

REFORÇO DA PISTA DO AERÓDROMO DE S. JACINTO*

Overlay for S. Jacinto Airfield Runway

Fernando Branco**

António Pinelo***

Luís Barbosa****

SUMÁRIO — A aplicação dos métodos clássicos, empíricos ou semi-empíricos, de dimensionamento de pavimentos exige a verificação de condições de semelhança entre as situações em estudo e as consideradas no estabelecimento dos métodos.

Os métodos de dimensionamento baseados na análise estrutural do conjunto pavimento-solo de fundação permitem ultrapassar algumas limitações dos métodos clássicos, tornando-se indispensável a sua aplicação sempre que se depara com pavimentos de constituição diferente da dos tipos habituais (rígido ou flexível).

Tal aplicação obriga, no entanto, a uma correcta avaliação das características de deformabilidade e resistência das camadas, o que nem sempre é fácil.

Neste trabalho apresenta-se um exemplo de aplicação de um método de análise estrutural, utilizando elementos finitos, a um modelo axissimétrico representativo do pavimento da pista do aeródromo de S. Jacinto, para efeitos de dimensionamento do reforço dessa pista.

SYNOPSIS — The use of conventional, empiric or semi-empiric methods in pavement design, requires the conditions of the situations under study to be similar to those considered in the establishment of the methods.

Design methods based on the structural analysis of pavement and subgrade make it possible to overcome some of the limitations of conventional methods, and become indispensable in the case of pavements whose constitution is different from the usual ones, that is rigid or flexible.

However, the application of such methods requires an accurate assessment of the deformability and strength characteristics of the layers, which is not always an easy task.

This paper gives an example of application of structural analysis, using finite elements, to an axi-symmetric model of the pavement of S. Jacinto airfield runway made in connexion with the design of the overlay for that runway.

* Trabalho apresentado nas Primeiras Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (LNEC, Nov. 82)

** Eng.º Chefe do Departamento de Vias de Comunicação

*** Eng.º Chefe do Núcleo de Pavimentos Rodoviários do Departamento de Vias de Comunicação

**** Major Eng.º Aeródromos, DSI

1 — INTRODUÇÃO

1.1 — *Objectivo*

Por solicitação da Direcção do Serviço de Infraestruturas da Força Aérea Portuguesa (DSI), o LNEC realizou um estudo do reforço do pavimento da pista do aeródromo de S. Jacinto, perto de Aveiro.

Este reforço destina-se a melhorar a resistência mecânica do pavimento, pois a sua actual estrutura não se afigura capaz de suportar o tráfego futuro previsto, que inclui aeronaves de porte superior ao das que têm operado no aeródromo.

No presente trabalho, que visa mostrar as potencialidades da análise estrutural para o dimensionamento de pavimentos, apresenta-se a metodologia adoptada no estudo, referem-se os aspectos mais relevantes da caracterização mecânica dos materiais constituintes do pavimento e apresentam-se os principais resultados obtidos (1).

1.2 — *Descrição geral da pista*

A pista em estudo tem $1450\text{ m} \times 50\text{ m}$ e foi construída há cerca de 40 anos, numa zona de dunas, junto à ria de Aveiro.

À data da construção, o pavimento era constituído por:

- 1 — uma camada de areão com cerca de 10 cm de espessura, assente sobre a areia das dunas;
- 2 — uma camada de solo-cimento com cerca de 10 cm de espessura;
- 3 — um revestimento superficial betuminoso.

A camada de solo-cimento constitui a primeira aplicação importante deste material em trabalhos de pavimentação no nosso País.

Posteriormente, há cerca de 15 anos, a pista foi reforçada com:

- 4 — uma camada de desgaste em betão betuminoso, com cerca de 5 cm de espessura.

Desde a sua construção a pista tem sido sujeita a tráfego ligeiro em instrução básica de voo.

O exame visual do pavimento revela que a camada de desgaste não se encontra desagregada, embora se apresente irregularmente fissurada. Esta fissuração resulta fundamentalmente da propagação, até à superfície, do fendilhamento da camada de solo-cimento, a qual foi observada com a realização de sondagens no pavimento. O fendilhamento é, aliás, um fenómeno comum e típico nas camadas de solo-cimento.

1.3 — *Metodologia adoptada*

A via mais frequentemente seguida para o dimensionamento de pavimentos novos ou reforço de pavimentos existentes baseia-se no emprego de métodos, em geral de carácter empírico ou semi-empírico, desenvolvidos visando a sua aplicação a pavimentos rígidos ou a pavimentos flexíveis. Os primeiros são, como se sabe, caracterizados por uma reduzida deformabilidade e elevada rigidez à flexão, e contêm, em geral, como elemento estrutural mais importante uma laje em betão de cimento; os segundos são pavimentos mais deformáveis, constituídos por várias camadas de materiais granulares, em geral pétreos, não aglutinados, ou aglutinados de modo que não lhes confere comportamento de laje, seja devido à viscosidade do aglutinante, no caso dos materiais betuminosos, seja devido à densa fissuração das camadas aglutinadas com ligantes hidráulicos.

O recurso aos métodos atrás referidos para o estudo do reforço da pista de S. Jacinto defrontou-se com a dificuldade de, por causa da existência da camada de solo-cimento fissurada, o pavimento não ter comportamento estrutural característico nem de pavimento rígido nem de pavimento flexível (2). É certo que, por vezes, pavimentos com camadas de solo-cimento têm sido estudados como pavimentos flexíveis, através de correlações estabelecidas empíricamente entre o comportamento de camadas não aglutinadas e o de camadas de solo-cimento; anota-se, no entanto, que não só não é clara a definição do estado de fissuração do solo-cimento implícito em tais correlações, como é duvidosa a validade da extrapolação destas para condições diferentes daquelas em que foram estabelecidas. Tais condições envolvem não só a grandeza das solicitações, como ainda o processo executivo, os materiais utilizados e as condições climáticas da zona.

Pelo exposto considerou-se preferível, no presente caso, tentar resolver o problema com recurso à análise estrutural do pavimento em causa.

Os métodos de dimensionamento baseados na análise estrutural, conhecidos, por vezes, nesta área, pela designação de métodos racionais, podem superar algumas das limitações apontadas aos métodos clássicos, tendo por isso conhecido um grande incremento nos últimos 20 anos (3), (4).

Tais métodos têm por base o cálculo das tensões e deformações introduzidas num pavimento por dada solicitação. A sua versatilidade reside no facto de permitirem a consideração de qualquer solicitação e geometria para o pavimento e a utilização de materiais com diferentes comportamentos mecânicos nas várias camadas. A sua correcta aplicação pressupõe uma adequada caracterização das propriedades mecânicas dos materiais das diferentes camadas, ocorrendo com frequência que tal caracterização

só se pode fazer adequadamente recorrendo a ensaios «in situ», para se terem na devida consideração as influências das técnicas de execução, climáticas e da natureza dos materiais efectivamente empregues.

Na fig. 1 esquematizam-se os estados de ruína provocados nos pavimentos pela acção do tráfego e que são habitualmente considerados no projecto, apontando-se também os parâmetros usados para definir essa ruína. Os valores limites atribuídos a tais parâmetros são fixados em função do período de vida e da grandeza das solicitações para que se pretende dimensionar o pavimento.

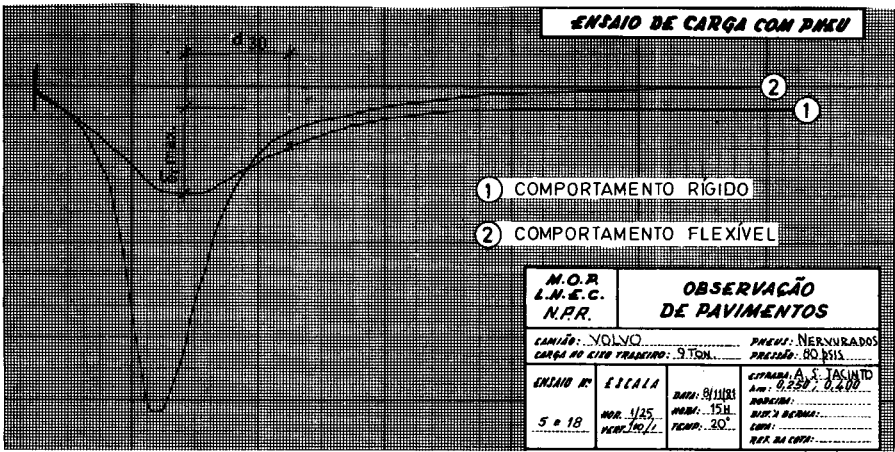


Fig. 1 — Estados de ruína de um pavimento

O conceito de «vida de projecto» é particularmente importante no caso dos pavimentos rodoviários e aeroportuários, uma vez que eles não sofrem rotura brusca, mas sim se deterioram progressivamente. A ruína é devida essencialmente a fenómenos de fadiga e a deterioração causada pelos esforços induzidos pelo tráfego resulta simultaneamente da grandeza das solicitações e do número de vezes que o pavimento é solicitado.

No caso de pavimentos flexíveis, o fendilhamento da camada betuminosa (fig. 1-b) resulta da repetida instalação de extensões de tracção E_T na parte inferior da camada, daí podendo resultar fissuras que se podem propagar à superfície, e que causam um progressivo enfraquecimento do pavimento.

A deformação permanente (fig. 1-a), traduzida pelo cavado das rodeiras, resulta da acumulação, à superfície, das deformações permanentes que vão ocorrendo nas

camadas do pavimento. Deste ponto de vista as camadas com contribuição mais significativa são, em geral, as camadas betuminosas e o solo de fundação. No que respeita às primeiras, procura minimizar-se tal deformação mediante a adopção de adequadas composições das misturas; no que respeita ao solo de fundação, considera-se necessário que o estado de deformação nele induzido pelas solicitações não ultrapasse um certo limite, cujo valor é função da vida de projecto.

No caso de um pavimento com uma camada de material do tipo do solo-cimento, aparece como parâmetro igualmente importante o valor das tracções induzidas nessa camada, já que elas condicionam o aparecimento de fissuras que, tal como nas camadas betuminosas, contribuem para o enfraquecimento do pavimento.

Em face do exposto, pode concluir-se que, para dimensionar um pavimento através da metodologia da análise estrutural, será necessário:

- 1 — quantificar as solicitações e fixar o período de vida de projecto;
- 2 — considerar uma geometria para as camadas do pavimento;
- 3 — admitir certas propriedades de deformabilidade e de resistência para os materiais das diferentes camadas e fixar os critérios de dimensionamento;
- 4 — calcular as tensões e as deformações induzidas no pavimento e compará-las com os valores limites fixados pelos critérios de dimensionamento; se os valores calculados forem superiores aos valores limites, haverá que, iterativamente, corrigir a geometria e/ou adoptar novos materiais até satisfazer os critérios de dimensionamento.

2 — CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO PAVIMENTO

Após um exame preliminar do estado da pista, realizou-se uma campanha de ensaios com o objectivo de determinar as propriedades mecânicas dos materiais das camadas constituintes do pavimento.

2.1 — *Ensaio de campo*

2.1.1 — *Ensaio de carga com pneu*

Realizaram-se ensaios de carga com pneu, de 100 em 100 m, ao longo de 5 alinhamentos paralelos ao eixo da pista.

Esta série de ensaios visou, por um lado, identificar mais objectivamente as zonas do pavimento com comportamento mecânico diferenciado e, por outro lado, determinar nessas zonas a deformabilidade do pavimento.

De facto, este ensaio permite obter, em cada ponto do pavimento, a linha de influência dos assentamentos (deflectograma) provocados pela passagem de um camião que descarrega 9 tf no eixo traseiro. Uma vez conhecidas as espessuras das diferentes camadas é possível determinar a deformabilidade das camadas a partir dos valores dos assentamentos reversíveis medidos (5).

Ao longo dos 5 alinhamentos ensaiados obtiveram-se comportamentos variados, aproximando-se mais ou menos de um dos dois comportamentos típicos apresentados na fig. 2.

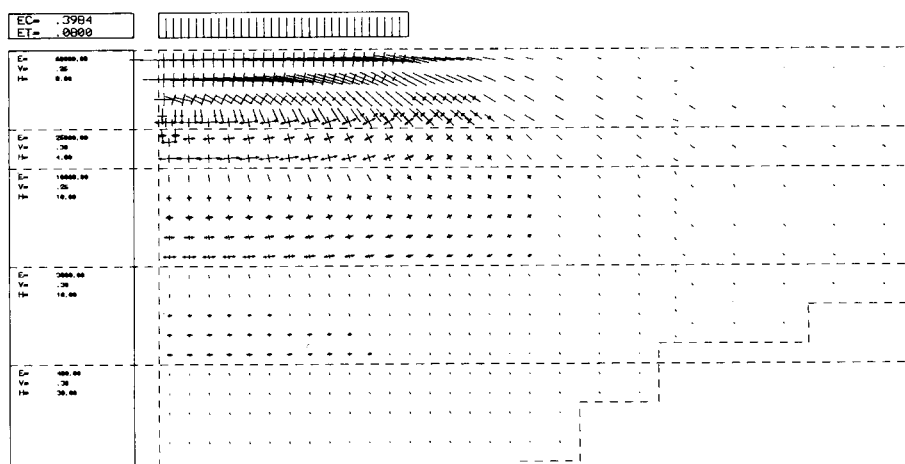


Fig. 2 — *Deflectogramas típicos obtidos*

O primeiro tipo de comportamento observou-se precisamente nas zonas onde o pavimento se encontrava menos fissurado, o segundo tipo nas restantes zonas, fig. 3.

A partir da análise da forma dos deflectogramas, traduzida pela deflexão máxima ($\delta_{\text{máx}}$) e pela distância d_{30} entre os pontos em que ocorrem $\delta_{\text{máx}}$ e $0,30 \times \delta_{\text{máx}}$ (vd fig. 2) foi possível definir, em termos estatísticos, como é habitual na análise de pavimentos rodoviários, zonas de comportamento homogéneo, e escolher, em cada zona, um ou mais pontos cujo comportamento pode ser tomado como característico dela, por os seus valores de $\delta_{\text{máx}}$ e d_{30} se aproximarem dos valores médios dessa zona.

Na fig. 4 apresentam-se, como exemplo, os diagramas dos valores de $\delta_{\text{máx}}$ e de d_{30} obtidos ao longo de um dos alinhamentos. A variabilidade dos valores encon-

trados, frequente nestes ensaios, deve-se à heterogeneidade das espessuras e da constituição das camadas do pavimento e justifica a necessidade de se proceder à caracterização das respectivas propriedades mecânicas em termos estatísticos.

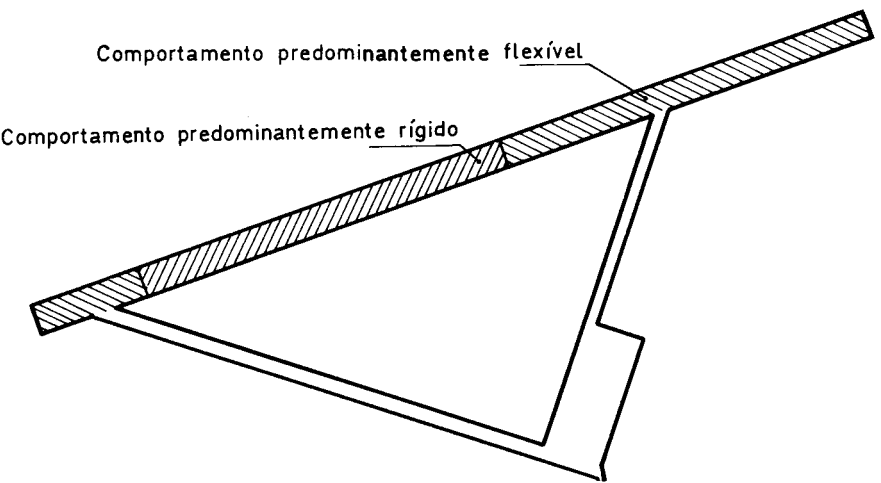


Fig. 3 — Zonamento da pista em função do comportamento estrutural

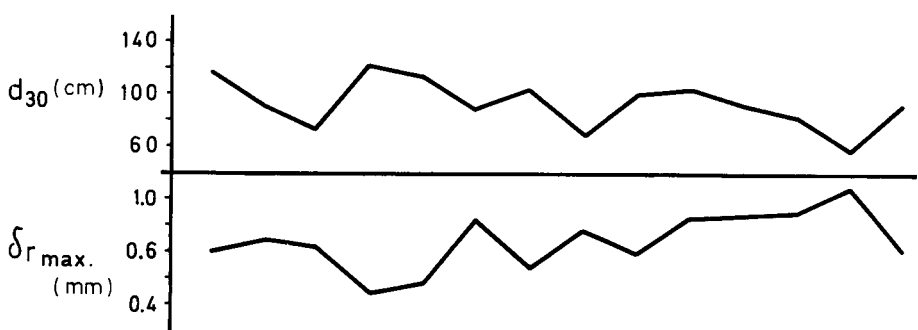


Fig. 4 — Valores de $\delta_{m\acute{a}x}$ e d_{30} medidos ao longo dum alinhamento

2.1.2 — Sondagens e ensaios complementares

Nos pontos de cada alinhamento cujo comportamento foi considerado mais característico foram feitas sondagens para determinar as espessuras das camadas do pavimento e recolheram-se amostras para caracterizar os materiais constituintes.

No conjunto das seis sondagens realizadas identificou-se a mesma composição qualitativa do pavimento, mas com uma certa variabilidade na espessura das camadas, em especial nas duas superiores:

Camada de betuminoso	3,5 a 6 cm
Camada de solo-cimento	6 a 11 cm
Camada de areão	9 a 11 cm

Junto de cada sondagem realizaram-se ainda os seguintes ensaios «in situ», que tiveram o objectivo de permitir uma mais correcta caracterização das camadas do pavimento.

2.1.3 — Ensaios de carga com placa

Estes ensaios realizaram-se para determinar os módulos de deformabilidade das camadas. Conduziram-se duas séries de ensaios, uma sobre a camada de solo-cimento, a outra sobre a camada de solo de fundação, tendo-se utilizado placas com diâmetros de 15,2, 30,5, 45,7 e 76,2 cm.

A interpretação dos ensaios de carga com placa realizados sobre o solo-cimento começou por se fazer admitindo o modelo de Burmister (6), que considera o comportamento mecânico de um pavimento assimilável ao de um sistema constituído por duas camadas elásticas: a camada inferior é um substrato do tipo de Boussinesq e a camada superior experimenta deformações verticais por compressão, sendo perfeitamente aderente à camada inferior.

Uma vez que este modelo apenas considera duas camadas, houve que admitir que duas das camadas do pavimento existente funcionariam em conjunto, com um dado módulo de deformabilidade aparente. Dada a sua natureza, calculou-se o módulo de deformabilidade (E) aparente das camadas de areão e solo de fundação e o da camada de solo-cimento, tendo-se obtido os seguintes valores em kgf/cm².

Camada de solo-cimento	$3,4 \times 10^3$ a 8×10^3
Camada de areão e areia	$0,6 \times 10^3$ a $1,1 \times 10^3$

Os módulos de deformabilidade do solo-cimento a que este modelo conduziu são bastante reduzidos e, sobretudo nas zonas não fissuradas, não é de crer na existência de valores tão baixos. Esta presunção foi suscitada pelos resultados dos ensaios de laboratório a que paralelamente se procedeu e que apontam para valores superiores a 80×10^3 kgf/cm².

De facto, para as zonas não fissuradas — situação em que os valores de laboratório devem corresponder melhor aos valores de campo — a camada de

solo-cimento deverá ter um comportamento de laje, com uma certa rigidez de flexão, comportamento esse que não é considerado no modelo de Burmister, mas sim, por exemplo, no de Bachelez e Jeuffroy (6). De acordo com este modelo o pavimento pode assimilar-se a uma laje elástica, assente sobre uma camada elástica, que por sua vez assenta num substrato do tipo Boussinesq.

Assim, o comportamento real do pavimento, sobretudo nas zonas não ou pouco fissuradas, ficou mais bem simulado, tendo-se obtido os seguintes valores dos módulos de deformabilidade, em kgf/cm².

Camada de solo-cimento	45×10^3 a 80×10^3
Camada de areão	$2,5 \times 10^3$ a $4,5 \times 10^3$
Areia de fundação	$0,45 \times 10^3$ a $0,75 \times 10^3$

Como seria de esperar, este modelo conduziu a valores de E mais elevados para o solo-cimento e simultaneamente mais reduzidos para o solo de fundação. Os valores de E deduzidos para o solo de fundação são da mesma ordem de grandeza dos obtidos a partir dos ensaios de carga com placa realizados directamente sobre a areia.

2.1.4 — Ensaio de CBR

Dada a dificuldade de se reproduzirem em laboratório as características de compactidade que uma areia exhibe «in situ», realizaram-se ensaios de CBR «in situ» que conduziram a valores de

CBR	4,3 a 6,5%.
-----------	-------------

De acordo com correlações frequentemente aceites para estimar módulos de deformabilidade a partir do valor de CBR (3) ter-se-iam os seguintes valores, em kgf/m²

$$E \cong 100 \text{ CBR} = 430 \text{ a } 650 \text{ kgf/cm}^2.$$

Estes valores são da ordem de grandeza dos obtidos através dos ensaios de carga com placa.

2.1.5 — Baridades e teores em água

As baridades secas do solo de fundação (γ_d) tinham valores de 1,5 a 1,7 g/cm³, e os teores em água (w) variavam entre 1,0 e 2,8%.

2.1.6 — Ensaio com o penetrómetro ligeiro

Estes ensaios realizaram-se no solo de fundação com o objectivo de o caracterizar em profundidade e ao longo da pista.

Constatou-se uma certa uniformidade dos valores medidos e que, sob a pista, a resistência de ponta R_p varia, nos primeiros 50 cm, entre 20 e 40 kgf/cm², aumentando em profundidade, atingindo-se aos 2,0 m valores de R_p de 70 a 80 kgf/cm².

2.2 — Ensaio de laboratório

2.2.1 — Betão betuminoso

Algumas das amostras foram colhidas utilizando uma carotadora com 10 cm de diâmetro, o que permitiu a realização de ensaios Marshall e de ensaios de compressão diametral. Embora este último ensaio não seja usualmente praticado entre nós, o módulo de deformabilidade e tensão de rotura que ele permite determinar dão uma ideia da qualidade da mistura. Os ensaios realizados forneceram os seguintes valores:

Força de rotura Marshall (kgf)	270 a 500
Deformação Marshall (mm)	2,8 a 5,7
Módulo de deformabilidade (kgf/cm ²)	$2,9 \times 10^3$ a $3,7 \times 10^3$
Tensão de rotura (kgf/cm ²)	5 a 12.
A determinação do teor em betume e da baridade forneceu os seguintes valores	
Teor em betume	6,4 a 9%
Baridade (g/cm ³)	2,13 a 2,21.

Todos os valores encontrados apontam para um betão betuminoso com más características. Com efeito, por exemplo em estradas de rede principal, conseguem-se valores de baridade da ordem de 2,3 a 2,4 g/cm³, e exige-se para a força de rotura Marshall valores superiores a 700 kgf. Para aeródromos recomenda-se que este valor seja superior a 800 kgf.

2.2.2 — Solo-cimento

Algumas das carotes de solo-cimento foram também sujeitas ao ensaio de compressão diametral tendo-se obtido os seguintes valores:

Módulo de deformabilidade (kgf/cm ²)	80×10^3 a 150×10^3
Tensão de rotura à tracção (kgf/cm ²)	9 a 16.

Ensaio realizado em diversos provetes mostraram que a composição da mistura é variável ao longo da pista, tendo-se constatado que as percentagens de cimento variam entre 4 e 7,5%.

2.2.3 — Areão e areia

QUADRO I — Resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos

Ensaio n.º	Pressão na câmara *	Tensão deviatórica *	Módulo de deformabilidade *
1	0,5	1,4	1200
		1,8	1300
	1,0	1,2	1800
		2,7	1700
	1,4	1,2	2200
		2,6	2100
3,3		2200	
4,3		2200	
1900	0,5	1,5	1300
		1,7	1300
		2,3	1400
	2	1,4	1900
		1,0	1,7
		2,6	1900
	1,6	1,3	2100
		2,2	2200
		4,4	2000

* unidades: kgf/cm²

Trata-se de solos que, de acordo com a classificação de solos para fins rodoviários (7) se integram nos seguintes grupos:

Areão	A-1-b (0)
Areia	A-3 (0)

Sobre amostras de areia realizaram-se ensaios triaxiais de cargas repetidas com o objectivo de determinar os respectivos módulos de deformabilidade, tendo-se obtido os valores do Quadro I (8).

Os dois provetes ensaiados foram compactados pelo método Proctor, com baridade seca e teor em água próximos dos valores medidos «in situ», respectivamente $\gamma_d = 1,64 \text{ g/cm}^3$ e $w = 2\%$. A frequência de aplicação da tensão deviatórica foi de aproximadamente 1 Hz e o tempo de aplicação da ordem de 0,3 s. Para cada estado de tensão realizaram-se 200 aplicações de carga.

Os resultados obtidos mostram que o módulo de deformabilidade aumenta quando aumenta o valor da pressão na câmara. Uma vez que os primeiros cálculos efectuados para o pavimento, vieram mostrar que as tensões no topo da camada de fundação eram inferiores às admitidas nos ensaios triaxiais, adoptaram-se posteriormente nos cálculos valores de módulos de deformabilidade para a areia inferiores aos mais baixos deduzidos dos ensaios de laboratório e, simultaneamente, mais próximos dos valores para que apontam os ensaios de carga com placa.

3 — MODELO DE CÁLCULO

3.1 — *Equilíbrio axissimétrico*

Para o cálculo das tensões e deformações induzidos em pavimentos por aviões ou outros veículos podem adoptar-se modelos de cálculo numérico. Uma primeira aproximação corresponderá a supor a existência de equilíbrio axissimétrico, o que torna bastante económica a sua aplicação (fig. 5).

Esta aproximação justifica-se desde que, como acontece frequentemente, se possa considerar haver simetria, em relação a um eixo perpendicular ao pavimento, quer da solicitação, quer da estrutura do pavimento, quer das propriedades mecânicas dos materiais que o constituem. Se se admitir comportamento elástico desses materiais, a matriz dos coeficientes elásticos terá cinco constantes independentes, que se reduzem a duas se se verificar isotropia.

A solicitação, para o cálculo, é assimilada a uma carga circular de diâmetro igual ao do círculo de contacto pneu-pavimento, o qual depende essencialmente da pressão de

enchimento do pneu e da carga transmitida pela roda. No caso dos aviões esta carga depende do seu peso total e da configuração do trem de aterragem.

A utilização de equilíbrios axissimétricos não permite a consideração directa da solicitação simultânea de todos os pneus do trem por não se tratar de uma solicitação simétrica em relação a um eixo. No caso de se adoptarem, como no presente estudo, as

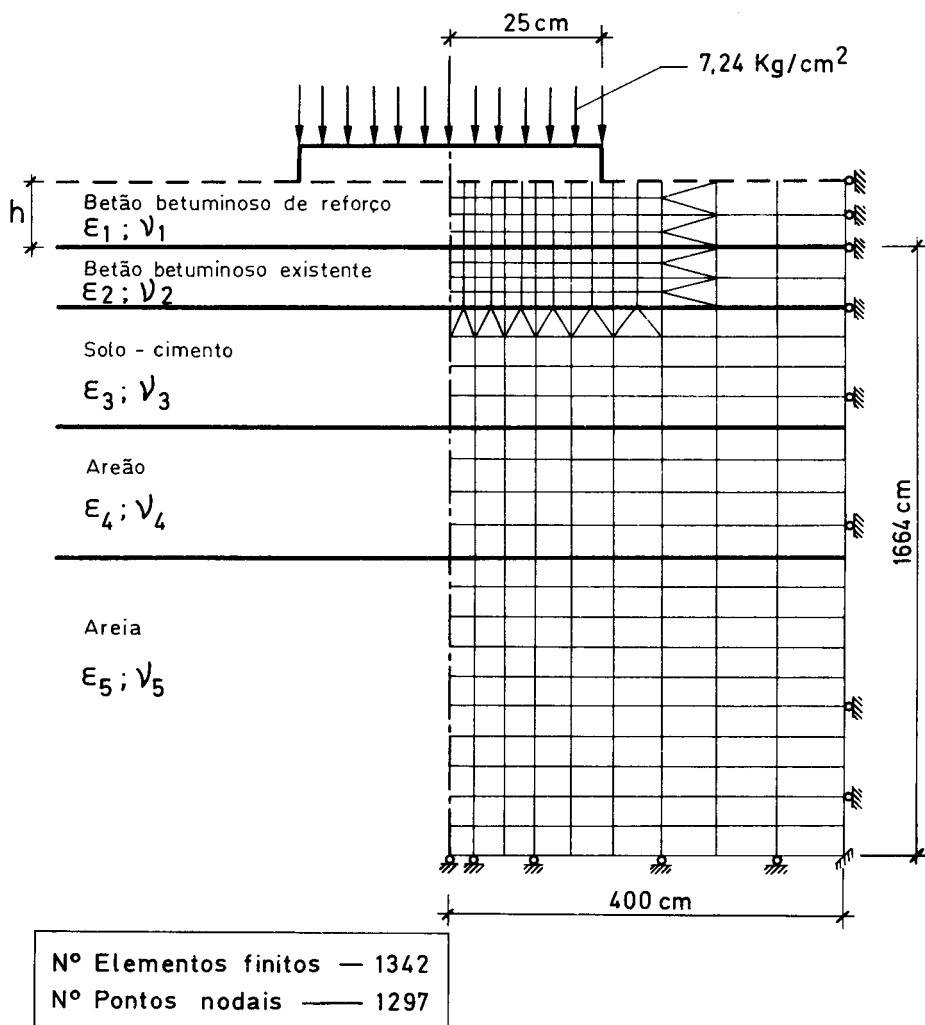


Fig. 5 — Modelo de cálculo adoptado

hipóteses de linearidade física e geométrica, pode recorrer-se ao princípio da sobreposição de efeitos e procurar quais os pontos das várias camadas em que são maiores as somas das tensões e deformações induzidas pelos vários pneus do trem de aterragem.

O programa de cálculo automático utilizado neste estudo, que pelo método dos elementos finitos permite o cálculo das tensões e deformações, foi desenvolvido no Núcleo de Estudos Geotécnicos Especiais do DG (9). As camadas são assimiladas a um meio contínuo, discretizadas em elementos finitos triangulares e/ou rectangulares, respectivamente com 3 e 4 pontos nodais. Nos elementos triangulares adoptaram-se funções de interpolação de deslocamentos do 1.º grau. Nos elementos quadrangulares as funções de interpolação adoptadas são lineares ou do 2.º grau, podendo assim optar-se por elementos isoparamétricos ou subparamétricos. Para os materiais das camadas podem admitir-se comportamentos elásticos lineares ou não lineares.

Na interface das camadas podem simular-se diferentes condições de ligação, por atrito e/ou adesão, mediante a utilização de elementos de junta de quatro pontos nodais, para os quais se pode admitir comportamento elástico linear ou não linear.

3.2 — *Solicitações*

De acordo com as indicações fornecidas pela DSI o reforço do pavimento deveria ser calculado para 120 movimentos mensais de um avião tipo C-130, com uma carga máxima compatível com o comprimento da pista e para uma vida útil do pavimento de 20 anos.

O número total de movimentos ou passagens do avião a prever é pois

$$P = 120 \times 12 \times 20 = 28\,800.$$

A este número de movimentos corresponde um número de aplicações de carga ou recobrimentos bastante inferior, atendendo à distribuição lateral das trajectórias do avião sobre a pista, distribuição essa que se admite que segue a lei da distribuição normal ou de Gauss.

Para este tipo de avião o factor passagens/recobrimentos que se adopta é igual a 4, segundo os critérios propostos pela Força Aérea dos E.U.A. (10).

O número total de recobrimentos a considerar é pois

$$C = \frac{P}{4} = 7200$$

A carga máxima do avião compatível com o comprimento da pista é de 130 000 lbs, o que, atendendo à configuração do trem de aterragem e à pressão de

enchimento dos pneus, equivale a uma carga circular de 50 cm de diâmetro e de 7,24 kgf/cm² de intensidade, fig. 5. Dada a configuração do trem de aterragem houve que considerar a possibilidade da sobreposição dos efeitos das duas rodas de cada perna do trem principal para pontos das camadas distando do eixo de simetria 77 cm.

3.3 — *Características mecânicas adoptadas*

Admitiu-se que tanto as camadas que constituem o pavimento como a camada de reforço a executar são constituídas por materiais isótropos, com comportamento elástico linear.

3.3.1 — *Camada de betuminoso*

As características de deformabilidade de um betão betuminoso são influenciadas por uma multiplicidade de factores de que se destacam:

- 1) a composição da mistura;
- 2) o tipo de betume;
- 3) as condições de temperatura;
- 4) a velocidade de circulação;
- 5) as condições de execução em obra.

As características de resistência destes materiais são influenciadas pelos mesmos factores e dependem do número de aplicações de carga. É frequente expressar tais características por relações do tipo (4):

$$N = c \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^m$$

em que c e m são constantes que dependem da mistura, e ϵ é o valor da extensão limite de fadiga correspondente a N aplicações de carga.

Na fig. 6 apresentam-se, para duas misturas betuminosas, relações típicas da variação do módulo de deformabilidade E com a temperatura e a velocidade, e variações da extensão limite da fadiga ϵ com o número de aplicações de carga N (4).

Com base sobretudo em resultados de ensaios de flexão realizados em laboratório para estudo do comportamento das misturas sob a acção de cargas repetidas, têm sido publicados vários métodos que permitem estimar as propriedades mecânicas duma

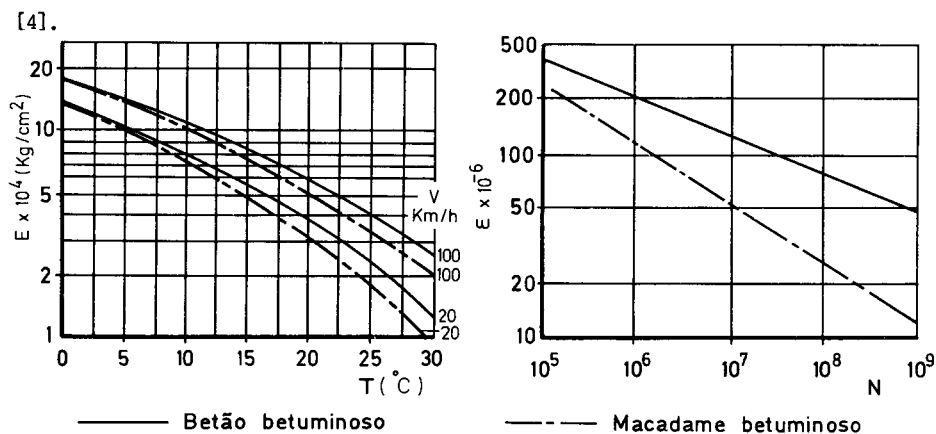


Fig. 6 — Características de deformabilidade e de resistência de duas misturas betuminosas típicas

mistura a partir da sua composição (3), (4). No entanto, optou-se neste trabalho por considerar para o betão betuminoso propriedades deduzidas de ensaios conduzidos no LNEC sobre misturas representativas das que se realizam em Portugal (11). A mistura ensaiada tinha as seguintes características: força de rotura Marshall 700 kgf, teor em betume, 5,5%, baridade 2,30 g/cm³, deformação Marshall de cerca de 3,2 mm.

Tais ensaios apontam para as variações do módulo de deformabilidade E com a temperatura apresentadas no Quadro II.

QUADRO II — Variação do módulo de deformabilidade (E) com a temperatura (t)

$E(\text{kg/cm}^2)$	$t \text{ (}^\circ\text{C)}$
40×10^3	25°
65×10^3	20°
90×10^3	15°
150×10^3	5°

Os mesmos ensaios permitiram estabelecer leis de fadiga, relacionando extensões admissíveis ϵ_i com o número de aplicações de carga N_i ($i = 1, 2, 3$), referindo-se os

valores de N_i a diferentes estados de ruína do betuminoso, que correspondem ao início do aparecimento de fissuras ($i = 1$), à fissuração em toda a espessura do provete ($i = 2$) e a uma desagregação dos provetes ($i = 3$).

$$\varepsilon_1 = 3,803 \times 10^{-3} (N_1)^{-0.26} \quad (1)$$

$$\varepsilon_2 = 6,051 \times 10^{-3} (N_2)^{-0.29} \quad (2)$$

$$\varepsilon_3 = 1,618 \times 10^{-2} (N_3)^{-0.35} \quad (3)$$

Embora estas propriedades mecânicas tenham sido estabelecidas em ensaios laboratoriais em que se procuraram simular as solicitações representativas do tráfego rodoviário português, considerou-se preferível adoptá-las em vez de tomar propriedades deduzidas de qualquer dos métodos estrangeiros. Acresce que os valores das extensões limites adoptadas são conservativos em relação a outros aplicáveis a este caso (12). A admissão de dadas características mecânicas para o betão betuminoso pressupõe que o estudo da mistura seja feito de modo a garantir tais propriedades.

Com base nos resultados dos ensaios realizados sobre o betão betuminoso já existente na pista em estudo (vd 2.2) e nas propriedades atrás referidas (Quadro II) admitiram-se nos cálculos as seguintes propriedades de deformabilidade para as camadas betuminosas:

Betuminoso novo	$E = 60 \times 10^3 \text{ e } 40 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ $\nu = 0,25$
Betuminoso antigo	$E = 25 \times 10^3 \text{ e } 15 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ $\nu = 0,30$

O valor de $E = 15 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ atribuído ao betuminoso antigo procura traduzir, simultaneamente, uma redução de rigidez devida ao aumento de temperatura e a um mais pronunciado estado de fendilhamento.

Como critérios de resistência adoptaram-se para estas camadas os valores traduzidos pelas expressões (1) e (2).

- 1) Para o betuminoso de reforço adoptou-se como critério de resistência o definido pela expressão (1);
- 2) Para o betuminoso antigo, e tendo em atenção o seu actual estado, considerou-se que já teria sido sujeito a N_1 passagens que lhe induziram extensões ε_r , mas que poderá suportar N_2 passagens até fendilhar completamente, pelo que a vida restante é igual a $N_2 - N_1$ passagens.

3.3.2 — Camada de solo de fundação

Para módulos de deformabilidade do solo de fundação adoptaram-se, de acordo com o exposto em 2.1.3 e 2.2.3 valores de $E = 500 \text{ kgf/cm}^2$ e $\nu = 0,3$.

Com vista a limitar deformações permanentes, adoptou-se como critério de resistência uma lei estabelecida a partir da análise do comportamento de pistas de aeródromos solicitadas por aviões de grande porte, B 747 e C 5 (Fig. 7) (13). Esta lei relaciona as extensões admissíveis no solo ϵ_z com o número N de passagens daqueles aviões.

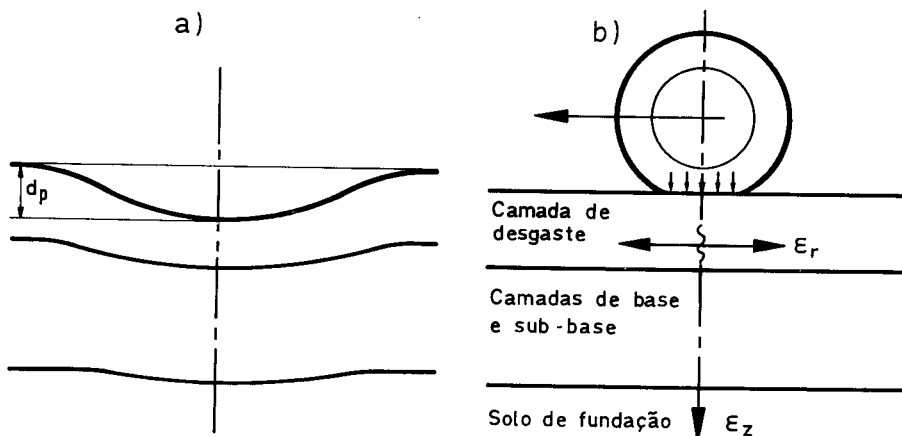


Fig. 7 — Extensões ϵ_z admissíveis no solo

Uma vez que o avião tipo para que é projectado o reforço da pista de S. Jacinto é o C 130, cujas dimensões, peso, e trem de aterragem são diferentes dos B 747 e C 5, houve que procurar uma equivalência entre números de passagens de um dos aviões para que foi estabelecida a lei (B 747) e o avião de projecto (C 130).

Para tal recorreu-se a uma relação proposta pela F.A.A. (14) que relaciona o logaritmo do número de passagens N_1 de um avião com carga por roda W_1 com o número de passagens N_0 de outro avião com carga por roda W_0 .

$$\log N_1 = \log N_0 \left(\frac{W_0}{W_1} \right)^{1/2} \times \frac{1}{\alpha}$$

Nesta expressão o factor α traduz a influência da diferença de configuração dos trens de aterragem e deve, neste caso, tomar-se igual a 0,6. Assim, por exemplo, de acordo com aquela relação, 2×10^3 passagens de B 747 equivalem a 10^4 passagens de C 130.

3.3.3 — Camada de solo-cimento

Para módulo de deformabilidade do solo-cimento adoptaram-se, de acordo com os resultados dos ensaios «in situ» e laboratoriais, os valores seguintes:

zona não fissurada	$E = 50 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ $\nu = 0,25$
zona fissurada	$E = 10 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ $\nu = 0,25$

Como critério de resistência estabeleceu-se que a tensão de tracção σ_r não deverá exceder o valor da resistência à tracção, que foi fixada em 8 kgf/cm^2 , de acordo com os resultados dos ensaios de compressão diametral, vd 2.2.2.

3.3.4 — Camada de areão

Para esta camada admitiu-se $E = 3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ e $\nu = 0,3$. O valor do módulo de deformabilidade foi atribuído em face da interpretação dos resultados dos ensaios de carga com placa e está de acordo com valores obtidos recorrendo a correlações que permitem estimá-lo em função do respectivo tipo, A-1-b (o) (3).

3.4 — Cálculos efectuados

Apresentam-se resultados de cálculos correspondentes a espessuras de reforço de 8 e 12 cm, a construir em betão betuminoso.

Para cada uma destas espessuras adoptaram-se diferentes propriedades para os materiais das camadas e calcularam-se as tensões e deformações induzidas por uma das rodas do trem de aterragem.

A realização de cálculos para diferentes propriedades dos materiais teve como objectivo simular o comportamento do pavimento para diferentes temperaturas e para diferentes estados de fendilhamento das duas camadas superficiais já existentes. Atribuíram-se às propriedades dos materiais combinações plausíveis de valores que induzissem as tensões e deformações mais elevadas nas camadas do pavimento, valores máximos esses que não ocorrem, obviamente, em todas elas simultaneamente.

Na fig. 8 apresenta-se, a título de exemplo, a distribuição de tensões principais nas várias camadas do pavimento obtidas num dos cálculos respeitantes a 8 cm de reforço, onde se constata uma grande concentração de tensões nas camadas de betuminoso e tensões de muito reduzido valor nas camadas de areão e de solo de fundação.

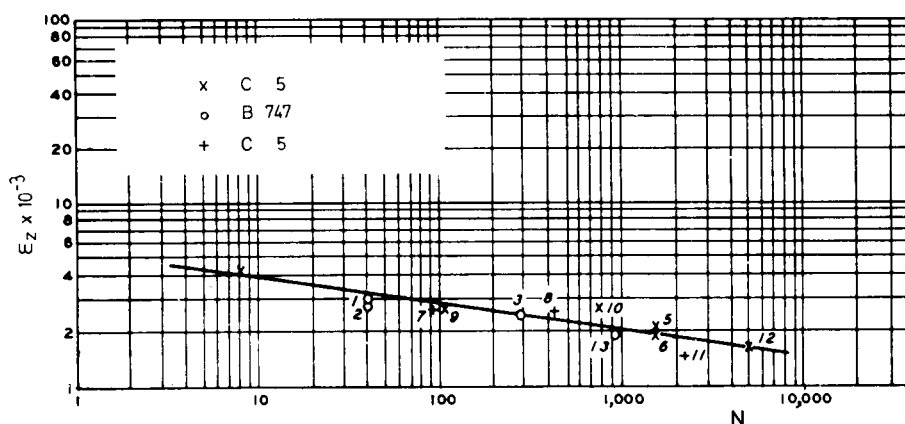


Fig. 8 — Distribuição de tensões principais

Em todos os cálculos se constatou que, para todas as camadas, as tensões e deformações induzidas ao longo do eixo por uma roda eram superiores às resultantes da sobreposição dos efeitos de duas rodas. Constatou-se também que, para as duas espessuras estudadas, as tensões de tracção máximas no solo-cimento são de reduzido valor, inferiores a 6 kgf/cm², pelo que dos critérios de resistência adoptados para as várias camadas, os que condicionam o dimensionamento são os que foram estabelecidos para as camadas de betuminoso e para o solo de fundação.

No Quadro III resumem-se, para espessuras de reforço de 8 e 12 cm, os valores mais elevados das deformações ϵ_r nas camadas de betuminoso e ϵ_z na camada de solo

de fundação, e apresentam-se os números de passagens do avião C 130 e os valores dos períodos de vida de projecto a que se é conduzido.

QUADRO III — *Valores máximos das deformações nas camadas*

Betão betuminoso de reforço				Betão betuminoso existente			Solo de fundação		
h (cm)	ϵ_r $\times 10^{-4}$	N_1	Anos	ϵ_r $\times 10,4$	$N_2 - N_1$	Anos	ϵ_z $\times 10,3$	N	Anos
8	1,7	$1,5 \times 10^5$	> 50	3,1	$1,3 \times 10^4$	36	2,5	$1,7 \times 10^3$	7
12	2,7	$2,6 \times 10^4$	> 50	3,5	$1,0 \times 10^4$	24	1,9	7×10^3	22

A análise dos valores obtidos mostra que o critério de dimensionamento que condiciona a espessura de reforço a adoptar é o determinado pelos valores das extensões ϵ_z no solo de fundação. Este critério é o que condiciona o dimensionamento de um pavimento quando as camadas que o constituem são pouco espessas. De acordo com os valores encontrados, um reforço de 8 cm apenas permitirá para a pista um período de vida de projecto de cerca de 7 anos. Se se pretender um período de 20 anos haverá então que realizar uma camada de reforço com cerca de 12 cm. Para este período de vida a adopção dum método clássico preconizava cerca de 15 cm de espessura de reforço (2).

Uma outra conclusão que se pode retirar é a de que nem sempre o aumento da espessura de reforço se traduz, para o betão betuminoso antigo, num aumento do período de vida. De facto esse aumento só se verificará se, para uma maior espessura de reforço, se obtiverem menores extensões ϵ_r . Tal dependerá da espessura da camada já existente e da deformabilidade das camadas adjacentes.

4 — CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em face do exposto pode em síntese concluir-se o seguinte:

- 1 — Os métodos clássicos de dimensionamento, empíricos ou semi-empíricos, pela enorme experiência acumulada que se consubstancia nas suas regras de aplicação prática são ainda de grande utilidade. No entanto a sua aplicação exige uma cuidada análise da situação em estudo e a verificação de

condições de semelhança entre dada situação e as que permitiram estabelecer esses métodos. Tais condições dizem respeito aos materiais empregues, às técnicas construtivas utilizadas e às condições climáticas.

- 2 — Os métodos de dimensionamento baseados na análise estrutural do conjunto pavimento-solo de fundação permitem ultrapassar algumas das limitações dos clássicos, tornando-se indispensável a sua aplicação sempre que se depare com pavimentos de constituição que se afaste dos tipos clássicos. Na verdade, estes métodos permitem a consideração de vários comportamentos mecânicos para os materiais das camadas e de diversas solicitações, e prestam-se para simular numericamente o comportamento do pavimento em diversas situações.
- 3 — A correcta utilização dos métodos baseados na análise estrutural obriga a que se proceda a uma adequada avaliação das características de deformabilidade e de resistência das camadas do pavimento. Tal caracterização deverá ser feita através de ensaios «in situ» e em laboratório, com solicitações que simulem as reais, uma vez que o comportamento dos materiais das camadas é, em regra, não linear.
- 4 — O reforço da pista de S. Jacinto com uma camada de 12 cm de betão betuminoso conferirá ao pavimento uma adequada resistência para, nos próximos 20 anos, a pista ser operada por aviões C 130, desde que não se exceda o número de movimentos previsto. A composição do betão betuminoso deverá ser estudada de modo a garantir as propriedades mecânicas adoptadas nos cálculos.
- 5 — Embora o estudo da resistência mecânica de pavimentos através de métodos baseados na análise estrutural seja, à partida, mais oneroso do que o estudo pelos métodos clássicos, uma vez que os primeiros são mais exigentes na caracterização das propriedades dos materiais que os segundos, poder-se-ão obter no final soluções mais económicas que justifiquem a sua realização. No caso presente, uma redução de cerca de 3 cm de espessura de reforço traduzir-se-á numa economia significativa se se atender à grande área de pavimento a reforçar.

BIBLIOGRAFIA

- (1) O reforço da pista do aeródromo de S. Jacinto, em Aveiro — Estudo realizado para a Força Aérea Portuguesa, Relat. Proc. 92/1/7703. LNEC, Lisboa 1982 (em preparação).
- (2) BARBOSA, L. — Estudo da utilização da pista do AM2 em S. Jacinto pelo avião C 130-H. Secção de Pavimentos e Aeródromos da DSIFA, Lisboa 1981.
- (3) Shell pavement design manual — Asphalt pavements and overlays for road traffic. Shell International Petroleum Comp. Lda. Londres 1978.
- (4) BROWN, S. F. — The analytical design of bituminous pavements. Depart. of civil engineering, Univ. of Nottingham. 1980
- (5) PEREIRA, O. A. — Determinação das características estruturais de pavimentos, a partir da linha de influência obtida em ensaios de carga com pneu. Tese concurso especialista. LNEC, Proc.º 52/5/344, Lisboa 1969.
- (6) JEUFFROY, G. — Conception et construction des chaussées. Eyrolles, Paris, 1967.
- (7) Solos. Classificação para fins rodoviários. Especificação LNEC E 240-1970.
- (8) Determinação do módulo resiliente de um solo do aeroporto de S. Jacinto. Relat. Proc.º 91/51/1, LNEC, Lisboa 1982.
- (9) PINELO, A. — Dimensionamento de ancoragens e de cortinas ancoradas. Tese concurso especialista. LNEC, Proc.º 55/13/6107, Lisboa 1980.
- (10) CLARK, J.I. — The theory and principles of airfield pavement evaluation. 3th Ed., Air force civil engineering center, 1977.
- (11) GONTIJO, P. — Contribuição para o estudo do comportamento de misturas betuminosas à fadiga por flexão dinâmica, sob a acção de cargas rolantes repetidas. Tese concurso especialista. LNEC. rel. Proc.º 52/15/6171, Lisboa 1979.
- (12) KOOLE, R. C. and VISSER, W. — Design and evaluation of airport pavements. Shell Pavement Consultancy Services, Rotterdam 1979.
- (13) YU T. CHOU — Structural behaviour of flexible airfield pavements — Proc. Bearing capacity of roads and airfields, NGI, Trondheim, Norway, 1982.
- (14) ASHFORD, N. and WRIGHT, P.H. — Airport Engineering. J. Wiley and Sons, 1979.

ERRATA

GEOTECNIA

Revista n.º 37, Março 1983

Os títulos das figuras estão correctos. Houve porém algumas trocas nos desenhos respectivos que seguidamente se enumeram:

Fig. 1 (pág. 78) – corresponde à apresentada como Fig. 7 (pág. 92)
Fig. 2 (pág. 80) – " " " " Fig. 1 (pág. 78)
Fig. 7 (pág. 92) – " " " " Fig. 8 (pág. 94)
Fig. 8 (pág. 94) – " " " " Fig. 2 (pág. 80)

Na pág. 95 - Quadro III na 2.^a coluna, 3.^a linha onde se lê $\times 10,4$ deve ler-se $\times 10^{-4}$; na 3.^a coluna, 3.^a linha onde se lê $\times 10,3$, deve ler-se $\times 10^{-3}$.