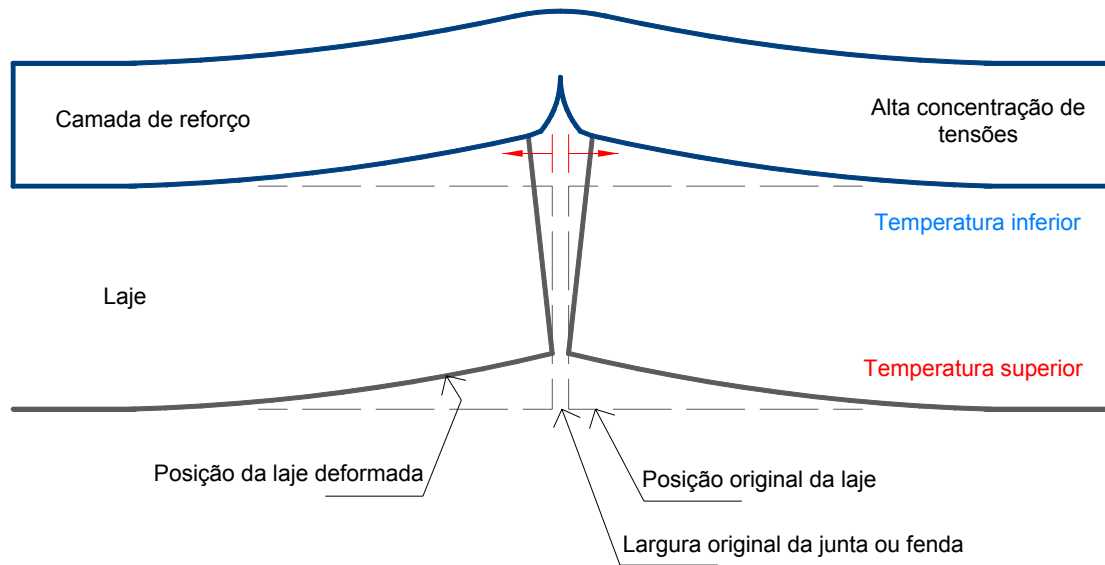


Figura 3.4 – Reflexão de fendas induzida pelas ações térmicas [FHWA; 1992]

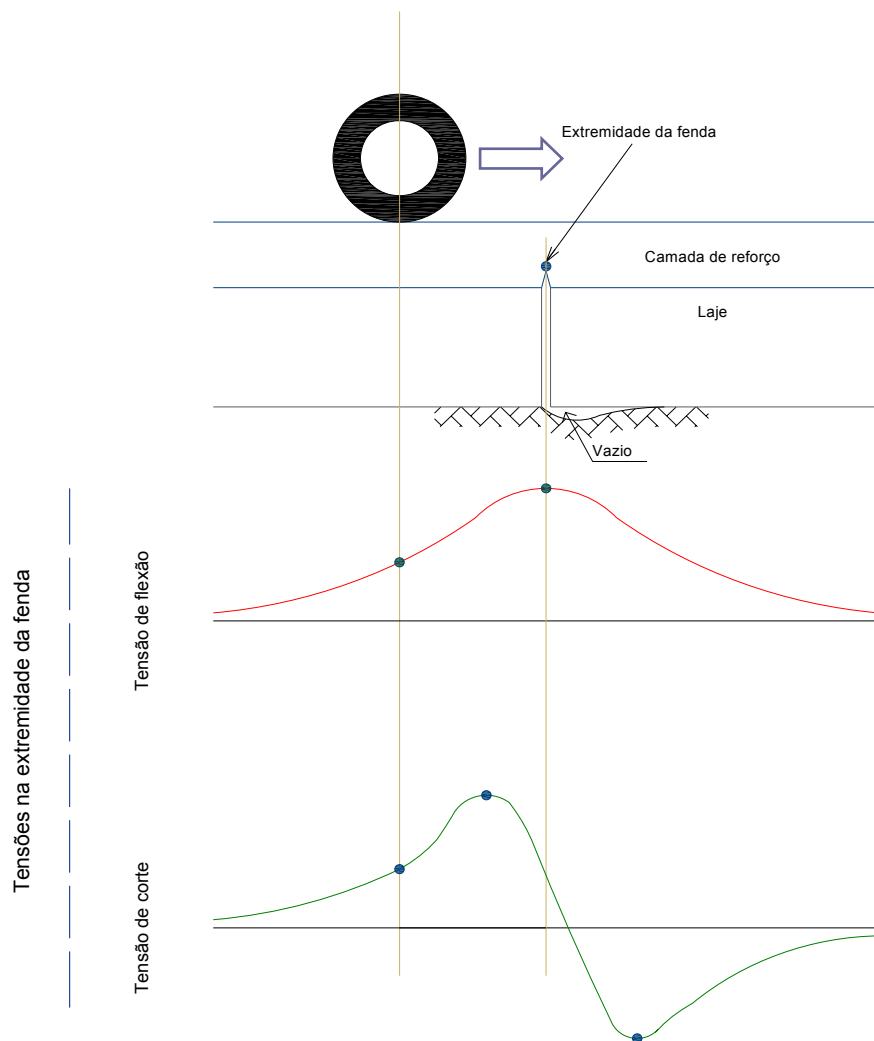


Figura 3.5 – Reflexão de fendas induzida pelas ações do tráfego [FHWA; 1992]

Anota-se mais uma vez o facto de que, os mecanismos de degradação de pavimentos associados à reflexão de fendas não são ainda habitualmente considerados de forma directa na generalidade dos métodos de dimensionamento de pavimentos, ou neste caso particular do respectivo reforço, embora seja reconhecida a importância destes mecanismos no comportamento de pavimentos com camadas fendilhadas. Para minimizar os impactos decorrentes do fenómeno de reflexão de fendas, de um modo geral, são desenvolvidas acções que retardam a propagação das fendas.

No Anexo 3, apresentam-se alguns dos métodos de dimensionamento geralmente utilizados para o reforço de pavimentos rígidos aeroportuários.

3.6 Conclusões

Para se empreender o reforço de um pavimento aeroportuário é necessário realizar-se a sua caracterização estrutural, com o objectivo de avaliar a capacidade de carga do pavimento e de se obterem dados que permitam um correcto dimensionamento da solução de reforço a adoptar. Neste capítulo abordaram-se os aspectos considerados mais relevantes da metodologia geralmente seguida para a avaliação da capacidade de carga de pavimentos aeroportuários com base na análise estrutural. Reforça-se mais uma vez a ideia de que a utilização deste tipo de metodologia permite estudar diferentes tipos de pavimentos, compostos por materiais muito variados e com origens diversas, e em diversas condições (condições climáticas, tipo de solicitações, etc.).

Uma das etapas fundamentais para a prossecução de um estudo de avaliação da capacidade de carga de um pavimento com base na análise estrutural, é a realização de ensaios de carga não destrutivos, que possibilitam a identificação de zonas de comportamento estrutural homogéneo e o estabelecimento dos respectivos modelos de comportamento estrutural dos pavimentos dessas zonas. Actualmente, um dos equipamentos mais utilizados, e porventura mais reconhecido, para ensaios de carga não destrutivos é o equipamento deflectómetro de impacto que, devido à sua versatilidade, permite simular adequadamente as solicitações induzidas pelo tráfego (rodoviário ou aeroportuário), apresentando também uma boa rentabilidade ao nível do tempo dispendido na execução de um ensaio. Obtém-se como resultados dos ensaios

a deformada da superfície do pavimento, que é utilizada para o estabelecimento do respectivo modelo de comportamento estrutural.

A interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de carga com vista ao estabelecimento do modelo de comportamento estrutural do pavimento é efectuada com recurso aos modelos de resposta habitualmente utilizados na análise estrutural. Através de um processo iterativo, estima-se o conjunto dos módulos de deformabilidade das camadas, de modo a se obter uma deformada calculada tão próxima quanto possível da deformada medida nos ensaios de carga. Os valores obtidos podem ser posteriormente ajustados por forma a ter em conta as diferenças eventualmente existentes entre as condições de ensaio e as condições consideradas representativas para efeitos de projecto, nomeadamente no que se refere aos efeitos climáticos.

Estabelecido o modelo de comportamento estrutural do pavimento, são determinados os números de passagens admissíveis dos rodados, utilizando os critérios de dimensionamento habitualmente adoptados para pavimentos novos. A capacidade de carga do pavimento (vida restante) é então estimada de acordo com a lei de Miner.

Devido às especificidades inerentes aos pavimentos aeroportuários, a capacidade de carga destes pavimentos pode ser expressa através da aplicação do método ACN/PCN estabelecido pela ICAO. De acordo com este método as acções devidas à passagem de um determinado avião são expressas através de um valor numérico, o seu ACN, e a capacidade de carga dos pavimentos é traduzida através de um número, o seu PCN.

O conhecimento da capacidade de carga de um pavimento, e a sua comparação com as previsões de tráfego futuro, servem de base à identificação da necessidade de executar o seu eventual reforço. O reforço consiste, basicamente, na colocação de uma ou mais camadas sobre o pavimento existente. No caso particular dos pavimentos do tipo rígido o reforço pode ser efectuada através da execução de camadas em betão de cimento ou em misturas betuminosas.

Um dos aspectos a que é preciso ter especial atenção prende-se com as condições de interface entre o reforço e o pavimento existente, uma vez que os estados de tensão/extensão, no plano de contacto entre o reforço e o pavimento existente, dependem das condições de aderência entre esses dois sistemas, influenciando assim

o valor da espessura do reforço a adoptar. A espessura do reforço de pavimentos rígidos aeroportuários pode ser determinada com recurso à utilização de expressões empíricas que, para o caso do reforço em lajes de betão, têm em conta as condições de aderência. Quando se utiliza a metodologia da análise estrutural, após a escolha do tipo de reforço e da sua espessura, é efectuada uma análise estrutural do conjunto [pavimento existente + reforço], de modo a calcular os estados de tensão e/ou deformação com o objectivo de verificar se a solução de reforço preconizada estará apta a suportar o tráfego futuro.

Outro aspecto que implica especial atenção é o fenómeno de reflexão de fendas provenientes do pavimento existente, que deve ser mitigado de forma a não acelerar a ruína do pavimento. Em regra são desenvolvidas acções que retardam a propagação das fendas, tais como a aplicação de materiais específicos (geogrelhas, grelhas de fibra de vidro, etc), na interface de contacto entre o reforço e o pavimento existente.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Introdução

A pista do Aeroporto Francisco Sá Carneiro foi alvo de obras de reabilitação que se processaram durante o ano de 2004. Antes das obras de reabilitação o pavimento da pista era composto por duas estruturas distintas, uma do tipo flexível na zona central e outra do tipo rígido nos topos (vd 4.2) (Figura 4.1). As obras de reabilitação do pavimento tiveram como objectivos principais efectuar o reforço estrutural das zonas com pavimento rígido e a reabilitação superficial da zona com pavimento flexível, que se apresentava com alguns problemas de desagregação e fendilhamento com início à superfície [Antunes, M.L.; Domingos, P.; 2004; Antunes, M.L.; Saïm, R.; Fontul, S.; 2003]. O reforço do pavimento rígido foi realizado por intermédio da execução de camadas betuminosas perfazendo uma espessura total de 0,20 m.

Tendo em atenção os objectivos do trabalho estabelecidos no Capítulo 1, esta obra surgiu como uma oportunidade para a calibração dos modelos a desenvolver no âmbito do presente estudo.

Neste capítulo descreve-se o pavimento estudado e apresenta-se a metodologia que foi adoptada para a prossecução dos ensaios tendo em vista a calibração dos modelos de comportamento do pavimento reforçado. Efectua-se ainda uma descrição do equipamento de ensaio utilizado. No final apresentam-se os resultados obtidos.

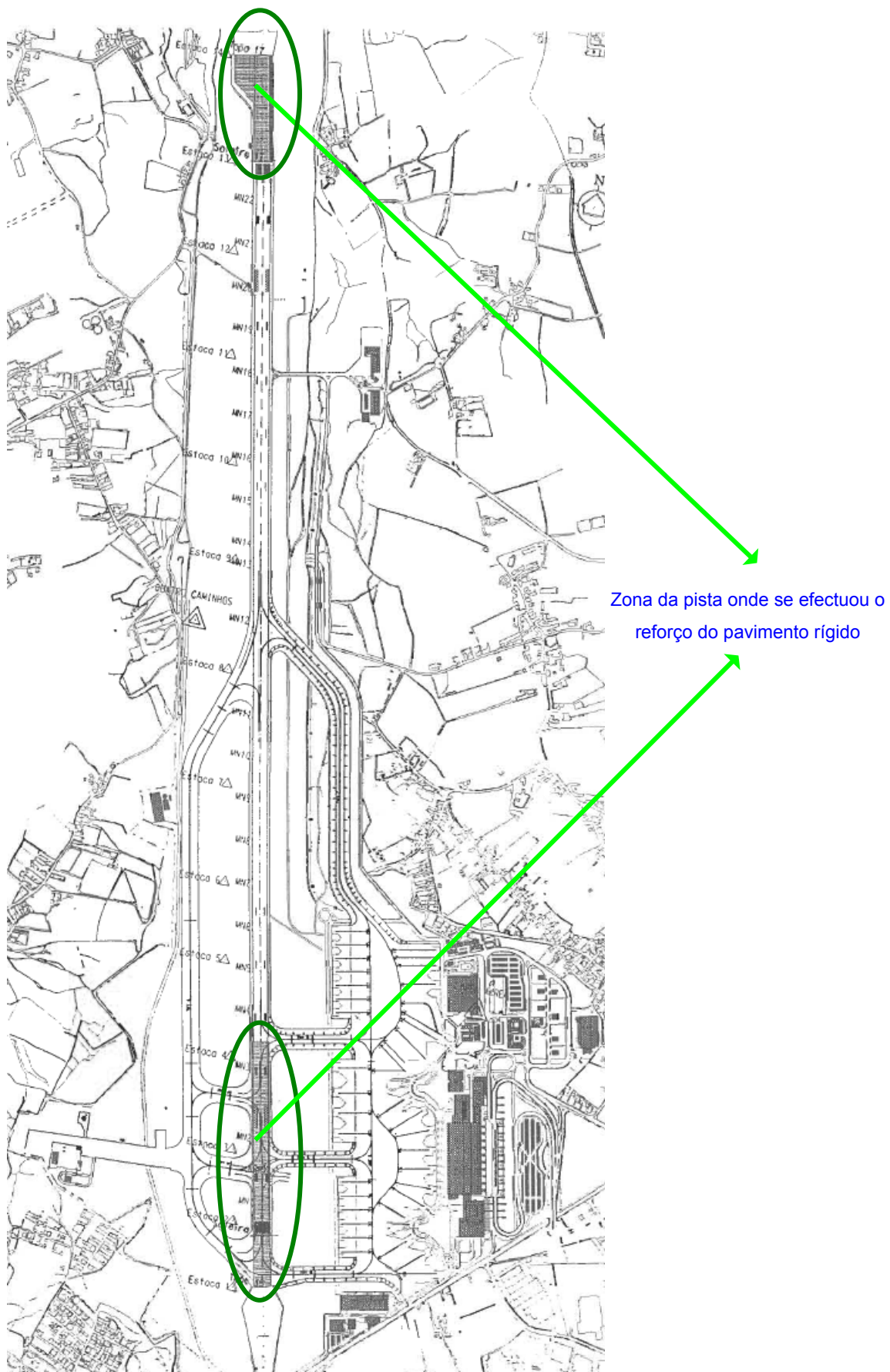


Figura 4.1 – Aeroporto Francisco Sá Carneiro

4.2 Descrição do pavimento estudado

A pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro, foi construída durante a década de 1940 com um comprimento total de 1500 m, e foi objecto de obras de beneficiação e ampliação tendo actualmente as seguintes características geométricas [Antunes, M.L.; Domingos, P.; 2005 b]):

- ⇒ comprimento total: 3480 m
- ⇒ largura (excluindo bermas): 45 m
- ⇒ largura das bermas: 7,5 m

Antes da execução das obras de reabilitação, realizadas em 2004, identificavam-se duas zonas com diferentes tipos de pavimentos, cuja localização era a seguinte:

- ⇒ entre os 0 m e os 300 m, e entre os 2780 m e os 3480 m, contados a partir do topo 17, o pavimento era do tipo rígido, constituído por lajes em betão de cimento com 0,40 m de espessura, com as dimensões de 5 m × 5 m em planta;
- ⇒ entre os 300 m e os 2780 m, contados a partir do topo 17, o pavimento era do tipo flexível, com camada de desgaste em betão betuminoso;

Tendo em vista aumentar a capacidade de carga do pavimento rígido dos topos, a ANA, S.A., desenvolveu o projecto de reabilitação, em que se optou por reforçar o pavimento rígido com camadas betuminosas. O dimensionamento do reforço do pavimento rígido da pista, foi efectuado para as seguintes condições:

- espessura necessária para fazer face a um tráfego projectado para 20 anos;
- espessura necessária para que o pavimento apresente um PCN de 80.

Após a execução das obras, a camada de desgaste do pavimento da pista é em betão betuminoso na totalidade da sua extensão. De acordo com o projecto de reabilitação, o pavimento da pista 17-35, apresenta a seguinte constituição actual [ANA; 2004]:

⇒ **Zonas com pavimento rígido antes da reabilitação (entre os 0 e os 300 m e entre os 2780 e os 3480 m, contados a partir do topo 17):**

- ⇒ camada de desgaste em betão betuminoso com 0,05 m de espessura;
- ⇒ camada em mistura betuminosa densa com 0,06 m de espessura;
- ⇒ camada em mistura betuminosa densa com 0,06 m de espessura;
- ⇒ argamassa betuminosa com ligantes modificados (incorporação de polímeros no betume) com 0,03 m de espessura;
- ⇒ lajes de betão de cimento portland com 0,40 m de espessura;
- ⇒ camada de base em betão pobre com 0,10 m de espessura;
- ⇒ leito do pavimento com 0,60 m de espessura.

Entre a segunda camada de regularização e a argamassa betuminosa encontra-se uma tela em grelha de fibra de vidro, com o objectivo de retardar o aparecimento do fenómeno de reflexão de fendas.

⇒ **Zonas com pavimento flexível antes da reabilitação (entre os 300 e os 2780 m, contados a partir do topo 17):**

- ⇒ camada de desgaste em betão betuminoso com 0,05 cm de espessura (executada em 2004 após fresagem do pavimento existente em igual espessura) ;
- ⇒ betão betuminoso com 0,05 m de espessura (pavimento existente);
- ⇒ camada em Macadame betuminoso com 0,40 m de espessura;
- ⇒ camada de sub-base em betão pobre com 0,10 m de espessura;
- ⇒ leito do pavimento com 0,60 cm de espessura.

Na Figura 4.2, apresenta-se um esquema com a estrutura do pavimento rígido que foi reforçado, e que será objecto de estudo neste trabalho.

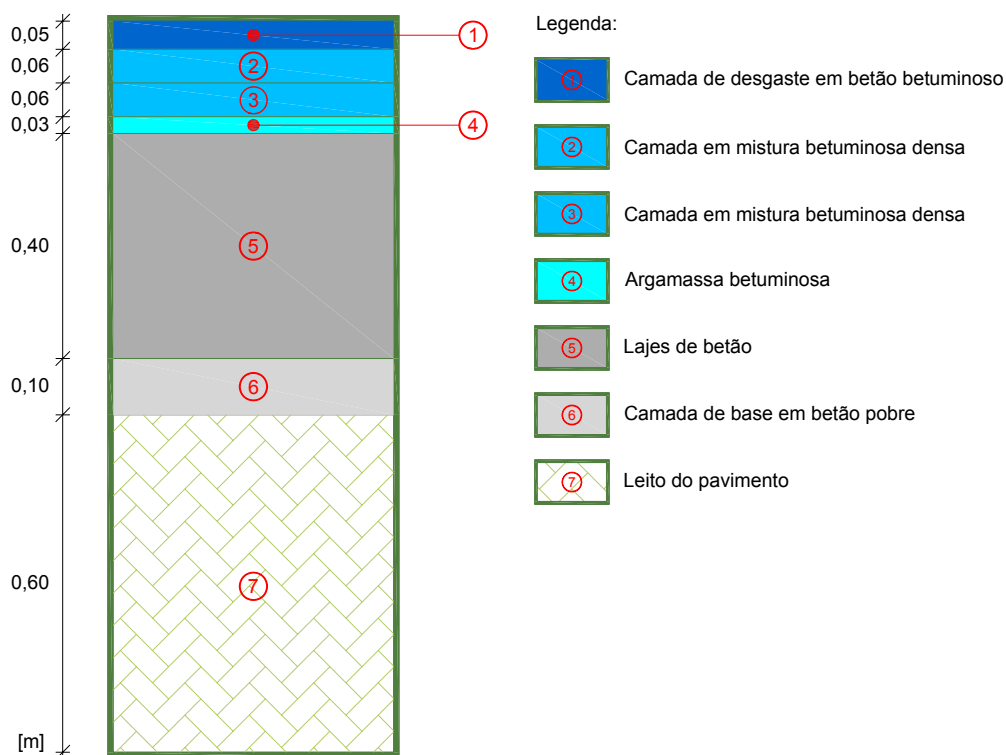


Figura 4.2 – Estrutura do pavimento rígido mais reforço em camadas betuminosas

4.3 Descrição do equipamento deflectómetro de impacto

O ensaio de carga com o deflectómetro de impacto consiste na aplicação, à superfície do pavimento, de uma força de impulso gerada pela queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores, e na medição das deflexões daí resultantes na referida superfície. Esta força é transmitida ao pavimento através de uma placa circular com 30 ou 45 cm de diâmetro, e possui uma variação ao longo do tempo estudada por forma a simular a passagem de um veículo a uma velocidade entre os 60 km/h e os 80 km/h. O valor de pico da força é variável consoante a massa cadente, a altura de queda e o número de amortecedores [Antunes, M.L.; 1993]. A força de pico mínima que o deflectómetro de impacto do LNEC gera é de 20 kN, e a máxima é de 150 kN.



Figura 4.3 – Amortecedores de borracha do deflectómetro de impacto do LNEC

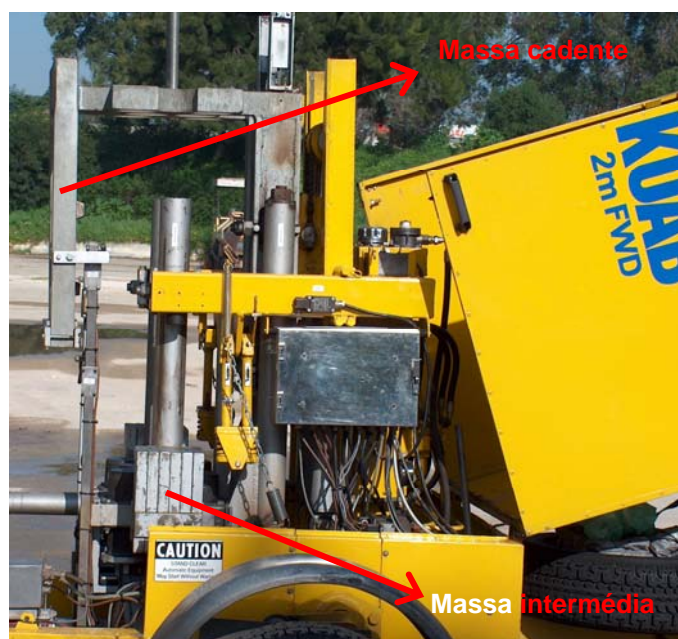


Figura 4.4 – Sistema de geração da força do deflectómetro de impacto do LNEC

O valor da força de pico e o diâmetro da placa de carga são escolhidos por forma a simular o melhor possível as pressões aplicadas pelos rodados dos veículos [Antunes, M.L.; 1993].

O deflectómetro de impacto do LNEC possui duas placas de carga com 0,30 m e 0,45 m de diâmetro, que estão divididas em quatro sectores e munidas de uma câmara com óleo cujo objectivo é distribuir igualmente pelos quatro sectores a pressão aplicada.

A placa de 0,45 m de diâmetro é, em regra geral, utilizada em pavimentos aeroportuários. Nos pavimentos rodoviários utiliza-se a placa de 0,30 m de diâmetro.

Na Figura 4.5, mostra-se a placa de carga com 0,45 m de diâmetro do deflectómetro de impacto do LNEC.



Figura 4.5 – Placa de carga

São medidos os valores de pico da força, através de uma célula de carga instalada junto à placa de carga (Figura 4.6), e das deflexões em vários pontos da superfície, através de transdutores nela apoiados.



Figura 4.6 – Célula de carga

Os transdutores utilizados para a medição dos deslocamentos nos ensaios de carga são transdutores de inércia, isto é, aparelhos que fazem uso de uma massa de referência que está ligada de tal forma à parte exterior do transdutor que, quando se dá o deslocamento da parte exterior, é originado um deslocamento diferencial entre esta e a massa de referência [Antunes, M.L.; 1993].

A norma ASTM D4694 – 96 (2003), refere a possibilidade de utilizar três tipos de transdutores de inércia: transdutores de deslocamentos absolutos (sismómetros), transdutores de velocidade (geofones) e acelerómetros. Na grande maioria dos casos, os deflectómetros de impacto actuais estão equipados com transdutores de deslocamentos do tipo geofones ou do tipo sismómetros [Sorensen, A.; 2004].

Os transdutores de deslocamentos do deflectómetro de impacto do LNEC são transdutores de deslocamentos absolutos. O deflectómetro de impacto do LNEC vem equipado com sete sismómetros, cuja sua posição em relação ao centro da placa de carga pode ser variável entre 0 m e 2,50 m. Na Figura 4.7, apresenta-se um dos sismómetros do deflectómetro de impacto do LNEC.

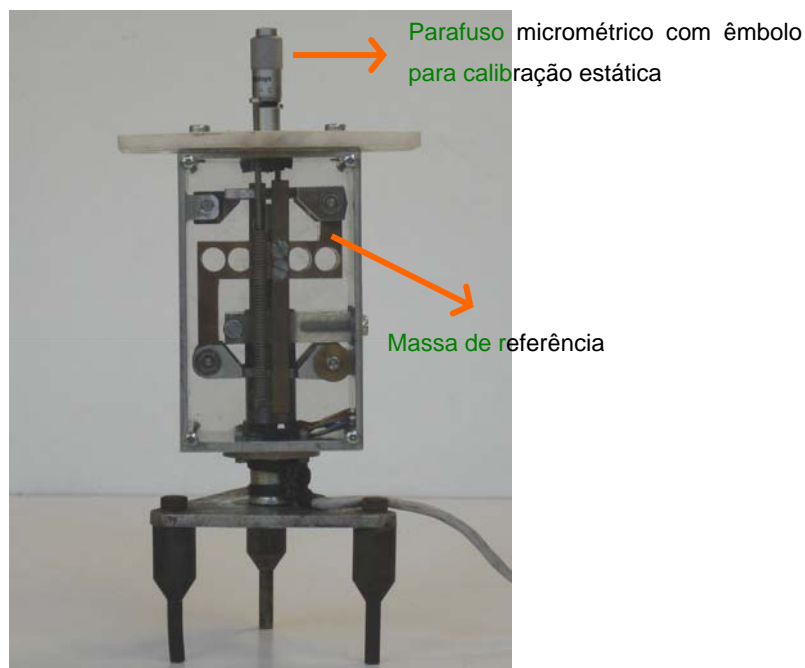


Figura 4.7 – Transdutor de deslocamentos (sismómetro)

O equipamento deflectómetro de impacto consiste num atrelado, no qual está montado o sistema de geração de carga e os dispositivos para a medição das deflexões, sendo a aquisição dos resultados e o comando dos ensaios efectuados no interior do veículo rebocador, no qual estão instalados um computador e outros componentes electrónicos.

O equipamento é posicionado sobre o ponto da superfície do pavimento a ser ensaiado, de seguida a placa de carga e os dispositivos de medição das deflexões são assentes na superfície do pavimento, procedendo-se então à aplicação de dois ou mais impactos gerados pela queda da massa, uma vez que o primeiro impacto serve para ajustar a placa de carga à superfície do pavimento. Após esta fase, os dispositivos são elevados e o equipamento é deslocado para outro ponto de ensaio.

Na Figura 4.8, mostra-se um esquema com o princípio de execução do ensaio de carga com deflectómetro de impacto.

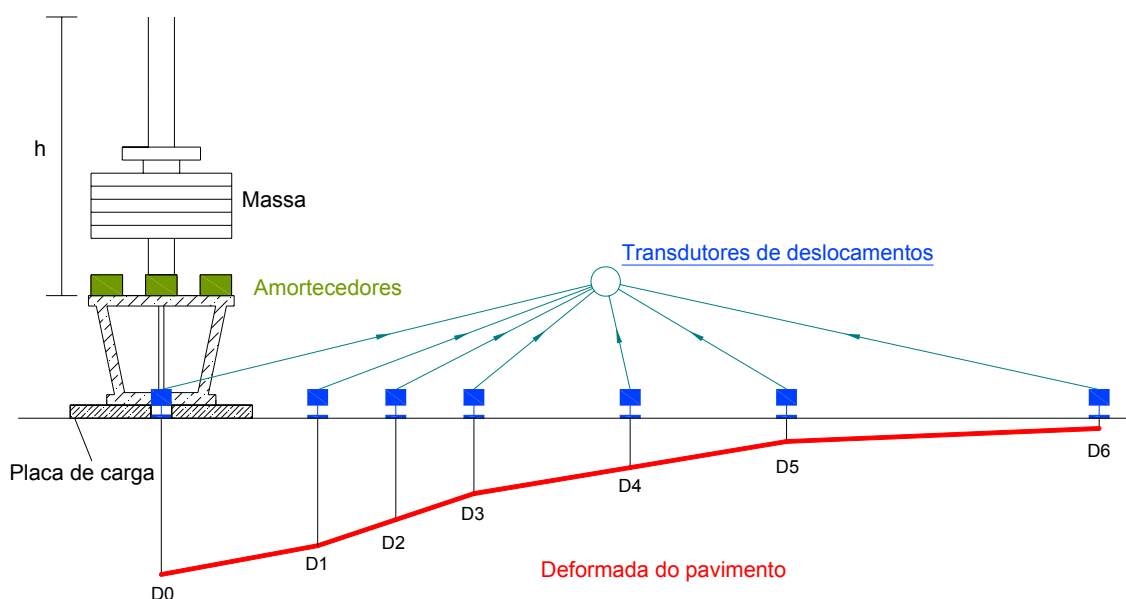


Figura 4.8 – Ensaio de carga com deflectómetro de impacto

Durante a execução do ensaio, verificam-se, para uma determinada altura de queda, pequenas variações da força de pico aplicada. Estas variações podem estar associadas às características de deformabilidade do meio ensaiado, à existência de atrito no sistema de guiamento da massa cadente e à variação de deformabilidade dos amortecedores com a temperatura. Com o objectivo de compensar essas variações, procede-se à normalização das deflexões medidas, através da sua multiplicação por um factor igual ao quociente entre uma força padrão e o valor da força medida em cada ensaio. A normalização pode ser efectuada através da aplicação da seguinte expressão [FAA; 2004]:

$$D_n = D_m \frac{F_p}{F_m} \quad (4.1)$$

Em que:

D_n – Deflexão normalizada;

D_m – Deflexão medida;

F_p – Força padrão

F_m – Força medida

Na Figura 4.9, mostra-se o deflectómetro de impacto do LNEC.

Na interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de carga são utilizados modelos de comportamento estrutural para calcular a resposta do pavimento à solicitação aplicada no referido ensaio, que é comparada com a resposta medida no ensaio. Procura-se assim, por tentativas, encontrar o conjunto de módulos de deformabilidade das camadas dos pavimentos a que corresponde uma deformada teórica semelhante à que foi medida no ensaio (retro-análise).



Figura 4.9 – Deflectómetro de impacto do LNEC

Importa referir que a deformada do pavimento, medida no decurso da realização dos ensaios de carga, depende das várias camadas que o constituem, ou seja, os valores das deflexões que são medidas nos transdutores de deslocamentos reflectem a contribuição estrutural específica do conjunto de camadas que constituem o pavimento. Na Figura 4.10, mostra-se um esquema que pretende traduzir a influência que cada camada tem na definição da deformada, para o caso de um pavimento flexível típico [Almeida, J.R.; 1993; UKHA; 1999; Simona, F.; 2004]. Verifica-se em geral, que a deflexão medida no primeiro transdutor (D_0), traduz a resposta estrutural do conjunto pavimento – solo de fundação, enquanto que a deflexão registada no último sensor (D_6), reflecte unicamente a resposta do solo de fundação.

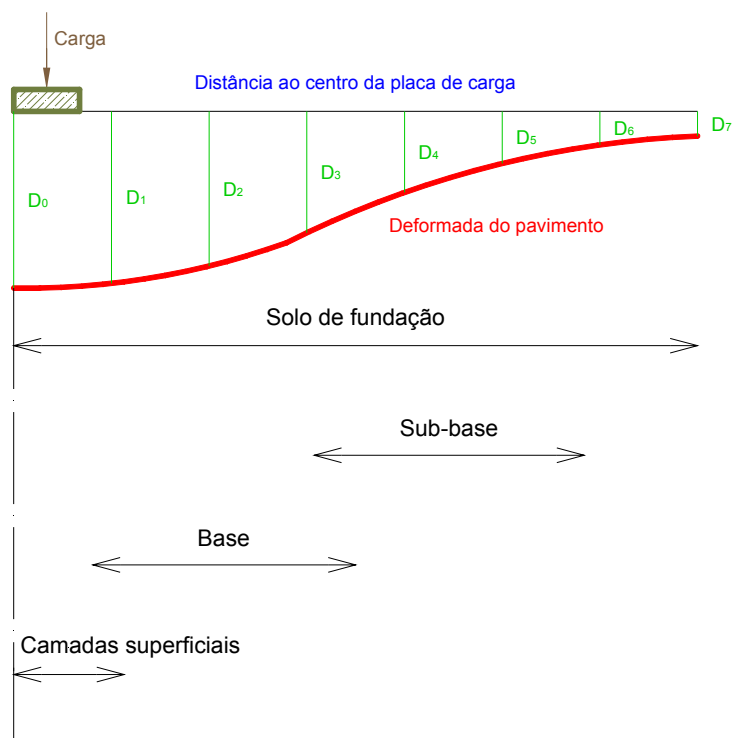


Figura 4.10 – Influência das camadas do pavimento na definição da deformada medida
[Almeida, J.R.; 1993; UKHA; 1999; Fontul, S.; 2004]

4.4 Metodologia seguida na execução dos ensaios de carga

Devido à especificidade que a estrutura do pavimento em estudo apresentava, e tendo especial atenção que um dos objectivos dos ensaios de carga era o de avaliar a contribuição das juntas do pavimento rígido antigo na resposta do pavimento reforçado, foi estabelecida uma metodologia de ensaio de modo a garantir que as juntas do pavimento rígido antigo fossem localizadas e que o comportamento do pavimento nas suas proximidades era caracterizado.

De acordo com as normas AASHTO T256-01 e ASTM D4695-03, para pavimentos flexíveis e rígidos do tipo betão armado contínuo, os pontos ensaiados com o deflectómetro de impacto, devem distar entre si de 10 m a 50 m (para o caso do nível de “projecto detalhado”). Estas normas também prevêem, para pavimentos rígidos compostos por lajes de betão simples com juntas, a execução dos ensaios no centro das lajes, assim como, nas proximidades das juntas ou fendas, por forma a avaliar a eficácia de transferência de carga das juntas (vd Anexo 2).

Para o caso dos pavimentos semi-rígidos a UK Highways Agency, recomenda que os pontos ensaiados distem entre si de 0,2 m a 1,0 m, com o objectivo de se localizarem as fendas e aferir o seu grau de severidade [UKHA; 1999]. No caso de pavimentos rígidos aeroportuários reforçados com camadas betuminosas, a FAA recomenda a execução de ensaios de carga com o deflectómetro de impacto nos seguintes locais [FAA; 2004]:

- ⇒ centro da laje;
- ⇒ juntas transversais e longitudinais;
- ⇒ canto da laje;
- ⇒ fendas transversais e longitudinais (caso as fendas estejam reflectidas na camada betuminosa).

Tendo em atenção os vários procedimentos de ensaio preconizados, e o facto de as lajes de betão estarem cobertas por camadas de reforço em misturas betuminosas contínuas, para cada uma das lajes ensaiadas seguiu-se a seguinte metodologia de ensaio (Figura 4.11):

- ⇒ ensaios no centro da laje;
- ⇒ ensaios na zona das juntas:
 - ⇒ início: 0,5 m antes do local onde se presume que esteja a junta;
 - ⇒ fim: 0,5 m depois daquele local;
 - ⇒ espaçamento ente pontos: 0,1 m.

Os ensaios realizados na zona central das lajes de betão, tiveram como objectivo a estimativa dos módulos de deformabilidade das camadas, através dos processos de retro-análise habitualmente utilizados [Fontul, S.; 2004].

A metodologia usada nos ensaios das juntas, teve como objectivo detectar a presença da junta através dos resultados dos ensaios e avaliar a resposta do pavimento nessa zona, por forma a usar os resultados na modelação da resposta do pavimento tendo em consideração as juntas. Este método assenta no princípio de que à medida que os pontos de aplicação da carga se vão aproximando da junta, o valor da deflexão medida no centro da placa (D_0) vai aumentando, obtendo-se o valor máximo quando a

placa de carga está assente sobre a junta. A partir daí, o valor medido da deflexão vai diminuindo à medida que a distância da junta ao ponto ensaiado vai aumentando.

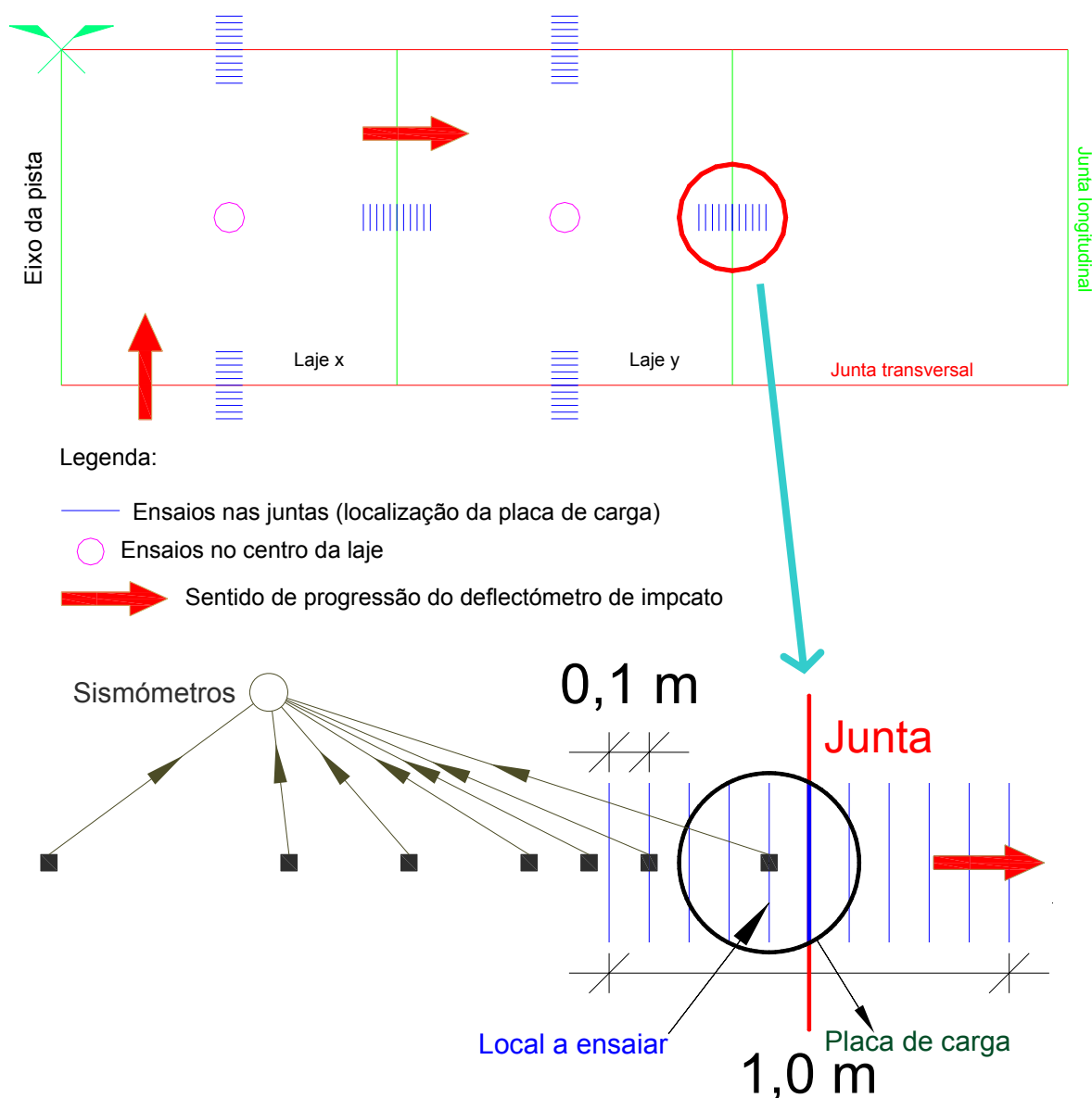


Figura 4.11 – Metodologia seguida nos ensaios de carga

Tendo em vista realizar os ensaios de carga em pavimentos rígidos nas condições ambientais mais desfavoráveis (vd 3.4), bem como minimizar os condicionamentos de acesso à pista impostos pelo funcionamento do aeroporto, os ensaios de carga foram efectuados em período nocturno. O pavimento foi ensaiado em dois períodos distintos, o primeiro entre 24/01/2006 e 25/01/2006, e o segundo entre 14/03/2006 e 16/03/2006.

As lajes foram marcadas tendo como referência o topo 35 da pista e com base no conhecimento das suas dimensões, sendo a presumível localização dos seus cantos assinalada com recurso a cones de sinalização. O centro das lajes foi determinado através da intersecção das linhas diagonais das lajes, que tinham como origem os cantos. De modo a efectuar os ensaios em pontos com um afastamento entre si de 0,10 m, utilizou-se uma régua metálica graduada de 0,10 m em 0,10 m, posicionada perpendicularmente às juntas e centrada nestas (Figura 4.12). Apesar de as lajes de betão estarem cobertas pela camada de reforço, as zonas da pista ensaiadas foram identificadas com a designação de “Laje” seguida de um número que indica a ordem em que estas foram ensaiadas. Foi seleccionado um número total de seis lajes para ensaio.

Foi adoptada a seguinte configuração para o equipamento deflectómetro de impacto do LNEC, durante a realização dos ensaios de carga na pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro:

- ⇒ seis amortecedores em cada face;
- ⇒ massa cadente suplementar;
- ⇒ massa intermédia suplementar;
- ⇒ placa de carga com 0,45 m de diâmetro;
- ⇒ posição dos sismómetros em relação ao centro da placa de carga: 0 (D₀); 0,30 (D₁); 0,45 (D₂); 0,60 (D₃); 0,90 (D₄); 1,20 (D₅) e 1,80 (D₆) m;
- ⇒ força de pico de 150 kN.



Figura 4.12 – Realização dos ensaios de carga nas juntas das lajes

Na Figura 4.13, indica-se a localização das zonas da pista (correspondente às lajes) que foram ensaiadas.

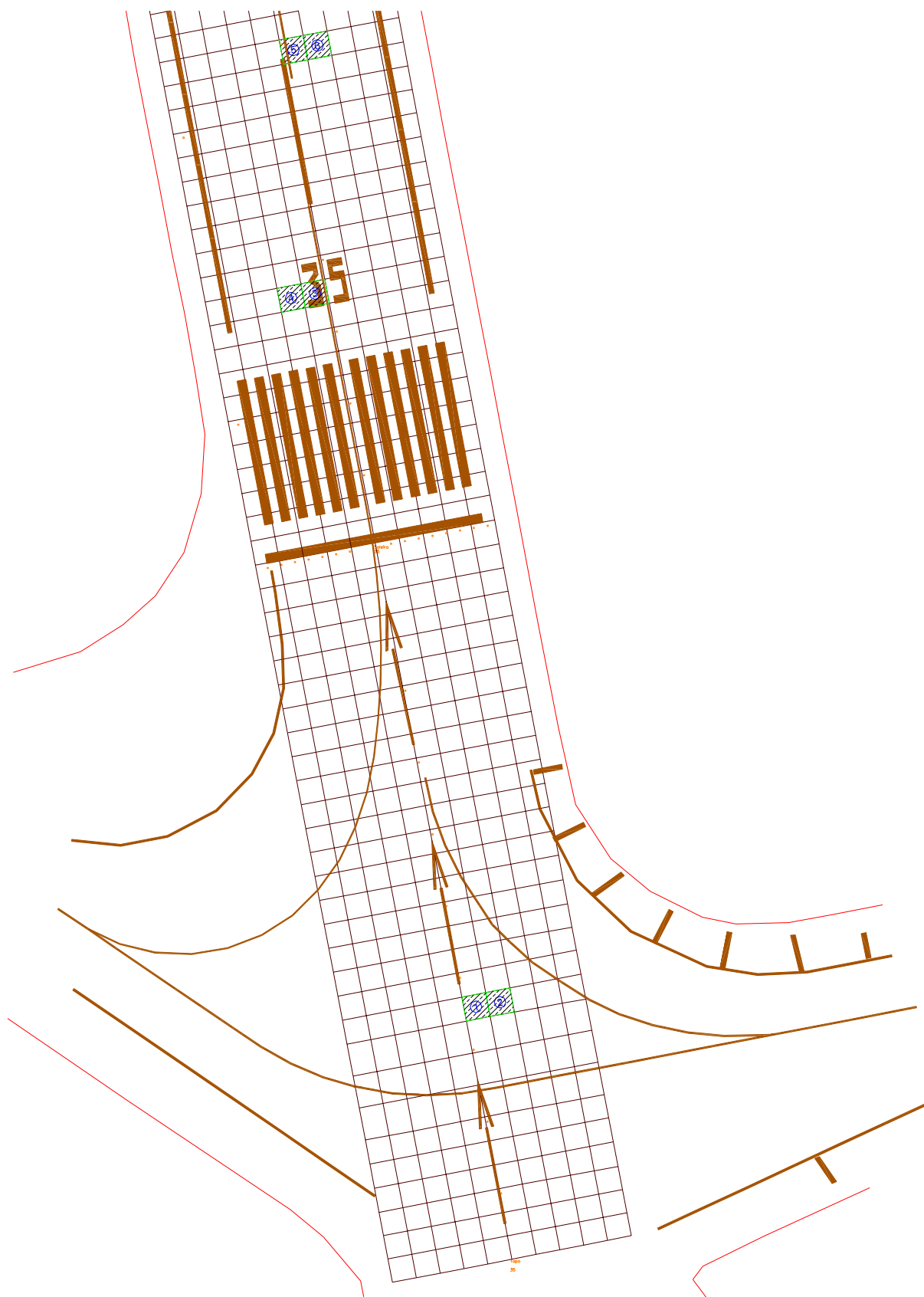


Figura 4.13 – Localização das lajes ensaiadas da pista 17-35

4.5 Resultados obtidos nos ensaios de carga

Neste sub-capítulo apresentam-se e analisam-se sumariamente os resultados obtidos nos ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto realizados de acordo com a metodologia apresentada na secção anterior.

No Quadro 4.1, mostram-se as deflexões obtidas nos ensaios efectuados no centro de cada uma das lajes ensaiadas. Os resultados apresentados correspondem aos valores das deflexões normalizados para uma força de pico de 150 kN.

Quadro 4.1 – Deflexões obtidas nos ensaios de carga realizados no centro das lajes

Laje	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	Data
	μm							
1	138	116	110	103	96	87	75	24-01-2006
2	154	129	124	115	107	97	82	25-01-2006
3	160	129	125	116	105	94	78	14-03-2006
4	216	165	150	138	123	105	82	14-03-2006
5	169	139	132	122	113	100	80	15-03-2006
6	230	181	160	145	130	116	95	16-03-2006

Da análise dos resultados apresentados no Quadro 4.1, verifica-se que as lajes apresentaram comportamentos estruturais distintos, mesmo no caso das lajes contíguas, visto que as diferenças entre as deflexões registadas são notórias.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados no centro das lajes serão utilizados para a determinação dos módulos de deformabilidade das várias camadas do pavimento.

No Anexo 4, apresentam-se os resultados dos ensaios realizados nas zonas das juntas transversais e longitudinais.

No Quadro 4.2 apresentam-se, para cada uma das juntas ensaiadas, os valores máximos e mínimos das deflexões medidas no centro da placa de carga, assim como a localização dos pontos onde se registaram esses valores extremos.

Quadro 4.2 – Valores máximos e mínimos da deflexão D_0 obtidos nos ensaios das juntas transversais e longitudinais das lajes

Laje	Junta		D_0^{\max}	D_0^{\min}	$D_0^{\max} - D_0^{\min}$	Local [≅]		Data
	Tipo	Designação	(μm)			D_0^{\max}	D_0^{\min}	
1	T	JT 1_1	216	178	38	Junta	0,50 m a	24-01-2006
		JT 1_2	180	153	27	Junta	0,50 m a	25-01-2006
2	T	JT 2_1	242	194	48	Junta	0,40 m a	25-01-2006
		JT 2_2	233	194	38	Junta	0,50 m d	25-01-2006
3	T	JT 3_1	185	170	16	0,50 m a	0,50 m d	14-03-2006
		JT 3_2	156	145	11	0,50 m d	0,4 m a	14-03-2006
4	T	JT 4_1	164	158	6	0,50 m d	0,20 m d	14-03-2006
		JT 4_2	183	173	11	Junta	0,50 m a	14-03-2006
5	T	JT 5_1	188	167	21	Junta	0,50 m a	15-03-2006
		JT 5_2	198	178	20	Junta	0,50 m a	15-03-2006
6	T	JT 6_1	230	225	5	Junta	0,50 m d	16-03-2006
	T	JT 6_2	221	181	41	0,40 m a	0,50 m d	16-03-2006
1_2	L	JL 1_2_1	249	213	35	Junta	0,50 m a	25-01-2006
2	L	JL 1_2_2	220	185	35	Junta	0,50 m a	25-01-2006
3_4	L	JL 3_4_1	273	229	44	Junta	0,50 m a	15-03-2006
4	L	JL 3_4_2	235	203	31	Junta	0,50 m d	15-03-2006
5_6	L	JL 5_6_1	260	210	49	Junta	0,50 m d	15-03-2006
6	L	JL 5_6_2	189	172	17	Junta	0,50 m d	15-03-2006

Legenda:

T – Junta transversal

L – Junta longitudinal

≅ – Localização estimada da junta

a – Antes do local estimado da junta (tomando como referência o sentido de deslocamento do equipamento)

d – Depois do local estimado da junta (tomando como referência o sentido de deslocamento do equipamento)

No Quadro 4.3, mostram-se os valores das temperaturas medidas aquando da realização dos ensaios de carga nas juntas. No decurso dos ensaios nas juntas, mediram-se as temperaturas do ar, da superfície do pavimento e também as temperaturas das camadas betuminosas a várias profundidades (Figura 4.14).

Quadro 4.3 – Valores da temperatura medidos nos ensaios de carga realizados nas juntas

Laje	Junta		Temperatura (°C)				
	Tipo	Designação	T _{ar}	T _{sup}	T _{2,5cm}	T _{5,0 cm}	T _{7,5 cm}
1	T	JT 1_1	9	9	10		
		JT 1_2					
2	T	JT 2_1	10	10			
		JT 2_2					
3	T	JT 3_1	10	10			
		JT 3_2	8	9			
4	T	JT 4_1	8	10			
		JT 4_2	11	10			
5	T	JT 5_1	8	12			
		JT 5_2	10	11			
6	T	JT 6_1	11	12	13	14	15
	T	JT 6_2	11	12			
1_2	L	JL 1_2_1					
2	L	JL 1_2_2					
3_4	L	JL 3_4_1	11	11	14	15	16
4	L	JL 3_4_2	8	9	13	15	16
5_6	L	JL 5_6_1	9	10			
6	L	JL 5_6_2					

Legenda:

T – Junta transversal

J – Junta longitudinal

T_{ar} – Temperatura do ar

T_{sup} – Temperatura da superfície da camada de desgaste em betão betuminoso

T_{2,5cm}; T_{5,0cm}; T_{7,5cm} – Temperatura das camadas betuminosas a 2,5 cm, 5,0 cm e 7,5 cm de profundidade, respectivamente.



Figura 4.14 – Medição da temperatura das camadas betuminosas a várias profundidades

Dos resultados obtidos nos ensaios realizados nas proximidades das juntas pode-se concluir que:

- ⇒ a metodologia de ensaio utilizada permitiu identificar claramente a presença das juntas do pavimento rígido sob a camada de reforço, com exceção dos ensaios realizados nas proximidades das juntas JT 3_1, JT 3_2, JT 4_1, JT 4_2, JT 6_1, JT 6_2 e JL 5_6_2. Nestes ensaios constatou-se que as deflexões obtidas em ensaios realizados nas proximidades das juntas se mantêm quase constantes, ou seja, o pavimento comporta-se praticamente como se fosse contínuo (Figura 4.15). Observa-se que no ensaio realizado nas proximidades das junta JT 6_2, se obteve uma variação significativa das deflexões, não se detectando no entanto a localização da junta.
- ⇒ para além das juntas com o comportamento anteriormente descrito, podem-se ainda identificar dois grupos de juntas, correspondentes a menor (Figura 4.16) ou maior (Figura 4.17) transferência de carga nas juntas, expressa através da diferença entre o valor máximo e mínimo das deflexões.

O comportamento observado nos ensaios descritos anteriormente será utilizado para o estabelecimento de modelos de comportamento das juntas do pavimento em betão.

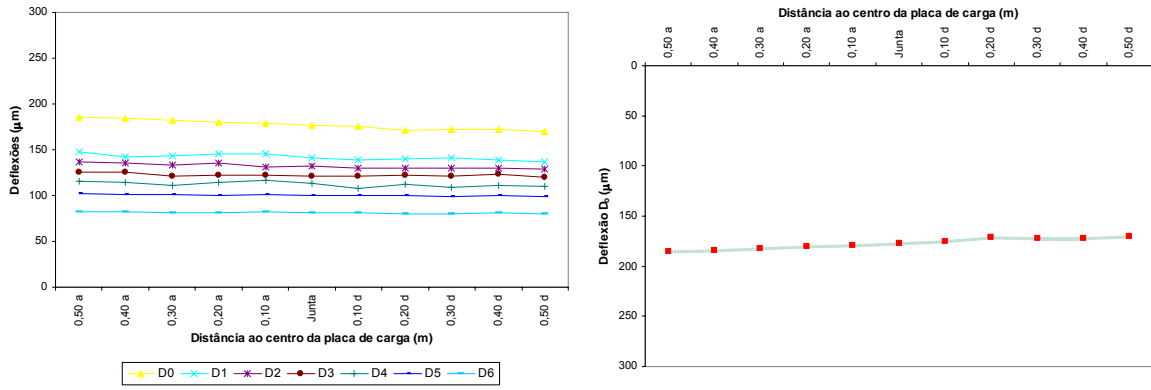


Figura 4.15 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 3_1

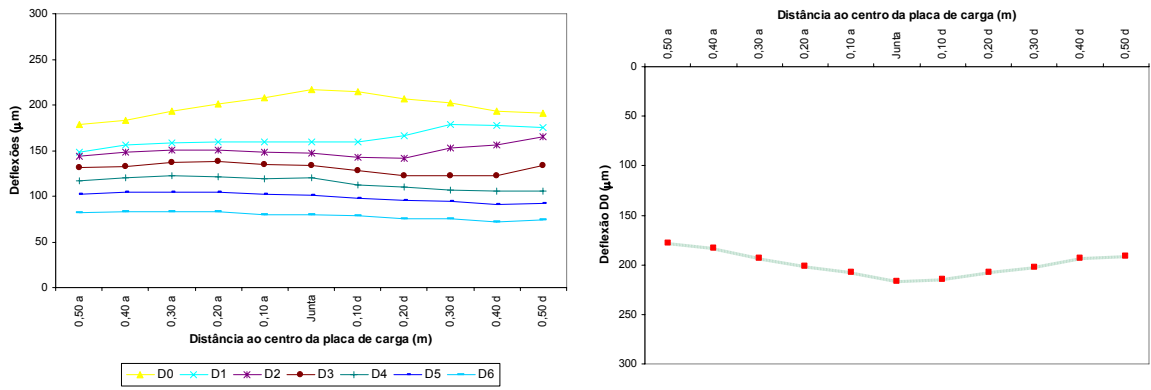


Figura 4.16 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 1_1

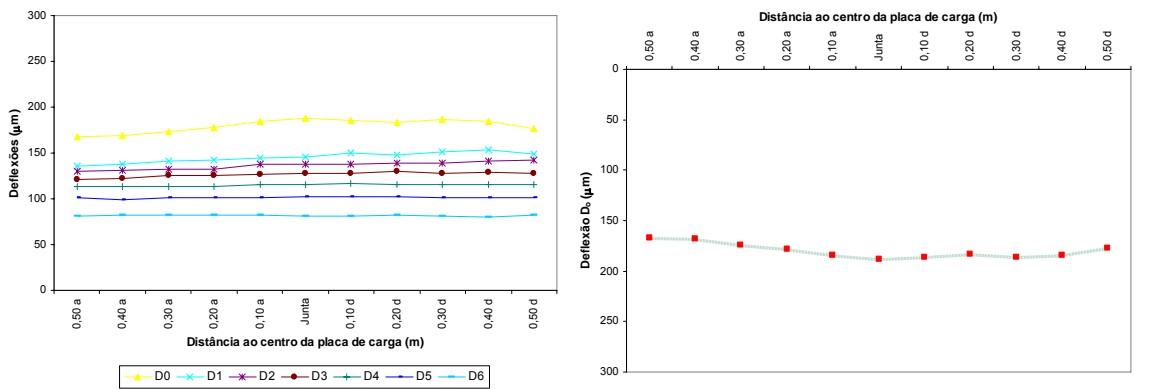


Figura 4.17 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 5_1

4.6 Conclusões

Os resultados experimentais apresentados neste capítulo referem-se aos ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto, realizados numa zona da pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro onde o pavimento, inicialmente composto por lajes de betão simples com juntas, foi reforçado pela aplicação de camadas betuminosas. Os objectivos que se pretendiam alcançar com os ensaios de carga, eram os de avaliar a influência das juntas das lajes no comportamento estrutural do pavimento em estudo¹³ e utilizar esses resultados na calibração do modelo numérico do pavimento.

Utilizou-se o equipamento deflectómetro de impacto, não só pelo facto de existir no LNEC, mas por este ser o equipamento para ensaios de carga não destrutivos que, na actualidade, melhor simula as cargas geradas pelos veículos (valor de pico, tempo de carga). Por outro lado, o procedimento de ensaio é relativamente simples, traduzindo-se numa maior rapidez de execução quando comparado com outros equipamentos para ensaios de campo, nomeadamente a viga Benkelman.

Foram realizados ensaios no centro das lajes, com o intuito de estimar os valores dos módulos de deformabilidade das camadas do pavimento.

Para se detectar o efeito da junta na resposta do pavimento durante o ensaio, definiu-se uma metodologia que consistiu em realizar ensaios em pontos espaçados entre si de 0,10 m, numa vizinhança da junta localizada até 0,5 m para cada lado do local onde se suponha que estivesse a junta. Os ensaios de carga realizados nas juntas, de acordo com essa metodologia, permitiram reconhecer três comportamentos estruturais distintos. Uma parte dos resultados obtidos evidenciaram claramente a existência de uma descontinuidade no pavimento; num segundo grupo, foi detectada a presença da junta, embora de uma forma menos nítida, e os restantes resultados correspondem a uma resposta semelhante à que se obteria num meio contínuo (sem juntas).

¹³ Considera-se que o pavimento corresponde ao conjunto [pavimento existente + reforço].

A gama de resultados obtidos nos ensaios de carga com deflectómetro de impacto foi tida em consideração no desenvolvimento de modelos de comportamento do pavimento em apreço.

5 MODELAÇÃO DO PAVIMENTO EM ESTUDO PELO MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

5.1 Introdução

Como já foi referido anteriormente (vd Capítulo 2), os modelos utilizados habitualmente na análise estrutural de pavimentos apresentam limitações quando se pretendem estudar pavimentos rígidos devido às particularidades que são inatas a estes pavimentos, nomeadamente a existência de descontinuidades (juntas), armaduras, dispositivos de transferência de carga entre lajes. Para obviar os problemas que estas limitações impõem, permitindo uma modelação do comportamento estrutural dos pavimentos mais próxima da realidade, é necessário o recurso a modelos baseados em métodos numéricos robustos e versáteis que permitam ter em conta as particularidades que estas estruturas apresentam.

Tais métodos inserem-se no universo dos métodos mecânicos computacionais, de entre os quais se destacam o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos. No presente trabalho apenas se focará o método das diferenças finitas, uma vez que será este o utilizado para modelar um pavimento rígido reforçado. O método das diferenças finitas é um procedimento numérico para a resolução de equações diferenciais no domínio da física e da engenharia, descrito em diversas publicações [Lemos, J.V.; 2001; Itasca; 2005].

Trata-se de um método numérico muito versátil, que permite com relativa simplicidade considerar os seguintes aspectos:

- modelação das propriedades dos materiais, nomeadamente tendo em conta modelos de comportamento complexos dos materiais não-lineares, modelos visco-elásticos, etc;
- simulação das condições de fronteira de modo adequado;

- modelação de domínios com geometrias diversas;
- possibilidade de efectuar uma análise dinâmica para além da análise estática.

No método das diferenças finitas, cada derivada do conjunto de equações que regem um determinado problema, é substituída directamente por uma expressão algébrica em termos de campos de variáveis (tensões, deslocamentos, etc.) em pontos discretos no espaço. Esta formulação apresentava algumas limitações quando se pretende efectuar a análise de problemas com domínios irregulares e condições de fronteira diferenciadas. Recentemente, o desenvolvimento deste método através da aplicação de técnicas de diferenças por integração, tem vindo a permitir uma maior flexibilidade através da discretização dos modelos em malhas organizadas por zonas [Lemos, J.V.; 2001; Itasca; 2005]. Nestas formulações são calculados em cada zona os valores médios das variáveis, como deformações, variações de extensões, e forças nodais equivalentes devidos aos esforços aplicados ou internos [Wilkins, M.L.; 1964]. Este desenvolvimento permitiu que o método das diferenças finitas se aproximasse bastante do método dos elementos finitos, podendo a equivalência entre os dois tipos de métodos ser provada para alguns tipos de elementos [Benson, D.J.; 1992].

Conforme já referido, no presente estudo recorreu-se ao programa de cálculo automático FLAC, tendo em vista modelar a resposta do pavimento reforçado na zona da junta.

A metodologia que foi adoptada para a concepção do modelo numérico do pavimento em estudo e posterior análise estrutural, foi a seguinte:

- ⇒ efectuou-se uma retro-análise com o programa de cálculo automático BISAR, dos resultados obtidos nos ensaios de carga no centro das lajes, com o objectivo de se estimarem as características de deformabilidade para as várias camadas do pavimento¹⁴;
- ⇒ a partir das características de deformabilidade estimadas com o BISAR, calibrou-se o modelo numérico plano com o programa FLAC 5, mais uma vez, para os

¹⁴ Devido ao facto de que, entre a laje de betão e a camada de reforço, existe uma grelha de fibra de vidro, na retro-análise considerou-se que não havia aderência total entre estas camadas, pelo que se definiu um plano de separação, com determinadas características de deformabilidade. Para o caso do modelo numérico foi considerada a mesma situação.

ensaios realizados no centro das lajes, essa calibração consistiu na definição do número de zonas e na profundidade da camada inferior do solo de fundação;

- ⇒ efectuou-se a definição e calibração do modelo numérico tridimensional com o programa FLAC 3D, considerando a existência das juntas nas lajes de betão, para a situação da aplicação da carga sobre a junta. Neste processo foram definidas as características de deformabilidade das juntas; os modelos tridimensionais do pavimento foram desenvolvidos com o objectivo de simular os diferentes comportamentos das juntas que foram obtidos nos ensaios de carga (vd 4.5), e também para evidenciar os méritos dos métodos numéricos na análise de pavimentos com descontinuidades na direcção horizontal;
- ⇒ após a geração e calibração dos vários modelos, procedeu-se à comparação das tensões e extensões obtidas com estes programas de cálculo automático, para as várias situações de aplicação da carga.

5.2 Programa de cálculo automático FLAC

5.2.1 Introdução

O FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) é um programa de cálculo automático baseado no método das diferenças finitas. O cálculo explícito (Figura 5.1) e o modo de discretização que são utilizados neste programa, permitem uma modelação adequada de sistemas contínuos e a resolução de problemas de equilíbrio tridimensional com grande complexidade geométrica e física.

O cálculo explícito traduz-se na análise do problema em cada incremento de tempo, sendo processadas duas séries de cálculos:

- i. Através das equações de movimento calculam-se as novas velocidades e deslocamentos, em cada incremento;
- ii. Aplicam-se as relações constitutivas, obtendo-se novos esforços (tensões), que podem ser transformados em forças, que por sua vez são substituídas nos respectivos termos da equação de movimento no próximo incremento de tempo.

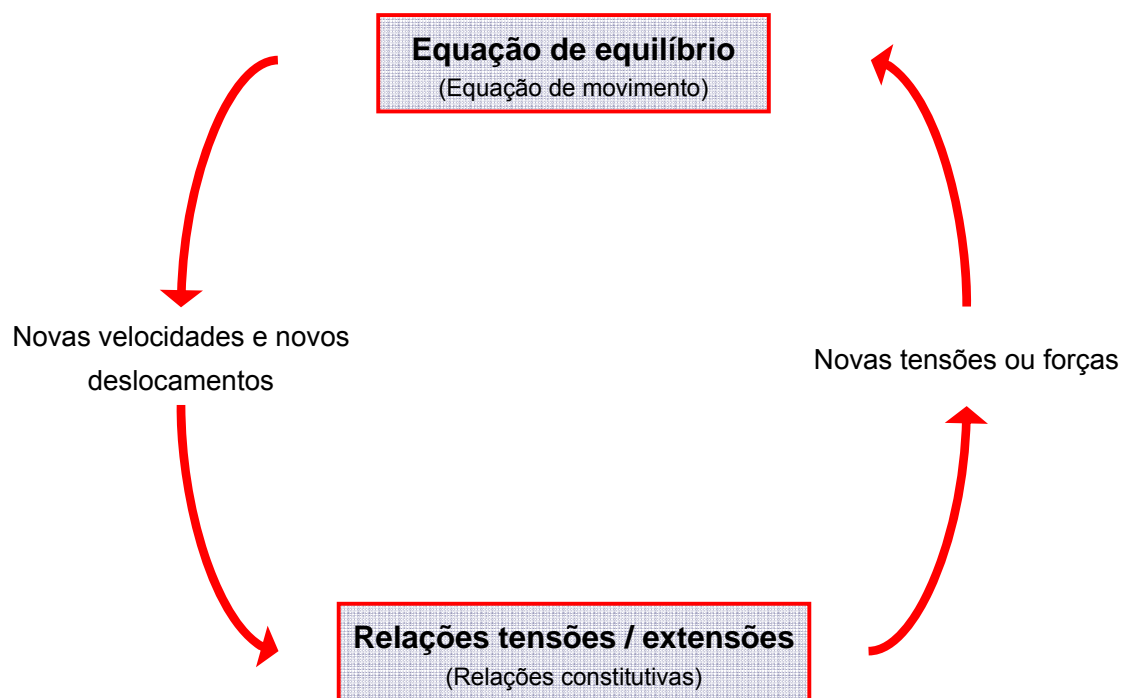


Figura 5.1 – Ciclo básico de cálculo explícito

Para se aplicar um modelo que representa uma determinada estrutura usando o programa FLAC, é necessário definir três componentes fundamentais para a resolução do problema:

- ⇒ grelha das diferenças finitas (estabelecendo-se o número de zonas), que define a geometria do problema;
- ⇒ relações constitutivas e propriedades dos materiais, que servem de base ao cálculo da resposta do modelo, quando solicitado;
- ⇒ condições iniciais e de fronteira, que simulem de forma adequada as condições in-situ.

5.2.2 Definição do modelo numérico do pavimento

Foram definidos dois modelos numéricos do pavimento em estudo, um modelo plano axissimétrico e um modelo tridimensional. O modelo plano foi utilizado para analisar a situação de aplicação da carga circular no centro da laje¹⁵; o modelo tridimensional foi utilizado para a consideração da aplicação da carga sobre a junta.

O modelo 2D, foi também desenvolvido com o intuito de adquirir competências, ao nível do programa de cálculo automático FLAC. De referir ainda que, em qualquer dos modelos considerados, admitiu-se que os materiais das várias camadas constituintes do pavimento tinham um comportamento elástico-linear. A solicitação induzida pelo deflectómetro de impacto foi assimilada a uma carga vertical uniformemente distribuída numa área circular à superfície do pavimento. Esta é também a forma como habitualmente se idealizam as acções induzidas pela passagem das rodas dos trens principais dos aviões.

Tendo em atenção a estrutura do pavimento (vd 4), para a definição do modelo de comportamento estrutural, considerou-se que o pavimento era constituído por cinco camadas. Importa referir que as camadas betuminosas, devido à familiaridade entre os materiais que as constituem e de acordo com as recomendações habituais [COST 336; 1996; UKHA; 1999], foram agrupadas numa só camada, perfazendo uma espessura total de 0,20 m. Salienta-se também que, para além da camada superior, admitiu-se que a fundação era composta por uma camada inferior mais rígida, que representa a zona mais comprimida do solo de fundação. No programa BISAR essa camada é considerada como um meio semi-infinito, enquanto que no FLAC a espessura da camada inferior do solo (2,7 m) foi estabelecida no processo de calibração do modelo numérico (vd 5.3), em que se consideraram vários valores e optou-se por aquele que, para as características de deformabilidade consideradas, permitiu obter uma deformada calculada o mais próxima possível da deformada

¹⁵ Devido às características da estrutura em análise, nomeadamente o tipo de solicitação, no modelo plano pode-se considerar o caso axissimétrico. Ao aplicar-se a carga sobre a junta a axissimetria não é verificada, pelo que só se poderia aplicar o modelo plano se a carga fosse infinita na direcção perpendicular ao plano X-Y.

medida nos ensaios de carga (vd Anexo 5). A definição da espessura da camada inferior do solo de fundação foi efectuada para a laje 1 e para os ensaios realizados no seu centro, tendo-se considerado a mesma espessura para as restantes lajes. Neste processo de ajuste da espessura também se estudou o número de zonas, segundo a direcção Y, necessárias para modelar correctamente a camada. Assim, o modelo numérico do pavimento apresenta a seguinte estrutura (Figura 5.2):

- camada de reforço (conjunto de todas as camadas betuminosas) com 0,20 m de espessura (①);
- laje de betão com 0,40 m de espessura (②);
- camada de base em betão pobre com 0,10 m de espessura (③);
- camada superior do solo de fundação com 0,60 m de espessura (④);
- camada inferior do solo de fundação (camada inferior) com 2,7 m de espessura (⑤).

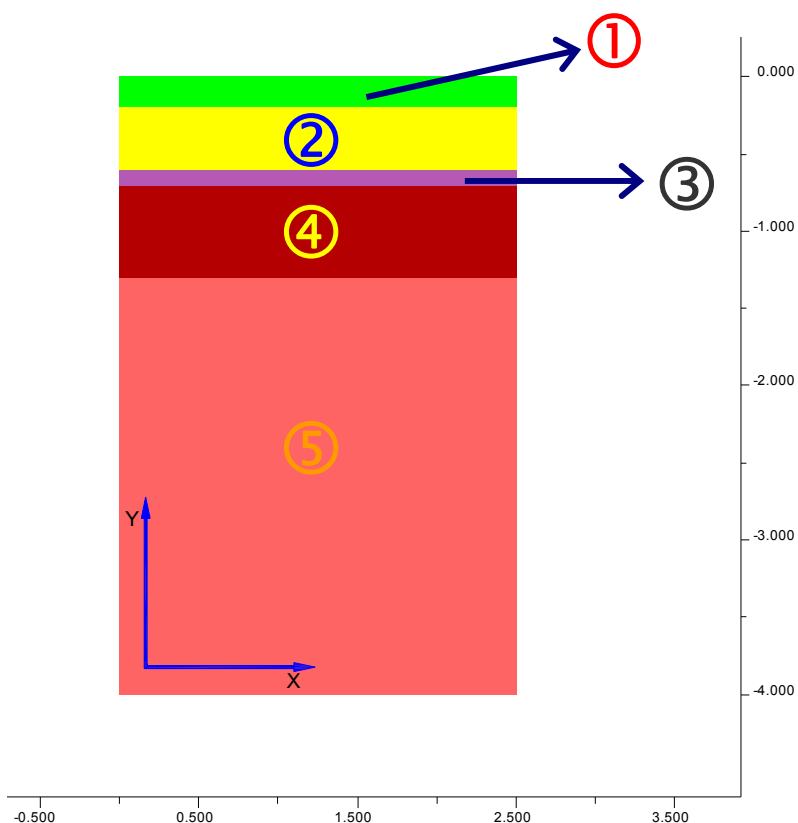


Figura 5.2 – Camadas do pavimento consideradas no modelo numérico

O modelo numérico desenvolvido, referente à aplicação da carga no centro da laje, visou a definição das suas características geométricas e físicas com base nos

resultados dos ensaios de carga com o deflectómetro de impacto, das quais se destacam as seguintes:

- profundidade;
- número de zonas;
- condições de fronteira.

Como as lajes têm as dimensões em planta de 5 m × 5 m, para este modelo considerou-se que a estrutura do pavimento era simétrica, pelo que se idealizou a laje como sendo um cilindro com 2,5 m de raio, tendo-se efectuado os cálculos para uma secção radial com esta dimensão.

O modelo numérico tridimensional serviu para estudar a influência da descontinuidade introduzida no pavimento pela junta na sua resposta às acções.

Devido à presença da grelha de fibra de vidro entre a laje de betão e a camada de reforço, para o estabelecimento do modelo de comportamento estrutural do pavimento, considerou-se que o reforço não apresentava aderência total, pelo que existe a necessidade de simular as condições de aderência entre a laje e a camada de reforço. A modelação do plano de contacto entre as duas camadas no FLAC foi efectuada por intermédio da definição de interfaces que, através da definição das suas características de deformabilidade, permitem estabelecer várias condições de aderência. As juntas transversais ou longitudinais das lajes também foram modeladas com recurso a interfaces. No modelo plano, devido à condição de axissimetria, apenas se considerou a interface referente ao plano de contacto (Figura 5.3). Neste modelo a interface é definida por um elemento linear (unidimensional), enquanto que no modelo tridimensional foram estabelecidas duas interfaces, sendo compostas por elementos triangulares planos (Figura 5.4).

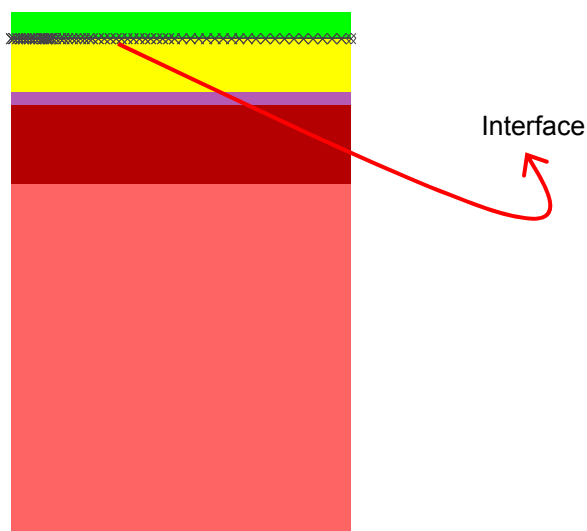


Figura 5.3 – Interface entre a camada de reforço e a laje (modelo plano)

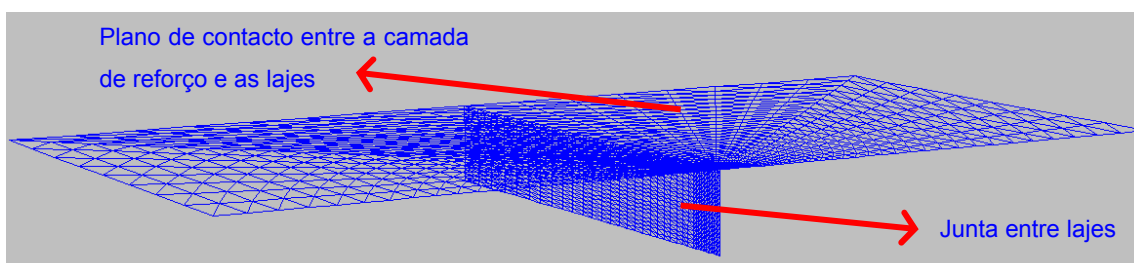


Figura 5.4 – Interfaces definidas (modelo tridimensional)

Modelo plano (2D) - Axissimétrico

O modelo plano axissimétrico foi concebido através de uma grelha de diferenças finitas composta por elementos de grelha rectangulares (Figura 5.5). Para este caso a solicitação induzida no pavimento pela carga aplicada nos ensaios foi assimilada a uma tensão normal de cerca de 943 kPa, distribuída por uma área circular com raio igual ao da placa de carga (0,225 m).

Os deslocamentos no plano X-Y dos nós dos elementos de grelha, localizados na base do modelo, foram restringidos. Como para este caso foi considerada axissimetria, ficam automaticamente restringidos os deslocamentos na direcção X, na fronteira correspondente ao eixo de revolução (Figura 5.6).

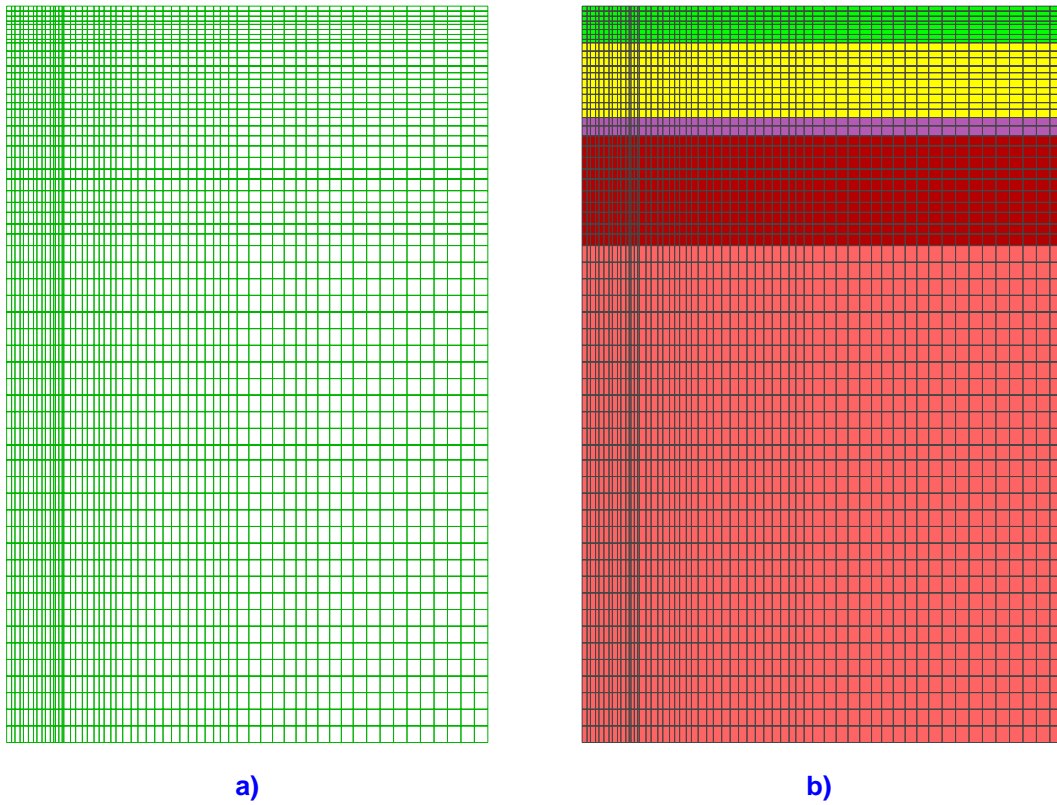


Figura 5.5 – Modelo plano axissimétrico do pavimento: a) grelha de diferenças finitas; b) camadas constituintes do pavimento em estudo

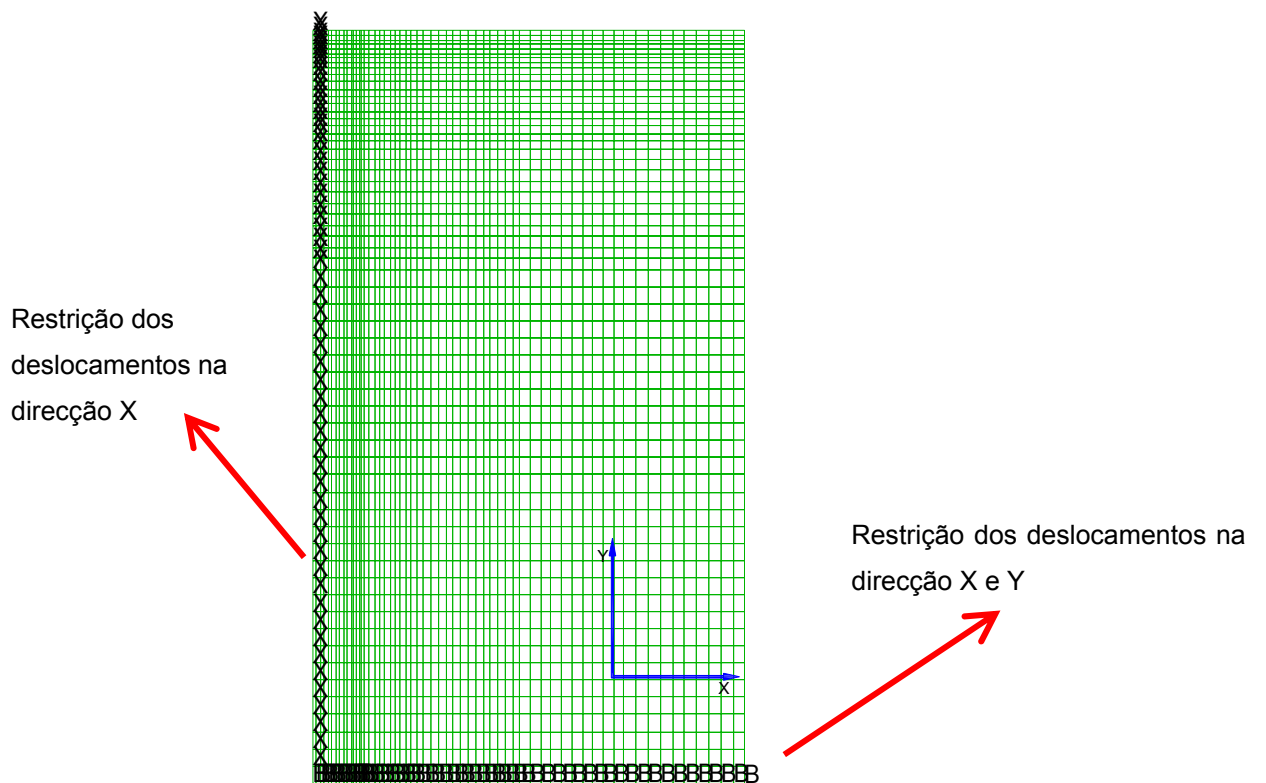


Figura 5.6 – Condições de fronteira (modelo plano)

Modelo tridimensional (3D) – Aplicação da carga sobre a junta

No caso tridimensional o pavimento foi modelado com recurso ao elemento de grelha *Radcylinder* do FLAC 3D (Figura 5.7). Neste caso, tem-se em consideração que as condições geométricas da estrutura e da carga aplicada permitem considerar simetria relativamente aos planos X-Z e Y-Z. De acordo com as condições de simetria, para a modelação da aplicação da carga sobre a junta, considerou-se um modelo simétrico ao plano perpendicular da junta, tomando-se assim uma laje, cujas dimensões em planta são de 5,0 m × 2,5 m (Figura 5.9).

Relativamente às condições de fronteira, para garantir as condições de simetria os deslocamentos na direcção Y foram restringidos no plano X-Z. Na base do pavimento (plano X-Y) todos os deslocamentos foram restringidos.

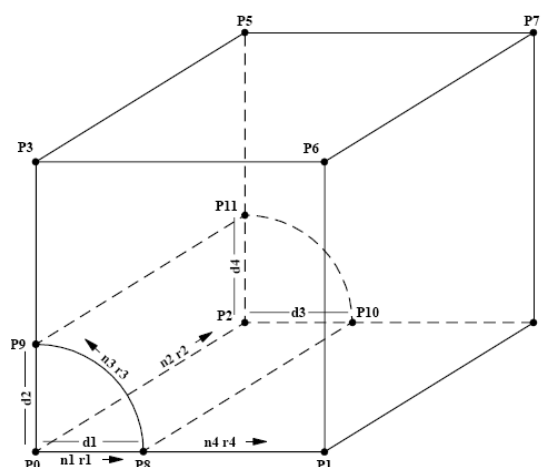


Figura 5.7 – Elemento de grelha *Radcylinder* utilizado para modelar o pavimento

Para simular a carga aplicada nos ensaios, aplicou-se ao modelo tridimensional uma tensão vertical de 943 kPa. Uma vez que a carga gerada pelo deflectómetro de impacto é aplicada ao pavimento por intermédio de uma placa de carga circular, utilizou-se o elemento de grelha *Radcylinder*, de modo a ser possível aplicar ao modelo a tensão correspondente a uma carga de 150 kN sobre uma área circular com 0,225 m de raio (Figura 5.10).

No Quadro 5.1, apresenta-se o número de zonas consideradas para a construção do modelo tridimensional.

Quadro 5.1 – Número de zonas consideradas para o modelo tridimensional

Camada	Número de zonas ^{III}				
	Circular	Radial	X	Y	Z
Camada de reforço em misturas betuminosas	20	30	60	60	10
Laje de betão					20
Betão pobre					2
Camada superior do solo de fundação					20
Camada inferior do solo de fundação					30

III - Ver Figura 5.8

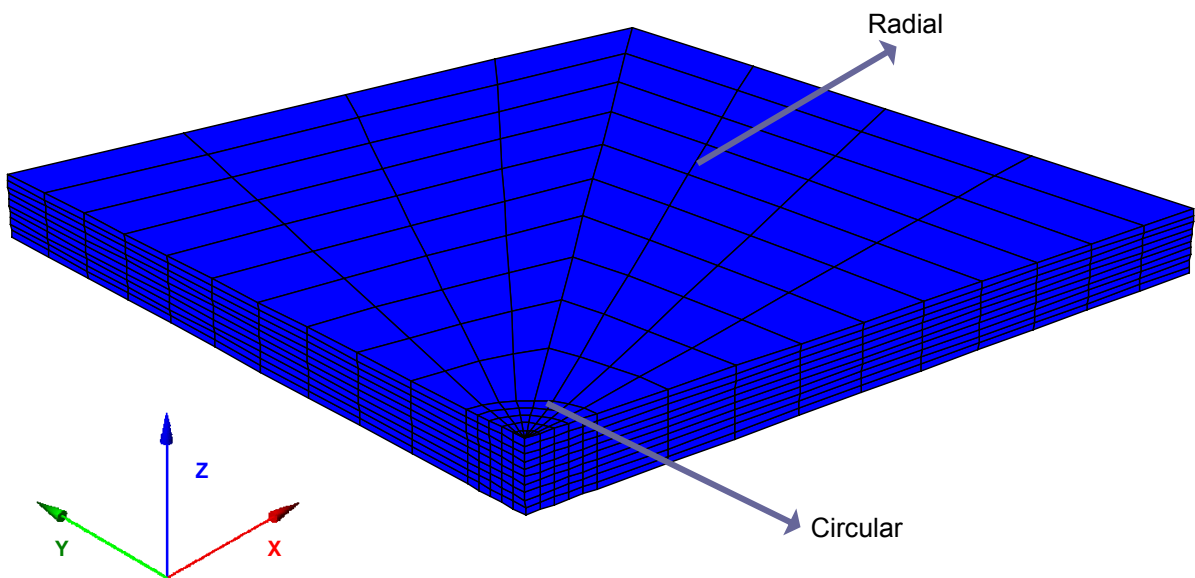


Figura 5.8 – Identificação do tipo de zonas do elemento de grelha *Radcylinder*

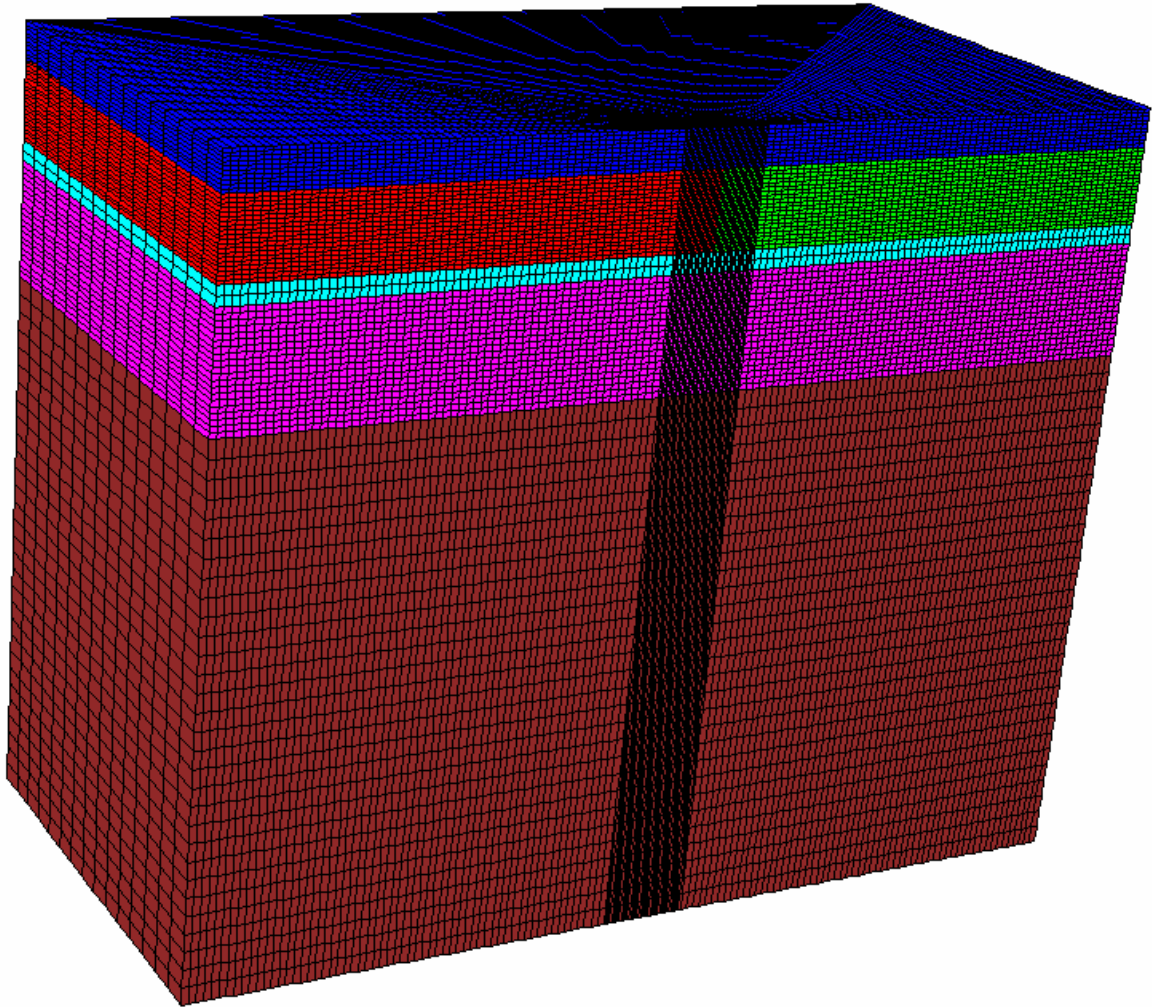


Figura 5.9 – Modelo tridimensional do pavimento (carga aplicada sobre a junta)

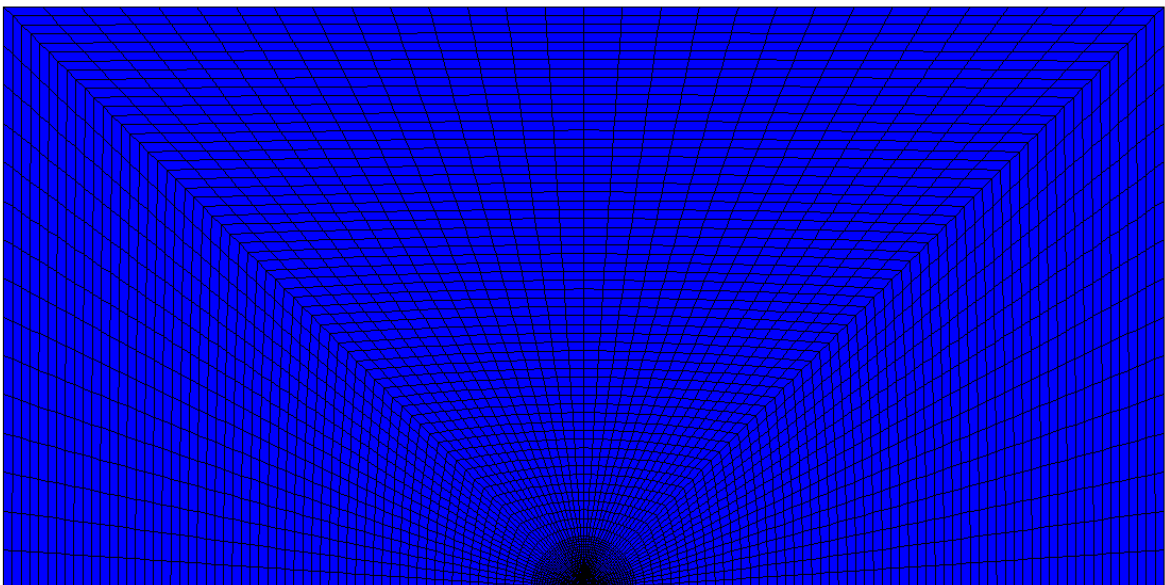


Figura 5.10 – Aspecto da grelha de diferenças finitas no plano X-Y (carga aplicada sobre a junta)

5.3 Calibração do modelo numérico do pavimento

A calibração do modelo numérico foi efectuada com base nos resultados obtidos nos ensaios de carga, sendo que as características de deformabilidade adoptadas para tal, foram estimadas através da aplicação do modelo multi-camadas constante do programa de cálculo automático BISAR. A estimativa dos módulos de deformabilidade consiste essencialmente na consideração de um conjunto de módulos de deformabilidade para as várias camadas do pavimento, conjunto esse que permite calcular uma deformada, induzida pela carga de ensaio, que se aproxima da deformada medida nos ensaios de carga. Com o objectivo de aferir o grau de aproximação da deformada calculada à deformada medida, ou seja, validar os módulos de deformabilidade considerados, adoptou-se como critério a minimização da raiz quadrada dos valores médios dos quadrados das diferenças entre as deflexões medidas e calculadas (RMS – *Root Mean Square* de acordo com a literatura em inglês), divididas pelos valores medidos. Considerou-se que o conjunto dos módulos de deformabilidade eram aceitáveis quando a diferença entre a deformada calculada e a medida permitia obter valores para o RMS inferiores a 10%. O RMS é obtido através da seguinte expressão:

$$\text{RMS (\%)} = \left(\sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \right) \times 100 \quad (5.1)$$

Em que:

n – número total de sismómetros utilizados;

d_{ci} – deflexão calculada no sismómetro i ;

d_{mi} – deflexão medida no sismómetro i .

⇒ Aplicação da carga no centro da laje – Modelo 2D

Como já foi referido anteriormente, admitiu-se que, entre a camada de reforço em misturas betuminosas e a laje de betão, não haveria aderência total, uma vez que entre elas foi interposta uma grelha de fibra de vidro. Para o FLAC definiu-se uma interface que é caracterizada pela sua rigidez normal (k_n) e pela sua rigidez tangencial

(k_t). Para se estabelecer o valor para as constantes de rigidez da interface, recomenda-se a regra de considerar que o k_n e k_t sejam de ordem de grandeza dez vezes superior ao módulo da camada na vizinhança da interface que apresente o módulo de deformabilidade mais elevado, podendo também ser determinados de acordo com a seguinte expressão [Itasca; 2005]:

$$k_n = k_t = \frac{K + \frac{4}{3} \cdot G}{\Delta Z} \quad (5.2)$$

Em que:

k_n – rigidez normal da interface (Pa/m);

k_t – rigidez tangencial da interface (Pa/m);

K – Módulo de compressibilidade volumétrica (Pa);

G – Módulo de distorção (Pa);

Δz – altura do elemento de grelha (m).

De acordo com o exposto anteriormente e considerando que o módulo do betão é da ordem de 30 GPa, considerou-se que k_n e k_t tomam o valor de $1,0 \times 10^{11}$ Pa/m.

Relativamente ao BISAR, considerou-se que a deformabilidade tangencial da junta é definida através de $\frac{1}{k_t}$, pelo que o seu valor é de $1,0 \times 10^{-11}$ m³/N [Antunes, M.L.; 2003].

No Quadro 5.2, apresentam-se os valores dos módulos de deformabilidade estimados para as várias camadas do pavimento em estudo, de modo a que a deformada calculada fosse o mais próximo possível da deformada medida in-situ. Nesse quadro mostram-se também os valores de RMS determinados para cada programa de cálculo automático.

Quadro 5.2 – Modelos de comportamento estrutural estabelecidos para a situação da aplicação da carga no centro das lajes

Laje	Programa de cálculo automático	Camadas betuminosas			Laje de betão			Betão pobre			Solo de fundação						RMS (%)
		E	h	n.º zonas	E	h	n.º zonas	E	h	n.º zonas	CS			CI			
											E	h	n.º zonas	E	h	n.º zonas	
		(MPa)	(m)	X Y	(MPa)	(m)	X Y	(MPa)	(m)	X Y	(MPa)	(m)	X Y	(MPa)	(m)	X Y	
1	BISAR	5500	0,2	n.a.	32000	0,4	n.a.	1700	0,1	n.a.	150	0,6	n.a.	400	∞	n.a.	3,77
	FLAC 5			59 8			59 10			59 2			59 10		2,7 59 30		
2	BISAR	5000	0,2	n.a.	30000	0,4	n.a.	1500	0,1	n.a.	100	0,6	n.a.	380	∞	n.a.	3,96
	FLAC 5			59 8			59 10			59 2			59 10		2,7 59 30		
3	BISAR	5000	0,2	n.a.	30000	0,4	n.a.	1500	0,1	n.a.	100	0,6	n.a.	380	∞	n.a.	3,76
	FLAC 5			59 8			59 10			59 2			59 10		2,7 59 30		
4	BISAR	3000	0,2	n.a.	20000	0,4	n.a.	900	0,1	n.a.	100	0,6	n.a.	380	∞	n.a.	3,90
	FLAC 5			59 8			59 10			59 2			59 10		2,7 59 30		
5	BISAR	4500	0,2	n.a.	30000	0,4	na	1200	0,1	na	120	0,6	na	380	∞	n.a.	4,98
	FLAC 5			59 8			59 10			59 2			59 10		2,7 59 30		
6	BISAR	3000	0,2	n.a.	16000	0,4	n.a.	800	0,1	n.a.	100	0,6	n.a.	360	∞	n.a.	5,00
	FLAC 5			59 8			59 10			59 2			59 10		2,7 59 30		

Legenda:

E – módulo de deformabilidade das várias camadas;

h – espessura das varias camadas;

CS – camada superior do solo de fundação;

CI – camada inferior do solo de fundação;

n.a. – não aplicável.

Como é habitual na interpretação de resultados de ensaios de carga, foram adoptados valores típicos para os coeficientes de Poisson dos diversos tipos de materiais que constituem as camadas do pavimento:

- 0,40 para a camada de reforço em misturas betuminosas;
- 0,20 para a laje de betão;
- 0,20 para a camada de base em betão pobre;
- 0,35 para a camada superior do solo de fundação;
- 0,35 para a camada inferior do solo de fundação.

De salientar que os modelos de cálculo criados para o pavimento estudado, em termos de identificação, têm a mesma designação que foi considerada em 4.4.

Da análise dos valores de RMS apresentados no Quadro 5.2, verifica-se que os valores calculados, para os dois programas de cálculo automático, estão todos de acordo com o critério adoptado, salientando-se o facto de que as deformadas calculadas com o BISAR e o FLAC 5, são muito semelhantes entre si (vd Anexo 5).

Aplicação da carga sobre a junta – Modelo 3D

Como já foi referido anteriormente, o modelo numérico tridimensional tem como objectivo analisar a influência estrutural da junta no pavimento em estudo. Para tal, foram criados vários modelos que pretendem demonstrar os comportamentos evidenciados nos ensaios de carga realizados nas juntas das lajes. Os modelos numéricos tridimensionais foram criados para as juntas JT 1_1, JT 2_1 e JL 5_6_1, cuja existência foi evidenciada de uma forma bastante perceptível nos ensaios, e para a junta JL 1_2_1 cuja presença também foi evidenciada nos resultados dos ensaios, embora de uma forma mais ligeira. Para os casos das juntas onde os ensaios mostraram que o pavimento apresentava um comportamento de um pavimento praticamente contínuo, não foram definidos modelos numéricos tridimensionais, na perspectiva de que os modelos multi-camadas são adequados para a análise estrutural destas situações.

Adoptaram-se para as camadas do pavimento os mesmos módulos que foram estimados para o modelo plano, para a situação dos ensaios de carga no centro das lajes. Assumiram-se os mesmos valores de rigidez normal e tangencial, para interface que simula as condições de aderência entre a camada de reforço e a laje ($1,0 \times 10^{11}$ Pa/m). O mecanismo adoptado para a validação dos modelos tridimensionais foi o de minimizar a diferença entre o valor do deslocamento medido no centro da placa de carga sobre a junta (D_0) e o calculado pelo FLAC 3D. Neste processo, que se poderá designar de “calibração do modelo”, apenas se variou o valor para a rigidez normal e tangencial da junta. No Quadro 5.3 apresentam-se os valores para a rigidez de cada uma das juntas, assim como a diferença percentual entre o deslocamento medido e calculado.

Evidencia-se o facto de que, os modelos tridimensionais foram identificados com a mesma designação das juntas.

Nos modelos JT 1_1 e JT 2_1, as juntas fazem a separação entre uma laje que foi ensaiada no seu centro e outra que não o foi (vd Anexo 4), pelo que se admitiu que as

duas quartas partes de laje que compõem estes modelos apresentam as mesmas características de deformabilidade que foram estimados com base nos resultados obtidos nos ensaios de carga nos centros das lajes (vd Quadro 5.2). Em contrapartida, como as juntas ensaiadas referentes aos modelos JL 1_2_1 e JL 5_6_1, separam duas lajes que foram ensaiadas no centro, considerou-se que as duas quartas partes de laje que perfazem estes modelos, apresentam características de deformabilidade diferentes consoante o respectivo modelo numérico criado para os ensaios no centro da laje. Esta situação evidencia uma das virtudes dos modelos numéricos, que é o de permitir alterar as propriedades dos materiais no plano horizontal.

Quadro 5.3 – Características de rigidez das juntas das lajes e diferenças percentuais entre os deslocamentos máximos (D_0) medidos e calculados

Modelo	Características de deformabilidade da junta		ΔD_0 (%)
	k_n (Pa/m)	k_t (Pa/m)	
JT 1_1	$1,0 \times 10^9$	$1,0 \times 10^9$	0
JT 2_1	$1,0 \times 10^9$	$1,0 \times 10^9$	3
JL 1_2_1	$1,0 \times 10^8$	$1,0 \times 10^8$	2
JL 5_6_1	$1,0 \times 10^{10}$	$1,0 \times 10^{10}$	7

ΔD_0 – Diferença percentual entre o deslocamento medido e o calculado pelo FLAC 3D.

No Anexo 5, apresentam-se os deslocamentos verticais calculados para os modelos constantes do Quadro 5.3.

5.4 Comparação dos resultados obtidos com o BISAR e o FLAC 3D

Pretende-se neste sub-capítulo comparar os resultados obtidos para os modelos de comportamento estrutural estabelecidos com o BISAR e o FLAC 3D, ou seja, comparar as respostas estruturais obtidas para um modelo contínuo e para um modelo em que se considerou a existência de uma junta entre lajes. Com o intuito de seleccionar os parâmetros a analisar foram tidos em consideração os critérios que são correntemente utilizados no dimensionamento de pavimentos flexíveis e rígidos. Deste modo foram comparados os seguintes parâmetros, calculados para ambos os modelos:

- ⇒ extensões e tensões segundo a direcção X na base das camadas betuminosas;
- ⇒ tensões segundo a direcção X nas faces superior e inferior das lajes de betão.

Foi estudada a variação, na direcção horizontal, dos parâmetros referidos ao longo de uma distância total de 5,0 m a partir do centro da área carregada.

5.4.1 Extensões e tensões segundo a direcção X calculadas na base das camadas betuminosas

Na Figura 5.11 apresentam-se graficamente as extensões calculadas com o BISAR na base das camadas betuminosas. Da análise desta figura verifica-se que, no eixo do centro da placa de carga, as extensões de tracção segundo a direcção X, para todas as lajes, variam entre 0,6 e 5,9 $\mu\text{m}/\mu\text{m}$. Na faixa compreendida entre os 1,5 m e 2,5 m, para cada lado do centro da placa de carga, existem tensões de tracção que não ultrapassam os 2,9 $\mu\text{m}/\mu\text{m}$.

Na Figura 5.12 apresentam-se sob a forma de gráfico, as variações das extensões calculadas com o FLAC 3D. Analisando a figura, conclui-se que sobre a junta as extensões de tracção calculadas na base das camadas betuminosas, para os modelos

considerados, variam entre 66 e 99 $\mu\text{m}/\mu\text{m}$. Esta situação mostra que nos modelos em que se consideraram a existência de juntas entre lajes, as extensões de tracção na base das camadas betuminosas aumentaram substancialmente em relação às extensões de tracção determinadas para um modelo contínuo (em termos relativos esse incremento foi de 10 a 100 vezes).

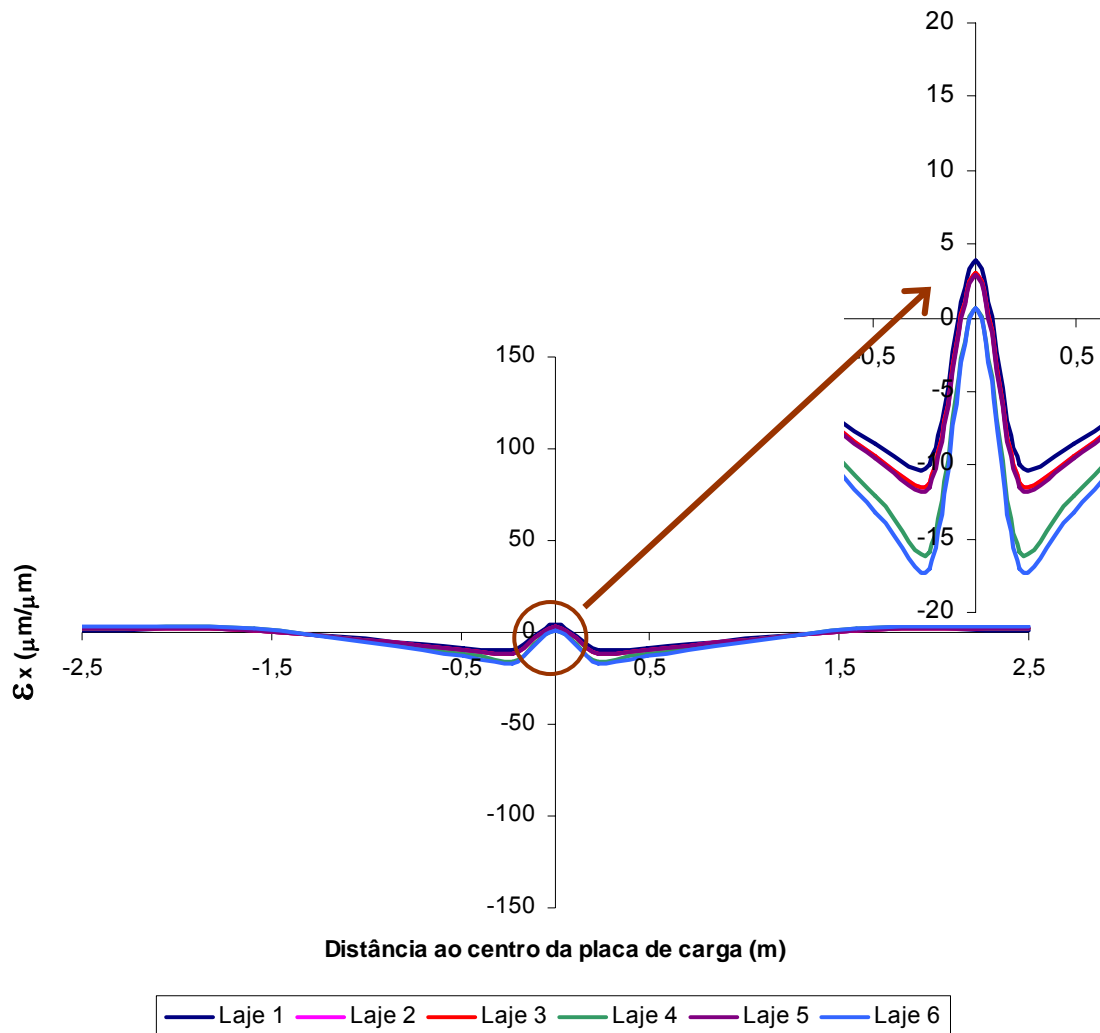


Figura 5.11 – Extensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na base das camadas betuminosas (ensaios de carga realizados no centro da laje)

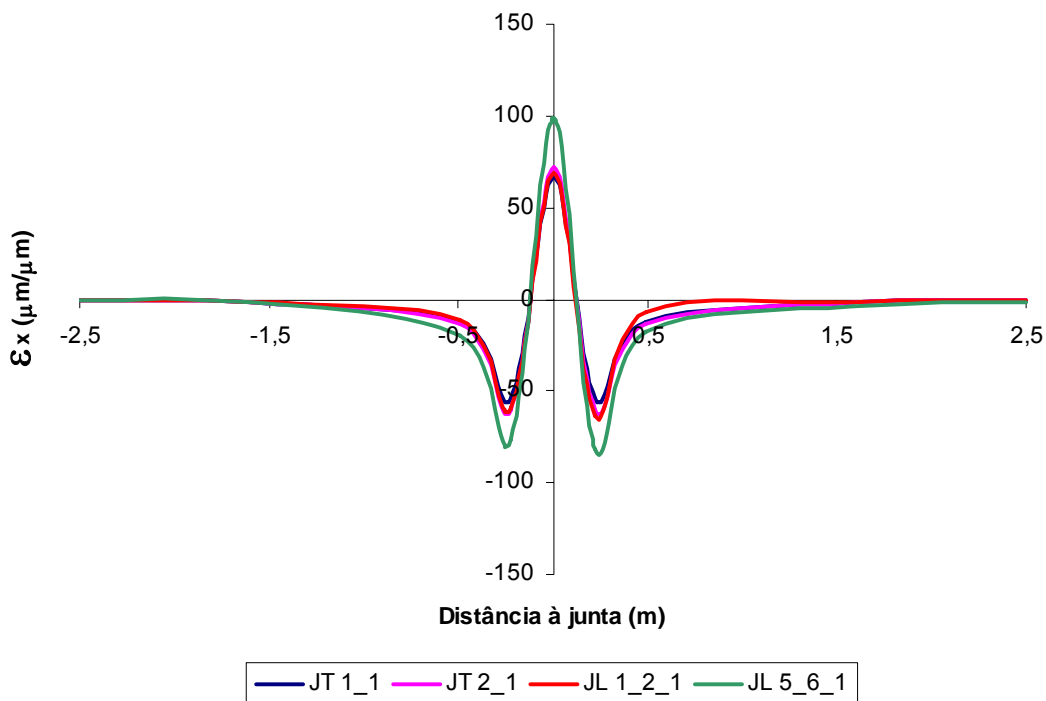


Figura 5.12 – Extensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na base das camadas betuminosas (ensaios de carga realizados sobre a junta)

Na Figura 5.13 e na Figura 5.14 apresentam-se as tensões calculadas na base das camadas betuminosas, pelo BISAR e pelo FLAC 3D respectivamente. Da observação destas duas figuras verifica-se que, para o modelo contínuo, na vertical do ponto de aplicação da carga, as tensões segundo a direcção X são de compressão, sendo que para o modelo tridimensional onde se incorporou a junta entre lajes ocorrem tensões de tracção que variam entre os 13 e os 26 kPa. É esta diferença que contribui significativamente para que as extensões de tracção calculadas no ponto de aplicação da carga, com o modelo numérico tridimensional, sejam substancialmente superiores às extensões de tracção determinadas com o BISAR.

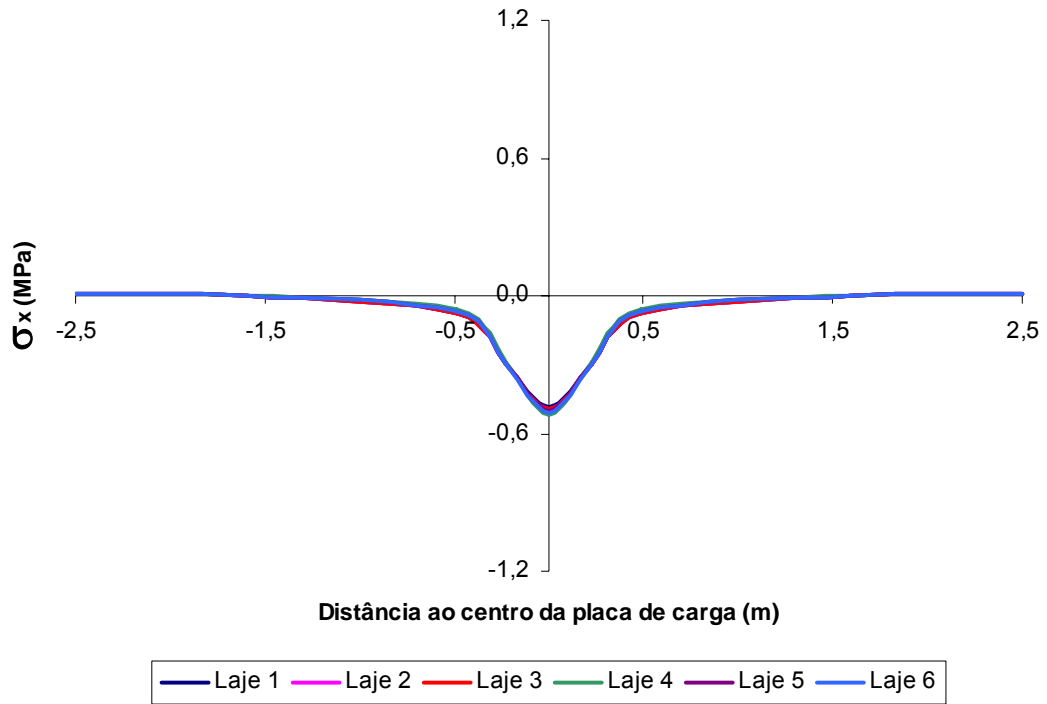


Figura 5.13 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na base das camadas betuminosas (ensaios de carga realizados no centro da laje)

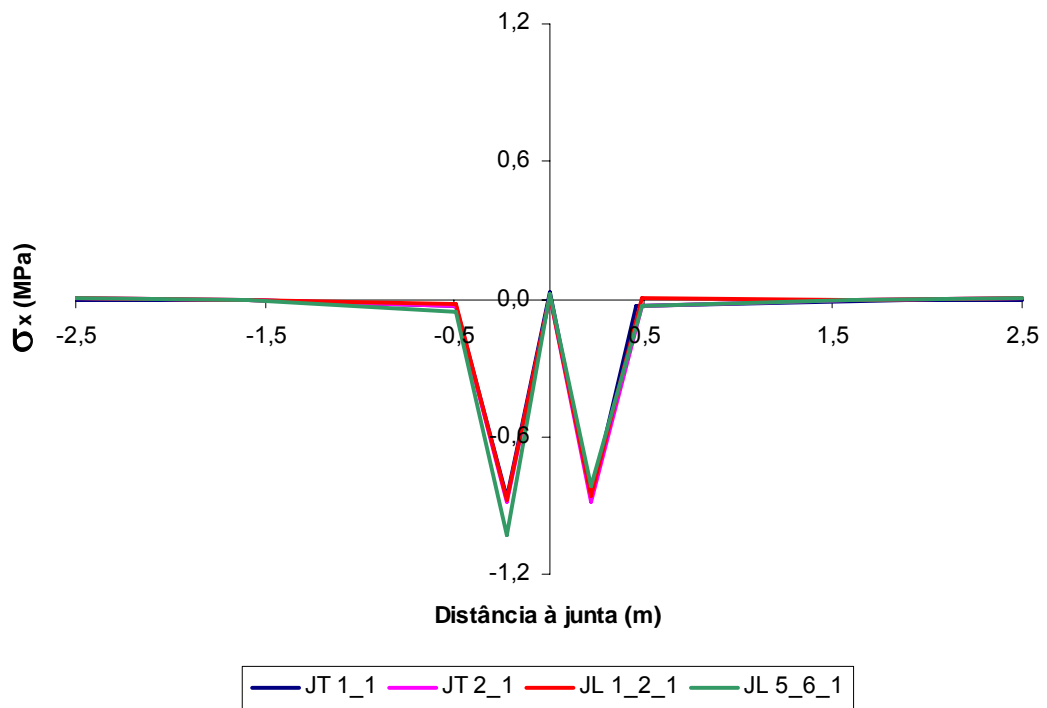


Figura 5.14 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na base das camadas betuminosas (ensaios de carga realizados sobre a junta)

5.4.2 Tensões segundo a direcção X calculadas nas faces superior e inferior da laje de betão

Na Figura 5.15, apresenta-se graficamente a variação das tensões calculadas com o BISAR na face superior da laje de betão, e realça-se o aspecto de que na vertical do ponto de aplicação da carga as tensões obtidas são de compressão.

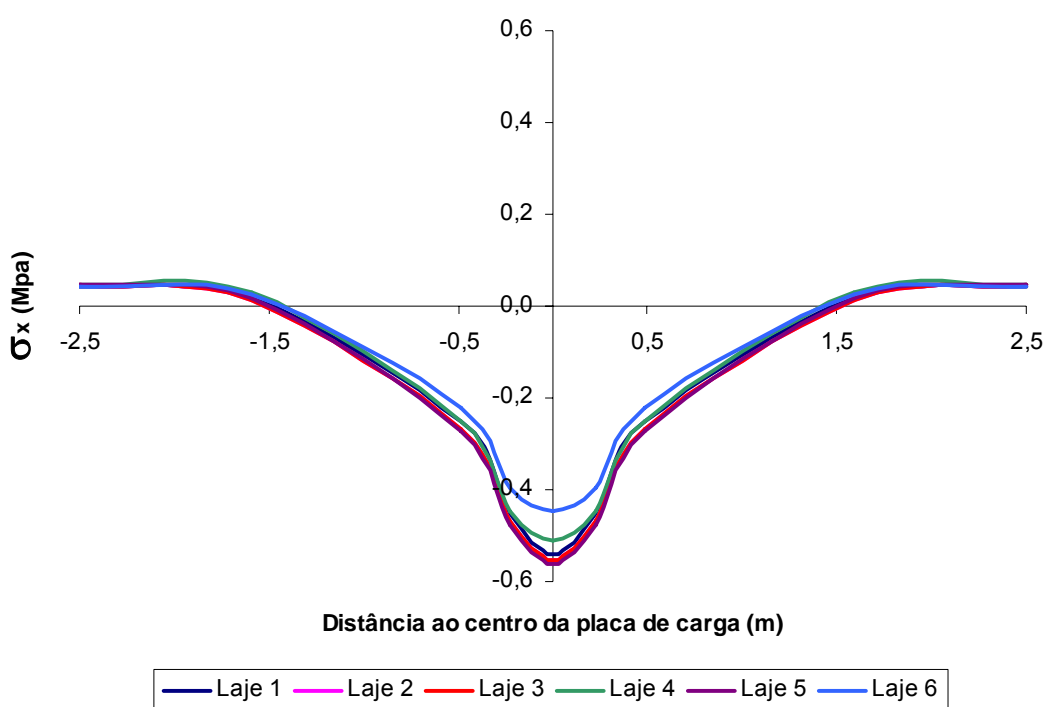


Figura 5.15 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na face superior da laje de betão (ensaios de carga realizados no centro da laje)

Na Figura 5.16, mostra-se o gráfico com a variação das tensões na face superior da laje de betão, calculadas com o FLAC 3D. A grande diferença patente entre esta figura e a anterior, é que sob a placa de carga existem tensões de tracção, embora estas sejam pequenas.

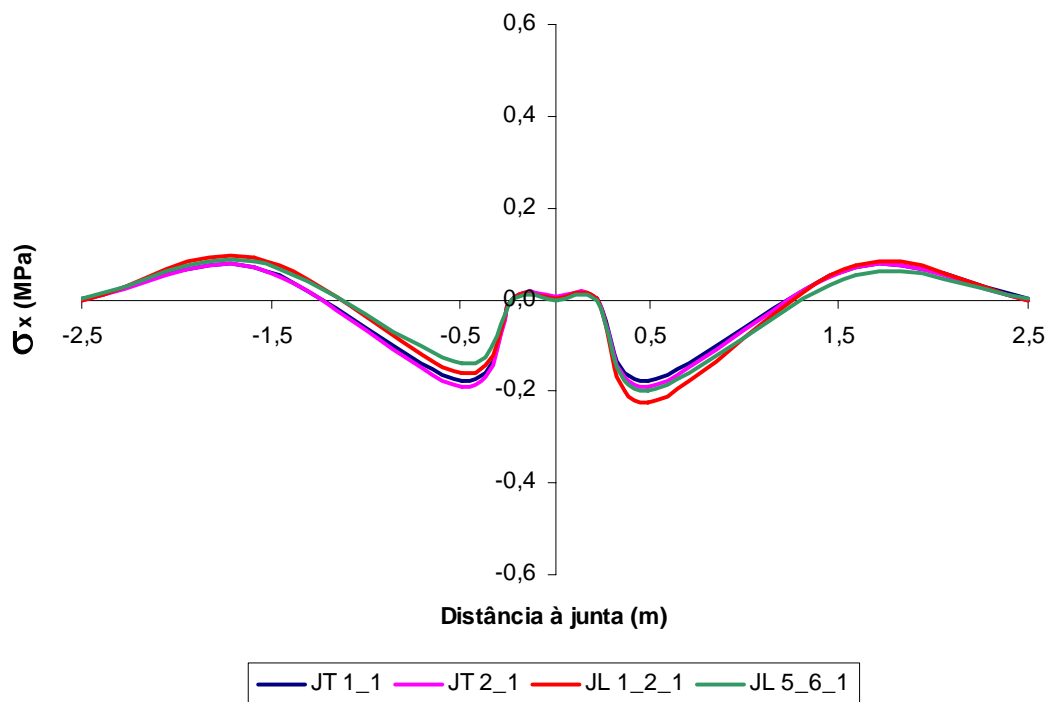


Figura 5.16 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na face superior da laje de betão (ensaios de carga realizados sobre a junta)

Na Figura 5.17 apresenta-se a variação das tensões na face inferior da laje de betão, calculadas com o BISAR. O aspecto mais relevante nesta figura prende-se com o facto de se desenvolverem tensões de tracção na base da laje de betão na zona de aplicação da carga, tensões essas que se propagam praticamente até aos 1,5 m para cada lado do centro da laje. A limitação destas tensões corresponde a um dos critérios de dimensionamento adoptados para este tipo de estruturas.

A Figura 5.18, mostra a variação das tensões segundo a direcção X, na base da laje de betão, calculadas pelo FLAC 3D. Esta figura evidencia a grande diferença entre um modelo onde se incorpora o elemento junta e outro em que se considera que o pavimento é um sistema contínuo na direcção horizontal, ou seja, no modelo numérico tridimensional na zona da junta as tensões que se geram nessa zona são praticamente nulas e de compressão.

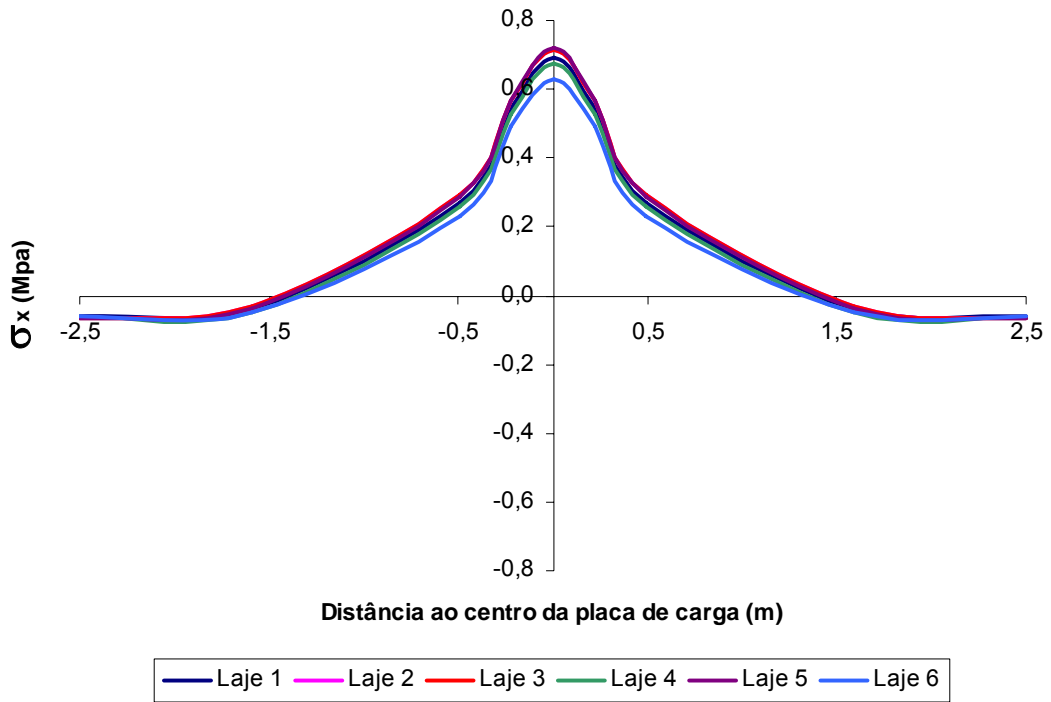


Figura 5.17 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o BISAR na face inferior da laje de betão (ensaios de carga realizados no centro da laje)

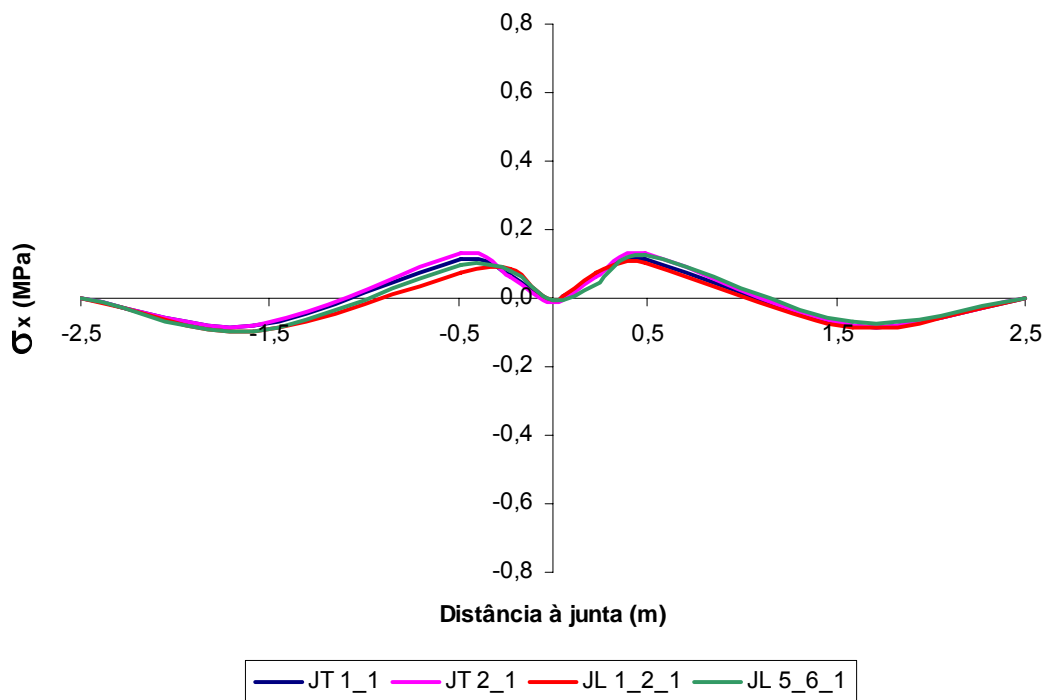


Figura 5.18 – Tensões segundo a direcção X calculadas com o FLAC 3D na face inferior da laje de betão (ensaios de carga realizados sobre a junta)

Da comparação dos resultados obtidos com o BISAR e o FLAC 3D, em termos de dimensionamento do reforço de pavimentos rígidos, pode-se afirmar que para as camadas de reforço devem ser determinadas as extensões e/ou tensões de tracção na sua base na zona das juntas, onde se verificou um incremento significativo do seu valor quando se incorpora no modelo do pavimento o elemento de junta. As tensões máximas de tracção na base das lajes de betão devem ser verificadas para os casos em que não existem descontinuidades.

5.5 Conclusões

No presente capítulo focaram-se algumas das questões que levam à utilização de métodos numéricos para a resolução de problemas de engenharia, e enunciaram-se também algumas das virtudes da sua utilização. Importa referir que a utilização de métodos numéricos para a análise estrutural de pavimentos, será cada vez mais uma realidade efectiva, devido ao crescente e contínuo desenvolvimento do software e dos computadores, podendo-se mesmo admitir que existe uma democratização da utilização de métodos numéricos.

O principal aspecto mais abordado neste capítulo é o da modelação de um pavimento rígido reforçado, sujeito à acção de uma carga vertical à superfície, pelo método das diferenças finitas, e a comparação dos resultados obtidos com resultados obtidos através de modelos multi-camadas. A principal razão para a utilização de métodos numéricos neste estudo prende-se com a possibilidade de estes métodos permitirem a consideração da existência de juntas entre lajes, enquanto que nos sistemas multi-camadas apenas se podem considerar camadas contínuas homogéneas na direcção horizontal.

O modelo numérico estabelecido para o pavimento em estudo, com base no método das diferenças finitas, foi concebido com recurso ao programa de cálculo automático FLAC. No que concerne ao modelo multi-camadas, utilizou-se o programa de cálculo automático BISAR. Os vários modelos (tanto numéricos como multi-camadas) foram calibrados com base nos resultados obtidos nos ensaios de carga.

A comparação dos resultados obtidos com os modelos contínuos e homogéneos na direcção horizontal, e os modelos numéricos tridimensionais com a incorporação das juntas entre lajes, permitiu alcançar as seguintes conclusões:

- ⇒ quando as cargas actuam na vertical de uma junta do pavimento rígido, as extensões de tracção calculadas na base das camadas betuminosas calculadas com o FLAC 3D, são muito superiores às extensões de tracção calculadas pelo BISAR. Esta situação evidencia que, no reforço de pavimentos rígidos com camadas betuminosas, ao se considerar que o pavimento rígido não tem descontinuidades na direcção horizontal, está-se a subestimar as extensões de tracção geradas na zona das juntas. Saliencia-se que estas extensões são um dos parâmetros condicionantes do dimensionamento;
- ⇒ quando se considera o modelo contínuo, desenvolvem-se, como expectável, tensões de tracção na base das lajes de betão, superiores às obtidas quando se considera a carga sobre a junta, sendo este também um dos parâmetros condicionantes do dimensionamento.

Dos resultados obtidos e da sua comparação, no dimensionamento do reforço de pavimentos rígidos recomenda-se a utilização de métodos numéricos que permitam a incorporação das juntas entre lajes, de modo a ser possível determinar as extensões e/ou tensões de tracção na base da camada de reforço. As tensões de tracção na base das lajes de betão devem ser calculadas para o caso da aplicação da carga no seu centro, que constitui, neste caso, a situação mais desfavorável.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Introdução

As infra-estruturas de transportes funcionam como pólos de desenvolvimento económico e social das regiões/países onde estão implementadas. Por esta razão o seu nível de operacionalidade tem que satisfazer, com elevados padrões de qualidade, a procura gerada pelos seus utentes, e estas infra-estruturas devem ser extremamente apelativas e competitivas para captarem novos clientes/utentes. Mais concretamente as infra-estruturas aeroportuárias são peças fundamentais no fluxo de circulação de pessoas e bens, pelo que as questões de manutenção deste tipo de infra-estruturas ganham bastante relevância. Sendo os pavimentos aeroportuários (pistas, caminhos de circulação e plataformas) um dos sistemas mais importantes de um aeroporto, há que ter em atenção o nível de serviço que estes proporcionam aos aviões que neles operam.

O reforço dos pavimentos aeroportuários apresenta-se como uma boa solução para manter a operacionalidade dos pavimentos dos aeroportos, ou mesmo para dotar o aeroporto de novas valências (ou seja, permitir a aterragem e descolagem de aviões com maior capacidade de transporte). De um modo sintético e generalista, os reforços de pavimentos são dimensionados tendo em conta a vida (capacidade de carga) do pavimento antigo, utilizando metodologias semelhantes às utilizadas no dimensionamento de pavimentos novos.

No caso particular do reforço de pavimentos rígidos, os modelos multi-camadas, habitualmente utilizados na análise estrutural de pavimentos, não têm em conta as descontinuidades típicas desse tipo de estruturas, pelo que é conveniente recorrer a modelos de cálculo que permitam incorporar essas especificidades. Para tal podem ser utilizados modelos baseados em métodos numéricos, tais como o método das diferenças finitas ou o método dos elementos finitos.

De acordo com o que foi exposto anteriormente, o objectivo desta dissertação foi o de contribuir para o aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento do reforço de pavimentos rígidos através da utilização de modelos de cálculo baseados em métodos numéricos (mais concretamente o método das diferenças finitas). Com efeito, a utilização deste tipo de métodos permite simular mais realisticamente o comportamento dos pavimentos às solicitações a que são sujeitos.

No presente capítulo faz-se uma síntese da dissertação, tecendo-se algumas considerações gerais acerca do trabalho desenvolvido, e concluindo-se com uma apreciação global do mesmo e com a identificação de perspectivas de desenvolvimento futuros no domínio em estudo.

6.2 Síntese do trabalho realizado

Numa primeira parte deste trabalho, após se efectuar o enquadramento do tema da dissertação e se enunciarem os objectivos da mesma, foi apresentada uma síntese das várias metodologias usadas na análise estrutural de pavimentos, incidindo particularmente nos modelos de resposta utilizados na quantificação das acções devidas ao tráfego, na consideração das condições climáticas, nas características mecânicas dos diferentes materiais que constituem os pavimentos e nos critérios de dimensionamento usados em cada tipo de pavimento (flexível, semi-rígido e rígido).

Foram também focadas as principais questões ligadas à avaliação da capacidade de carga de pavimentos aeroportuários, apresentando-se uma metodologia generalista com base na análise estrutural de pavimentos, e descrevendo-se o método de classificação ACN/PCN, geralmente utilizado para reportar a capacidade de carga de pavimentos aeroportuários. Abordaram-se também, alguns aspectos relevantes ligados ao reforço de pavimentos rígidos, nomeadamente os diversos tipos de reforço (em misturas betuminosas ou em betão) e a sua ligação ao pavimento existente. Focam-se ainda os principais métodos para o dimensionamento destes reforços, referindo-se também o fenómeno designado de propagação de fendas.

A segunda parte do trabalho, refere-se ao estabelecimento de modelos de resposta para o estudo de um pavimento rígido reforçado, que permitam ter em consideração a existência de juntas entre as lajes de um pavimento rígido reforçado com camadas

betuminosas. A calibração dos modelos a aplicar é efectuada através da realização de ensaios de carga com deflectómetro de impacto, realizados na zona central das lajes de betão e na zona das juntas. Tratando-se de uma situação em que a localização exacta das juntas não é visível, desenvolveu-se uma metodologia de ensaio que tem em vista detectar a posição das juntas, através de ensaios realizados sobre o pavimento reforçado.

Apresentaram-se os resultados experimentais obtidos nos ensaios de carga com o equipamento deflectómetro de impacto do LNEC utilizando a metodologia desenvolvida, realizados numa zona da pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro no Porto, que foi recentemente reforçado. Com base nos resultados obtidos nos ensaios estabelecem-se modelos de comportamento estrutural baseados em sistemas multi-camadas e baseados no método das diferenças finitas. No primeiro caso, os modelos estabelecidos permitem apenas estudar a situação de uma carga actuando sobre a superfície do pavimento, num local relativamente afastado das juntas do pavimento rígido. No segundo caso, os modelos estabelecidos permitem estudar cargas actuando na zona central das lajes ou nas proximidades de uma junta.

Utilizando os programas de cálculo automático BISAR e FLAC, respectivamente para o estudo de cargas actuando na zona central das lajes (camadas contínuas) e nas proximidades das juntas, comparam-se as respostas do pavimento à acção de cargas verticais actuando na sua superfície. Observa-se que, quando as cargas actuam nas proximidades de uma junta do pavimento rígido, ocorrem esforços de tracção não negligenciáveis na base da camada de reforço betuminosa. Salienta-se que as extensões horizontais de tracção nas camadas betuminosas são um dos parâmetros que intervêm na verificação do dimensionamento deste tipo de estruturas, que se assemelham a pavimentos semi-rígidos.

Dos trabalhos efectuados pode-se concluir que a verificação do dimensionamento de pavimentos rígidos reforçados com camadas betuminosas, deve ser efectuada para dois tipos de critérios de fadiga:

- ⇒ limitação das tensões de tracção na base das lajes de betão;
- ⇒ limitação das extensões de tracção na base das camadas betuminosas quando as cargas actuam nas zonas próximas das juntas.

6.3 Perspectivas de investigação futura

Efectuando um apreciação global do trabalho desenvolvido, considera-se que os objectivos consagrados no Capítulo 1 foram concretizados.

A modelação do pavimento em estudo com base no método das diferenças finitas, permitiu ter em conta a influência das juntas no comportamento estrutural do pavimento reforçado, demonstrando as vantagens de recorrer a modelos numéricos para o dimensionamento do reforço de pavimentos rígidos.

A presente dissertação não esgota, porém, a investigação nesta área, pelo que se elegem os seguintes tópicos de investigação futura, no domínio da modelação do comportamento do tipo de estruturas em apreço:

- ⇒ quantificação e análise dos estados de tensão induzidos na estrutura do pavimento reforçado, devido a variações sazonais de temperatura e gradientes térmicos associados às variações diárias de temperatura;
- ⇒ modelação pormenorizada das juntas nas lajes de betão, incorporando os dispositivos de transmissão de carga;
- ⇒ modelação do fenómeno de propagação de fendas nas camadas betuminosas do reforço, e estudo da eficácia dos diferentes tipos de medidas para retardar este fenómeno;
- ⇒ aprofundamento do estudo das condições de atrito entre as camadas de reforço e o pavimento existente, e análise dos seus efeitos na resposta do pavimento.

BIBLIOGRAFIA

→ Livros e artigos

AASHO – “The AASHO Road Test: History and Description of the Project”. Highway Research Board’s Special Report 61A, 1961. [AASHO; 1961].

AASHTO – “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures”. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1993. [AASHTO; 1993].

AIPCR – “Seminário C: Pavimentos Semi-rígidos”. XVIII Congresso Mundial de Estradas, Bruxelas, Setembro de 1987. [AIPCR; 1987].

Ali, H.A.; Tayabji, S.D. – “Mechanist Evaluation of Test Data from LTPP Flexible Pavement Test Sections, Volume I: Final Report”. Report FHWA-RD-98-012, US Department of Transportation, McLean, Virignia, 1998. [Ali, H.A.; Tayabji, S.D.; 1998].

AMADEUS – “Guidelines on the Use of Models for Pavement Design and Assessment”. Project AMADEUS, Final Report, 1999. [AMADEUS; 1999].

ANA, S.A. – “Aeroporto Francisco Sá Carneiro. Reabilitação do Pavimento da Pista 17-35.” Direcção de Infra-estruturas Aeronáuticas, Lisboa, Portugal, 2004. [ANA, S.A., 2004].

Antunes, M.L. – “Juntas de Pavimentos Rígidos – Avaliação da Eficiência da Transferência de Cargas entre Lajes”. Seminário Sobre Aplicação de Cimento em Pavimentos, 1990. [Cardoso, M.;1990].

Antunes, M.L.; Domingos, P. – “Avaliação da Capacidade de Carga e Classificação ACN/PCN do Pavimento do Caminho de Circulação Alfa do Aeroporto Francisco Sá Carneiro”. Relatório 298/05 – NIT, LNEC, Lisboa, Junho de 2005. [Antunes, M.L.; Domingos, P.; 2005 a)].

Antunes, M.L.; Domingos, P. – “Avaliação das Características Superficiais da Pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro”. Relatório 61/04 – NIT, LNEC, Lisboa, Março de 2004. [Antunes, M.L.; Domingos, P.; 2004].

Antunes, M.L.; Domingos, P. – “Caracterização do Pavimento da Pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro Após Obras de Reabilitação. 2º Relatório.”. Relatório 247/05 – NIT, LNEC, Lisboa, Maio de 2005 [Antunes, M.L.; Domingos, P.; 2005 b)].

Antunes, M.L.; Fontul, S – “Estudos de Técnicas a Aplicar no Reforço de Pavimentos Flexíveis Fendilhados. Trechos Experimentais Executados na EN 118 (km 28+100 a km 43+100). Relatório Final.”. Relatório n.º 255/06 – NIT, LNEC, Lisboa, Julho de 2006. [Antunes, M.L.; Fontul, S; 2006].

Antunes, M.L.; Saïm, R.; Fontul, S. –“Avaliação da Capacidade de Carga e Classificação ACN/PCN da Pista 17-35 do Aeroporto Francisco Sá Carneiro”. Relatório 197/03 – NIT, LNEC, Lisboa, Junho de 2003 [Antunes, M.L.; Saïm, R.; Fontul, S.; 2003].

Antunes, M.L.; Pinelo, A. – “Estudo do Comportamento das Juntas do Pavimento da Plataforma F do Aeroporto de Lisboa”. Processo 92/01/9667, LNEC, 1990. [Antunes, M.L.; Pinelo, A.; 1990].

Asphalt Institute – “Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitations”. Manual Séries n.º 17 College Park, Maryland, 1983. [Asphalt Institute; 1983].

Bell, C.A. – “Introduction to Bituminous Binders”. Residential Course on Bituminous Pavements Materials, Design and Evaluation, University of Nottingham, April 1994. [Bell, C.A.; 1994].

Benson, D.J. – “Computational Methods in Lagrangean and Eulerian Hydrocodes”. Comp. Meth. Applied Mech. Eng., Volume 26, n.º 3/4 , pp 281-299. 1992. [Benson, D.J.; 1992].

Branco, F.; Pereira, P.; Picado Santos, L. – “Pavimentos Rodoviários”. Edições Almedina, Março de 2006. [Branco, F. et al; 2006].

Brown, D.N.; Thompson; O.O.; 1973 – “Lateral Distribution of Aircraft Traffic”. US Army Engineers Waterways Experiment Station, 1973. [Brown, D.N.; Thompson; O.O.; 1973].

Brown, S.F. – “Stiffness and Fatigue Requirements for Structural Performance of Asphaltic Mixes”. Eurobitume Conference, London, 1978. [Brown, S.F.; 1978].

Brown, S.F., Brunton, J.M. – “An introduction to the Analytical Design of Bituminous Pavements”. 3rd Edition, Nottingham, 1990. [Brown, S.F., Brunton, J.M.; 1990].

Brown, S.F., Pell, P.S. – “A Fundamental Structural Design Procedure for Flexible Pavements”. 3rd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London, 1972. [Brown, S.F., Pell, P.S.; 1972].

Burmister, D.; 1943 – “The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways”. Proceedings of the Highway Research Board, Volume 23, pages 123-145, 1943. [Burmister, D.; 1943].

Cachim, P.B.; Figueiras, J.A.; Pereira, P. – “Caracterização e Modelação de Pavimentos Rodoviários de Betão”. Relatório Técnico, Outubro de 1995. [Cachim, P.B. et al; 1995].

Cardoso, M. – “Concepção e Dimensionamento de Pavimentos Rígidos”. Seminário Sobre Aplicação de Cimento em Pavimentos, 1990. [Cardoso, M.;1990].

Cardoso, M. – “Diagnóstico e Conservação de Estradas e Obras de Arte”. Curso de Mestrado em Transportes, Perfil B – Projecto e Construção de Infra-estruturas de Transporte, Lisboa, 2005.[Cardoso, M.; 2005].

Chou, Y.T. – “Structural Behaviour of Flexible Airfield Pavements”. Proceedings of the Bearing Capacity of Roads and Airfield, Trondheim, Norway, 1982. [Chou; 1982].

Correia, G. – “Soil Mechanics in Routine and Advanced Pavement and Rail Track Rational Design”. A. Gomes Correia & Brandl (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam. 2001. [Correia, G.; 2001].

COST 333 – “Development of New Bituminous Pavement Design Method”. COST Action 333, Final Report, Luxembourg, 1999. [COST 333; 1999].

COST 336 – “Falling Weight Deflectometer”. COST Action 336, Final report of the action, Final Draft, 2002. [COST 336; 1996].

COST 337 – “Unbound Granular Materials for Road Pavements”. COST Action 337, Final Report, Luxembourg, 2000. [COST 337; 2000].

Coutinho, A.S; Gonçalves, A. – “Fabrico e Propriedades do Betão”. Volume III, 2ª Edição, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1994. [Coutinho, A.S; Gonçalves, A.; 1988].

CROW – “Uniformering Evaluatiemethodiek Cementbetonverhardingen”. Publicatie 136, Ede, 1999. [CROW; 1999].

FAA – “Airport Pavement Design and Evaluation”. Advisory Circular 150/5320-6D, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 1995. [FAA, 1995].

FAA – “Standard Naming Convention for Aircraft Landing Gear Configurations”. US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, October, 2005. [FAA; 2005].

FAA – “Standardized Method of Reporting Airport Pavement Strength - PCN”. Advisory Circular 150/5335-5, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 1983 [FAA; 1983].

FAA – “Use of Nondestructive Testing in the Evaluation of Airport Pavements”. Advisory Circular 150/5370-11A, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 2004 [FAA; 2004].

Fabre, C.; Balay, J.; Mazars, A. – “A380 Pavement Experimental Programme – Rigid Phase.”. 2004 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, New Jersey, USA, April 2004. [Fabre, C. et al; 2004].

Fabre, C.; Martin, J.; Petitjean, J.; Bezavada, V.; Piau, M. J.; Balay, J.; Albin, A.; Albin, C. – “LCPS/AIRBUS/STBA – A380 Pavement Experimental Programme”. AIRBUS INDUSTRIE, A380 Programme, Toulouse, France, October 2001. [Fabre, C. et al; 2001].

FHWA – “Concrete Pavement Design Manual”. Publication n.º FHWA-HI-92-015, January 1992. [FHWA; 1992].

Finn, F.N.; Monismith, C.L. – “Asphalt Overlay Design Procedures”. National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 116, Washington, DC, December 1984. [Finn, F.N.; Monismith, C.L.; 1984].

Garg, N., Guo, E., McQueen, R. – “Operational Life of Airport Pavements”. Report DOT/FAA/AR-04/46, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, December, 2004. [Garg, N. et al; 2004].

Hall, K.D; Banihatti, N. – “Structural Design of Portland Cement Concrete Overlays for Pavements”. Final Report, Report n.º FR1052, Mack-Blackwell Transportation Center, University of Arkansas, Fayetteville. October 1998. [Hall, K.D; Banihatti, N.; 1998].

ICAO – “Aerodrome design Manual pavements, Part 3.”. 2nd Edition, 1983. [ICAO; 1983].

ICAO – “ICAO Bulletin”. January 1980. [ICAO, 1980].

Itasca – “Fast Lagrangian Analysis of Continua. Theory and Background.” Minneapolis, Minnesota, USA, 2005. [Itasca; 2005].

Koole, R.C.; Visseer, W.; 1979 – “Design and Evaluation of Airport Pavements”. Association of Asphalt Paving Technologists, USA, 1979. [Koole, R.C.; Visseer, W.; 1979].

Kopperman, S.; Tiller, G.; Tseng, M. – “ELSYM 5, Interactive Microcomputer Version – User’s Manual”. Report FHWA-RD-85, Georgetown Pike, USA, 1985. [Kopperman, S. et al; 1985].

Miller, J.; Bellinger; W. – “Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program (Fourth Revised Edition)”. Publication n.º FHWA-RD-03-301, US Department of Transportation, Federal Highway Agency, McLean. June 2003. [Miller, J.; Bellinger; W.; 2003].

Miner, M.A. – “Cumulative Damage in Fatigue”. Transactions, American Society of Mechanical Engineers, Volume 67, pp. A159 – A164, 1945. [Miner, M.A.; 1945].

Morgado, J.; Neves, J.M.; Cardoso, M. – “Influência das Metodologias de Projecto e Técnicas Construtivas na Ocorrência de Degradações em Pavimentos de Auto-estradas”. IV Congresso Rodoviário Português, Abril de 2006. [Neves, J.M et al; 2006].

NCHRP – “Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures”. Final Report, Illinois, March 2004. [NCHRP; 2004].

Packard, R.G – “Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements”. Portland Cement Association, Canadian Edition, 1984. [Packard, R.G; 1984].

Packard, R.G. – “Design of Concrete Airport Pavements”. Portland Cement Association, 1973. [Packard, R.G.; 1973].

Park, D.; Buch, N.; Chatti, K. – “Effective Layer Temperature Prediction Model and Temperature Correction Via Falling Weight Deflectometer Deflections”. Transportation Research Record n.º 1764, Assessing and Evaluating Pavements, Transportation Research Board; Washington, DC, 2001. [Park, D. et al; 2001].

Park, S.; Kim, R. – “Temperature Correction of Backcalculated Moduli and Deflections Using Linear Viscoelasticity and Time-Temperature Superposition”. Transportation Research Record n.º. 1570, Pavement Research Issues, Transportation Research Board, Washington, DC, 1997. [Park, S.; Kim, R.; 1997].

Pell, P.S. – “Dynamic Stiffness and Fatigue Strength of Bituminous Materials”. Residential Course on Analytical Design of Bituminous Pavements, University of Nottingham, 1982. [Pell, P.S.; 1982].

PIARC – “PIARC Terminology. Software and Data.”. Paris, 2000. [PIARC; 2000].

Powell, W.D.; Potter, J.F.; Mayhew, H.C.; Nunn, M.E. – “The Structural Design of Bituminous Roads”. Transport and Road Research Laboratory, Laboratory Report 1132, 1984. [Powell, W.D. et al.; 1984].

Road Research Laboratory – “A Guide to the Structural Design of Pavements for New Roads”. Road Note n.º 29, 3rd Edition, London, 1970. [Road Research Laboratory; 1970].

Rollings, R.S. – “Design of Overlays for Rigid Airport Pavements”. FAA report DOT/FAA/PM-87/19, April 1988. [Rollings, R.S.; 1988].

Shell – “Addendum to the Shell Pavement Design Manual”. Shell International Petroleum Company, London, UK, 1985. [Shell b); 1985].

Shell – “BISAR P.C. – User’s Manual”. Shell International Petroleum Company, London, UK, 1995. [Shell; 1995].

Shell – “Shell Pavement Design Manual – Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic”. Shell International Petroleum Company, London, UK, 1978. [Shell a); 1978].

Shook, J.F.; Finn, F.N.; Witczak, M.W., Monismith, C.L. – “Thickness Design of Asphalt Pavements – The Asphalt Institute Method”. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Delft, 1982. [Shook, J.F., et al; 1982].

Söderqvist, J.; Silfwerbrand, J. – “Design of Concrete Pavements: A Comparison Between Swedish and US Methods”. 8th International Conference on Concrete Pavements, Colorado, USA, August 2005. [Söderqvist, J.; Silfwerbrand, J.; 2005].

Sorensen, A. – “Seismic Transducers for Monitoring FWD Deflections”. Dynatest International, Denmark, 2004. [Sorensen, A.; 2004].

Stubstad, R.N; Lukanen, E.O.; Richter, C.A.; Baltzer, S. – “Calculation of AC Layer Temperatures from FWD Field Data”. Proceedings of the 5th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Pages 919-927, Trondheim, Norway, July 1998. [Stubstad, R.N et al; 1998].

The Asphalt Institute – “Research and Development of the Asphalt Institute’s Thickness Design Manual (MS-1)”. 9th Edition, Research Report n.º 82-2, College Park, Maryland 1982. [The Asphalt Institute; 1982].

Timm, D.; Birgisson, B.; Newcomb, D. – “Development of Mechanistic-Empirical Pavement Design in Minnesota”. Transportation Research Record n.º. 1629, Design and Rehabilitation of Pavements, Transportation Research Board, Washington, DC, 1998. [Timm, D. et al; 1998].

UKHA – “Design Manual for Roads and Bridges”. Volume 7, Section 3, Part 2 HD 29/94, Chapter 5, November 1999. [UKHA; 1999].

Ullidtz, P. – “Modelling Flexible Pavement Response and Performance”. Technical University of Denmark, Lyngby. 1998. [Ullidtz, P.; 1998].

Ullidtz, P. – “Pavement Analysis”. Developments in Civil Engineering, Elsevier, 1987. [Ullidtz, P.; 1997].

USACE – “Pavement Design for Roads, Streets and Open Storage Areas, Elastic Layered Method”. TM 5-822-13/AFJMAN 32-1018, Departments of The Army and the Air Force, October 2004. [USACE; 1994].

Westergaard, H.M.S. – “Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis”. Proceedings Highway Research Board, 1925. [Westergaard, H.M.S.; 1925].

Wilkins, M.L. – “Calculation of Elasto-plastic Flow”. Methods of Computational Physics, Volume 3, Academic Press, pp 211-263. New York, 1964. [Wilkins, M.L.; 1964].

Yoder, E.J.; Witczak, M.W. – “Principles of Pavement Design”. 2nd Edition, John Willey & Sons, Inc., 1975. [Yoder, E.J.; Witczak, M.W.; 1975].

→ Teses e programas de investigação

Almeida, J.R. – “Analytical Techniques for the Structural Evaluation of Pavements”. PhD Thesis, University of Nottingham, 1993. [Almeida, J.R.; 1993].

Antunes, M.L. – “Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmico”. Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil e submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC. Outubro de 1993. [Antunes, M.L., 1993].

Antunes, M.L. – “Modelação do Comportamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis”. Programa de Investigação e Programa de Pós-graduação apresentados para a obtenção do título de “Habilitado para o exercício de Funções de Coordenação de Investigação Científica”. Lisboa, Junho de 2005. [Antunes, M.L.; 2005].

Azevedo, M.C. – “Características Mecânicas de Misturas Betuminosas para Camadas de Base de Pavimentos”. Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil e submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC. Maio de 1993. [Azevedo, M.C.;1993].

Batista, F. – “Novas Técnicas de Reabilitação de Pavimentos. Misturas Betuminosas a Frio.” Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Porto, no âmbito do protocolo de cooperação entre a FEUP e o LNEC. Porto, 2004. [Batista, F.; 2004].

Celauro, C. – “Dimensionamento Analítico Delle Pavimentazioni Stradali. Sato Dell’Arte e Proposte per un Método Avanzato.”. Università Degli Studi di Palermo, Facoltà D’Ingegneria, Corso di Lauree in Ingegneria Civile, 2001. [Celauro, C.; 2001].

Fortunato, E. – “Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga.”. Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Porto no âmbito do protocolo de cooperação entre a FEUP e o LNEC. Porto, 2005. [Fortunato, E; 2005].

Freire, A.C. – “Deformações Permanentes de Misturas Betuminosas em Pavimentos Rodoviários”. Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil e submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, no âmbito do protocolo de cooperação entre a UC e o LNEC. Janeiro de 2002. [Freire, A.C.; 2002].

Lemos, J.V. – “Modelling and Failure Analysis in Rock Engineering”. Programa de Investigação Apresentado a Concurso par Provimento na Categoria de Investigador-Coordenador. Lisboa, 2001. [Lemos, J.V.; 2001].

Neves, J.M. – “Contribuição para a Modelação do Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis”. Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Setembro de 2001. [Neves, J.M.; 2001].

Picado Santos, L. – “Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis”. Dissertação submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do Grau de Doutor em Ciências de Engenharia, área de Engenharia Civil, especialidade de Ordenamento do Território e Transportes. Coimbra, Novembro de 1994. [Picado Santos, L.; 1994].

Pinelo, A. – “Projecto e Observação de Pavimentos Rodoviários”. Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador. Lisboa, Outubro de 1991. [Pinelo, A.; 1991].

Quaresma, L. – “Estudos Relativos a Pavimentos Semi-rígidos. Dimensionamento e Observação.”. Tese apresentada a concurso para acesso à categoria de Investigador-Auxiliar e para a obtenção do grau de Especialista. Lisboa, Janeiro de 1992. [Quaresma, L.; 1992].

Simona, F. – “Structural Evaluation of Flexible Pavements Using Non-Destructive Tests”. Dissertation developed at Laboratório Nacional de Engenharia Civil, submitted

to the Universidade de Coimbra for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, in the frame of the cooperation between UC and LNEC. [Simona, F.; 2004].

Veloso, J. – “Gestão de Pavimentos Aeronáuticos”. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Transportes, Novembro de 2000. [Veloso, J.; 2000].

→ **Normas e especificações**

AASHTO T256-01 – “Standard Method of Test for Pavement Deflection Measurements”. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part 2B: Tests, 25th Edition, 2005. American Association of State Highway and Transportation Officials.

ASTM D4694 – 96(2003) – “Standard Test Method for Deflections with a Falling Weight-Type Impulse Load Device”. Volume 04.03: Road and Paving Materials; Vehicle-Pavement Systems. June 2006.

ASTM D4695-03 – “Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements”. Volume 04.03: Road and Paving Materials; Vehicle-Pavement Systems. June 2006.

ASTM D5340-04 – “Standard Test Method for Airport Pavement Condition Index Surveys”. Volume 04.03: Road and Paving Materials; Vehicle-Pavement Systems. June 2006. [ASTM; 2006].

→ **Sítios de internet**

AIRBUS - <http://www.airbus.com/en/>. [AIRBUS; 2006].

BOEING – <http://www.boeing.com/>. [Boeing; 2006].

Itasca – <http://www.itascacg.com/>. [Itasca; 2006].

ANEXO 1 – JUNTAS EM PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS RÍGIDOS

No presente anexo faz-se uma descrição sucinta dos vários tipos de juntas e apresentam-se esquemas exemplificativos para cada tipo. Apresentam-se também os campos de aplicação de cada uma das juntas, assim como os valores para o espaçamento entre juntas, e as características geométricas dos passadores e dos selantes.

→ **Juntas de expansão** (Figura A1.1): a sua função é isolar a intersecção de pavimentos com serventias diferentes (pistas, caminhos de circulação, placas de estacionamento) e isolar os pavimentos em relação a estruturas de outro tipo (lancis, sistemas de drenagem, maciços da iluminação da pista, etc). Existem dois tipos de juntas de expansão:

- ⇒ Tipo A: Este tipo de junta é utilizado quando é possível ter dispositivos de transferência de carga ao longo da junta. A junta é preenchida com um material compressível e imputrescível com determinada largura, e é provida com passadores para permitir uma eficaz transferência de carga entre lajes.
- ⇒ Tipo B: Este tipo de junta é utilizado quando não é possível ter sistemas de transferência de carga ao longo da junta, como nos casos em que o pavimento está contíguo a uma estrutura de outro tipo ou em situações em que possam ocorrer movimentos horizontais diferenciados entre pavimentos. Neste caso a ausência de dispositivos de transferência de cargas é compensada através do aumento da espessura da laje nas proximidades da junta.

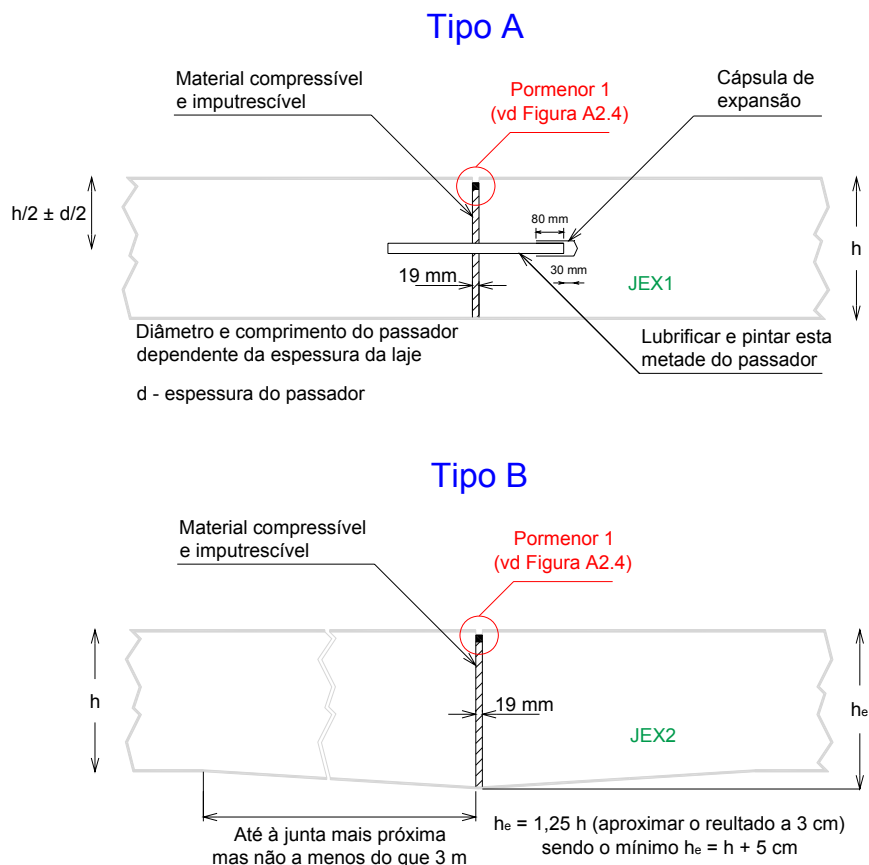


Figura A1.1– Exemplos de juntas de expansão

- **Juntas de contracção** (Figura A1.2): A função deste tipo de juntas é a de proporcionar o controlo do fendilhamento devido à contracção do pavimento, que é causada pela retracção do betão ou pela diminuição da temperatura. As juntas de contracção também têm um efeito de redução das tensões provocadas pelo encurvamento das lajes.

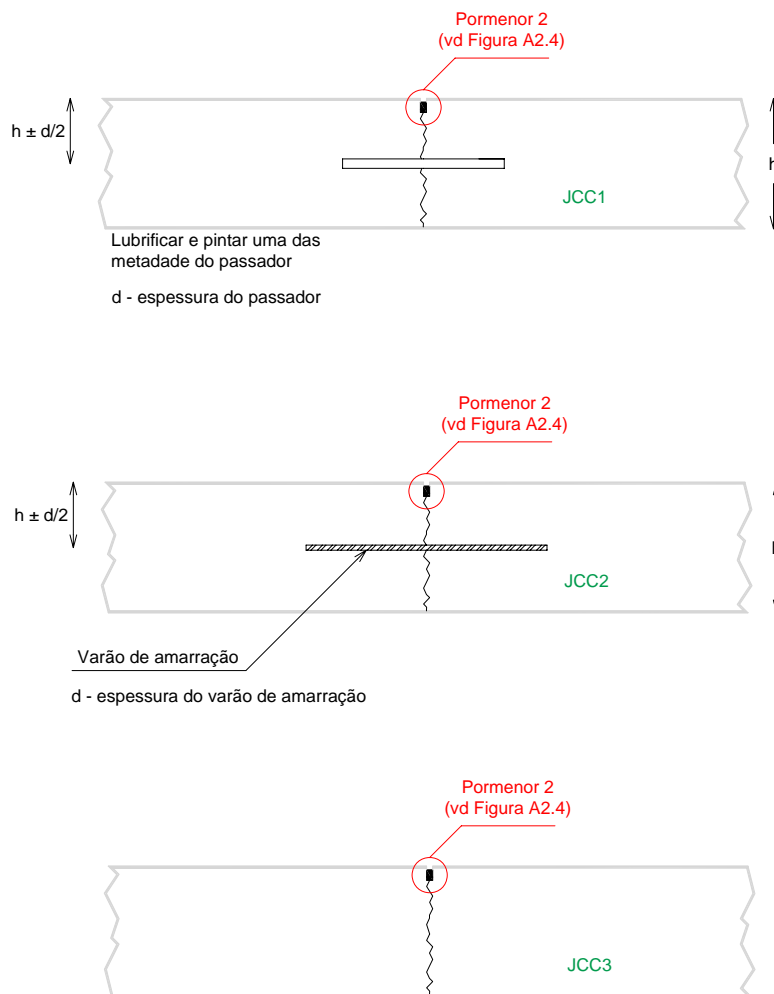


Figura A1.2 – Exemplos de juntas de contracção

- **Juntas de construção** (Figura A1.3): São necessárias quando as lajes são construídas em períodos temporais diferentes (tal como a transição entre o fim de um dia de trabalho e o início do outro dia).

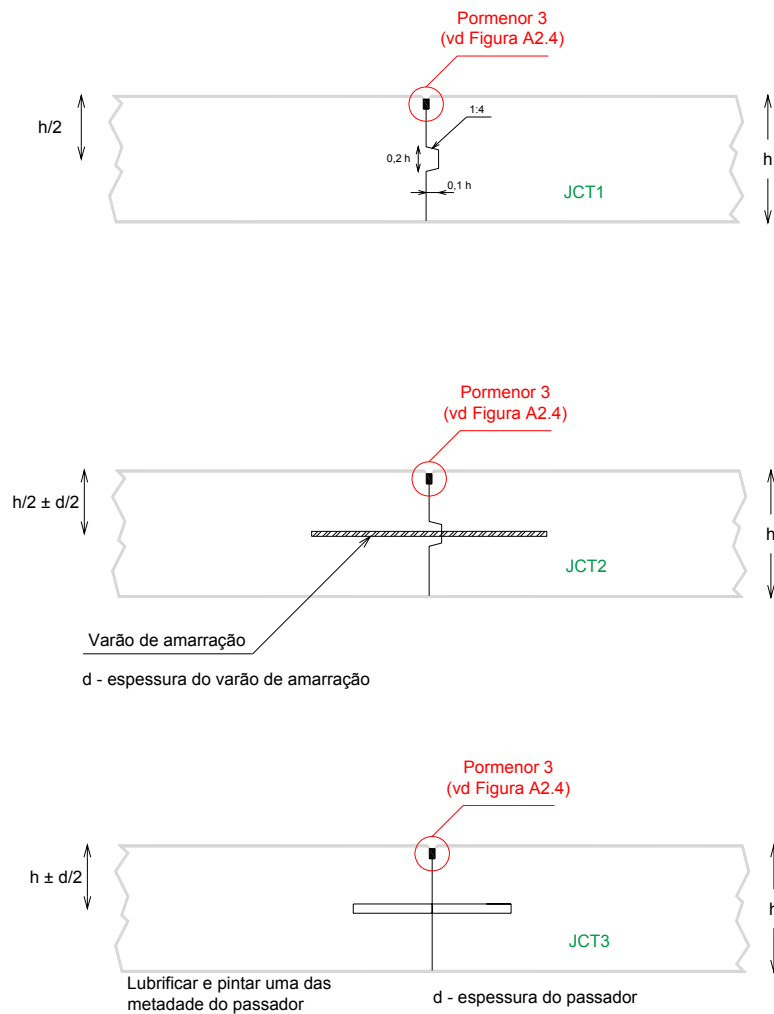


Figura A1.3 – Exemplos de juntas de construção

Na Figura A1.4, apresentam-se os pormenores 1, 2 e 3, assinalados nas figuras anteriores.

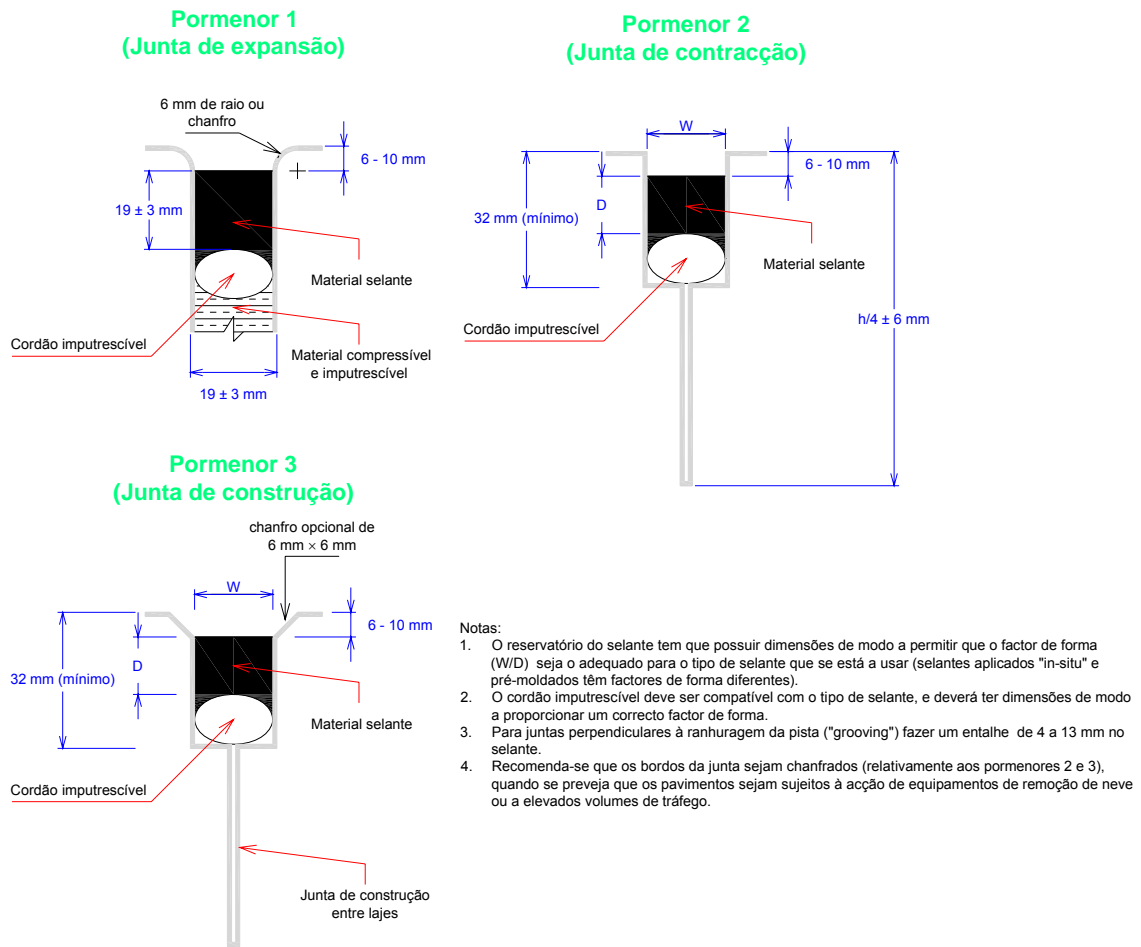


Figura A1.4 – Pormenores da selagem de juntas em pavimentos rígidos

Quadro A1.1 – Campo de aplicação dos diferentes tipos de juntas [FAA; 1995]

Tipo de junta	Descrição	Direcção longitudinal	Direcção transversal
JEX1	Junta de expansão com passador	⇒ Não utilizada.	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Utilizar nas zonas de intersecção para isolar diferentes áreas dos pavimentos. ⇒ Não é recomendável para isolar zonas onde foram aplicadas outro tipo de juntas.
JEX2	Junta de expansão – bordo espessado	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Utilizar em intersecções onde os passadores não podem ser aplicados, e onde os pavimentos ficam contíguos a outro tipo de estruturas. ⇒ Considerar a sua aplicação ao longo do bordo do pavimento, onde se preveja que no futuro ocorra movimentos de expansão. 	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Construir o bordo mais espesso onde se preveja a ocorrência da expansão da laje. ⇒ Em pavimentos pouco espessos o bordo com maior espessura poderá permitir a colocação de passadores. ⇒ Recomendada para isolar zonas onde foram aplicadas outro tipo de juntas.
JCC1	Junta de contracção com passador	⇒ Pode ser considerada de uso generalizado.	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Utilizar em todas as juntas de contracção para uma distância de pelo menos três juntas a partir de um bordo livre. ⇒ Utilizar para as primeiras duas juntas de cada lado de uma junta de expansão. ⇒ Utilizar em todas as juntas de contracção de pavimentos rígidos reforçados (betão armado) ⇒ Pode ser considerada de uso generalizado.
JCC2	Junta de contracção com varão de amarração	⇒ Utilizar em todas as juntas de contracção dos caminhos de circulação e em todas as juntas de construção colocadas a 7,6 m ou menos do limite do pavimento, excepto quando se preveja a operação de aviões de grande porte.	⇒ Não utilizada
JCC3	Junta de contracção induzida	⇒ Para todas as outras juntas de contracção do pavimento.	⇒ Para as restantes juntas de contracção em pavimentos rígidos não reforçados.
JCT1	Junta de construção com encaixe macho – fêmea	⇒ Pode ser utilizada em todas as juntas de construção (excepto quando é necessária a junta JCT3).	⇒ Não utilizada.
JCT2	Junta de construção com passador	⇒ Aplicável para todas as juntas de construção.	⇒ Utilizar em zonas onde as operações de pavimentação param ou estão atrasadas.
JCT3	Junta de construção com encaixe macho – fêmea + varão de amarração	⇒ A sua utilização é aceitável em todas as juntas de construção dos caminhos de circulação e em todas as juntas de construção colocadas a 7,6 m ou menos do limite do pavimento, excepto quando se preveja a operação de aviões de grande porte.	⇒ Não utilizada.

O espaçamento entre juntas em pavimentos rígidos é função do tipo de sub – base [FAA, 1995]. Os pavimentos rígidos que estão assentes sobre sub – bases tratadas, estão sujeitos a tensões maiores devido ao encurvamento, do que os pavimentos assentes sobre sub – bases não tratadas. Como consequência desse fenómeno o espaçamento entre juntas é função do raio de rigidez relativo da laje, portanto o espaçamento entre juntas para pavimentos assentes sobre sub – base tratadas deve ser tal que o quociente (rácio) entre espaçamento (em polegadas) e o raio de rigidez relativo da laje seja menor ou igual a 5, de modo a controlar o fendilhamento transversal. Na ausência de informação ou experiência, recomenda-se um espaçamento máximo entre juntas de 6,1 m.

No Quadro A1.2, indica-se os valores recomendados para o espaçamentos máximo entre juntas, para pavimentos rígidos assentes sobre sub – bases não tratadas.

Quadro A1.2 – Valores máximos recomendados para o espaçamento entre juntas (pavimentos rígidos assentes sobre sub – bases não tratadas) [FAA; 1995]

Espessura da laje (mm)	Espaçamento (m)	
	Juntas transversas	Juntas longitudinais
150	3,8	3,8
175 – 230	4,6	4,6
230 – 305	6,1	6,1
> 305	7,6	7,6

Os varões de amarração que são utilizados em algumas juntas longitudinais de contracção e construção, têm como principal função manter as faces das lajes em contacto. Os varões de amarração por si só não funcionam como dispositivos de transferência de carga, a transferência de carga nestes casos, é assegurada pela interligação entre os agregados ou pelo encaixe do tipo macho – fêmea. Os varões de amarração devem ter 16 mm de diâmetro e 760 mm de comprimento.

Os passadores têm como função garantir a transferência de carga ao longo da junta, e evitar deslocamentos verticais relativos dos bordos entre lajes subjacentes. Os passadores permitem movimentos longitudinais entre lajes subjacentes. No Quadro

A1.3, apresentam-se em função da espessura da laje, as características geométricas dos passadores, assim como, o espaçamento entre eles [FAA; 1995].

Quadro A1.3 – Características geométricas e espaçamento dos passadores [FAA; 1995]

Espessura da laje (mm)	Características geométricas		Espaçamento (mm)
	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	
150 – 180	20	460	305
210 – 305	25	480	305
330 – 405	30	510	380
430 – 510	40	510	460
535 – 610	50	610	460

No Quadro A1.4, apresentam-se os valores recomendados para as dimensões do reservatório do selante, de modo a serem obtidos os factores de forma (W/D) adequados para os selantes que são aplicados in-situ.

Quadro A1.4 – Dimensões do reservatório para os selantes colocados in-situ [Packard, R.; 1973]

Espaçamento entre juntas (m)	W (mm)	D (mm)
6,1	6,4	12,7 [▷]
7,6	9,5	12,7 [▷]
9,1	9,5	12,7 [▷]
12,2	12,7	12,7 [▷]
15,2	15,9	15,9
18,3	19,1	19,1

▷ - Valor mínimo

No Quadro A1.5, apresentam-se os valores recomendados para a largura de selantes pré – moldados, em função da largura da junta.

Quadro A1.5 – Largura dos selantes pré –moldados [Packard, R.; 1973]

Espaçamento entre juntas (m)	Largura da junta (mm)	Largura do selante (mm)
7,6 ou menos	6,4	14,3
9,1	9,5	20,6
15,2	12,7	25,4
21,3	19,1	38,1

ANEXO 2 – EFICÁCIA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS DAS JUNTAS

Através dos resultados obtidos nos ensaios de carga com o deflectómetro de impacto, é possível estimar a eficiência da transferência de cargas das juntas de pavimentos rígidos. O método de ensaio consiste em posicionar a placa de carga do equipamento perto da junta, de modo a que o sensor D_1 fique assente perto do limite da laje carregada, e o sensor D_2 fique colocado perto da junta do lado da laje não carregada (Figura A2.1). Assim, a expressão para estimar a eficácia de transferência de carga em termos de deslocamentos é a seguinte [UKHA; 1999; NCHRP; 2004; Rufino, D.; Roesler, J.; Barenberg, E.; 2004; Zollinger; C.J. et al; 2005; Khazanovich, L.; Gotlif; A.; 2005]:

$$E_d = \frac{D_2}{D_1} \times 100\% \quad (\text{A2.1})$$

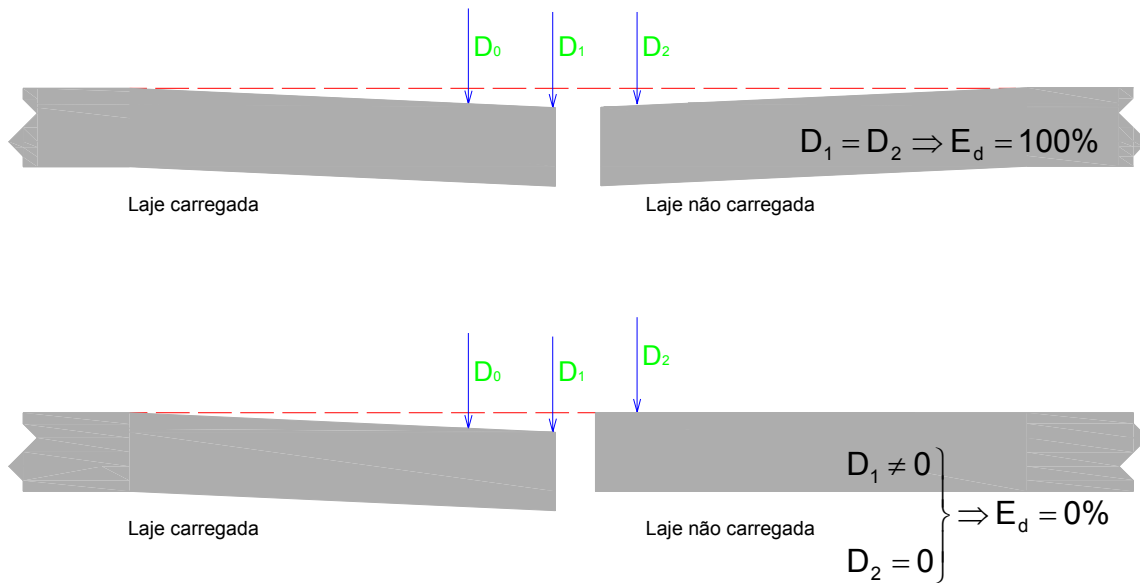


Figura A2.1 – Eficácia de transferência de cargas das juntas estimada através dos resultados obtidos nos ensaios de carga com o deflectómetro de impacto

E_d pode ser relacionada com a eficácia de transferência de cargas em termos de tensões (E_σ), através da seguinte expressão [Witczak, M.; 1989]:

$$E_\sigma (\%) = 0,6932 + 0,0118 E_d \quad (\text{A2.2})$$

Na Figura A2.2, apresenta-se uma outra relação entre E_d e E_σ , sob a forma de gráfico, obtida para ensaios realizados com uma placa de carga com 0,3 m de diâmetro [FAA; 2004].

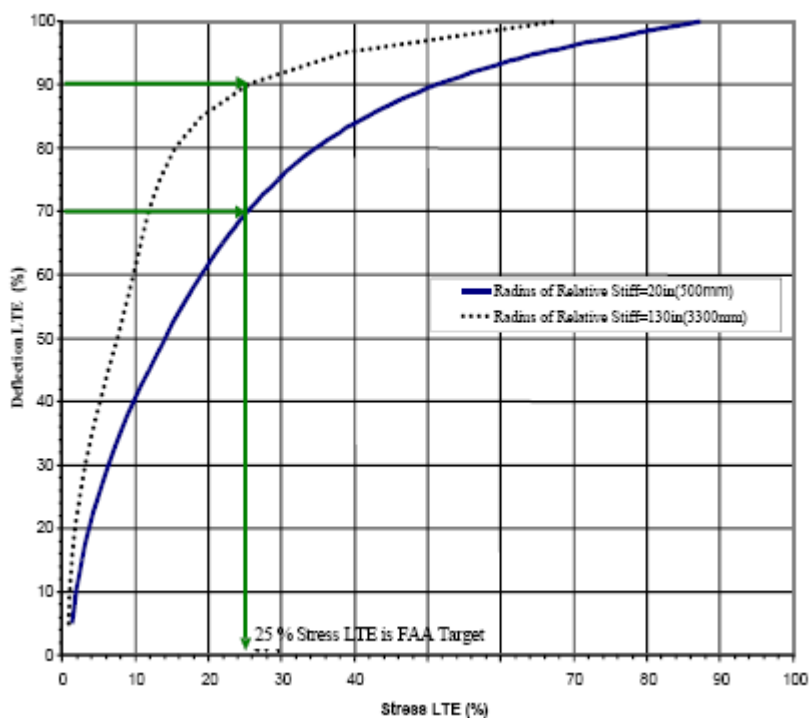


Figura A2.2 – Relação entre a E_d e E_σ

Nalguns métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos, para que o cálculo da tensão provocada por uma carga actuando sobre uma junta, seja efectuado com base na tensão calculada para uma carga num bordo livre, a tensão é afectada por um factor de redução de tensões (α), que pretende traduzir a transferência de cargas entre lajes. O factor de redução das tensões depende do tipo de juntas e da existência ou não de dispositivos de transferência de carga. O método Belga de dimensionamento de pavimentos rígidos, preconiza as seguintes expressões para o cálculo da tensão provocada por uma carga aplicada sobre a junta [Veverks, V.; 1985]:

⇒ **Junta com passador**

$$\sigma_{ij} = \sigma_{tbl} \times 0,6 \quad (A2.3)$$

⇒ **Junta sem passador**

$$\sigma_{ij} = \sigma_{tbl} \times 0,8 \quad (A2.4)$$

Em que:

σ_{tj} – Tensão provocada por uma carga actuando sobre a junta;

σ_{tbl} – Tensão provocada por uma carga actuando num bordo livre.

Witczak propõe o cálculo do factor de redução (α), com base na eficácia de transferência de cargas em termos de tensões, de acordo com a seguinte expressão:

$$E_{\sigma} = \frac{1}{\alpha} - 1 \quad (\text{A2.5})$$

No Quadro A2.1, indicam-se as várias classes qualitativas para a eficácia de transferência de cargas [NCHRP; 2004].

Quadro A2.1 – Classificação da eficácia de transferência de cargas

Classificação	Eficácia de transferência de carga (%)
Excelente	90 – 100
Boa	75 – 89
Razoável	50 – 74
Má	25 – 49
Muito má	0 – 24

**ANEXO 3 – MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO PARA
O REFORÇO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS
AEROPORTUÁRIOS**

Neste anexo apresentam-se as expressões preconizadas pela FAA [Packard, R.G.; 1973; USACE; 1994; FAA; 1995], para a determinação da espessura da camada de reforço, para pavimentos rígidos.

Camada de reforço em betão de cimento Portland

→ **Aderência parcial** (a camada de reforço é colocada directamente sobre a laje do pavimento antigo)

$$h_c = \sqrt[1.4]{h^{1.4} - C_r \cdot h_e^{1.4}} \quad (A3.1)$$

Em que:

h_c – Espessura da camada de reforço

h – Espessura de um pavimento rígido virtual (laje única), a partir da fundação do pavimento (pavimento virtual dimensionado para a resistência do betão à tracção em flexão da camada do reforço)

h_e – Espessura do pavimento rígido antigo

C_r – Factor que depende da condição estrutural do pavimento antigo (Quadro A3.1)

Quadro A3.1 – Valores para o factor C_r

Tipo de pavimento rígido	C_r	
	Valor	Condição do pavimento antigo
Betão simples com juntas	1,0	⇒ Pavimento em boas condições. Sem fendilhamento ou apenas evidenciando algum fendilhamento ligeiro, sem anomalias estruturais.
	0,75	⇒ Pavimento com fendas de canto no seu estado inicial (originadas pelas cargas induzidas pelo tráfego), sem fendilhamento progressivo ou escalonamento das lajes nas juntas.
	0,35	⇒ Pavimento em más condições estruturais, exibindo fendilhamento progressivo (devido às cargas induzidas pelo tráfego), com lasqueamento dos bordos das fendas e juntas, e escalonamento das lajes nas fendas e juntas.
Betão armado contínuo	1,0	⇒ Pavimento em boas condições, sem fendas transversais pouco espaçadas (espaçamento entre fendas de 0,3 m a 0,6 m), ou com muito poucas. Sem fendas longitudinais e com ligeiro lasqueamento ou ligeira desagregação ao longo das fendas.
	0,75	⇒ O pavimento evidencia fendas transversais pouco espaçadas, apresenta poucas fendas longitudinais ramificadas e interconectadas, (devido às cargas induzidas pelo tráfego), moderado lasqueamento ou moderada desagregação ao longo das fendas
	0,35	⇒ O pavimento evidencia um nível de severidade elevado em relação às fendas transversais pouco espaçadas, com fendas longitudinais ramificadas e interconectadas (devido às cargas induzidas pelo tráfego), lasqueamento severo ou desagregação severa ao longo das fendas, e anomalias do tipo “ <i>punchouts</i> ”.

O factor C_r também pode ser determinado com recurso ao gráfico apresentado na Figura A3.1, a partir do índice de estado do pavimento (“*Pavement Condition Index*”). O PCI permite classificar um pavimento com base nas anomalias que o pavimento apresenta. É um parâmetro numérico (com uma escala de 0 a 100), que pretende definir o estado de um pavimento, através do somatório de vários coeficientes, que traduzem a existência de uma determinada anomalia (severidade e quantidade). No entanto, é preciso ter em atenção que o PCI não avalia directamente a capacidade de

carga de um pavimento [Veloso, J.; 2001]. Os procedimentos para a determinação do PCI, em pavimentos aeroportuários, estão descritos na norma ASTM D 5340 – 03.

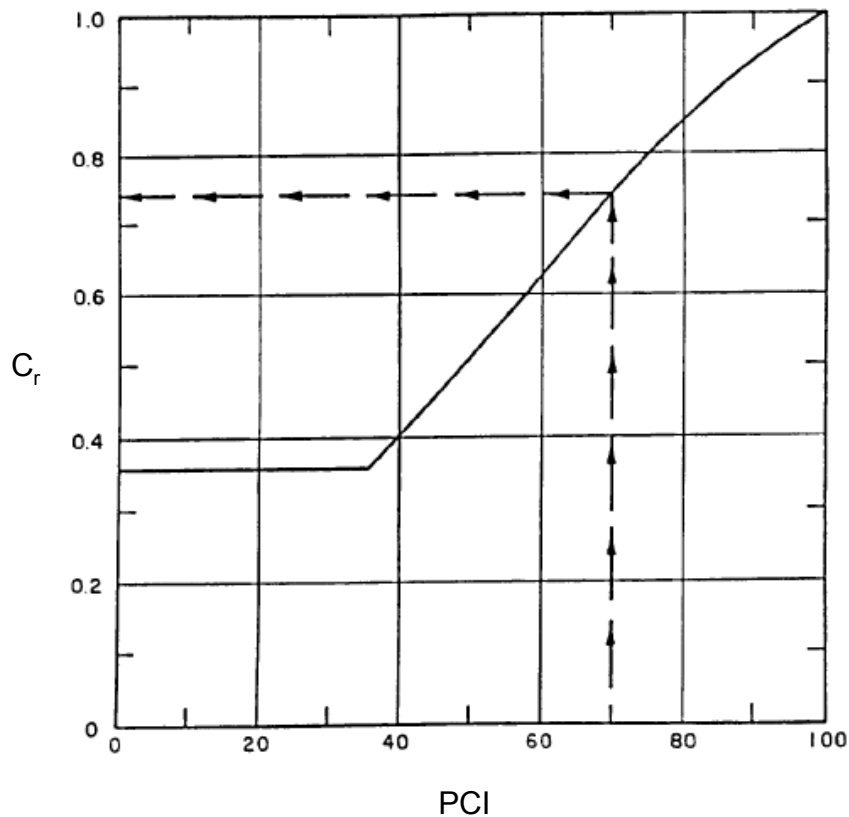


Figura A3.1 – Gráfico para a determinação do factor C_r [USACE; 1994]

A FAA [FAA; 1995] não recomenda a execução de um reforço através da execução de uma camada em betão de cimento Portland, quando o pavimento antigo apresenta um valor menor do que 0,75 para o C_r , devido ao facto de que é muito possível a ocorrência do fenómeno de reflexão de fendas.

A expressão (A3.1) tem como hipótese o facto de que as resistências do betão à tracção em flexão, da camada de reforço e do pavimento antigo são praticamente iguais. Se a diferença entre as resistências for superior a $0,7 \text{ MN/m}^2$, a determinação da espessura de reforço é efectuada através da seguinte expressão:

$$h_c = \sqrt[1.4]{h^{1.4} - C_r \left(\frac{h}{h_b} \cdot h_e \right)^{1.4}} \quad (\text{A3.2})$$

Em que:

h_b – Espessura de um pavimento rígido virtual (laje única), a partir da fundação do pavimento (pavimento virtual dimensionado para a resistência do betão à tracção em flexão da camada do pavimento antigo)¹⁶

→ **Aderência nula** (entre a camada de reforço e a superfície do pavimento antigo é aplicada uma camada de regularização em misturas betuminosas)

$$h_c = \sqrt{h^2 - C_r \cdot h_e^2} \quad (A3.3)$$

Como para caso anterior, se a diferença entre as resistências à tracção em flexão do betão do reforço e do pavimento antigo for superior a 0,7 MN/m², a espessura da camada de reforço é dada pela seguinte expressão:

$$h_c = \sqrt{h^2 - C_r \left(\frac{h}{h_b} \cdot h_e \right)^2} \quad (A3.4)$$

→ **Aderência total**

$$h_c = h - h_e \quad (A3.5)$$

A FAA [FAA; 1995] recomenda que reforços com aderência total, só sejam efectuados se o pavimento antigo estiver em boas condições, uma vez que, as anomalias existentes no pavimento antigo têm uma maior probabilidade de se reflectirem na camada de reforço com aderência total, do que no caso dos reforços apresentados anteriormente. O principal problema nos reforços com aderência total, é o de garantir essa aderência, sendo essencial uma preparação minuciosa e cuidada da interface de contacto e a aplicação de técnicas construtivas adequadas, para garantir a aderência total entre a camada de reforço e o pavimento antigo.

¹⁶ Os outros parâmetros que compõem a expressão (A3.2) são os mesmos da expressão (A3.1). A mesma situação é verificada em relação aos parâmetros que constam nas expressões (A3.3), (A3.4) e (A3.5).

No reforço de pavimentos rígidos com camadas em betão de cimento Portland, em relação às juntas da camada de reforço, devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- ⇒ não é necessário que as juntas da camada de reforço sejam do mesmo tipo das juntas do pavimento antigo, excepto no caso de alguns reforços com aderência total;
- ⇒ não é necessário executar juntas de expansão na camada de reforço por cada junta de expansão presente no pavimento antigo. No entanto é recomendável a execução de juntas induzidas (por serragem, ou por outro processo) na camada de reforço, localizadas a uma distância máxima de 0,3 m da junta de expansão existente;
- ⇒ devem ser executadas juntas de contracção em reforços sem aderência ou com aderência parcial, directamente sobre as juntas de expansão, construção e contracção, ou numa distância de 0,3 m destas. No caso de juntas de contracção em reforços com aderência total, essa distância deve ser de 0,12 m. Para controlar o fendilhamento, pode ser necessária a execução de juntas de contracção adicionais;
- ⇒ em reforços com aderência nula, o padrão de juntas da camada de reforço não tem de ser o mesmo do pavimento antigo;
- ⇒ se a camada de reforço for composta por lajes com dimensões superiores a 6,1 m, estas devem ser reforçadas independentemente da espessura da laje.

Camada de reforço em misturas betuminosas

$$t = 2,5(F \cdot h_d - C_b \cdot h_e) \quad (\text{A3.6})$$

Em que:

t – Espessura da camada de reforço (mm)

F – Factor que controla o grau de fendilhamento na base do pavimento rígido antigo, que depende do módulo de reacção da fundação e do tráfego (Quadro A3.3)

h_d – Espessura de um pavimento rígido virtual, a partir da fundação do pavimento (pavimento virtual dimensionado para a mesma resistência do betão à tracção em flexão e o mesmo módulo de reacção da fundação do pavimento antigo)¹⁷

¹⁷ Utilizar o valor exacto de h_d , sem arredondamentos.

h_e – Espessura do pavimento rígido antigo (mm)

C_b – Factor de condição que indica a condição estrutural do pavimento antigo, geralmente varia entre 0,75 a 1,0 (Quadro A3.2).

Quadro A3.2 – Valores para o factor C_b

Tipo de pavimento rígido	C_b	
	Valor	Condição do pavimento antigo
Betão simples com juntas	1,0	⇒ Pavimento em boas condições, com algum fendilhamento (devido às cargas induzidas pelo tráfego), sem fendilhamento progressivo ou com fendilhamento muito ligeiro.
	0,75	⇒ O pavimento exhibe fendilhamento progressivo (devido às cargas induzidas pelo tráfego, lasqueamento e desagregação), apresenta também ligeiro escalonamento nas juntas e fendas.
	0,50	⇒ O pavimento exhibe fendilhamento múltiplo, acompanhado de desagregação, lasqueamento e escalonamento nas juntas e fendas.
Betão armado contínuo	1,0	⇒ Pavimento em boas condições, mas evidencia algumas fendas transversais pouco espaçadas (devido às cargas induzidas pelo tráfego), início do aparecimento de fendas longitudinais interconectadas, lasqueamento moderado e desagregação moderada em juntas e fendas.
	0,75	⇒ O pavimento, na zona de passagem dos rodados, exhibe inúmeras fendas transversais pouco espaçadas (devido às cargas induzidas pelo tráfego), fendas longitudinais, lasqueamento severo ou desagregação, e início do aparecimento de anomalias do tipo “punchouts”.

O factor C_b também pode ser determinado com recurso ao gráfico apresentado na Figura A3.2, em função do índice de estado do pavimento.

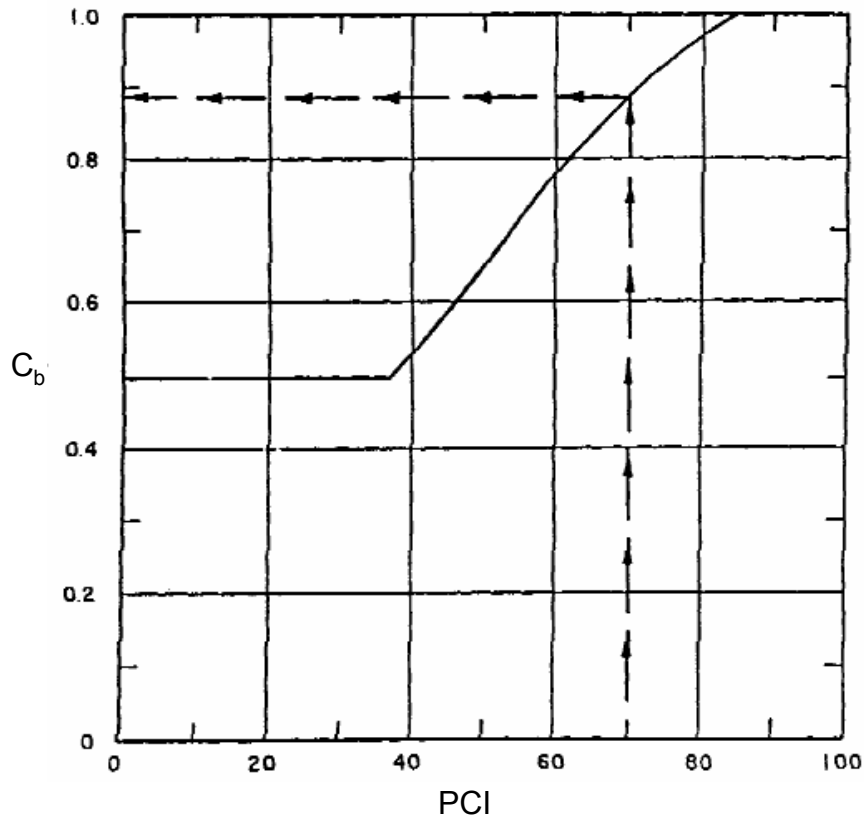


Figura A3.2 – Gráfico para a determinação do factor C_b [USACE; 1994]

No Quadro A3.3, indicam-se os valores recomendados para o factor F , de acordo com as gamas de valores para os factores C_r e C_b .

Quadro A3.3 – Valores recomendados para o factor F

C_r	C_b	Factor F recomendado
0,35 a 0,50	0,75 a 0,80	1,00
0,51 a 0,75	0,81 a 0,90	
0,76 a 0,85	0,91 a 0,95	
0,86 a 1,00	0,96 a 1,00	Utilizar gráfico Figura A3.3

O factor F , pode ser determinado através do gráfico apresentado na Figura A3.3.

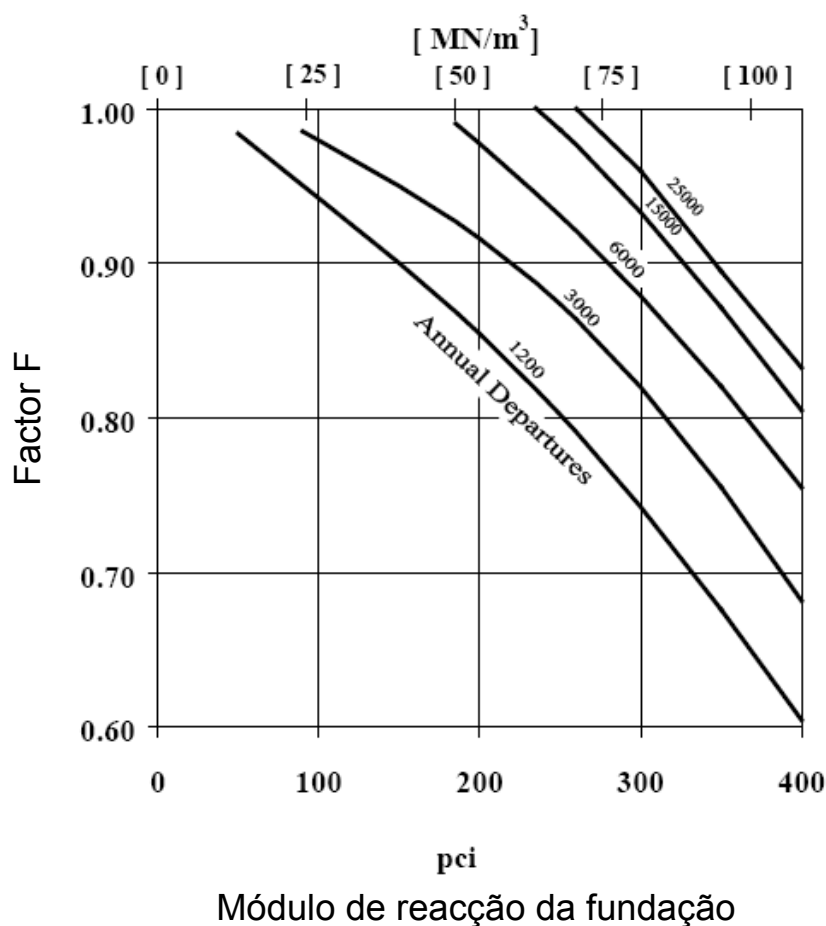


Figura A3.3 – Gráfico para a determinação do factor F [FAA; 1995]

A espessura da camada de reforço em mistura betuminosa também pode ser determinado de acordo com a seguinte expressão [Yoder, E.J.; Witczak, M.W.; 1975]:

$$t = 2,5(F \cdot h_d - h_e) \quad (\text{A3.7})$$

Em que:

t – Espessura da camada de reforço (mm)

F – Factor que controla o grau de fendilhamento na base do pavimento rígido antigo, que depende do módulo de reacção da fundação e do tráfego (Figura A3.3)

h_d – Espessura de um pavimento rígido virtual, a partir da fundação do pavimento

h_e – Espessura do pavimento rígido antigo (mm)

ANEXO 4 – RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CARGA

Neste anexo apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de carga realizados no âmbito da avaliação da influência estrutural que as juntas transversais e longitudinais têm no conjunto [pavimento antigo + reforço].

Quadro A4.1 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 1_1

Laje	Junta		Distância [↷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
1	T	JT 1_1	0,50 m a	178	148	144	132	117	102	82
			0,40 m a	183	156	148	133	120	105	83
			0,30 m a	193	158	150	138	123	105	83
			0,20 m a	201	160	151	138	121	105	83
			0,10 m a	208	159	148	134	120	103	80
			Junta	216	160	147	134	120	101	80
			0,10 m d	215	159	143	128	113	98	78
			0,20 m d	207	167	141	122	111	96	75
			0,30 m d	203	179	153	123	107	94	75
			0,40 m d	193	177	156	123	106	91	72
			0,50 m d	191	176	165	134	105	92	74

Legenda:

↷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direção e sentido do ensaio

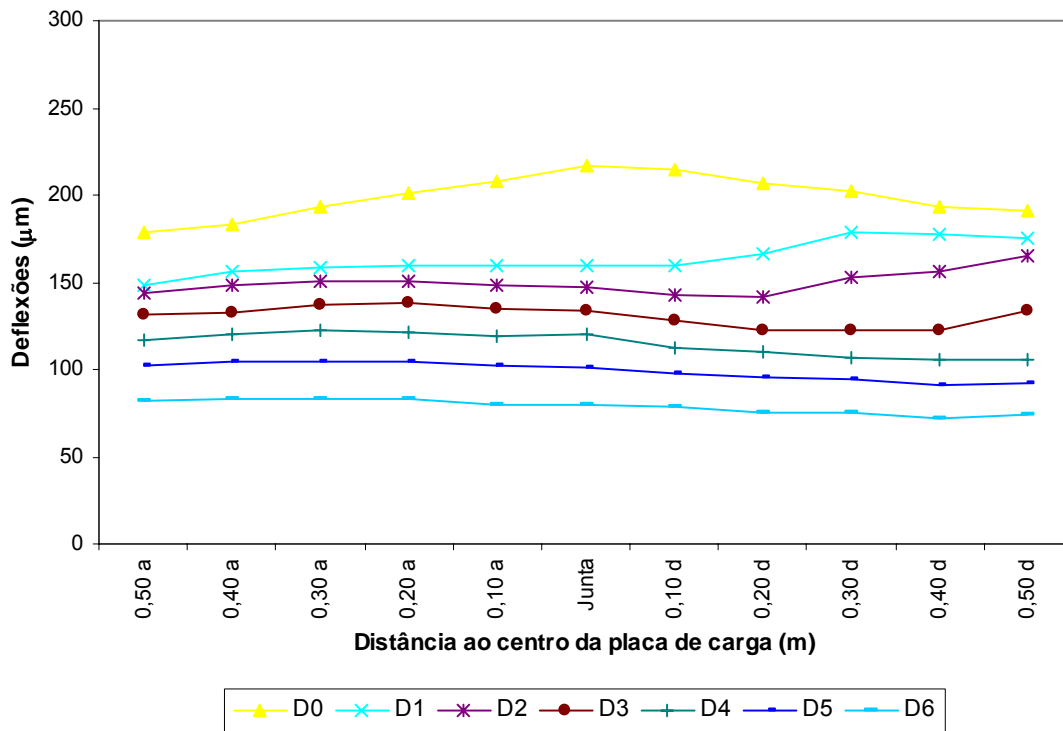


Figura A4.1 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 1_1

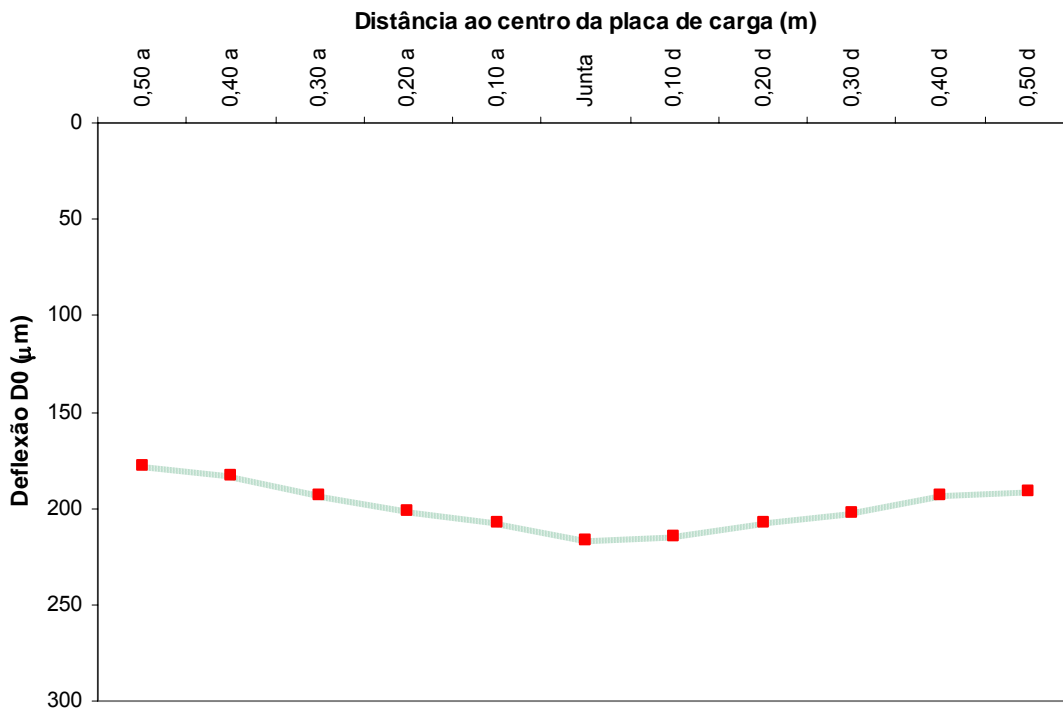
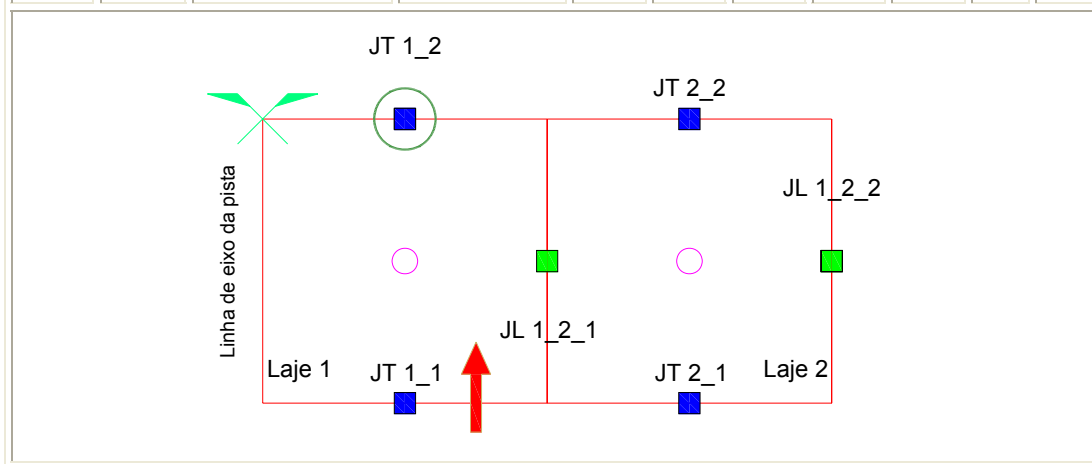


Figura A4.2 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 1_1

Quadro A4.2 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 1_2

Laje	Junta		Distância [⊃]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		μm						
1	T	JT 1_2	0,50 m a	153	129	124	113	101	88	70
			0,40 m a	160	134	125	115	103	89	70
			0,30 m a	168	137	131	119	106	91	70
			0,20 m a	174	144	135	121	109	92	71
			0,10 m a	177	145	135	122	109	94	72
			Junta	180	145	135	123	109	92	70
			0,10 m d	175	148	136	122	108	93	72
			0,20 m d	170	145	135	120	106	92	71
			0,30 m d	168	144	132	118	105	90	71
			0,40 m d	162	143	130	117	103	90	68
			0,50 m d	159	145	134	119	104	91	72



Legenda:

⊃ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

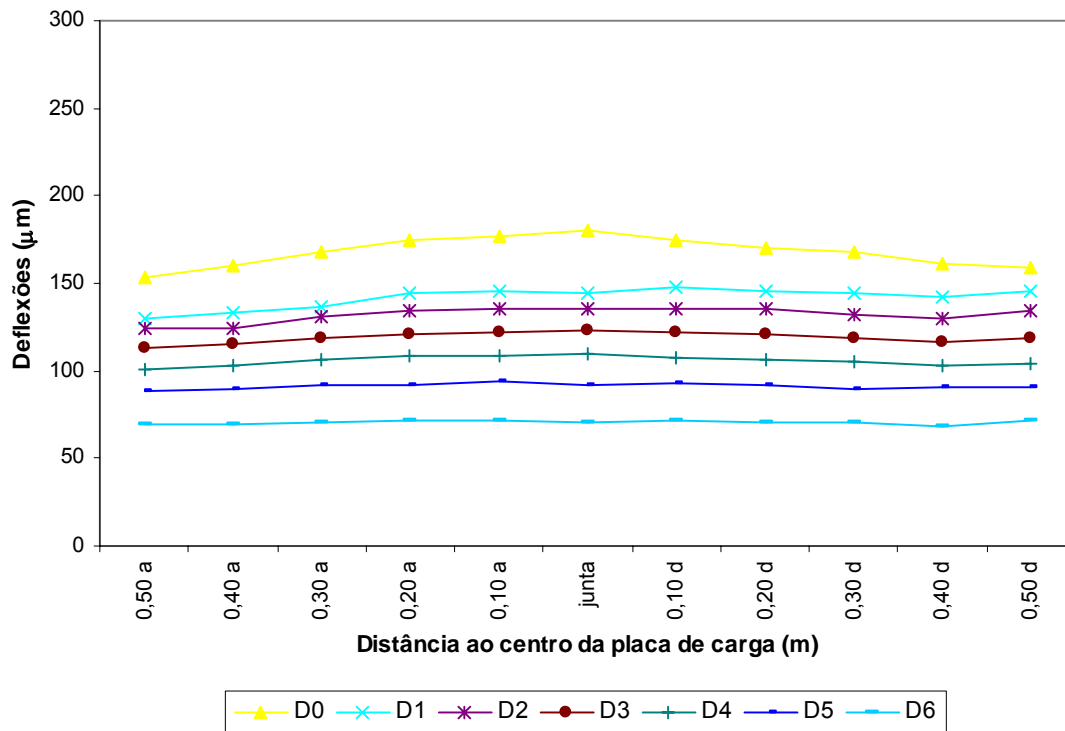


Figura A4.3 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 1_2

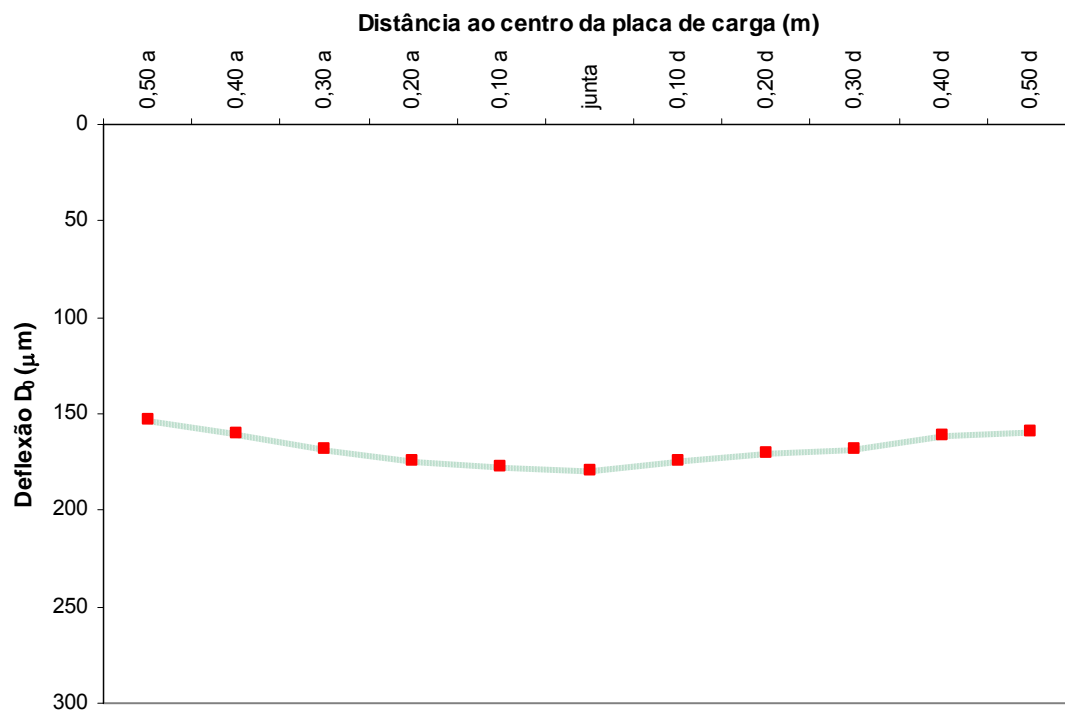
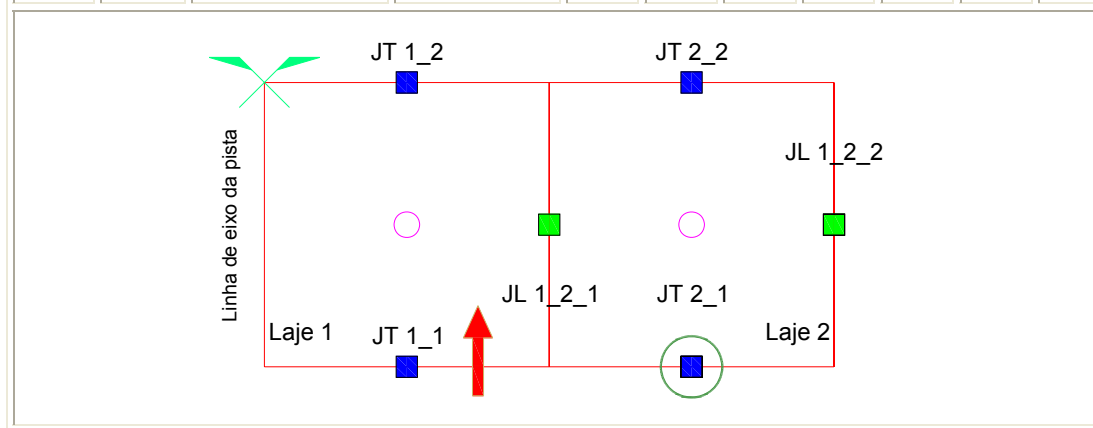


Figura A4.4 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 1_2

Quadro A4.3 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 2_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		μm						
2	T	JT 2_1	0,50 m a	196	156	147	134	120	107	87
			0,40 m a	194	161	149	136	122	108	86
			0,30 m a	205	165	152	139	124	109	87
			0,20 m a	219	168	157	142	128	113	89
			0,10 m a	238	183	160	147	130	115	90
			Junta	242	177	162	147	131	113	90
			0,10 m d	241	183	161	145	130	113	88
			0,20 m d	239	183	161	144	129	111	90
			0,30 m d	229	181	160	138	123	108	85
			0,40 m d	229	189	160	141	124	109	87
			0,50 m d	215	188	165	139	121	107	85



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

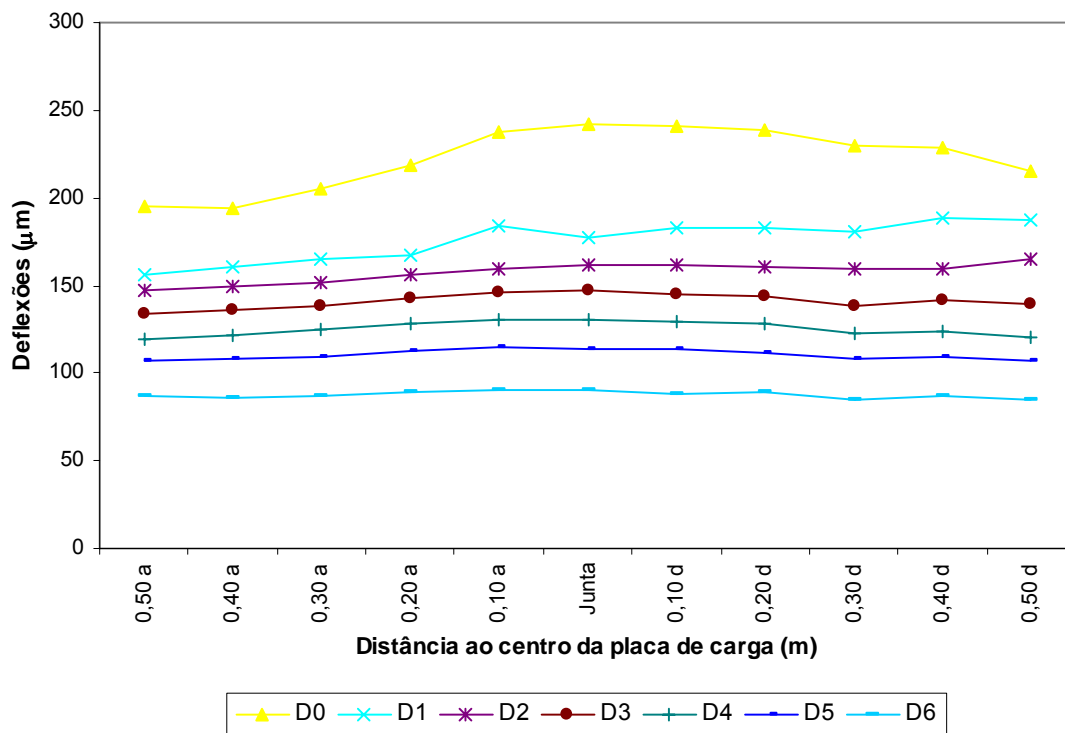


Figura A4.5 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 2_1

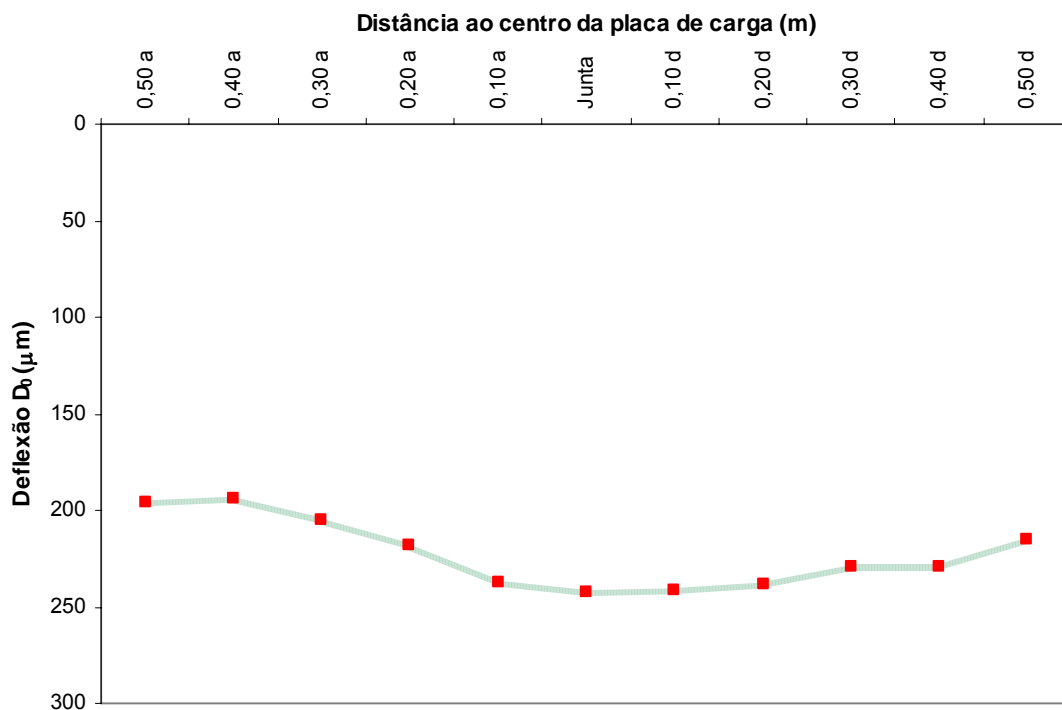
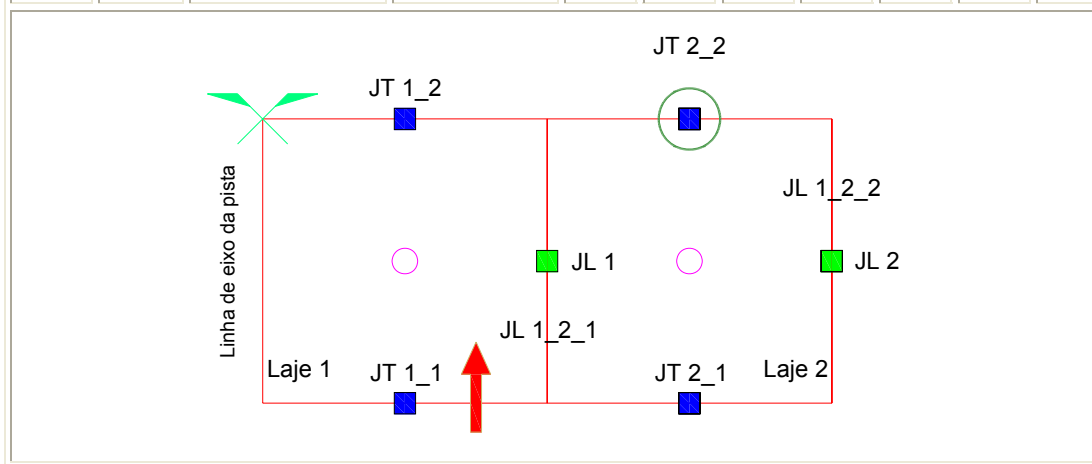


Figura A4.6 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 2_1

Quadro A4.4 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 2_2

Laje	Junta		Distância [⤵]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		μm						
2	T	JT 2_2	0,50 m a	209	172	164	151	135	116	90
			0,40 m a	220	180	168	156	138	118	90
			0,30 m a	224	185	175	157	141	122	93
			0,20 m a	227	185	174	158	138	120	91
			0,10 m a	226	178	170	154	138	118	91
			Junta	233	188	172	156	138	120	92
			0,10 m d	225	190	168	150	134	115	88
			0,20 m d	218	190	171	150	131	114	89
			0,30 m d	210	192	175	152	129	113	89
			0,40 m d	206	190	181	156	130	112	87
			0,50 m d	194	180	178	160	129	112	88



Legenda:

⤵ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

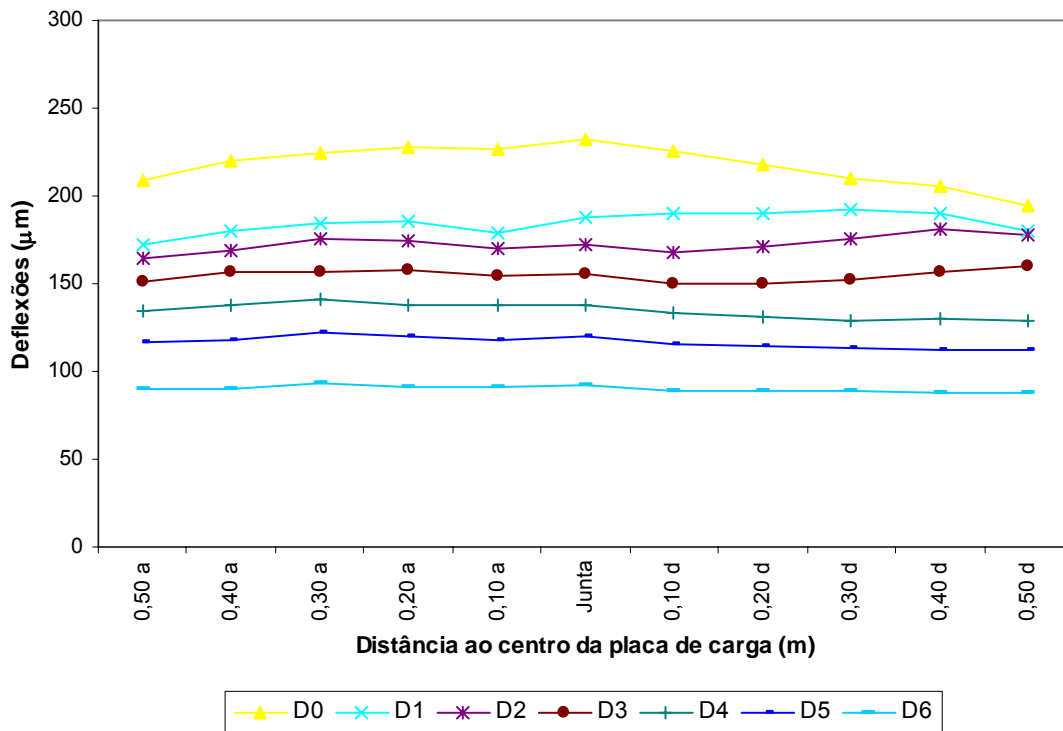


Figura A4.7 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 2_2

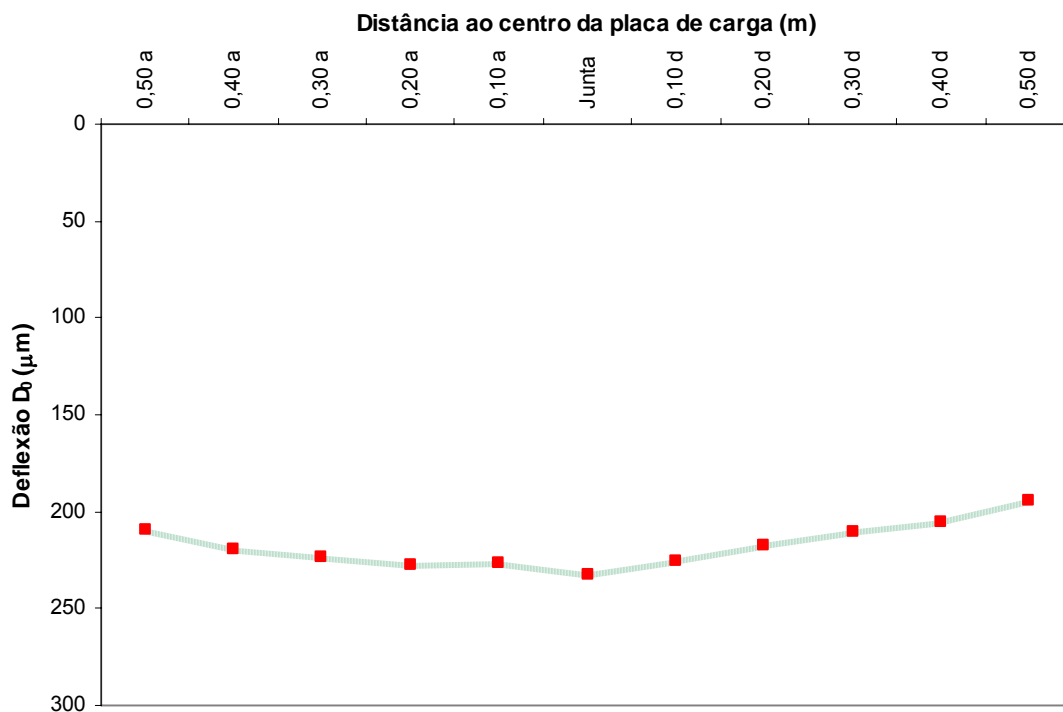
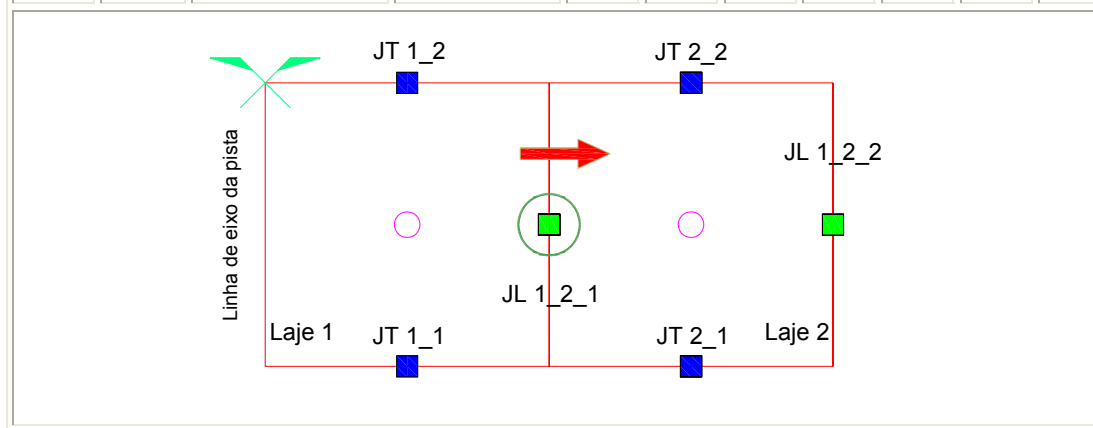


Figura A4.8 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 2_2

Quadro A4.5 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 1_2_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
1_2	L	JL 1_2_1	0,50 m a	213	186	175	158	140	118	87
			0,40 m a	228	197	183	167	146	123	92
			0,30 m a	237	202	190	173	150	124	92
			0,20 m a	246	208	197	177	153	128	93
			0,10 m a	244	212	199	179	156	130	94
			Junta	249	217	205	183	158	131	94
			0,10 m d	245	213	200	181	155	131	93
			0,20 m d	245	211	199	178	156	131	95
			0,30 m d	235	207	192	171	148	128	91
			0,40 m d	230	205	188	167	146	124	90
			0,50 m d	228	206	185	166	144	123	89



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

L – Junta longitudinal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direção e sentido do ensaio

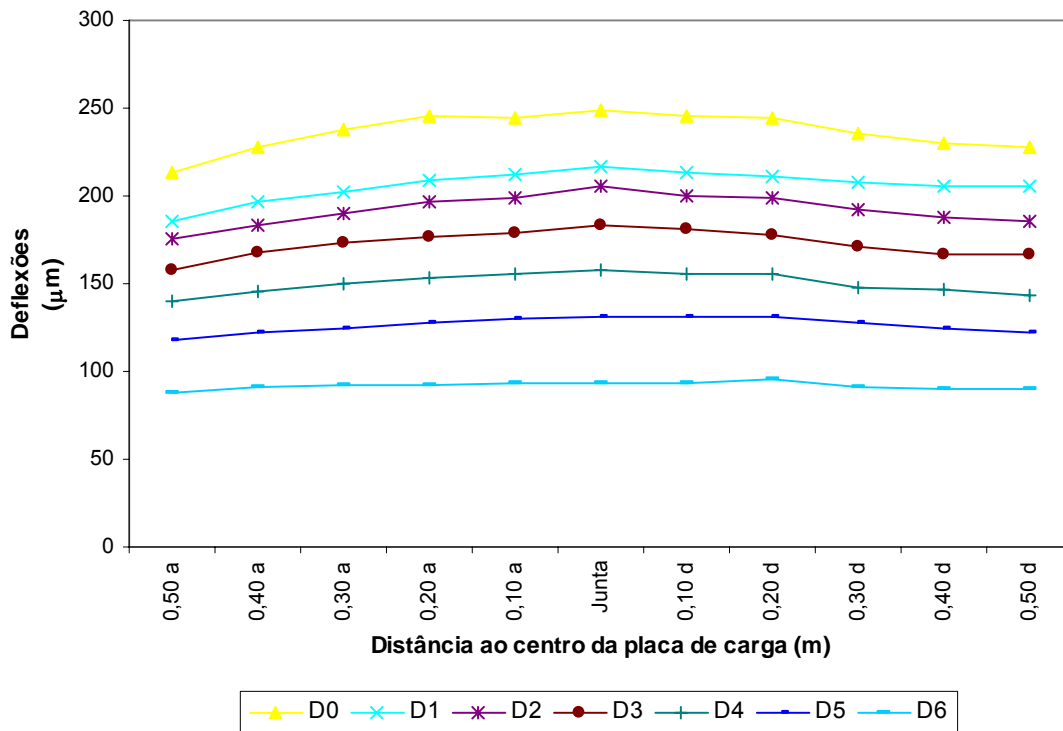


Figura A4.9 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 1_2_1

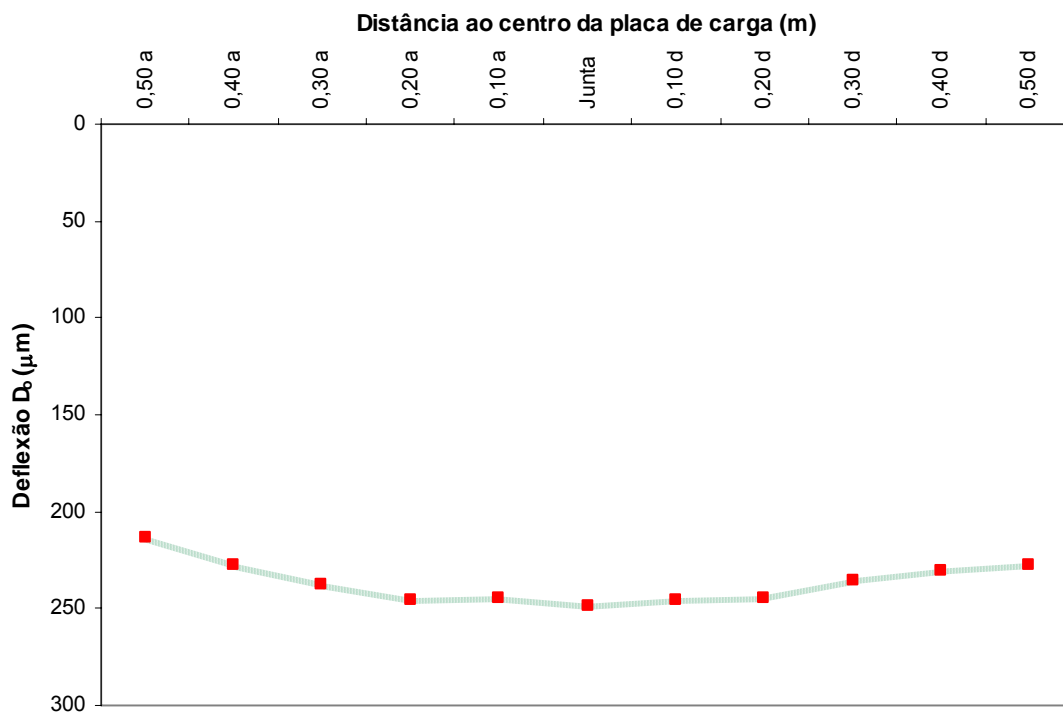
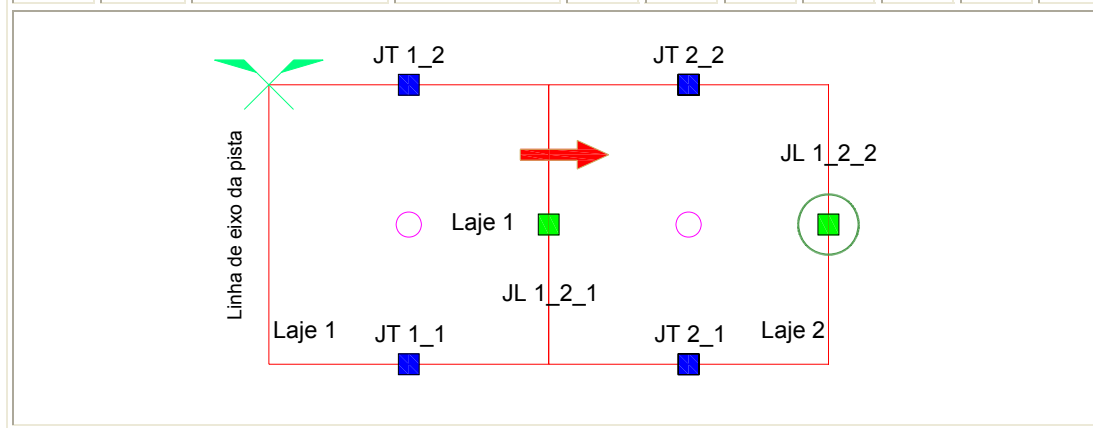


Figura A4.10 – Deflexão D_0 na junta longitudinal JL 1_2_1

Quadro A4.6 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 1_2_2

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
2	L	JL 1_2_2	0,50 m a	185	160	148	139	126	109	87
			0,40 m a	193	164	155	143	129	112	89
			0,30 m a	205	169	161	147	132	114	89
			0,20 m a	211	171	163	152	134	116	88
			0,10 m a	218	176	164	151	133	117	90
			Junta	220	173	161	149	132	114	88
			0,10 m d	216	180	160	146	132	113	88
			0,20 m d	211	179	160	144	129	111	87
			0,30 m d	204	183	163	144	128	112	87
			0,40 m d	196	180	167	146	127	110	87
			0,50 m d	195	180	166	144	125	109	85



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

L – Junta longitudinal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

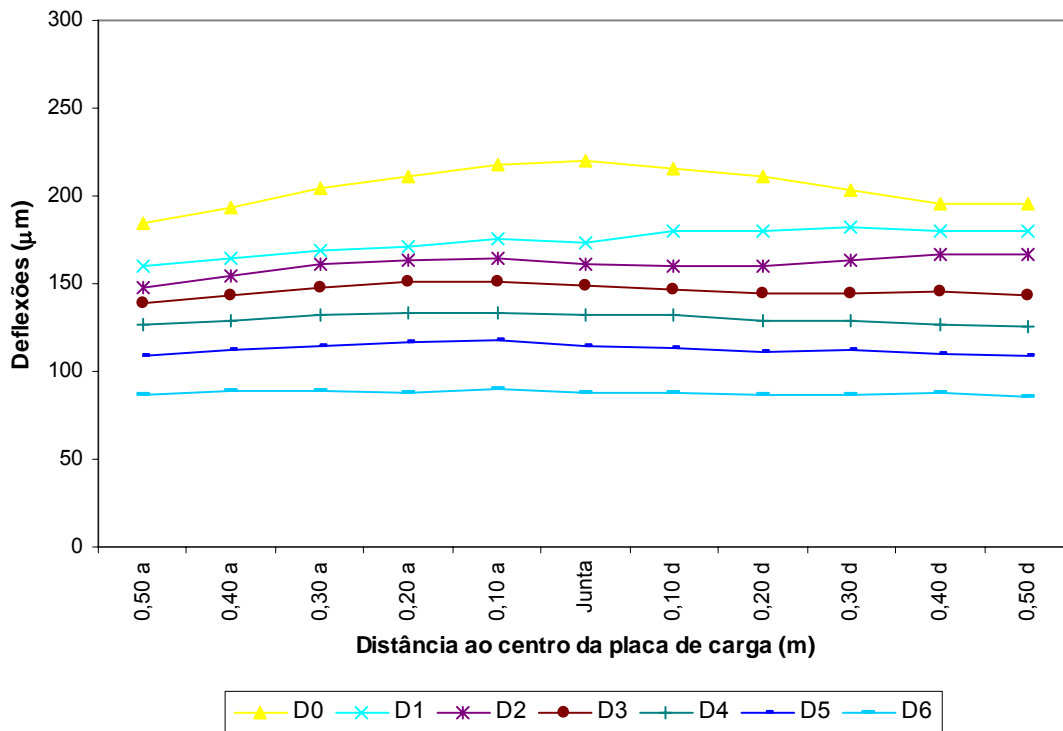


Figura A4.11 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 1_2_2

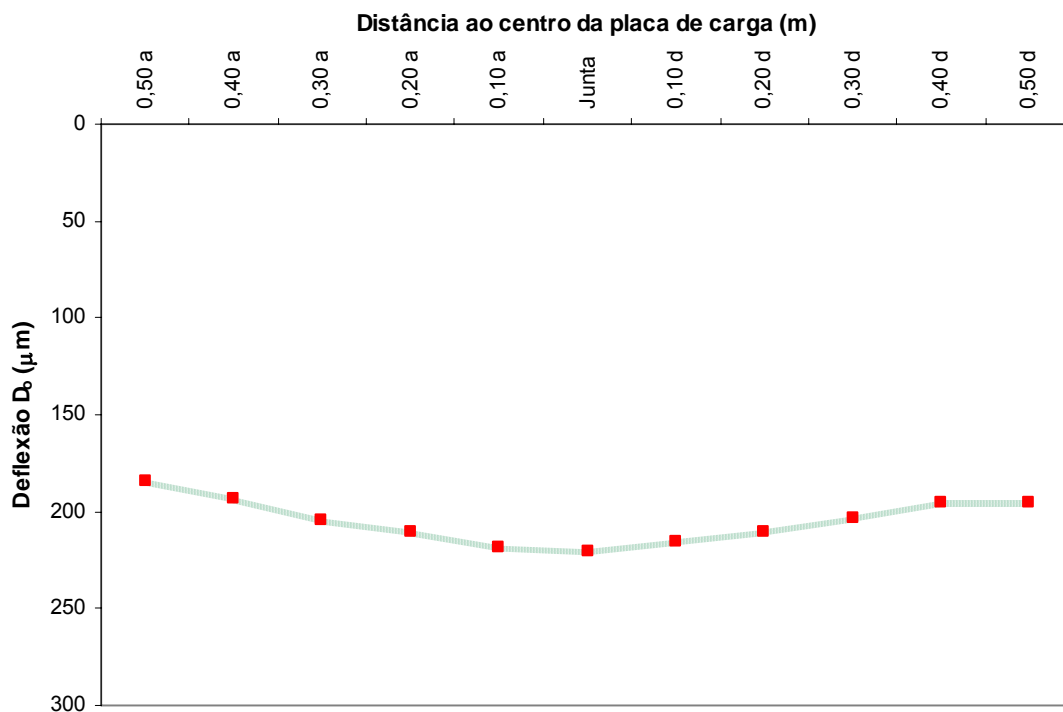


Figura A4.12 – Deflexão D₀ na junta longitudinal JL 1_2_2

Quadro A4.7 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 3_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
3	T	JT 3_1	0,50 m a	185	147	136	126	116	103	83
			0,40 m a	185	142	136	126	115	101	82
			0,30 m a	182	143	133	121	111	101	82
			0,20 m a	180	145	135	122	114	100	81
			0,10 m a	179	145	132	123	117	101	83
			Junta	177	141	132	121	113	101	82
			0,10 m d	175	139	130	121	107	99	81
			0,20 m d	171	140	130	122	112	100	80
			0,30 m d	172	141	130	122	108	99	80
			0,40 m d	172	139	130	123	111	100	81
			0,50 m d	170	137	129	120	110	98	80

Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

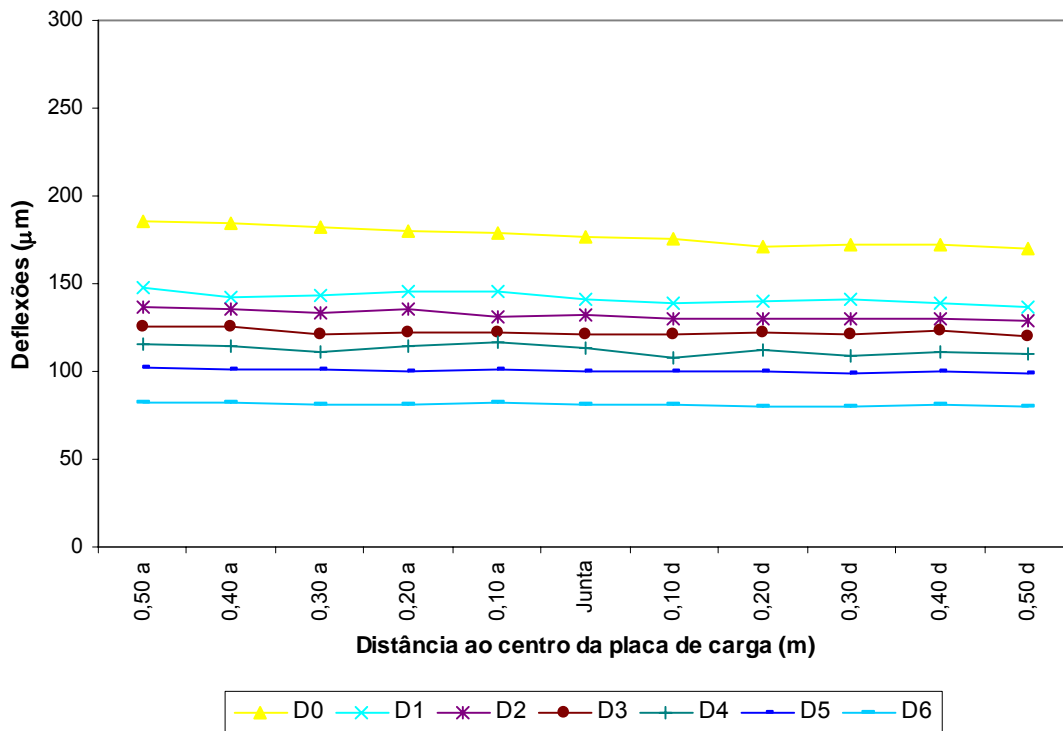


Figura A4.13 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 3_1

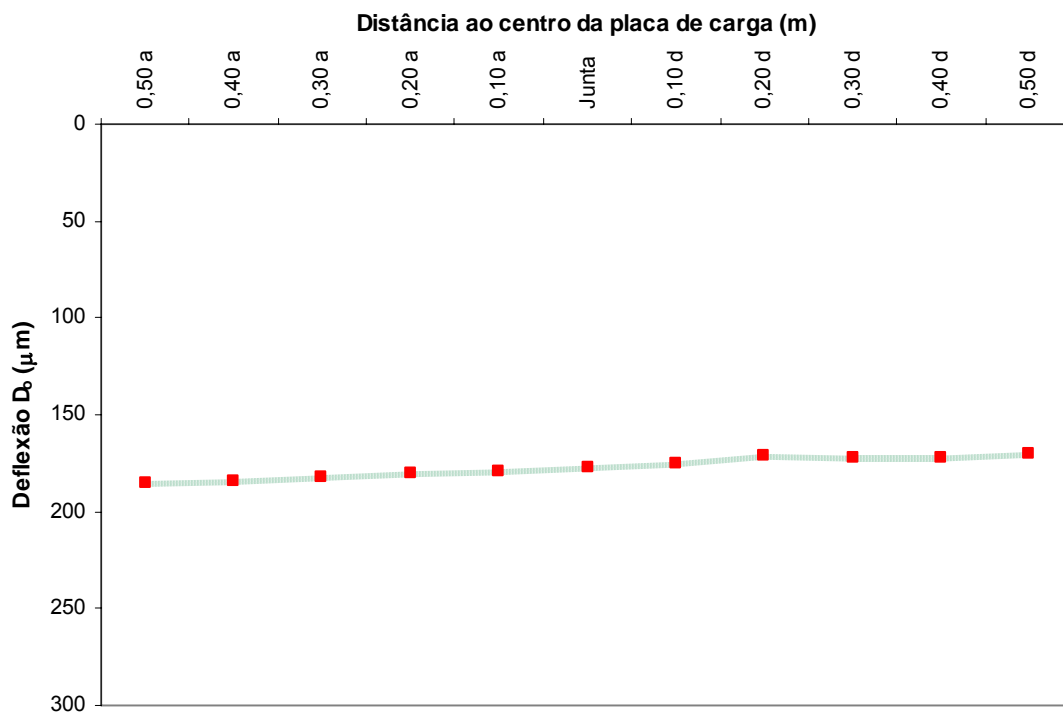
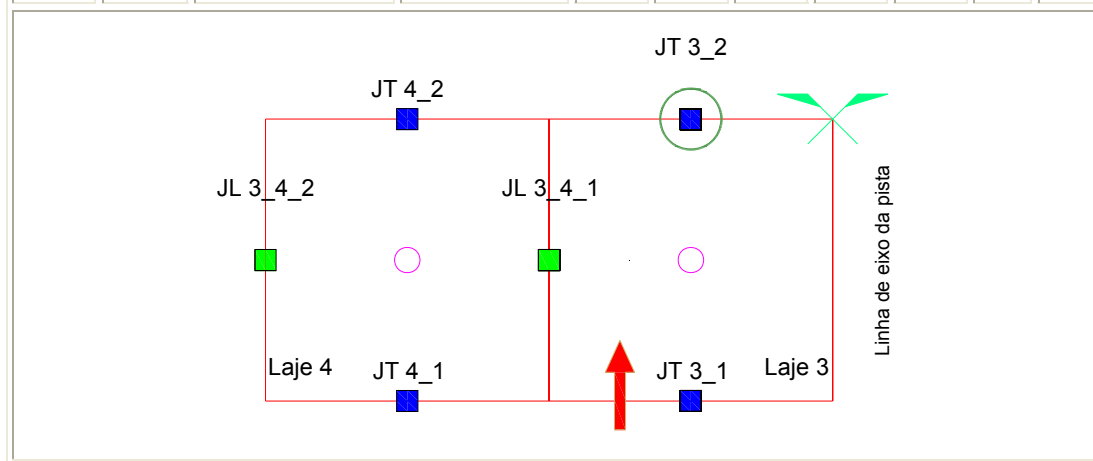


Figura A4.14 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 3_1

Quadro A4.8 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 3_2

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		μm						
3	T	JT 3_2	0,50 m a	153	128	123	115	106	93	75
			0,40 m a	145	127	121	112	104	92	75
			0,30 m a	150	128	122	115	105	93	75
			0,20 m a	147	128	123	115	104	94	76
			0,10 m a	150	127	122	115	105	94	75
			Junta	151	128	123	115	106	94	75
			0,10 m d	153	128	124	116	106	94	76
			0,20 m d	154	129	125	116	106	95	76
			0,30 m d	150	129	123	116	103	93	75
			0,40 m d	152	126	124	114	104	92	76
			0,50 m d	156	130	124	116	106	95	75



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

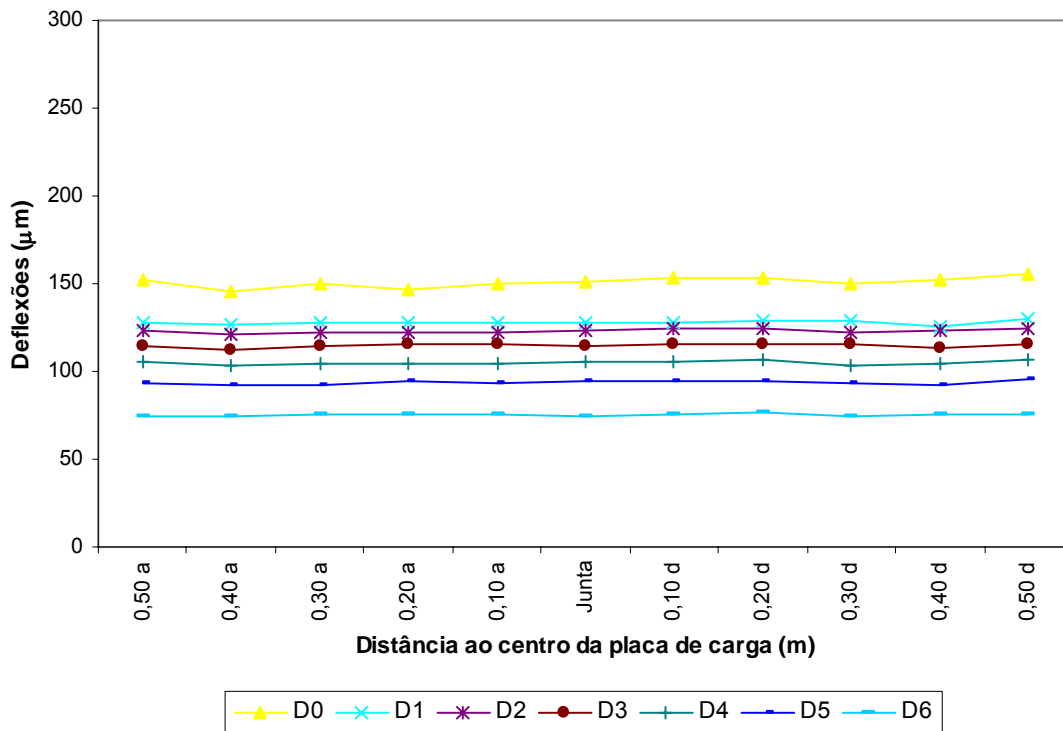


Figura A4.15 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 3_2

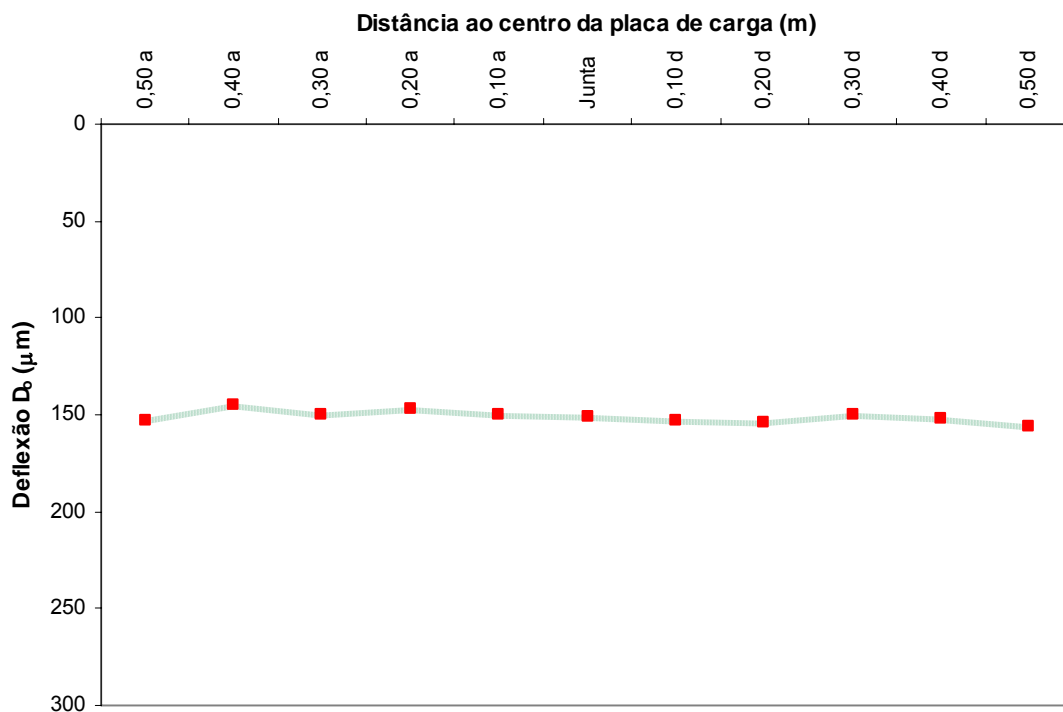


Figura A4.16 – Deflexão D_0 na junta transversal JT 3_2

Quadro A4.9 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 4_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		μm						
4	T	JT 4_1	0,50 m a	162	130	124	117	108	97	79
			0,40 m a	162	131	124	116	107	97	79
			0,30 m a	160	130	123	115	108	95	78
			0,20 m a	163	130	124	114	106	95	77
			0,10 m a	161	129	121	114	106	95	79
			Junta	161	132	124	114	105	95	77
			0,10 m d	159	129	124	114	106	95	76
			0,20 m d	158	129	124	116	108	95	78
			0,30 m d	159	129	123	116	105	95	77
			0,40 m d	161	129	124	117	106	95	77
			0,50 m d	164	133	126	115	107	96	78

Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

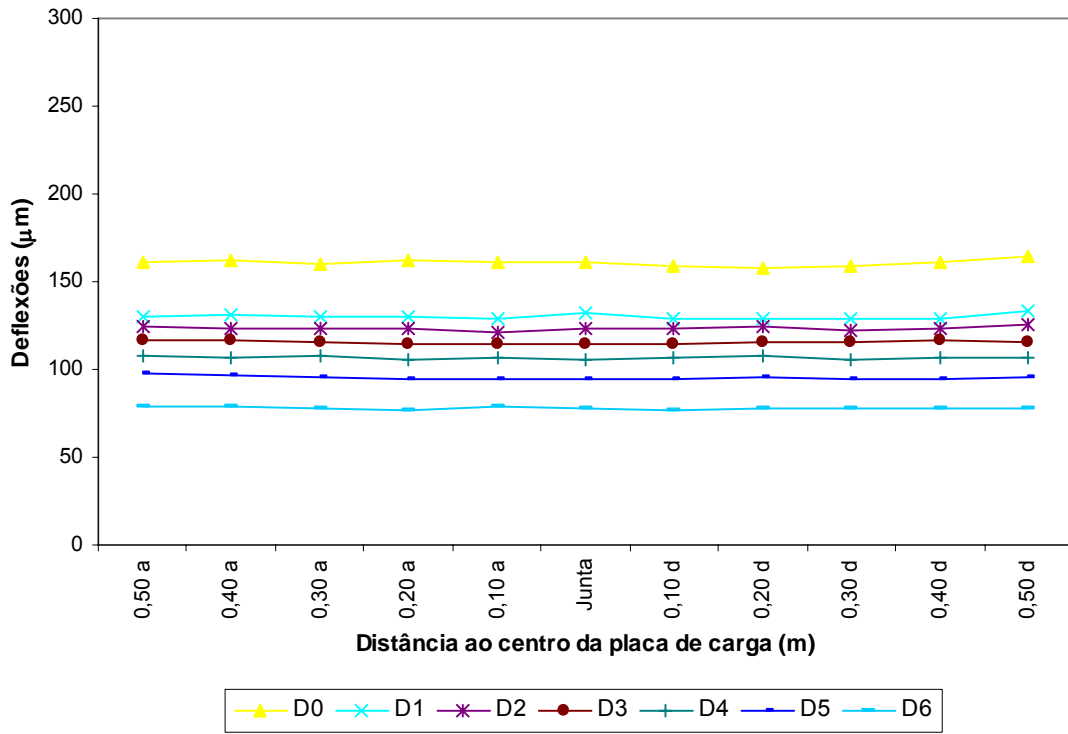


Figura A4.17 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 4_1

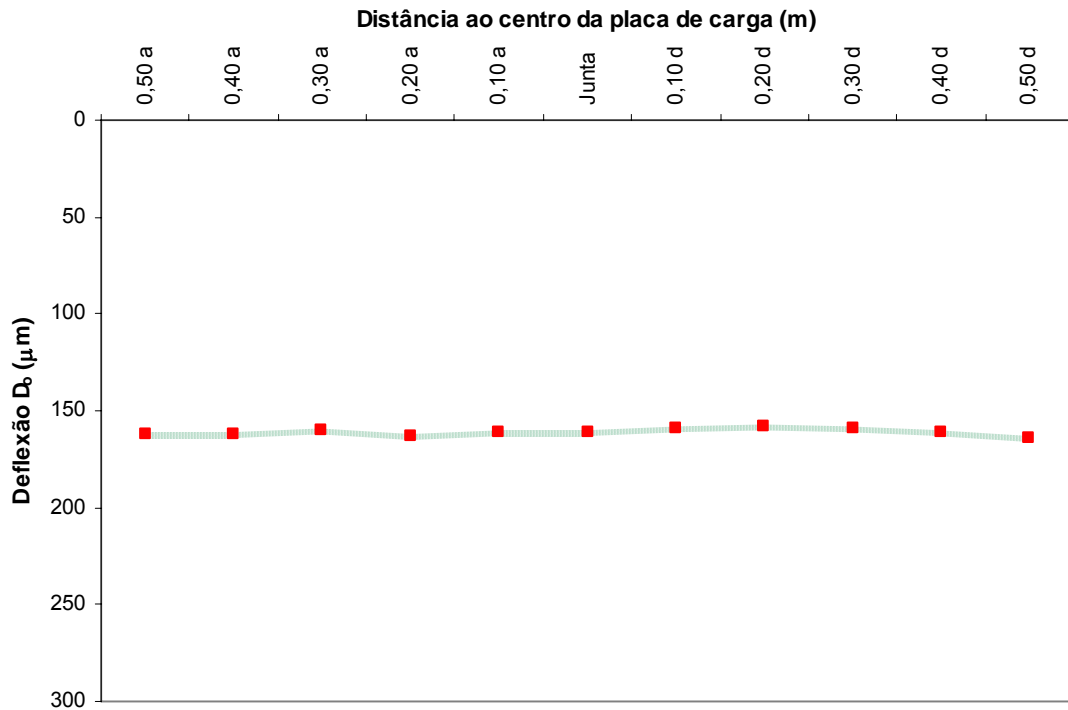
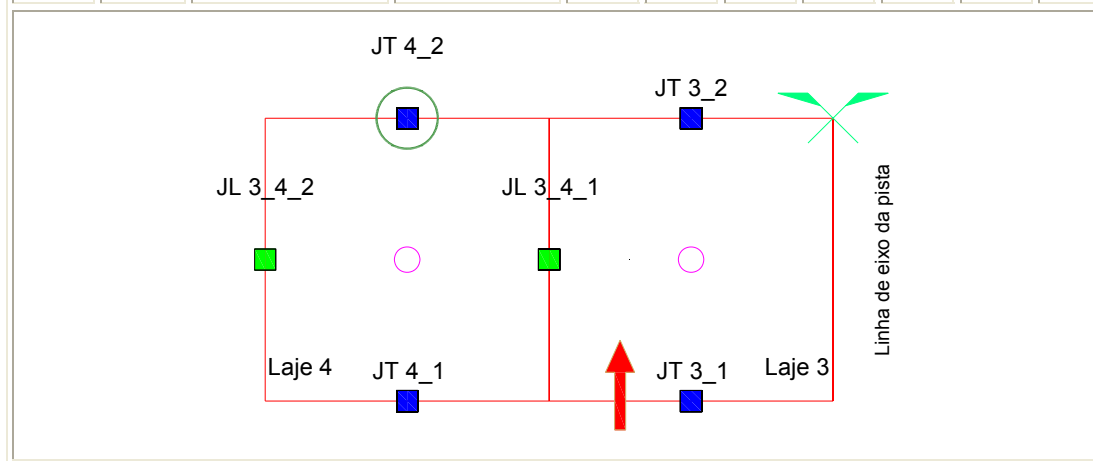


Figura A4.18 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 4_1

Quadro A4.10 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 4_2

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
4	T	JT 4_2	0,50 m a	173	138	130	121	112	100	81
			0,40 m a	173	139	130	119	112	99	82
			0,30 m a	175	137	128	121	111	99	80
			0,20 m a	181	138	129	120	111	100	81
			0,10 m a	181	138	129	121	109	99	80
			Junta	183	140	129	121	110	99	80
			0,10 m d	182	141	129	122	112	99	82
			0,20 m d	181	140	127	121	111	99	80
			0,30 m d	180	138	130	120	108	98	80
			0,40 m d	181	139	129	121	112	100	81
			0,50 m d	180	138	129	119	111	99	81



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

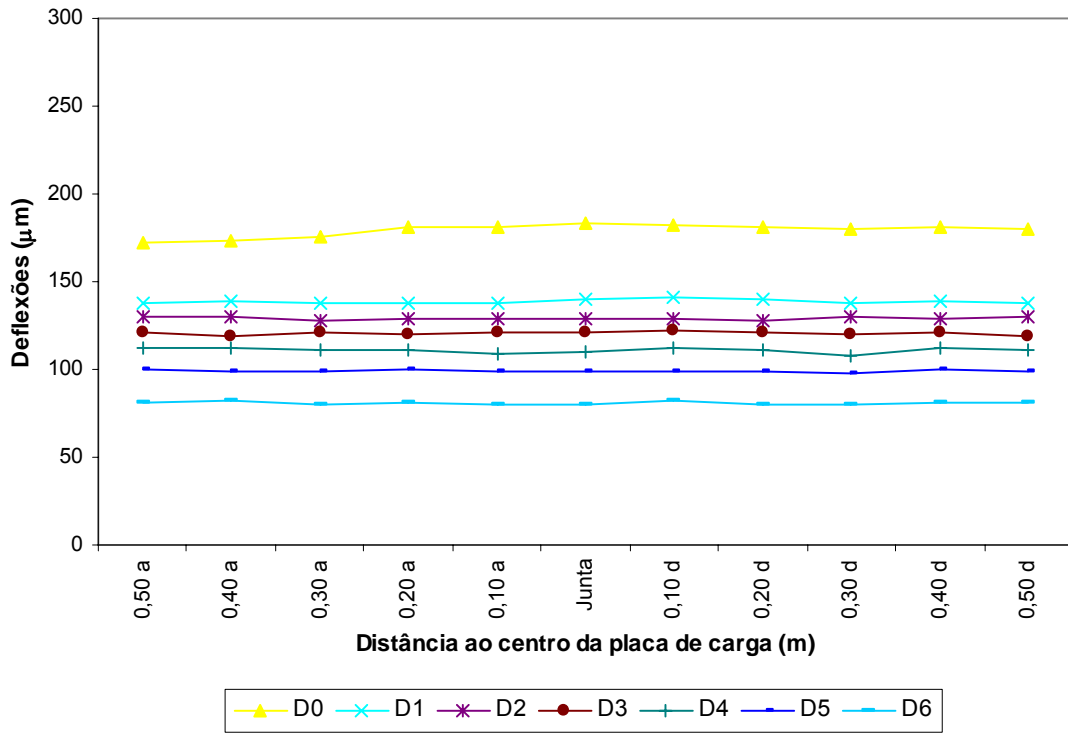


Figura A4.19 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 4_2

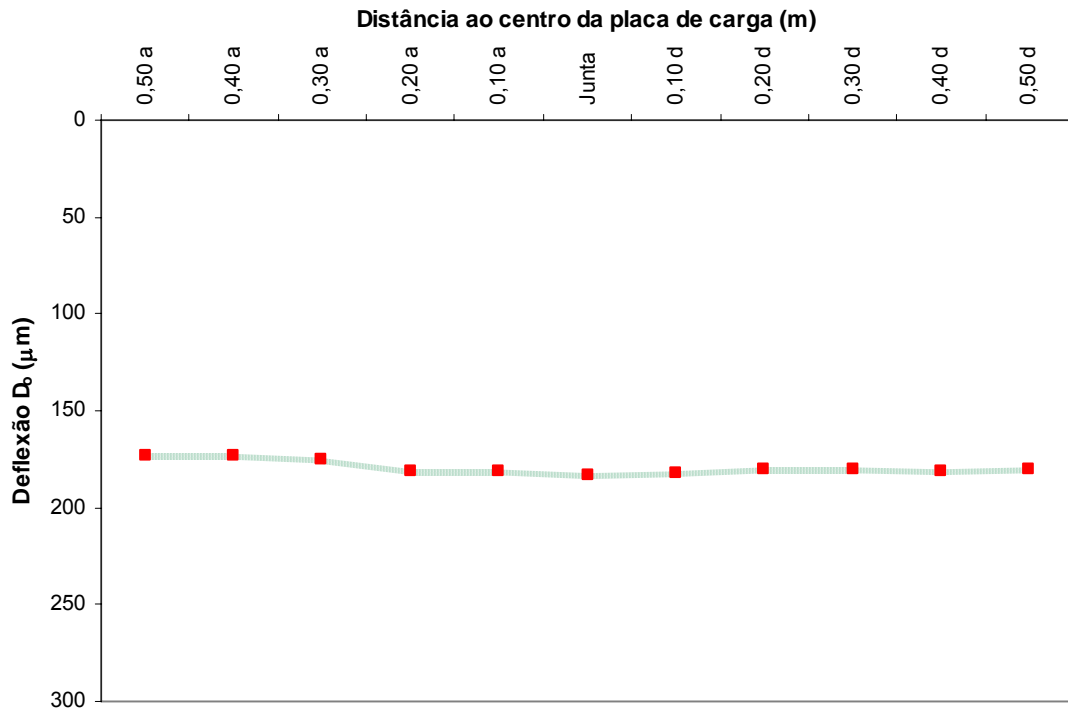


Figura A4.20 – Deflexão D_0 na junta transversal JT 4_2

Quadro A4.11 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 3_4_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
3_4	L	JL 3_4_1	0,50 m a	229	169	154	139	122	104	80
			0,40 m a	237	177	160	143	126	107	81
			0,30 m a	241	180	161	143	125	107	81
			0,20 m a	248	182	165	144	127	107	80
			0,10 m a	261	185	166	147	126	107	81
			Junta	273	192	163	144	125	107	81
			0,10 m d	267	194	164	146	124	106	80
			0,20 m d	261	201	169	147	124	107	82
			0,30 m d	256	210	174	149	127	108	82
			0,40 m d	250	211	183	153	128	107	81
			0,50 m d	254	208	194	160	130	110	83

Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

L – Junta longitudinal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

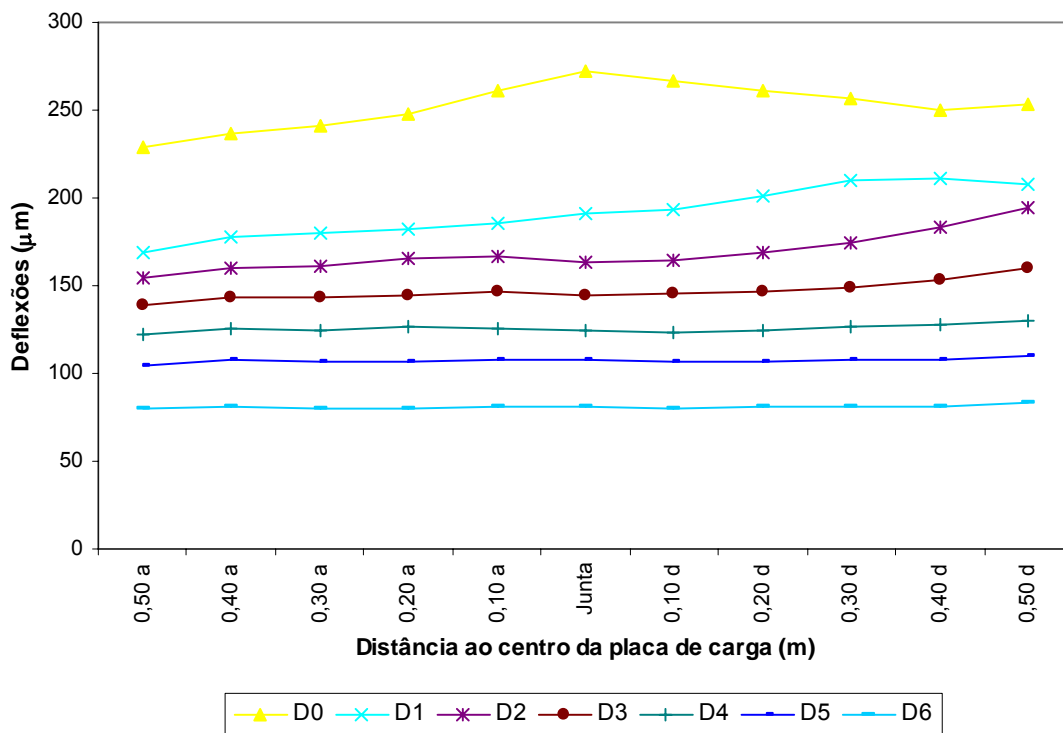


Figura A4.21 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 3_4_1

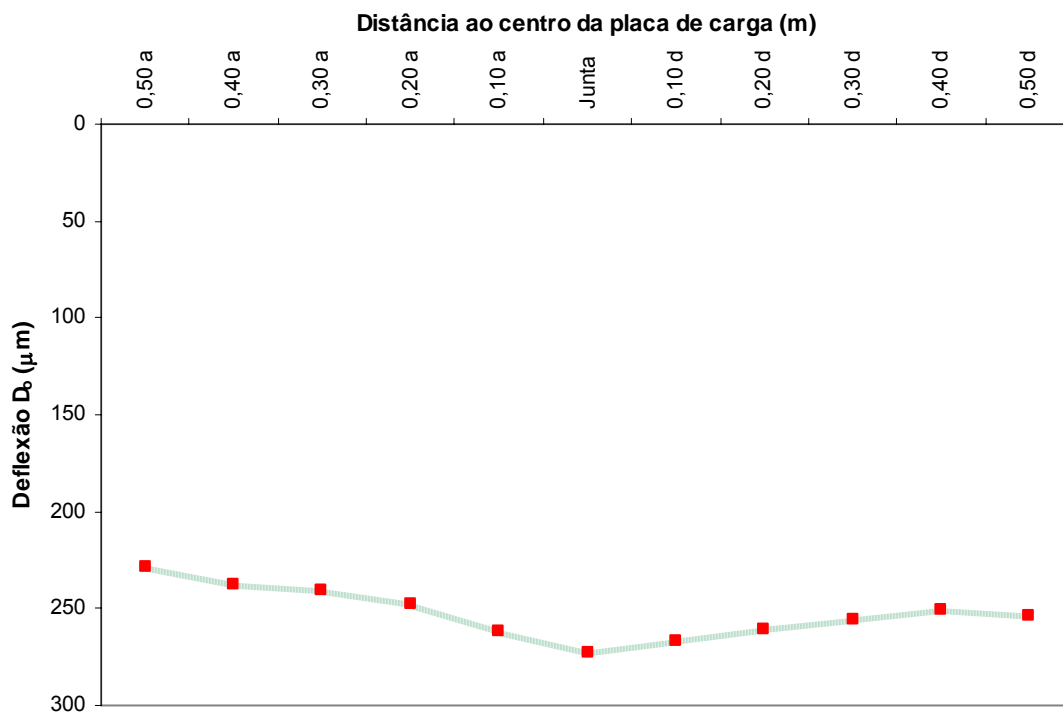


Figura A4.22 – Deflexão D₀ na junta longitudinal JL 3_4_1

Quadro A4.12 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 3_4_2

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
4	L	JL 3_4_2	0,50 m a	221	178	167	153	137	118	92
			0,40 m a	224	185	170	155	136	119	92
			0,30 m a	227	185	174	155	139	119	94
			0,20 m a	230	185	173	156	138	118	92
			0,10 m a	233	184	172	155	137	118	92
			Junta	235	183	170	153	137	118	93
			0,10 m d	226	184	164	150	134	117	93
			0,20 m d	217	189	168	151	133	117	93
			0,30 m d	211	180	170	151	132	116	91
			0,40 m d	209	181	175	156	133	117	94
			0,50 m d	203	174	168	155	132	117	92

Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

L – Junta longitudinal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

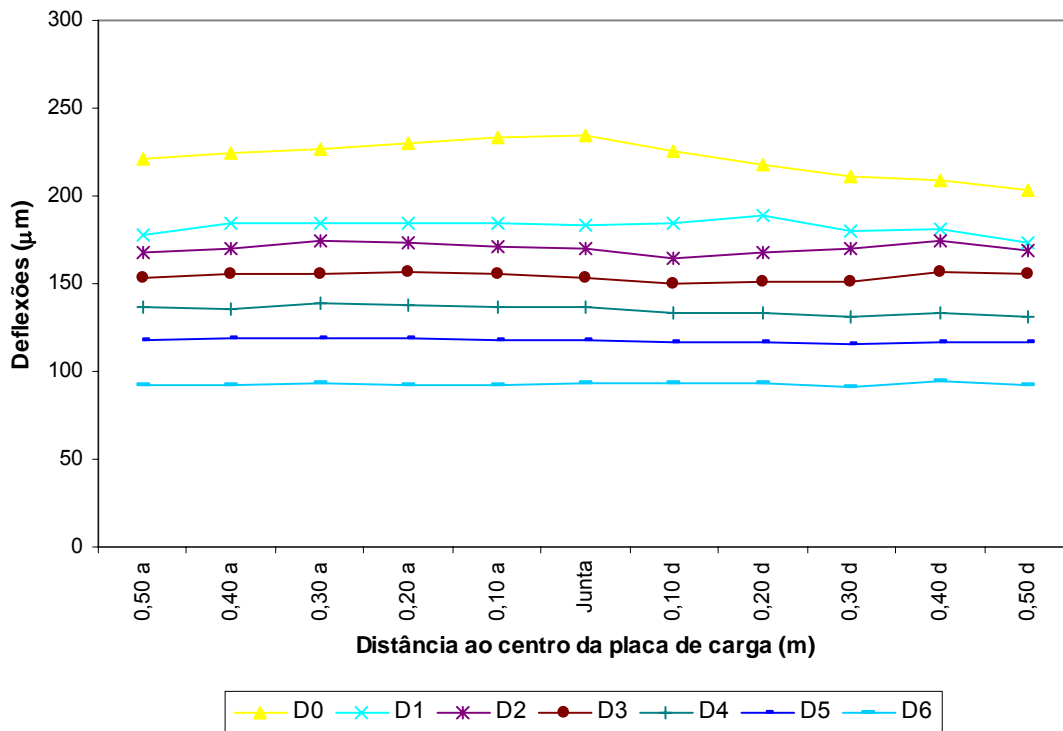


Figura A4.23 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 3_4_2

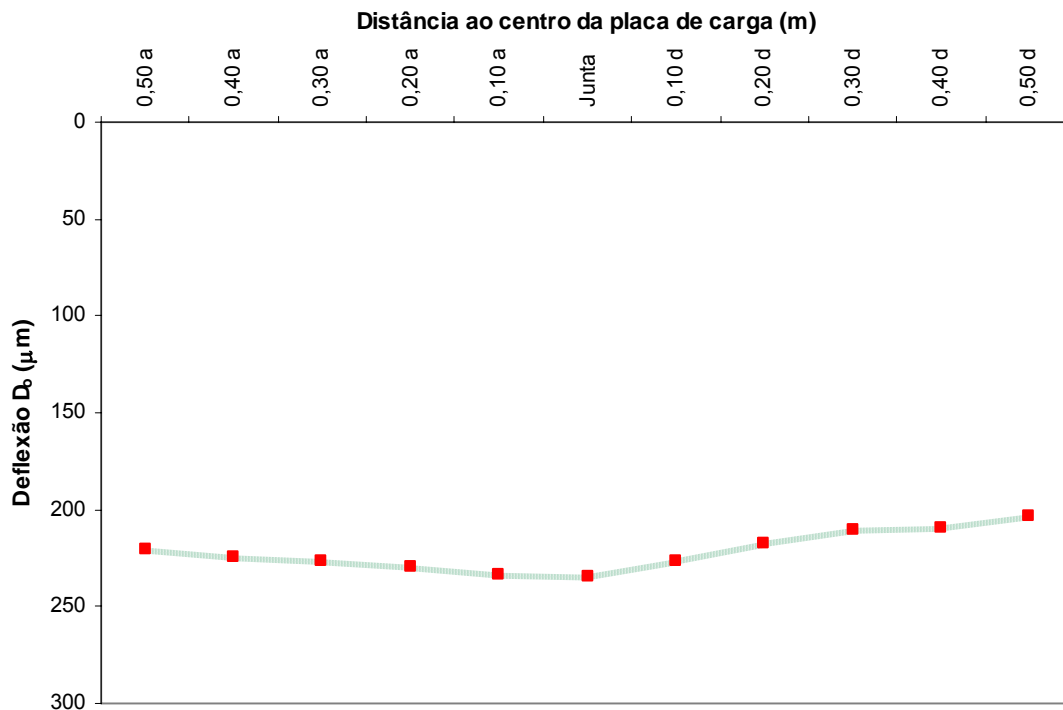


Figura A4.24 – Deflexão D₀ na junta longitudinal JL 3_4_2

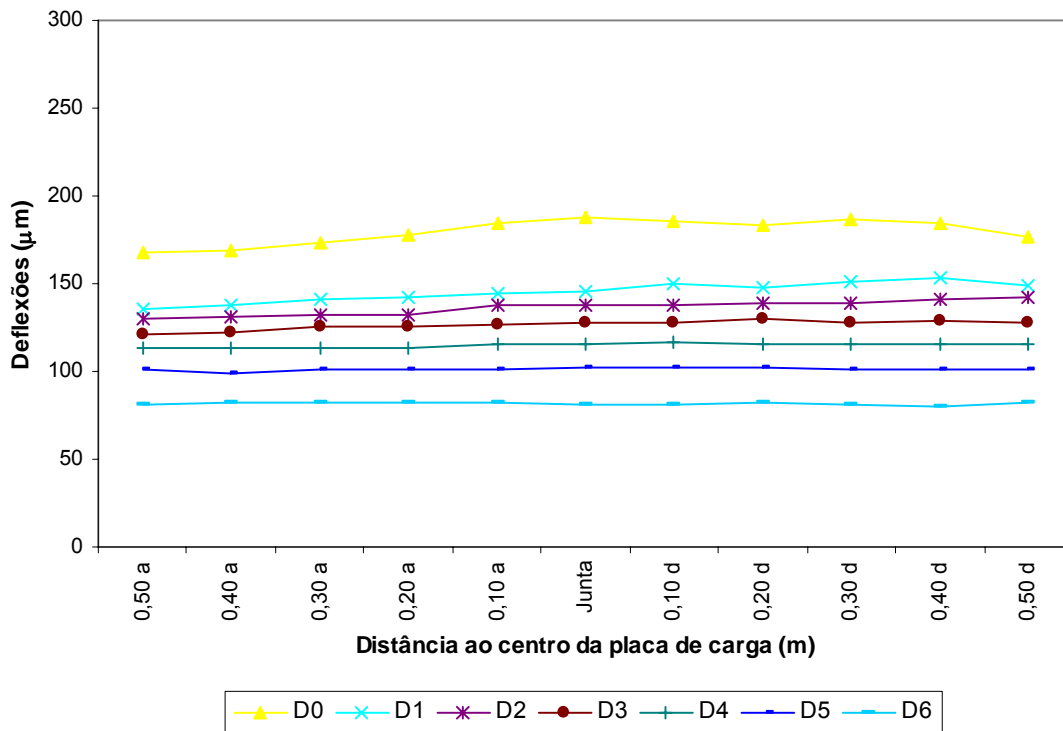


Figura A4.25 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 5_1

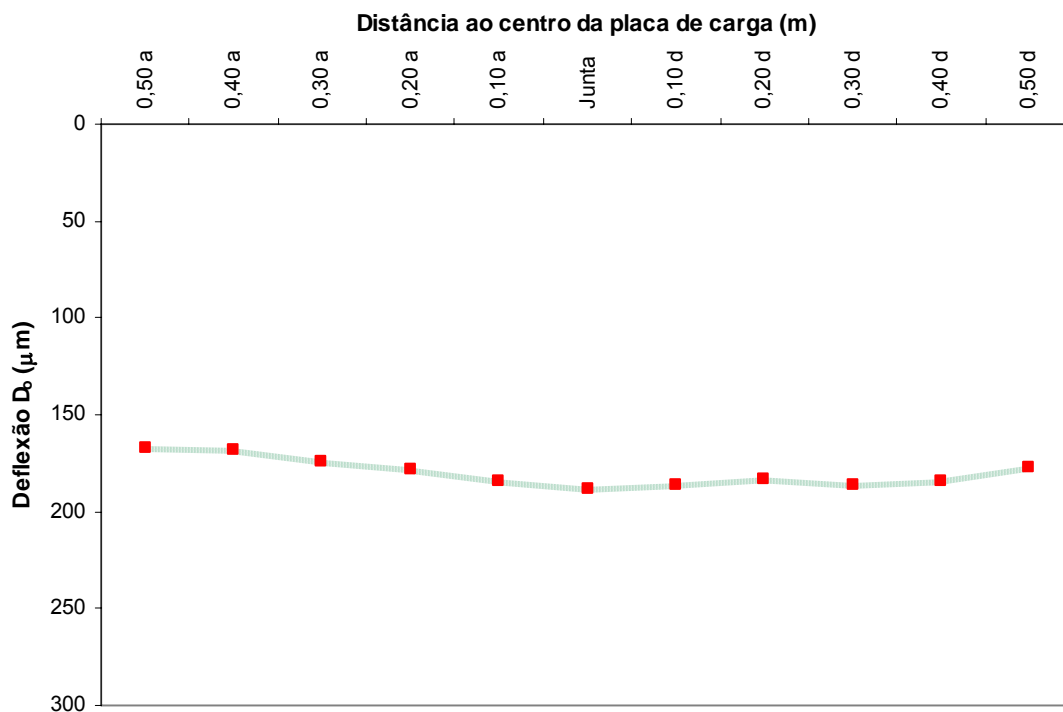


Figura A4.26 – Deflexão D_0 na junta transversal JT 5_1

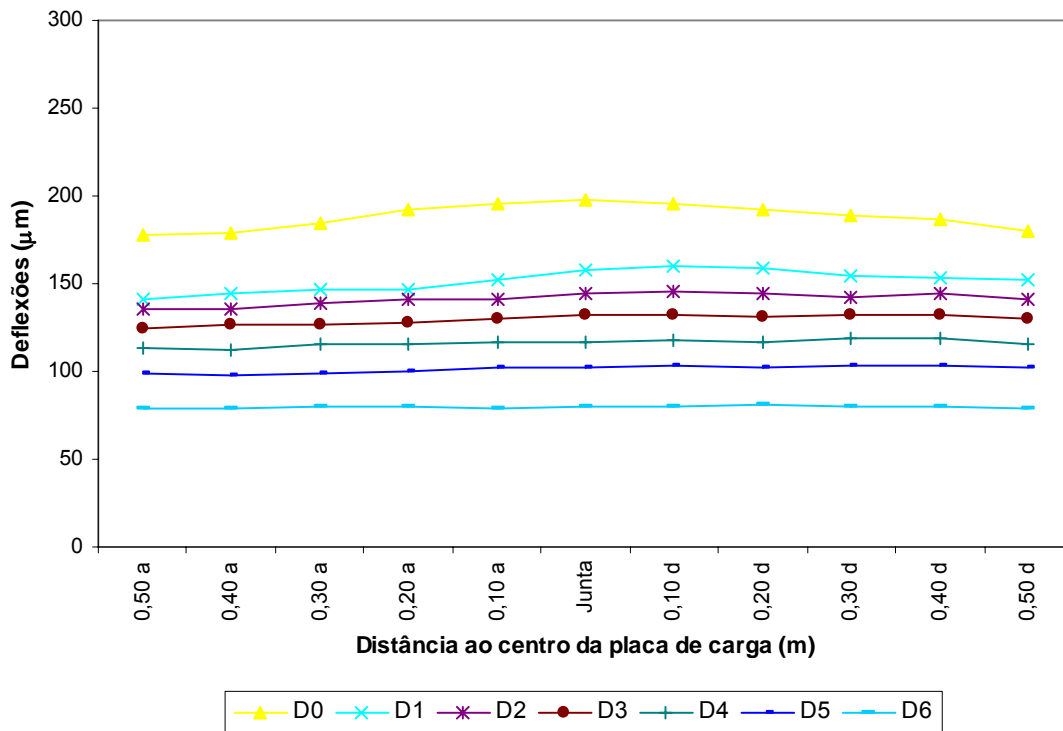


Figura A4.27 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 5_2

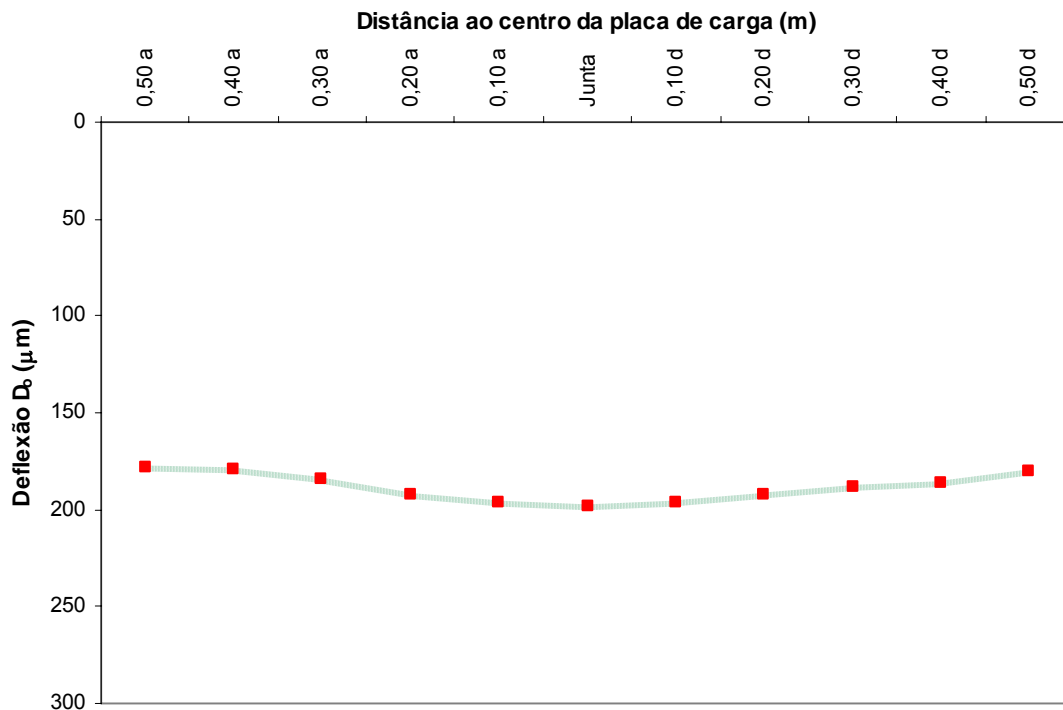
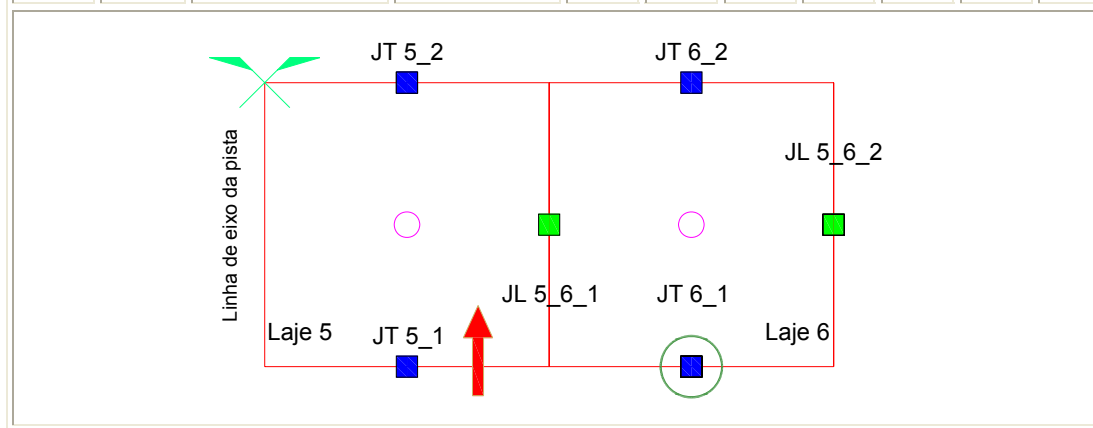


Figura A4.28 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 5_2

Quadro A4.15 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 6_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
6	T	JT 6_1	0,50 m a	227	186	169	152	138	122	96
			0,40 m a	228	185	169	153	137	122	97
			0,30 m a	228	185	169	153	137	123	96
			0,20 m a	227	186	167	152	137	121	97
			0,10 m a	230	183	168	152	138	121	96
			Junta	230	185	167	152	138	122	98
			0,10 m d	228	188	166	153	137	122	97
			0,20 m d	228	185	168	153	137	121	97
			0,30 m d	227	188	172	153	137	121	96
			0,40 m d	229	187	171	155	138	123	98
			0,50 m d	225	185	170	153	136	121	95



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direção e sentido do ensaio

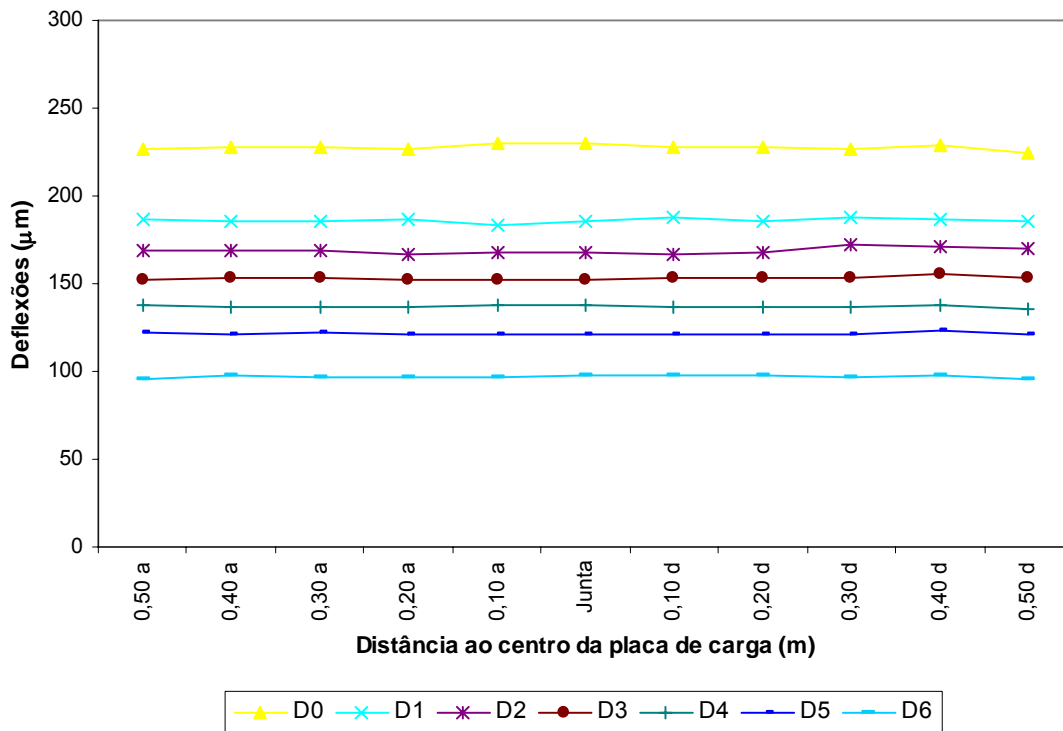


Figura A4.29 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 6_1

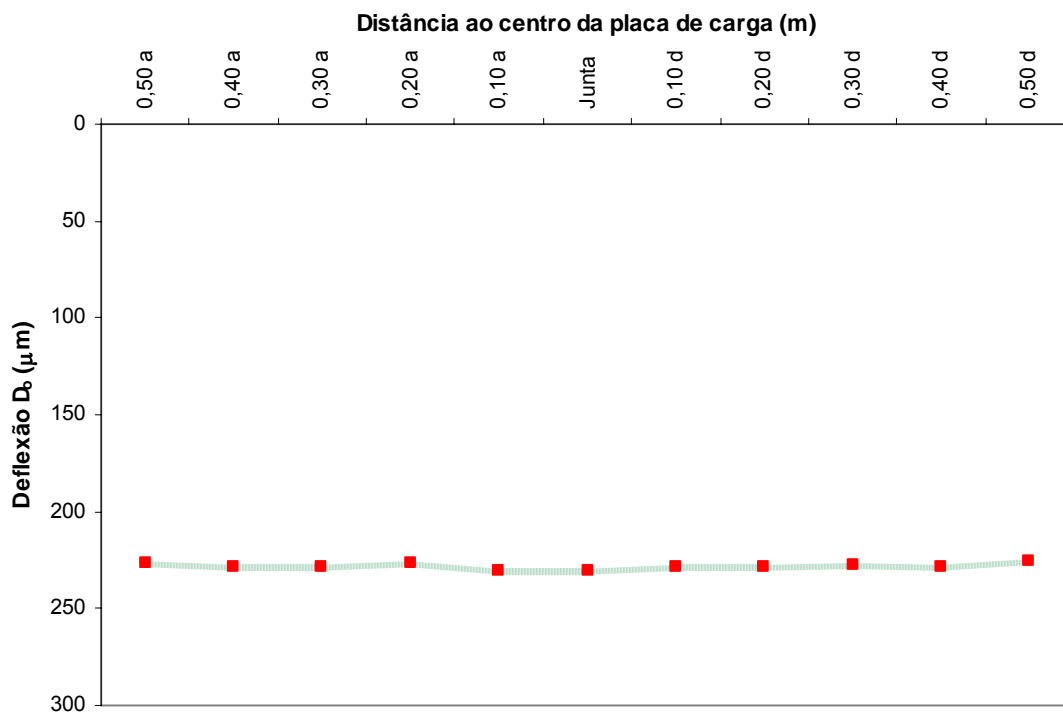
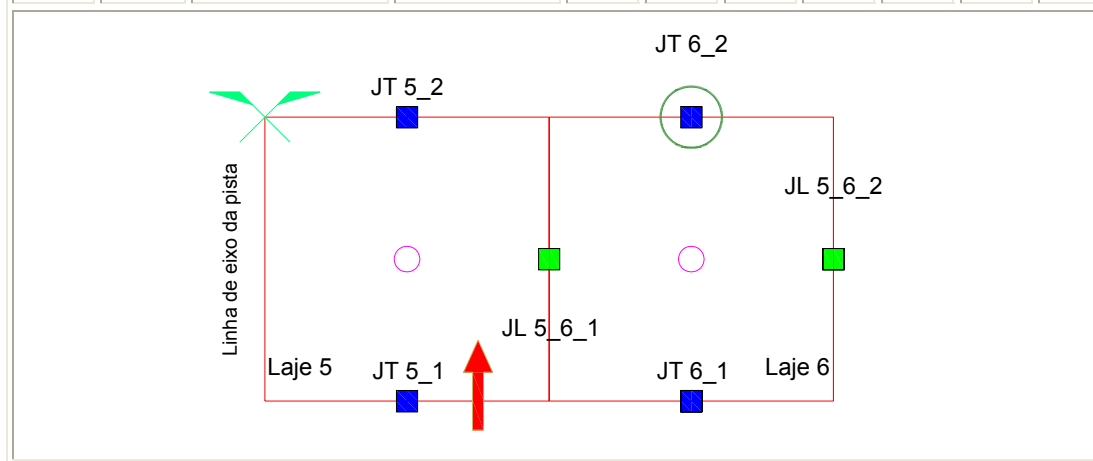


Figura A4.30 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 6_1

Quadro A4.16 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 6_2

Laje	Junta		Distância [↳]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
6	T	JT 6_2	0,50 m a	216	174	157	140	122	113	93
			0,40 m a	221	175	159	142	126	114	92
			0,30 m a	214	170	153	140	124	111	91
			0,20 m a	214	176	156	140	124	112	91
			0,10 m a	211	171	152	137	124	110	90
			Junta	211	168	153	139	120	110	90
			0,10 m d	208	170	154	139	124	110	89
			0,20 m d	201	168	155	137	123	111	91
			0,30 m d	193	167	152	139	125	111	91
			0,40 m d	185	159	149	135	122	109	90
			0,50 m d	181	160	149	136	123	111	90



Legenda:

↳ – Distância do centro da placa à junta

T – Junta transversal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direcção e sentido do ensaio

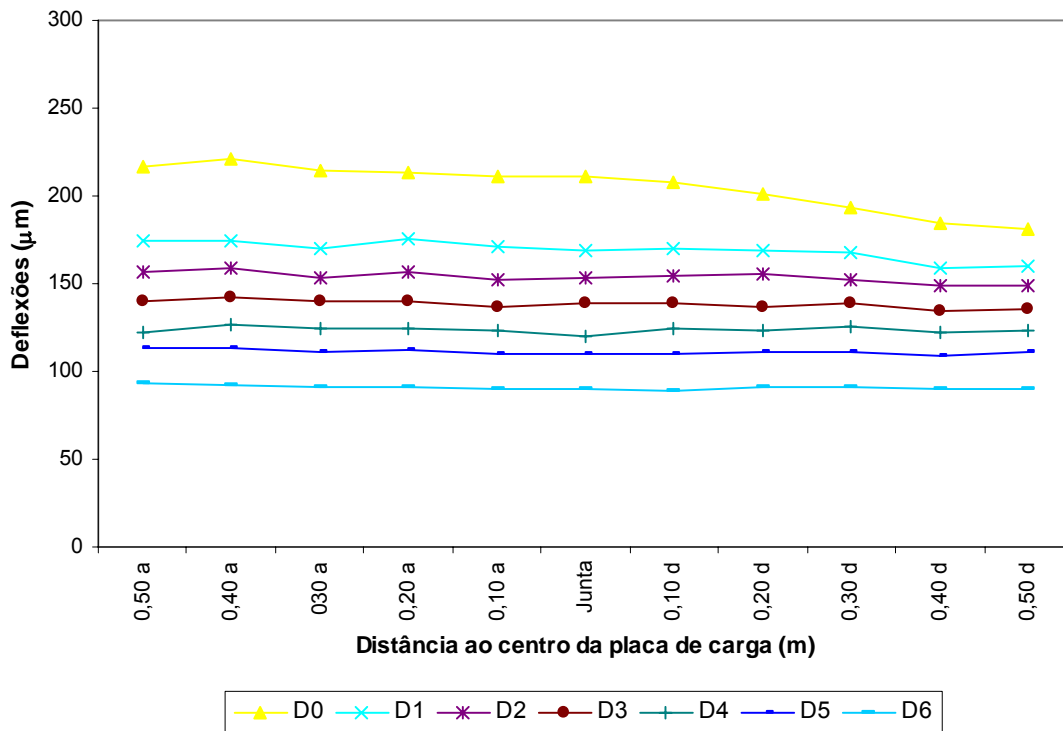


Figura A4.31 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta transversal JT 6_2

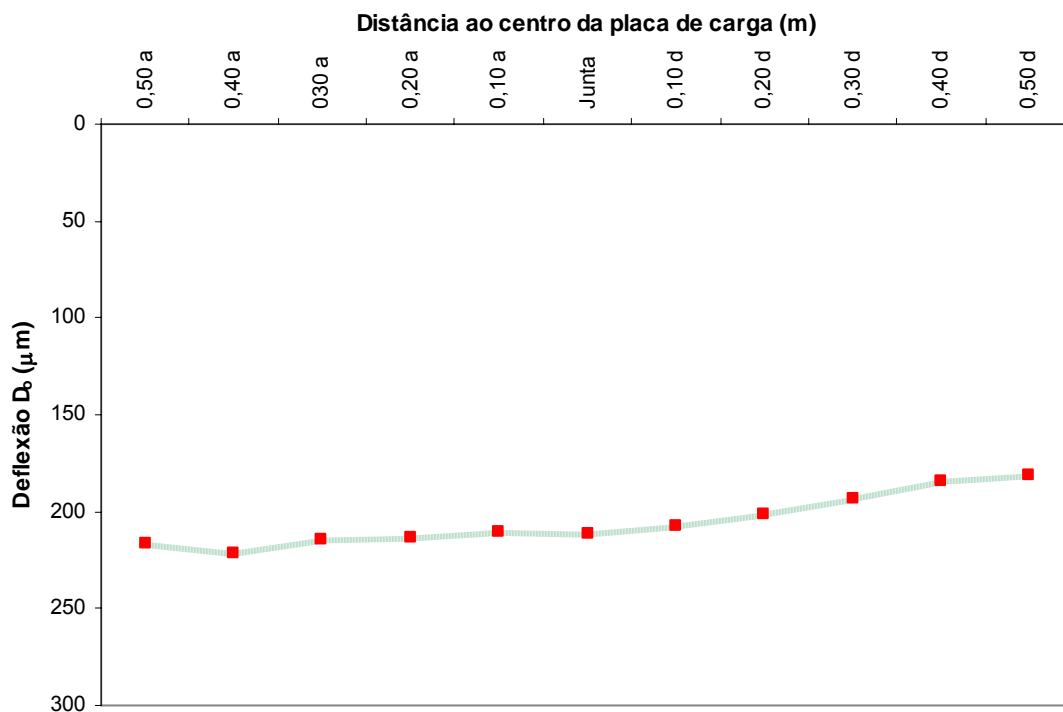
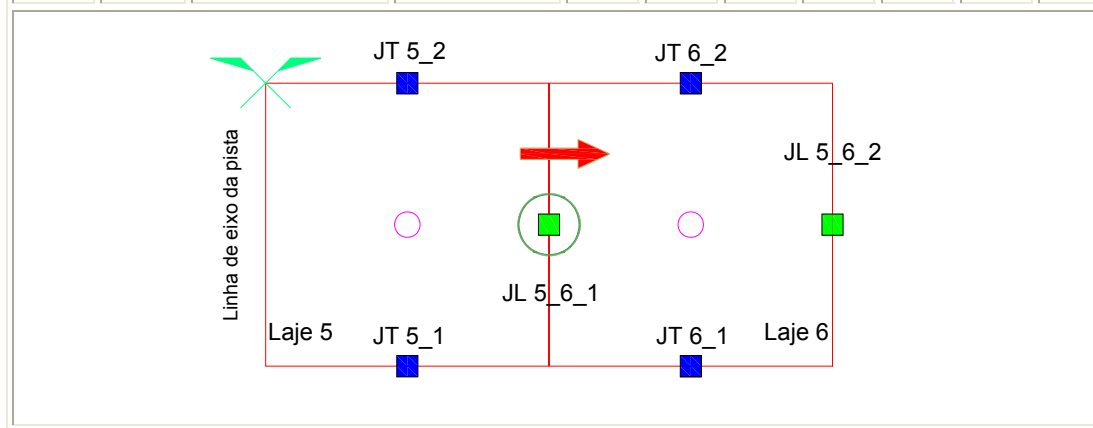


Figura A4.32 – Deflexão D₀ na junta transversal JT 6_2

Quadro A4.17 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 5_6_1

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
5_6	L	JL 5_6_1	0,50 m a	232	191	178	161	144	122	91
			0,40 m a	233	196	178	163	143	122	91
			0,30 m a	238	193	177	161	142	121	91
			0,20 m a	247	195	177	157	140	121	91
			0,10 m a	254	198	174	155	134	118	91
			Junta	260	204	178	152	133	116	88
			0,10 m d	257	205	180	156	132	115	88
			0,20 m d	245	209	187	159	132	114	88
			0,30 m d	230	204	186	161	132	113	87
			0,40 m d	221	195	199	165	135	114	90
			0,50 m d	210	191	180	164	140	115	89



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

L – Junta longitudinal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direção e sentido do ensaio

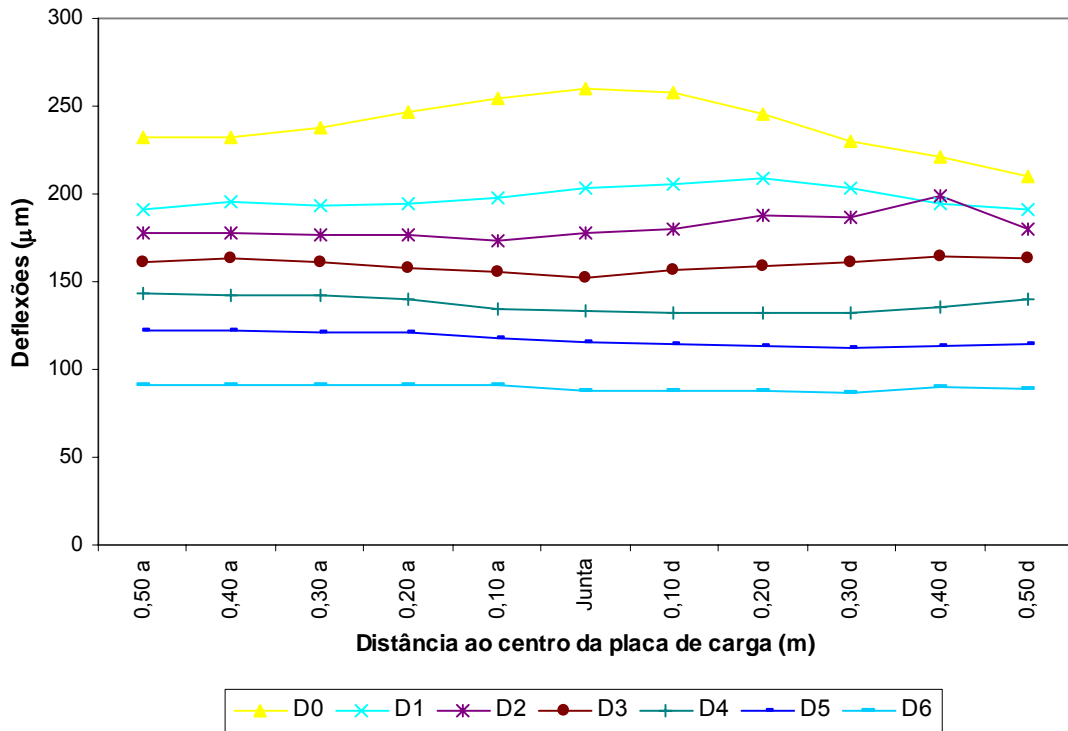


Figura A4.33 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 5_6_1

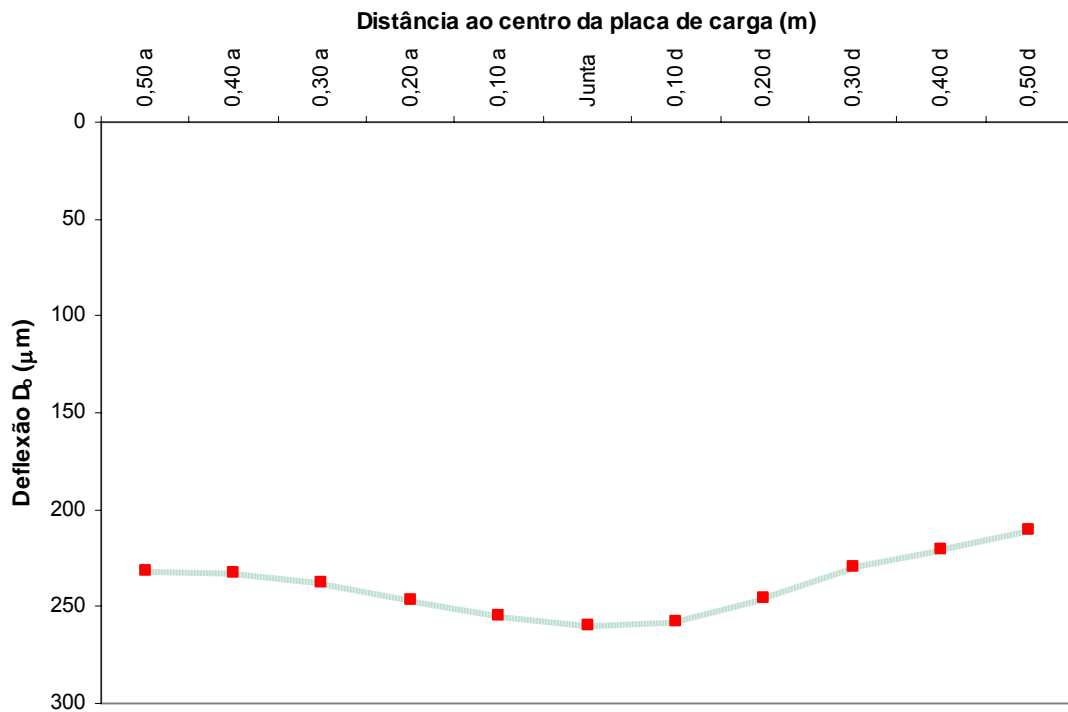
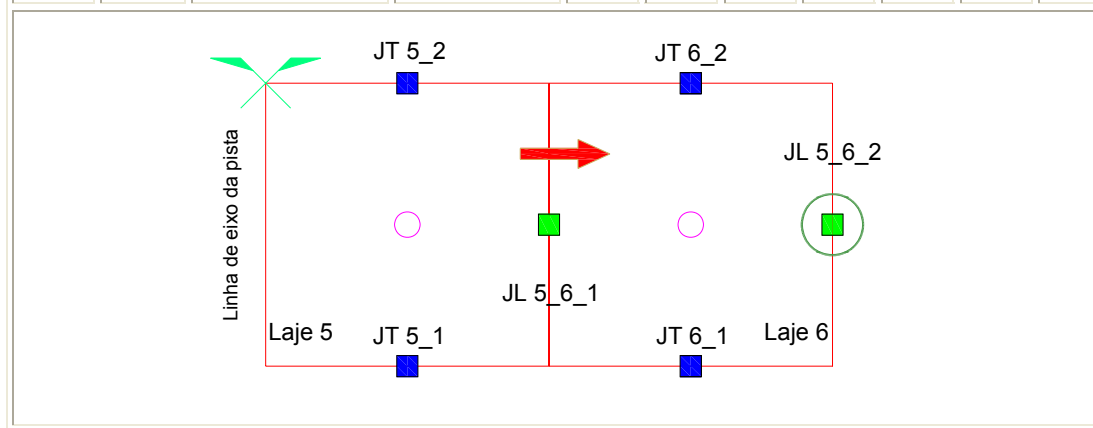


Figura A4.34 – Deflexão D₀ na junta longitudinal JL 5_6_1

Quadro A4.18 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 5_6_2

Laje	Junta		Distância [▷]	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆
	Tipo	Identificação		µm						
6	L	JL 5_6_2	0,50 m a	188	148	143	132	122	109	89
			0,40 m a	188	156	144	133	123	108	88
			0,30 m a	184	155	144	132	121	108	87
			0,20 m a	188	160	146	134	123	108	86
			0,10 m a	189	158	147	135	123	108	88
			Junta	189	154	147	136	124	109	88
			0,10 m d	189	154	146	135	123	108	88
			0,20 m d	188	156	146	133	121	106	85
			0,30 m d	181	153	144	132	119	106	85
			0,40 m d	176	152	142	130	119	104	83
			0,50 m d	172	151	143	130	119	104	85



Legenda:

▷ – Distância do centro da placa à junta

L – Junta longitudinal

a – Ensaio realizado antes da junta

d – Ensaio realizado depois da junta

Direção e sentido do ensaio

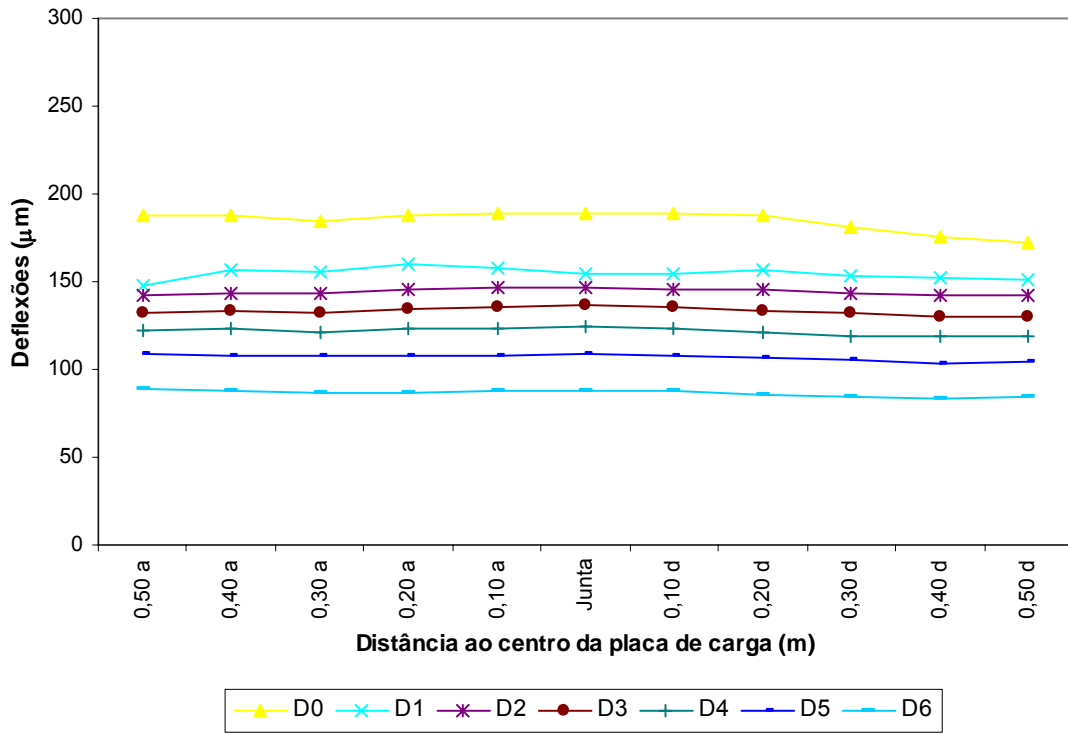


Figura A4.35 – Deflexões obtidas nos ensaios junto à junta longitudinal JL 5_6_2

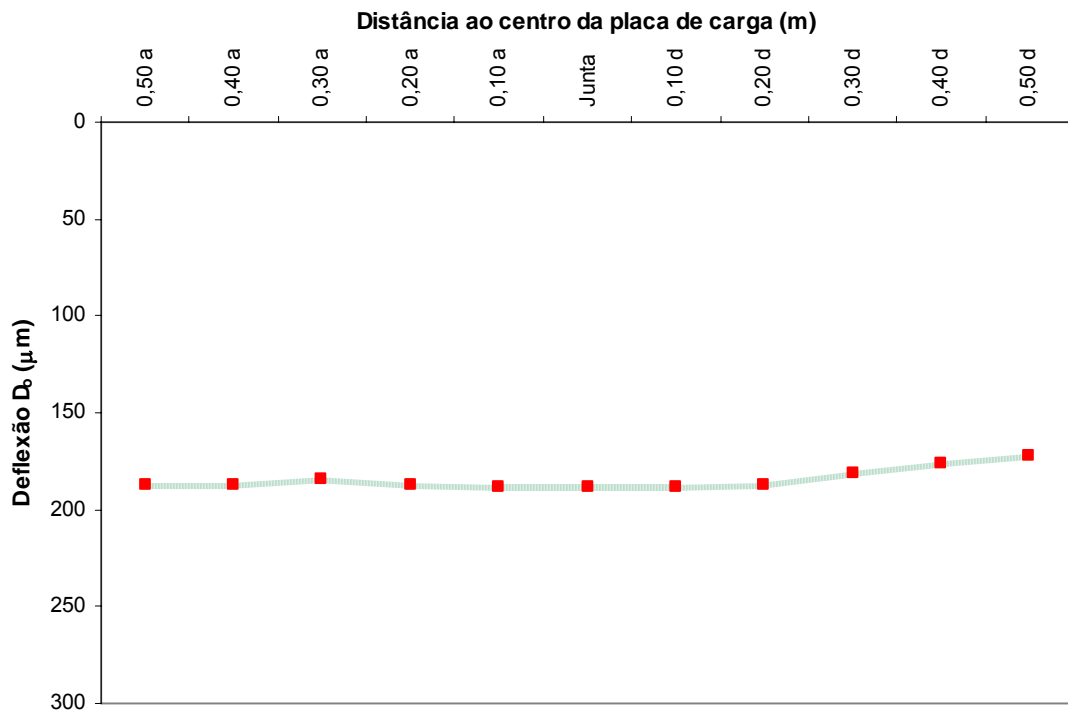


Figura A4.36 – Deflexão D₀ na junta longitudinal JL 5_6_2

ANEXO 5 – CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DO PAVIMENTO

No presente anexo apresentam-se os resultados obtidos no processo de calibração do modelo numérico do pavimento, mais concretamente o estabelecimento do valor para a espessura da camada inferior do solo de fundação¹⁸, a comparação das deformadas calculadas pelos vários programas de cálculo automático, com as deformadas medidas nos ensaios de carga com o deflectómetro de impacto.

Quadro A5.1 – Definição da espessura e do número de zonas para a camada inferior do solo de fundação (Laje 1)

Designação	h _{CI} (m)	Número de zonas		RMS (%)	
		X	Y		
Estrutura 1	2,0	59	5	15,18	
Estrutura 2	2,0		20	14,95	
Estrutura 3	4,0		30		25,62
Estrutura 4	3,0				6,85
Estrutura 5	2,7				3,84
Estrutura 6	2,8				4,19

h_{CI} – Espessura da camada inferior do solo de fundação

¹⁸ Para a camada inferior do solo de fundação, a definição do número de zonas (na direcção Y) e a sua espessura, foram definidas para o modelo numérico do pavimento com a designação Laje 1, tendo-se adoptado esses valores para os restantes modelos.

Ensaio no centro da laje – Deslocamentos verticais calculados no FLAC 5

⇒ Modelo 2D

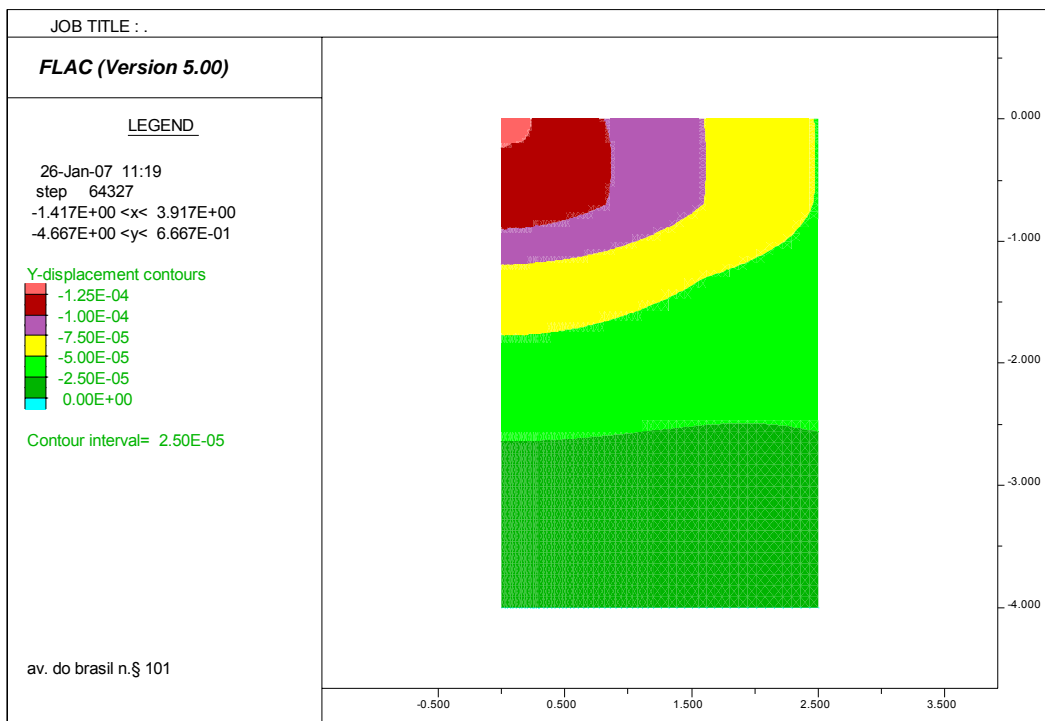


Figura A5.1 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 5 para a Laje 1

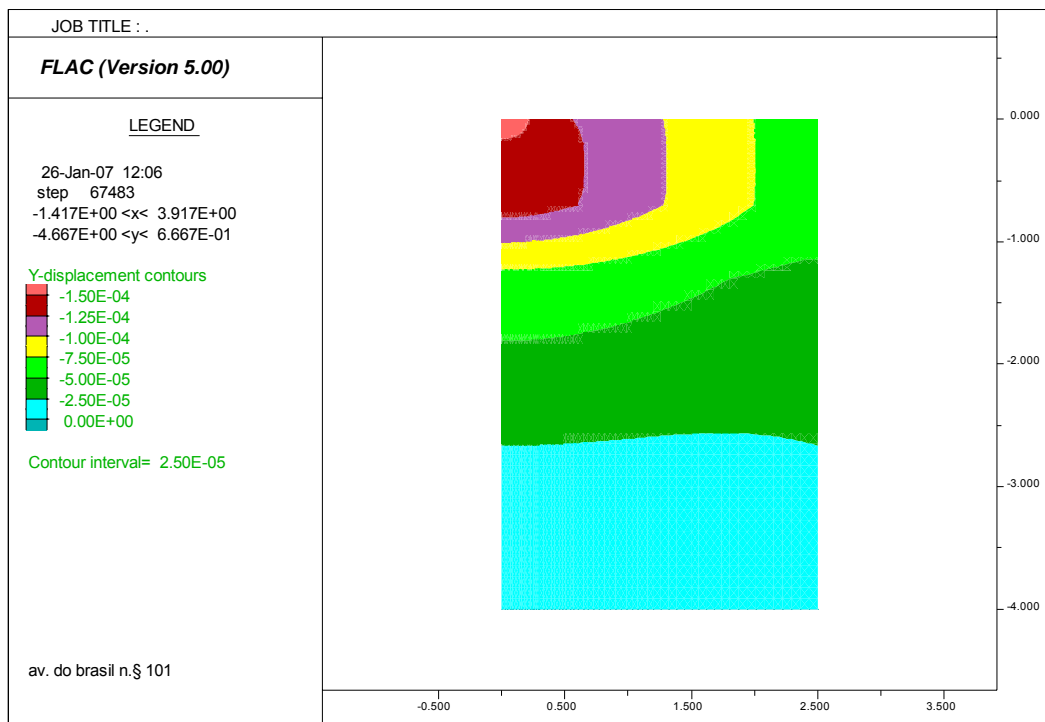


Figura A5.2 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 5 para a Laje 2

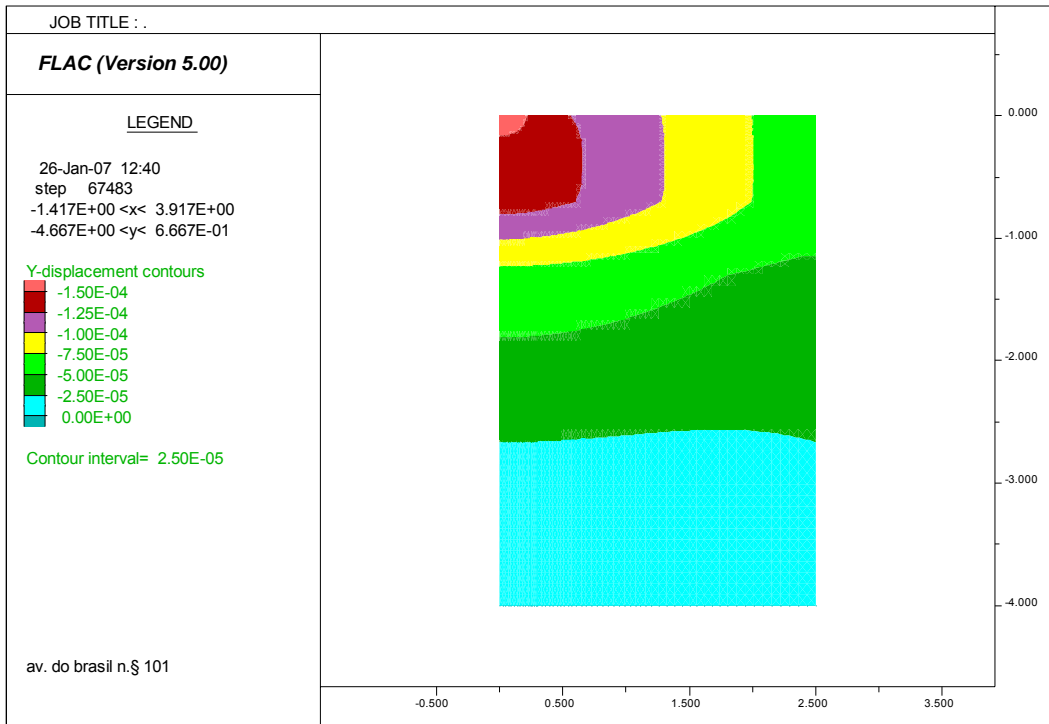


Figura A5.3 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 5 para a laje 3

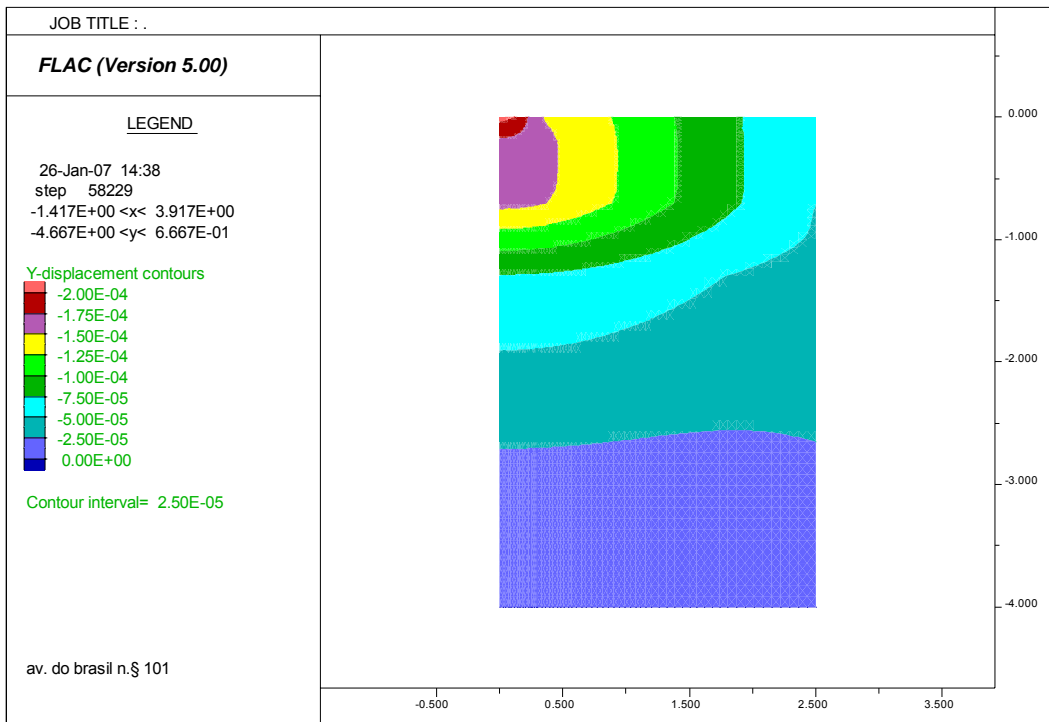


Figura A5.4 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 5 para a laje 4

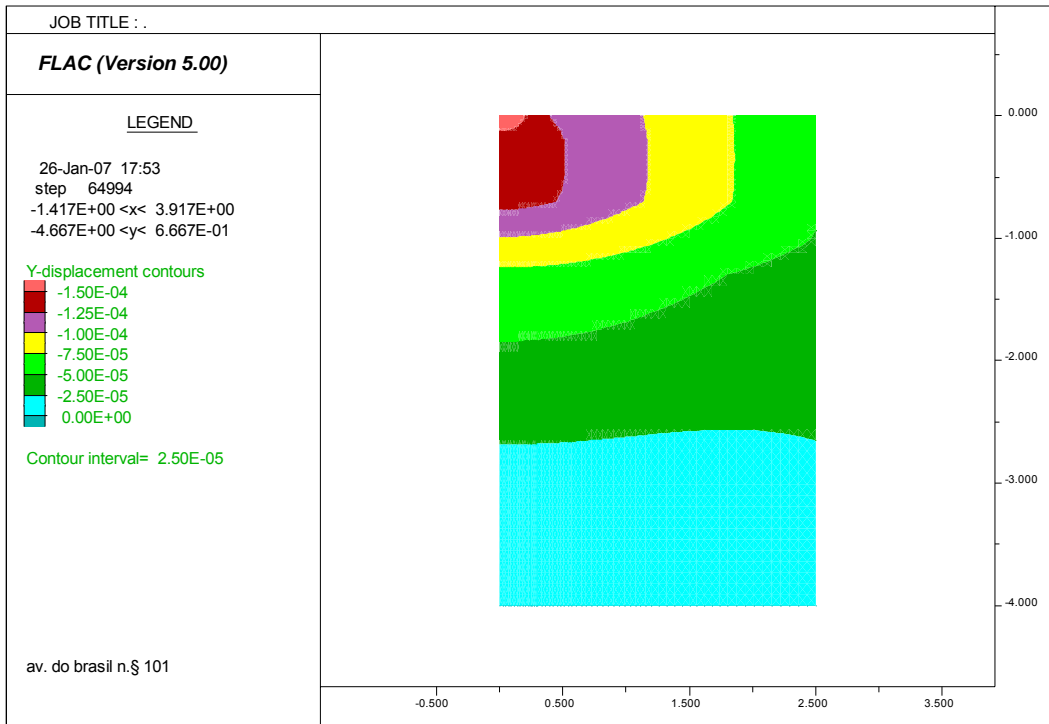


Figura A5.5 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 5 para a laje 5

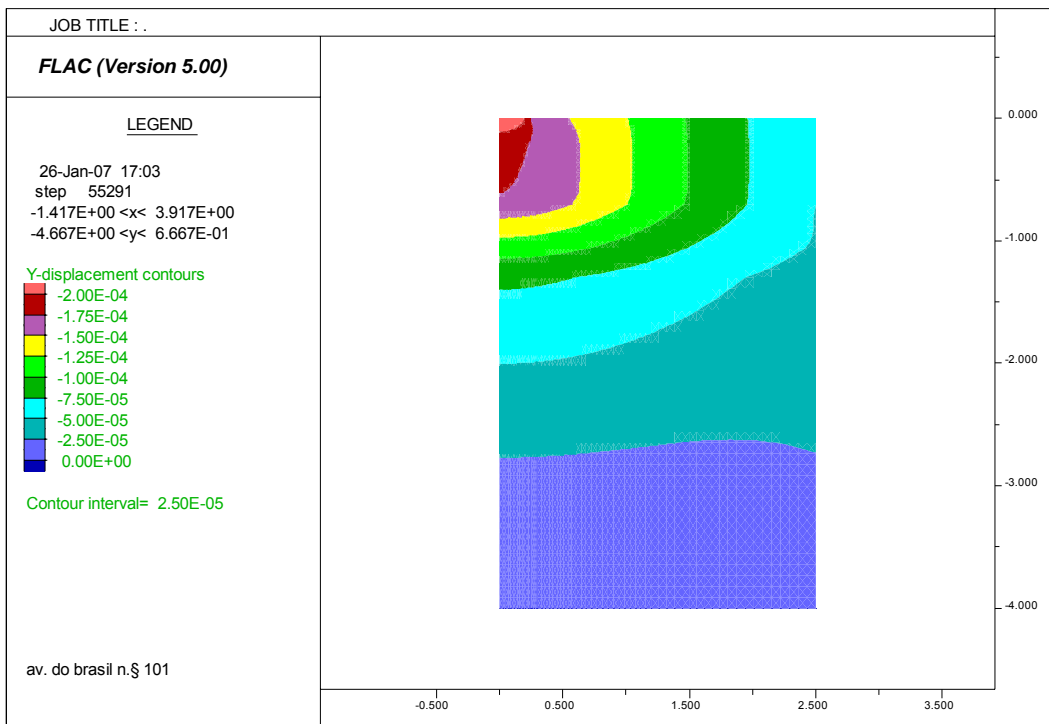


Figura A5.6 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 5 para a laje 6

↳ Ensaio no centro da laje – Comparação das deformadas

→ Modelo 2D

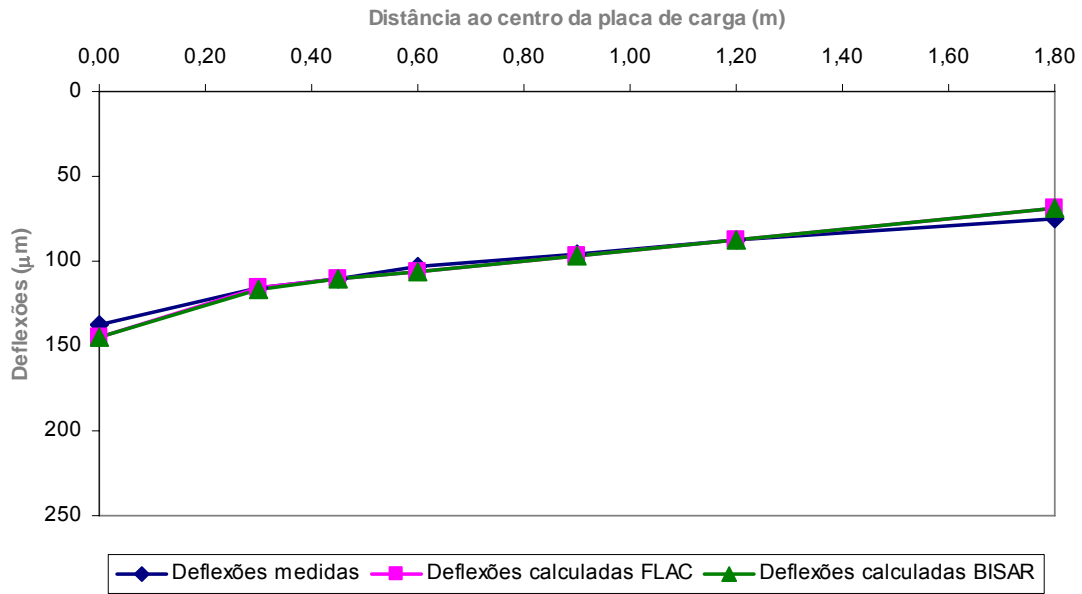


Figura A5.7 – Comparação entre as deflexões medidas e as calculadas (Laje 1 – Centro)

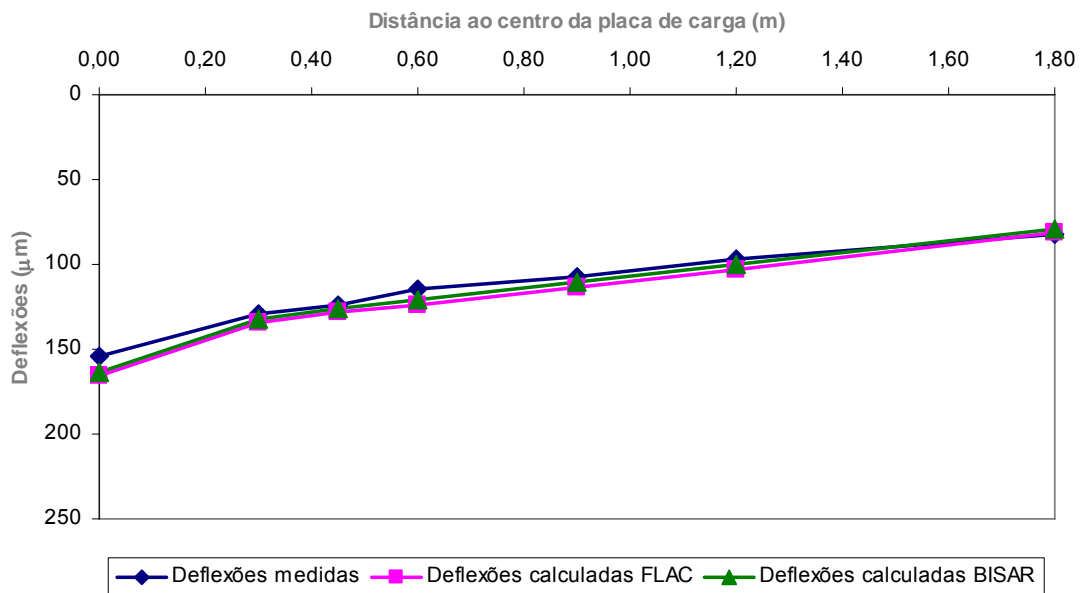


Figura A5.8 – Comparação entre as deflexões medidas e as calculadas (Laje 2 – Centro)

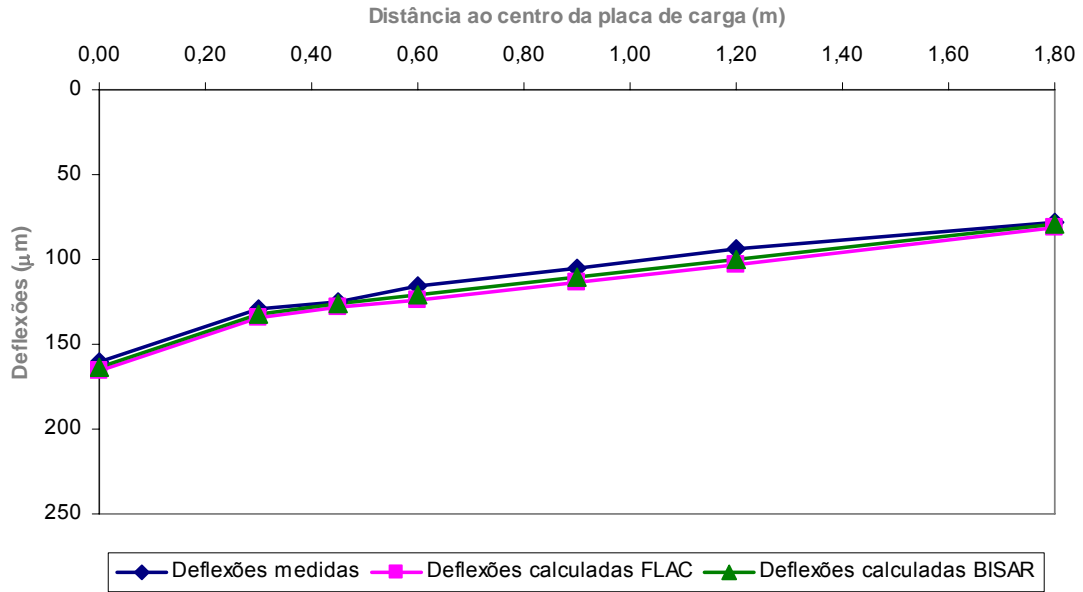


Figura A5.9 – Comparação entre as deflexões medidas e as calculadas (Laje 3 – Centro)

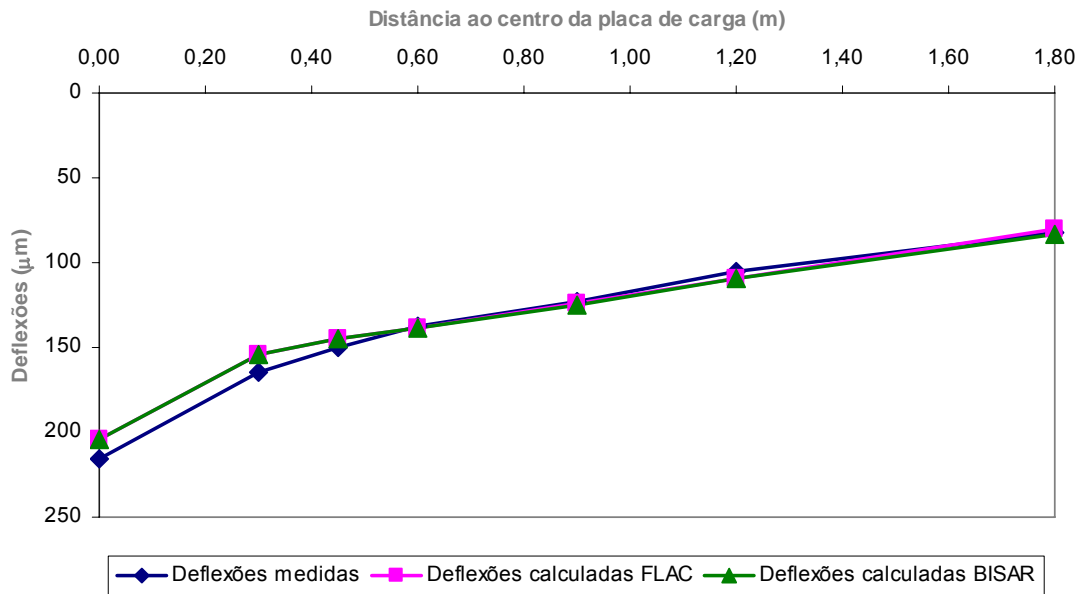


Figura A5.10 – Comparação entre as deflexões medidas e as calculadas (Laje 4 – Centro)

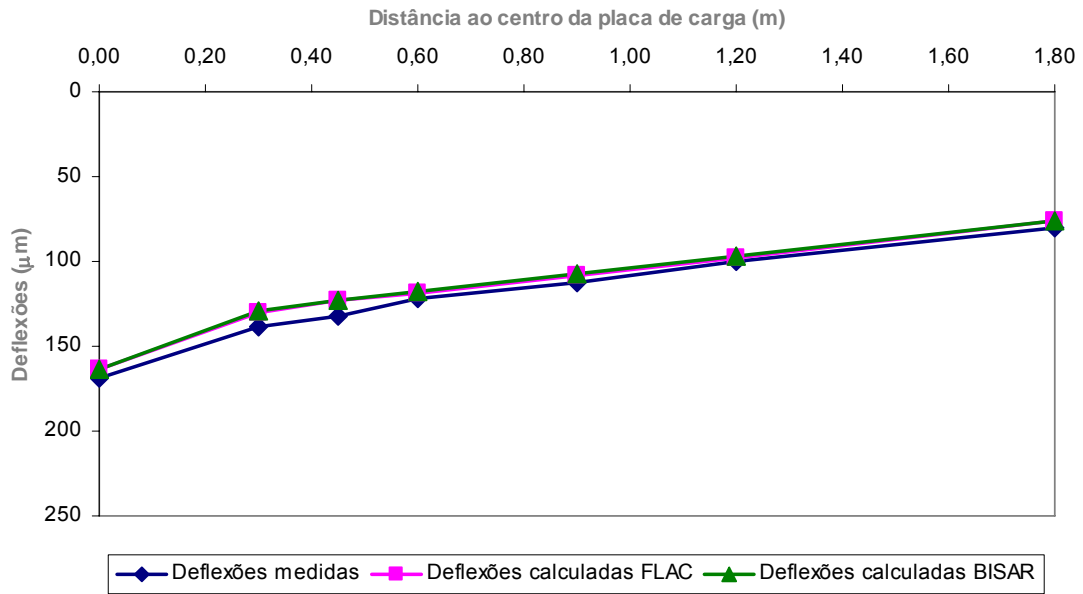


Figura A5.11 – Comparação entre as deflexões medidas e as calculadas (Laje 5 – Centro)

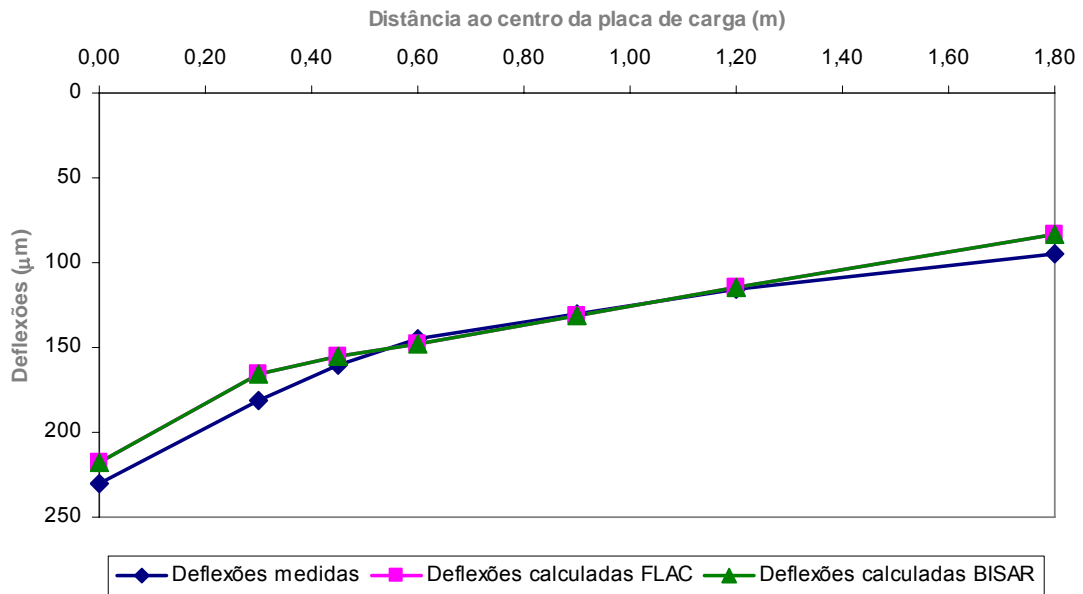


Figura A5.12 – Comparação entre as deflexões medidas e as calculadas (Laje 6 – Centro)

Ensaio sobre as juntas – Deslocamentos verticais calculados no FLAC 3D 2.1

⇒ Modelo 3D

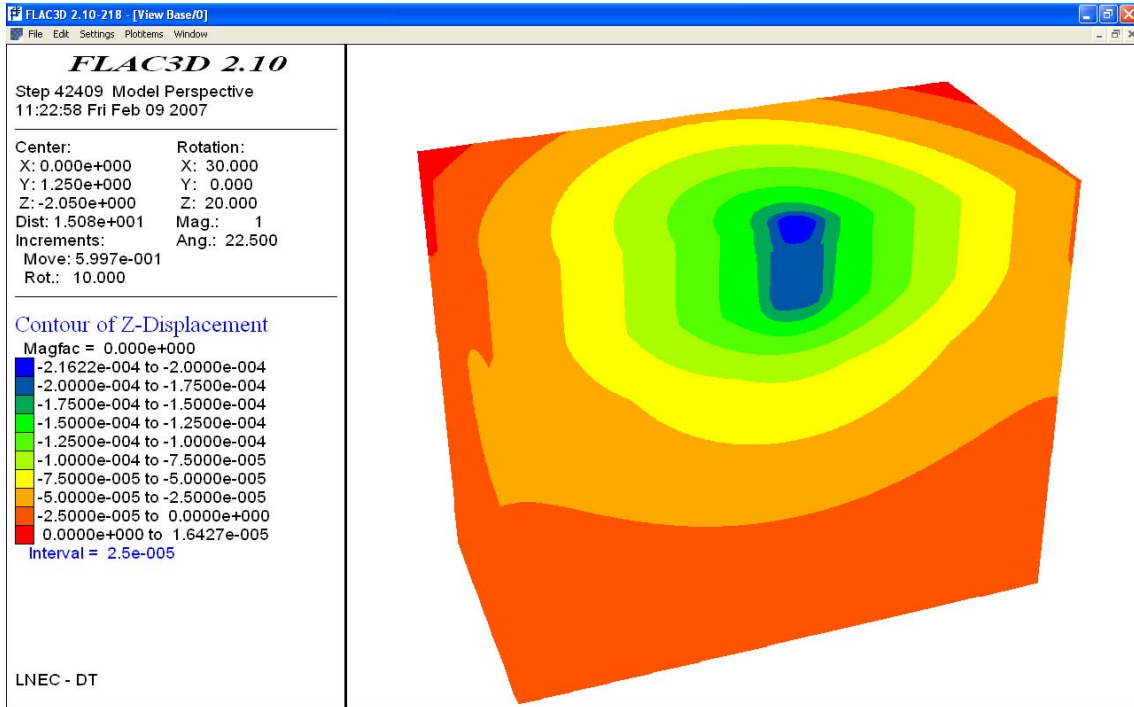


Figura A5.13 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 3D 2.1 para o modelo JT 1_1

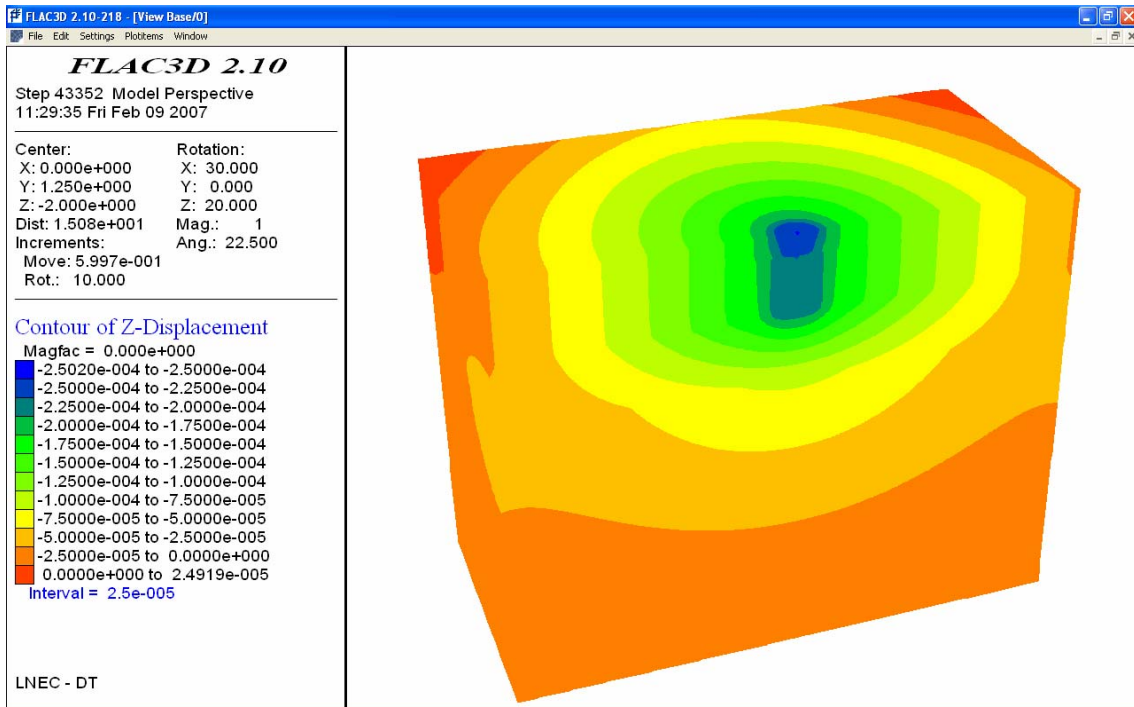


Figura A5.14 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 3D 2.1 para o modelo JT 2_1

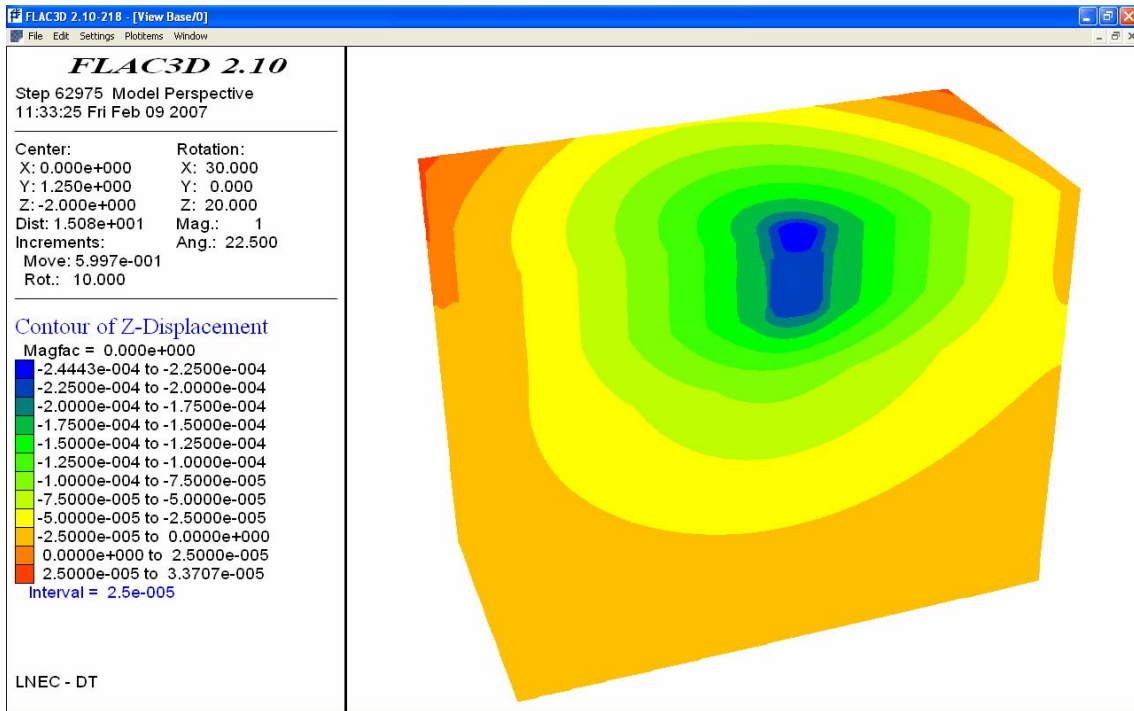


Figura A5.15 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 3D 2.1 para o modelo JL 1_2_1

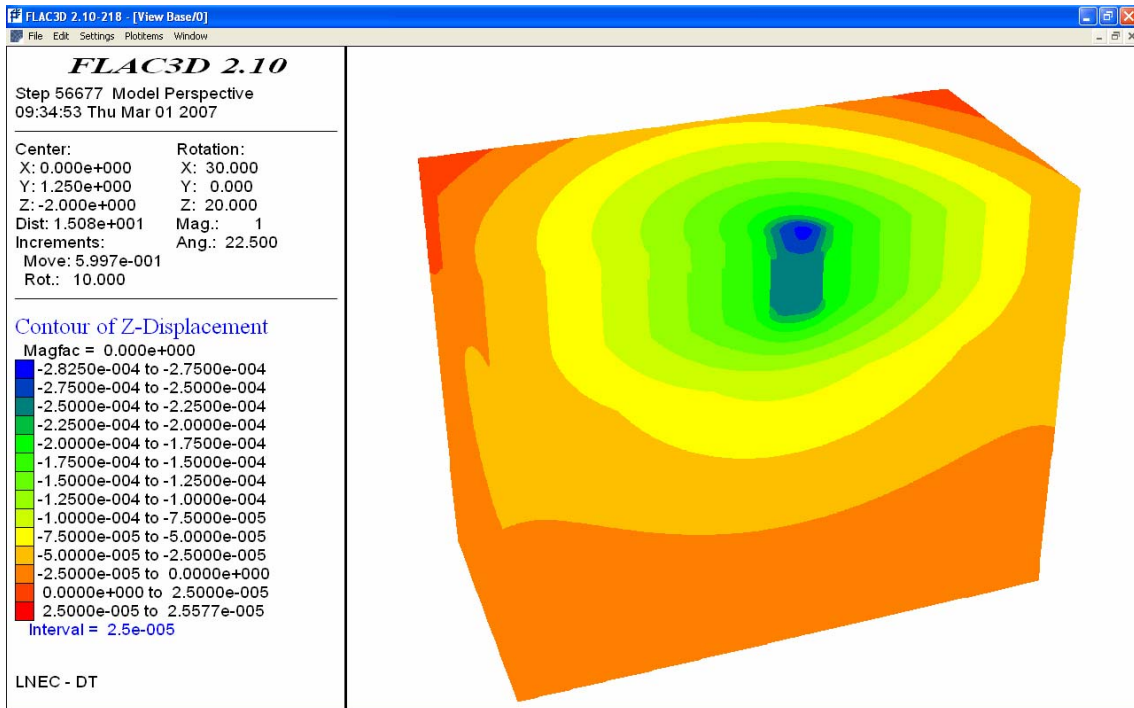


Figura A5.16 – Deslocamentos verticais calculados pelo FLAC 3D 2.1 para o modelo JL 5_6_1

