

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE UMA CONTAMINAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM AGREGADO CALCÁRIO DE GRANULOMETRIA EXTENSA

THE INFLUENCE OF A CONTAMINATION ON THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF AN UNBOUND GRANULAR MIXTURE

Gomes Correia, A.; *Doutor em Engenharia Civil, Prof. Associado do IST*

Castelo Branco, F.; *Mestre em Engenharia Civil, Gestor de Qualidade da MSF-Empreiteiros SA*

Quinta Ferreira, M.; *Doutor em Geologia, Prof. Auxiliar da FCTUC*

Prates, M.; *Eng. Civil, Director dos Serviços de Apoio Técnico da JAE*

RESUMO

O presente trabalho refere-se à avaliação da influência de uma contaminação no comportamento mecânico de um agregado calcário de granulometria extensa, quando aplicado em camadas granulares de pavimentos flexíveis.

O comportamento mecânico dos agregados estudados é avaliado em termos de deformações reversíveis e de deformações permanentes obtidas em laboratório para trajectórias de tensão representativas das existentes nas camadas granulares de pavimentos flexíveis. Estas trajectórias são realizadas com recurso ao ensaio triaxial cíclico de força axial e pressão de confinamento variáveis.

Os resultados obtidos evidenciam um melhor comportamento mecânico do agregado não contaminado, bem como uma menor sensibilidade desse comportamento às variações de teor em água. Além disso, verifica-se não haver relação entre a classificação mecânica do agregado estabelecida com base em parâmetros característicos de deformação do calcário de granulometria extensa e uma classificação empírica baseada nos valores do desgaste Los Angeles e micro-Deval, amplamente utilizada no domínio rodoviário.

ABSTRACT

The present work intends to evaluate the influence of a contamination on the mechanical behaviour of an unbound granular mixture, when used in unbound layers of flexible road pavements.

The resilient behaviour of the studied unbound granular mixtures is evaluated in laboratory by resilient and permanent strains obtained for stress paths representatives of those existing in unbound layers of flexible pavements.

The results obtained shows a better mechanical performance of the non contaminate unbound granular mixture, as well as a less sensitivity of this behaviour to water content variations. Furthermore, it is concluded that there is no relationship between a mechanical classification based on the characteristic strain parameters of the unbound granular mixture and an empirical classification based on the values of Los Angeles and micro-Deval, used world wide for pavements.

1 - INTRODUÇÃO

O estudo apresentado pretende evidenciar a importância da quantidade relativa de finos de natureza argilosa (contaminação) no comportamento mecânico de agregados de granulometria extensa. Para tal escolheram-se dois agregados de granulometria extensa (AGE) produzidos na pedreira de Calhariz de Sesimbra, situada a 30 km a sul de Lisboa. A natureza geológica do maciço rochoso explorado permitiu obter um agregado calcário limpo (não contaminado) e outro contaminado, sendo o termo contaminado utilizado para traduzir a existência no agregado de material proveniente das cavidades

cársicas e de caixas de falha do maciço calcário. Este material de preenchimento é constituído fundamentalmente por micrite, por argila e óxidos de ferro.

A caracterização mecânica dos agregados estudados foi feita em laboratório através do ensaio triaxial cíclico com carga axial e pressão de confinamento variáveis.

O procedimento do ensaio triaxial cíclico realizado foi o da norma francesa AFNOR: NF P 98 235-1 (1991). A interpretação dos resultados do ensaio triaxial foi feita recorrendo a uma variante do modelo de Boyce (1980). A escolha deste modelo deve-se ao facto deste existir implementado em alguns programas de elementos finitos de modelação de pavimentos (Balay et al., 1997). Os resultados deste ensaio, traduzidos em termos de um módulo de deformabilidade característico e de um outro parâmetro de resistência às deformações permanentes, permitiu avaliar a sensibilidade destes parâmetros às condições de estado dos materiais: teor em água e compactidade relativa, bem como comparar o comportamento mecânico dos dois agregados.

Finalmente discute-se a validade de uma classificação empírica de agregados amplamente utilizada para fins de utilização destes em camadas granulares de pavimentos, com uma classificação mecânica baseada em parâmetros característicos de deformabilidade obtidos no ensaio triaxial cíclico com carga axial e pressão de confinamento variáveis.

2 - IDENTIFICAÇÃO DOS AGREGADOS DE GRANULOMETRIA EXTENSA

A identificação detalhada, quer dos agregados colhidos na pedreira, quer dos colhidos após a sua aplicação nas camadas de um trecho experimental, está descrita em Castelo Branco (1996). A fig. 1 e o Quadro 1 resumem, respectivamente, os resultados da caracterização granulométrica e do estado de limpeza (Castelo Branco et al., 1997).

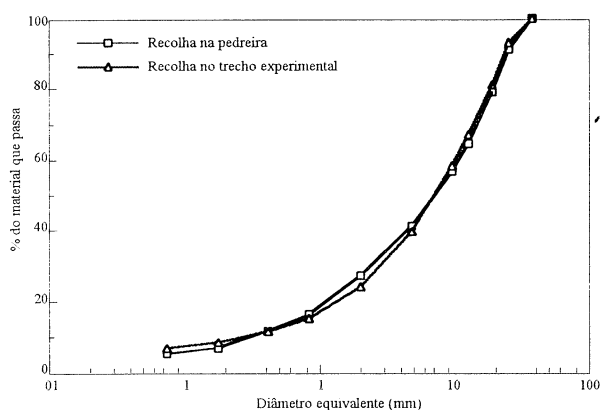


Fig. 1 a) - Curva granulométrica das amostras de agregado não contaminado recolhidas na pedreira e no trecho experimental

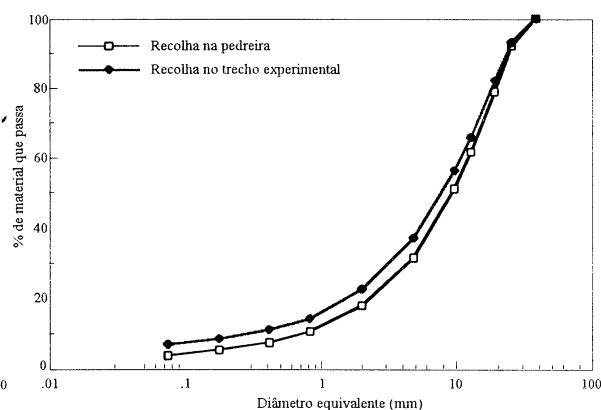


Fig. 1 b) - Curva granulométrica das amostras de agregado contaminado recolhidas na pedreira e no trecho experimental

Os resultados apresentados revelam que o material contaminado teve uma ligeira alteração da granulometria em obra durante o processo de espalhamento e compactação envolvido na realização de um trecho experimental. Verifica-se também uma alteração do equivalente de areia entre o fabrico e a aplicação na camada do trecho experimental. Uma análise mais aprofundada destes resultados é apresentada por Castelo Branco et al. (1997).

Os agregados são, como é habitual, caracterizados através dos ensaios de desgaste Los Angeles e dos ensaios micro-Deval, a seco e em meio húmido (AFNOR: NF P 18-572, 1990), cujos resultados são apresentados no Quadro 2.

Quadro 1 - Caracterização dos agregados quanto ao seu estado de limpeza

Características	Agregado não contaminado		Agregado contaminado	
	Pedreira	Trecho Experimental	Pedreira	Trecho Experimental
EA (%)	66	43	55	39
EA 10% (%)	72	70	66	66
V _{AM} (g/100g 0/0,075mm)	0,56	0,52	0,84	0,88
Resíduo insolúvel (%)	2,8	3,2	9,0	9,1
w _L (%)	NP	NP	13	14
IP (%)	NP	NP	5	4
Expansibilidade (%)	3,8	3,7	3,1	3,7

EA-equivalente de areia; EA 10% - equivalente de areia com 10% de finos; V_{AM} (g/100g 0/0,075mm) - valor de absorção de azul de metileno com 100g de finos (AFNOR: NF P 18-592, 1990); w_L - limite de liquidez; IP - índice de plasticidade.

Quadro 2 - Caracterização das partículas dos agregados

Características	Agregado não contaminado		Agregado contaminado	
	Pedreira	Trecho Experimental	Pedreira	Trecho Experimental
LA (%)	32	33	31	33
MDS (%)	7	7	6	7
MDA (%)	18	20	19	19

LA - Los Angeles; MDS - Micro-Deval a seco; MDE - Micro-Deval em meio húmido.

Da análise dos resultados apresentados no Quadro 2 pode dizer-se não haver evolução das características relacionadas com a resistência mecânica das partículas dos dois agregados entre as duas fases de caracterização, e que as diferenças entre os dois agregados, relativamente a estes parâmetros, são reduzidas.

3 - CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA, EM LABORATÓRIO, DOS AGREGADOS DE GRANULOMETRIA EXTENSA

3.1 - Preparação das amostras

Os materiais objecto deste estudo são, cada um, uma mistura de agregados britados (0/31,5) de natureza calcária reconstituída a partir de três fracções nas proporções apresentadas no Quadro 3. Estas proporções são as correspondentes aos valores médios obtidos nas amostras recolhidas no trecho experimental (fig. 1), procurando-se, assim, utilizar em laboratório amostras representativas das condições “in situ”.

Quadro 3 - Proporções de cada uma das fracções granulométricas da mistura

Agregado não contaminado		Agregado contaminado	
Fracções granulométricas (mm)	Proporções (%)	Fracções granulométricas (mm)	Proporções (%)
0/4,75	39,6	0/4,75	43,3
4,75/9,5	18,7	4,75/9,5	20,2
9,51/31,5	41,7	9,51/31,5	36,5

3.2 - Características de compactação

A curva de compactação de cada um dos agregados, obtida através do ensaio Proctor modificado realizado sobre a fracção 0/19, permitiu obter os parâmetros de compactação apresentados no Quadro 4. Estes parâmetros foram corrigidos para a granulometria integral da amostra (0/31,5) através das expressões propostas na AASHTO T 224-86 (1986).

Quadro 4 - Parâmetros de compactação dos agregados

	ρ_{dmax} (kg/m ³)		w_{opt} (%)	
	Fracção 0/19	Fracção 0/31,5	Fracção 0/19	Fracção 0/31,5
Agregado não contaminado	2290	2350	6,1	5,2
Agregado contaminado	2320	2370	5,1	4,5

3.3 - Preparação dos provetes para o ensaio triaxial cíclico

Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados no "Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de St. Briec", em virtude de nessa data se estar ainda em fase de instalação desse equipamento de ensaio no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil do IST.

Os provetes de ensaio, com 160 mm de diâmetro e 320 mm de altura, foram confeccionados de modo a obterem-se os estados hídricos e de compacidade apresentados no Quadro 5. A compactação dos provetes foi feita pela técnica da vibrocompressão (NF P 98 - 230 -1, 1992).

Quadro 5 - Teores em água e estados de compacidade dos provetes de ensaio

Teor em água (w (%))						Massa volúmica seca
w _{opt} - 3%		w _{opt} - 2%		w _{opt} - 1%		
AGE NC	AGE C	AGE NC	AGE C	AGE NC	AGE C	
		não realizado	5-278-1A			100% ρ _{dmax}
6-050-2A	5-279-2A	6-023-1A 6-030-1A	5-275-1A 5-277-1A	6-050-1B	5-234-1A	97% ρ _{dmax}
		6-033-1A	5-279-1A			95% ρ _{dmax}

AGE NC– agregado de granulometria extensa não contaminado; AGE NC– agregado de granulometria extensa contaminado

O provetes foram todos compactados ao teor em água óptimo menos um por cento. Os provetes em que se pretendiam obter teores em água inferiores foram, após compactação, submetidos a uma secagem em estufa até se atingirem os teores em água desejados. Em todos os casos os provetes foram conservados durante um mínimo de três dias e um máximo de uma semana antes de serem colocados na câmara triaxial. Os valores de teor em água e massa volúmica seca realmente obtidos nos provetes ensaiados são os apresentados no Quadro 6.

Quadro 6 - Parâmetros de estado dos provetes ensaiados

Nº do provete	ρ_d (kg/m ³)	w (%)	ρ_d/ρ_{dmax}	Observações
(6-050-1B)	(2277)	(3,85)	(96,9)	Confeccionado a $w_{opt} - 1\%$
5-234-1A	2308	3,61	97,4	
(6-023-1A)	(2282)	(3,02)	(97,1)	Confeccionados a $w_{opt} - 1\%$ e depois secos em estufa
5-275-1A	2303	2,86	97,2	
(6-030-1A)	(2282)	(2,89)	(97,1)	
5-277-1A	2300	3,01	97,0	
5-278-1A	2369	2,86	100,0	
6-033-1A	(2204)	(2,98)	(95,0)	
5-279-1A	2268	2,90	95,7	
(6-050-2A)	(2277)	(1,65)	(96,9)	
5-279-2A	2300	1,96	97,0	

No intuito de se averiguar se havia alteração da granulometria por acção da compactação, procedeu-se à realização de um ensaio de análise granulométrica após compactação. A comparação das curvas granulométricas do material antes e depois da compactação revelou não ter havido qualquer efeito da compactação sobre a granulometria (Castelo Branco, 1996).

3.4 - Ensaio triaxial cíclico

3-4.1 - Equipamento de ensaio

O equipamento triaxial de cargas cíclicas utilizado no estudo foi, como já referido, o existente no "Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Saint Briec", igual ao existente actualmente no

IST. Este equipamento de ensaio, descrito por Paute (1994, 1997), é constituído basicamente por um sistema de carregamento servo-pneumático, que permite aplicar simultaneamente, e em fase, cargas axiais cíclicas e pressões laterais cíclicas. As deformações axiais e radiais no provete são medidas directamente em pontos materializados no provete. A Fig. 2 representa uma vista geral do equipamento instalado no IST. O comando do ensaio e aquisição de dados são automáticos.

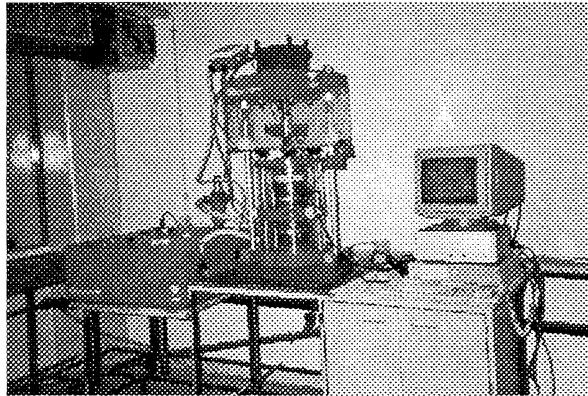


Fig. 2 - Equipamento de ensaio triaxial cíclico

3.4.2 - Procedimento de ensaio para a caracterização do comportamento reversível

O procedimento do ensaio triaxial cíclico para o estudo do comportamento mecânico de misturas de agregados é já objecto de uma norma francesa (NF P 98 – 235-1, 1993), e de uma pré norma (N 112.2; WI 00227413) definida ao nível do CEN TC 227/WG4/TG2.

O procedimento de ensaio utilizado para o presente estudo seguiu a norma NF P 98 – 235-1 (1993) no que diz respeito ao estudo do comportamento reversível do material. Este procedimento envolve um pré-carregamento do provete seguido de várias trajectórias de tensão para estudo do comportamento reversível (fig. 3). Estas trajectórias de tensão contemplam as mais representativas nas camadas granulares dos pavimentos, representadas por uma envolvente a sombreado na Fig. 3 (Balay et al., 1997).

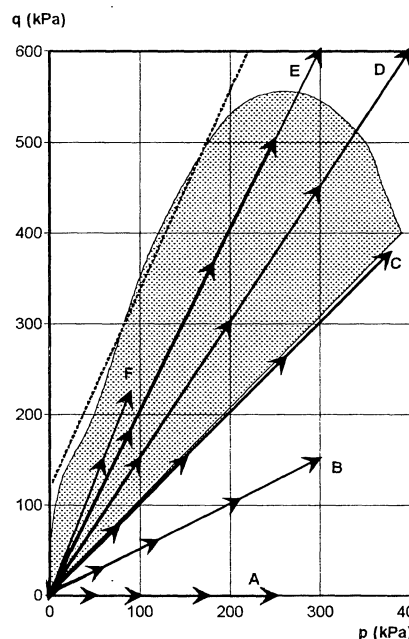


Fig. 3 – Trajectórias de tensão para o estudo do comportamento reversível

3.4.3 - Resultados dos ensaios de pré-carregamento

A fase de pré-carregamento é realizada previamente à aplicação das trajectórias de tensão, objecto do estudo do comportamento reversível do material. Pretende-se com este pré-carregamento conduzir o material a um estado reológico de “acomodação”, onde há estabilização das deformações permanentes do material. Este pré-carregamento, envolvendo a aplicação de cerca de 20 000 ciclos de um carregamento mais severo que qualquer dos previstos para o estudo reversível (trajectória E, na fig. 3), permite igualmente obter informação sobre a sensibilidade do material às deformações permanentes.

A interpretação dos resultados do pré-carregamento é feita recorrendo a um ajustamento estatístico da evolução das deformações axiais permanentes com o número de ciclos. Este ajustamento é bem traduzido pela equação seguinte:

$$\varepsilon_i^p * (N) = A \left[1 - (N / 100)^{-B} \right] \quad (1)$$

em que:

$$\varepsilon_i^p * (N) = \varepsilon_i^p(N) - \varepsilon_i^p(100) \quad (2)$$

Os resultados obtidos nos ensaios realizados sobre o agregado não contaminado conduziram a valores de deformações permanentes muito reduzidos, sendo apenas possível obter uma boa modelação para o material com teor em água elevado (provetes 6-050-1B). No caso do agregado contaminado o ajustamento do modelo aos resultados experimentais (fig. 4) é muito bom, como revelam os valores do coeficiente de correlação (Quadro 4); os parâmetros do modelo estão apresentados no Quadro 4. Para efeitos comparativos apresenta-se no Quadro 5 os valores estimados para A1 no caso do agregado não contaminado. Estes valores são o dobro das deformações permanentes reduzidas (equação 2) obtidas ao fim de 20 000 ciclos de carregamento.

Quadro 4 - Parâmetros do modelo das deformações permanentes

Nº do provete	$\varepsilon_i^p(100)$ (10^{-4})	A1	B	Coeficiente de correlação	Observações
5-234-1A	237,9	389,8	0,16	0,96	Pré-carregamento Normal A 20 000 Ciclos
5-275-1A	95,1	140,5	0,20	0,99	
5-277-1A	126,6	118,5	0,22	0,99	
5-278-1A	38,4	140,8	0,13	0,97	
5-279-1A	98,6	195,3	0,17	0,98	
5-279-2A	18,9	45,4	0,08	0,99	

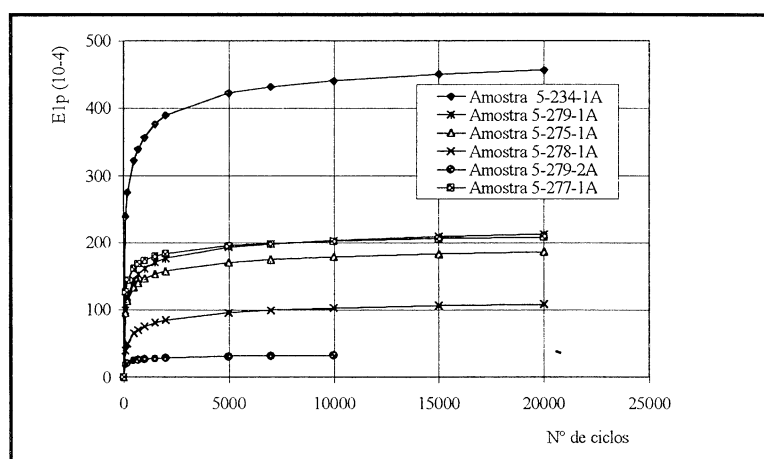


Fig. 4 - Resultado dos ensaios de pré-carregamento sobre o agregado contaminado.

Quadro 5 - Deformações permanentes do AGE não contaminado no fim de 20 000 ciclos de carregamento

Provetes	6-050-1B	6-023-1A	6-030-1A	6-033-1A	6-050-2A
$A1 = 2 \times \varepsilon_i^p * (20\ 000) \times (10^{-4})$	252	48	45	52	10

3.4.4 - Resultados das deformações reversíveis

Os resultados das deformações reversíveis foram interpretados com recurso ao modelo de Boyce (1980). Segundo este modelo, os módulos de compressibilidade volumétrica K ($=p/\epsilon_v$) e de distorção G ($=q/3\epsilon_q$) são expressos em função de p (tensão normal média) e q (tensão distorcional) através das expressões seguintes (sendo ϵ_v as deformações volumétricas e ϵ_q as deformações de distorção):

$$K = K_1 p^{(1-n)} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1} \quad \text{e} \quad G = G_1 p^{(1-n)} \quad (3)$$

onde: K_1, G_1, β e n são constantes experimentais.

Para esta primeira formulação do modelo, onde apenas intervêm as tensões p e q devidas à carga aplicada, o parâmetro β é determinado admitindo que o modelo deriva de um potencial elástico. Assim, tem-se:

$$\beta = (1-n) \frac{K_1}{6G_1} \quad (4)$$

Relativamente à sua formulação original, a lei foi modificada de modo a ter em conta os aspectos seguintes:

- Introdução de uma tensão de referência p_a (tomada arbitrariamente igual a 100kPa), de modo a conferir aos parâmetros K_1 e G_1 as dimensões de tensão. Os novos parâmetros passam a designar-se por K_a e G_a .
- Consideração da tensão p^* correspondente as tensões iniciais existentes antes do carregamento cíclico.

Assim, as equações 3 transformam-se nas expressões seguintes:

$$K = \frac{K_a \times \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n}}{\left[1 - \beta \times \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]} \quad \text{e} \quad G = G_a \times \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \quad (5)$$

Uma variante a este modelo é considerar que o modelo deixa de derivar de um potencial elástico. Neste caso o parâmetro β é determinado independentemente. Este é o modelo retido neste trabalho.

De acordo com a teoria da elasticidade, os valores do módulo reversível E_r e do coeficiente de Poisson ν_r são obtidos a partir de K e de G através das fórmulas seguintes:

$$E_r = \frac{9KG}{3K+G}; \quad \nu_r = \frac{3K-2G}{6K+2G} \quad (6)$$

O Quadro 6 apresenta os parâmetros experimentais obtidos para o caso da variante ao modelo de Boyce.

Quadro 6 – Parâmetros da variante do modelo de Boyce

Nº do provete	K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	β	Índice de correlação	E_c (MPa)	ν_c
(6-050-1B)	(1233)	(135)	(0,275)	(0,137)	(0,77)	(675)	(0,29)
5-234-1A	55	62	0,168	0,165	0,62	353	0,33
(6-023-1A)	(265)	(249)	(0,512)	(-0,049)	(0,65)	(850)	(0,09)
5-275-1A	107	129	0,282	0,100	0,74	601	0,21
(6-030-1A)	(555)	(298)	(0,677)	(-0,056)	(0,50)	(987)	(0,23)
5-277-1A	109	121	0,256	0,118	0,74	601	0,26
5-278-1A	154	158	0,353	0,089	0,76	702	0,23
6-033-1A	(189)	206	(0,459)	(0,060)	(0,82)	(795)	(0,18)
5-279-1A	85	108	0,244	0,100	0,79	516	0,20
(6-050-2A)	(1849)	(484)	(0,816)	(-0,342)	(0,19)	(1425)	(0,24)
5-279-2A	349	294	0,553	-0,009	0,77	1028	0,16

A Fig. 5 tipifica um exemplo da qualidade do modelo para o ensaio reversível realizado sobre um provete(5-275-1A).

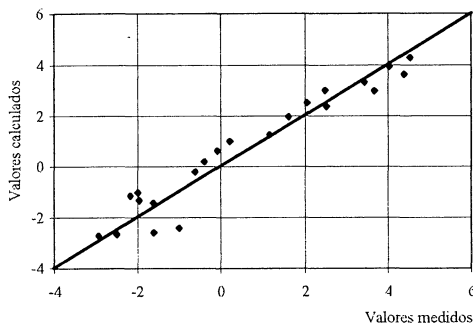


Fig. 5 a) - Previsão das deformações volumétricas reversíveis ($\times 10^{-4}$)

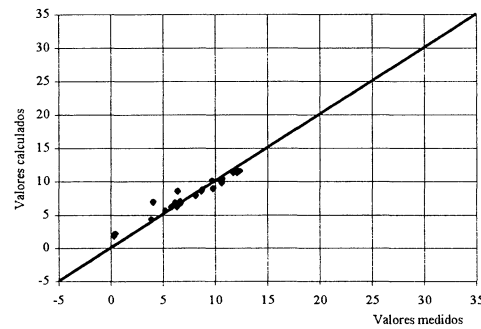


Fig. 5 b) - Previsão das deformações de distorção reversíveis ($\times 10^{-4}$)

3.4.5 - Sensibilidade das deformações axiais permanentes às condições hídricas

Os resultados dos ensaios de pré-carregamento obtidos sobre o AGE não contaminado (Quadro 5) e sobre o AGE contaminado (fig.4) revelaram que ambos os materiais são sensíveis às variações de teor em água, particularmente o agregado contaminado. O parâmetro A1 em função do teor em água traduz bem esta constatação (fig. 6). É também evidente na Fig. 6 a menor susceptibilidade do AGE não contaminado às deformações permanentes.

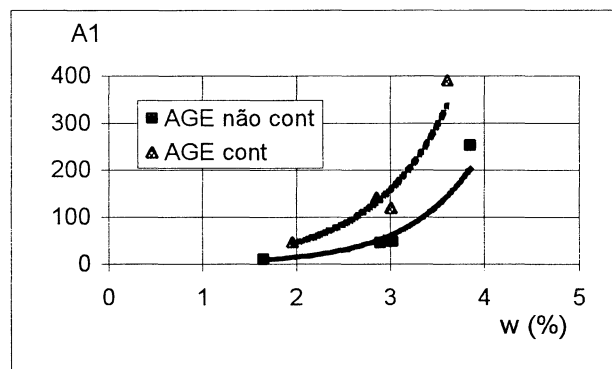


Fig. 6 - Influência do teor em água no nas deformações permanentes

3.4.6 - Sensibilidade do módulo característico às condições de estado do material

De modo a podermos ter um parâmetro do comportamento reversível da mistura, mais usual na utilização corrente, recorreu-se às expressões da teoria da elasticidade (equações 6) para calcular um módulo reversível e um coeficiente de Poisson característicos de um estado de tensão de referência (E_c , ν_c). Convencionou-se para esse estado de tensão um valor de 500 kPa para a tensão distorcional e de 250 kPa para tensão normal média. Nestas condições obtiveram-se os valores de E_c e ν_c apresentados no Quadro 6. Anote-se, que estes valores são relativos a um estado de tensão de referência, não necessariamente representativos do estado de tensão no pavimento, e consequentemente não servem propósitos de dimensionamento de pavimentos. Para este efeito, deve recorrer-se ao modelo de comportamento cujos valores dos parâmetros experimentais foram apresentados no Quadro 6.

A variação do módulo característico (E_c) com o teor em água está expressa na Fig. 7, a qual evidencia a sensibilidade do módulo reversível dos AGE à variação do respectivo estado hídrico, sobretudo para o AGE contaminado. É notório o melhor desempenho mecânico do AGE não contaminado, traduzido pelos valores bem mais elevados do respectivo módulo.

A Fig.8 mostra a sensibilidade do módulo característico dos AGE à variação do respectivo estado de compactidade.

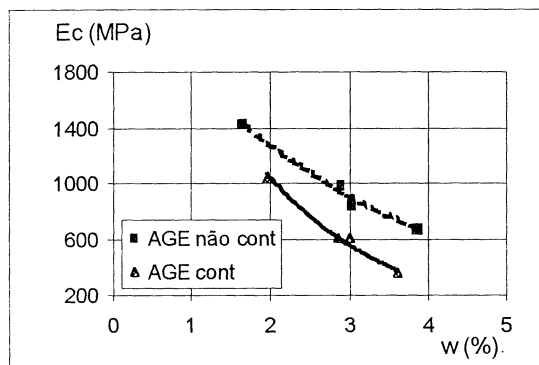


Fig. 7 - Influência do teor em água no módulo característico do AGE ($\rho_d \approx 0,97 \rho_{dmax}$)

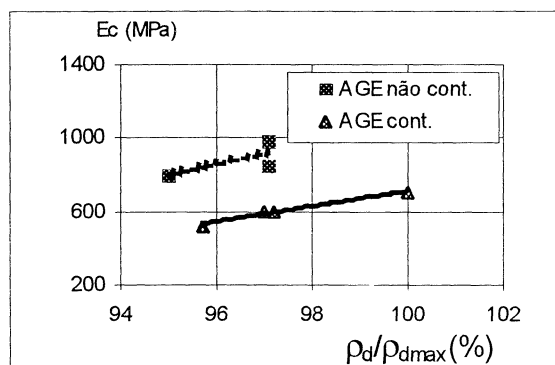


Fig. 8 - Influência da compactação no módulo característico do AGE ($w \approx w_{opt} - 2\%$)

4 – CLASSIFICAÇÕES DE AGREGADOS

De acordo com a norma francesa NF P98-129 (1994), o material pode ser classificado do ponto de vista do seu comportamento mecânico com base nos valores do módulo de deformabilidade característico E_c e do parâmetro A_1 , relativo às deformações permanentes. Estes valores serão os obtidos para o material nas seguintes condições de estado: $w = w_{opt} - 2\%$ e $\rho_d/\rho_{dmax} = 97\%$. Assim, de acordo com essa classificação, os materiais estudados situam-se nas classes mecânicas C1 e C2, respectivamente para o AGE não contaminado e para o AGE contaminado (Fig. 9). Daqui resulta que o desempenho numa camada granular de pavimento do AGE não contaminado é significativamente melhor que o desempenho do AGE contaminado. Não obstante, a classificação do AGE contaminado, C2, pode ainda considerar-se satisfatória do ponto de vista do seu comportamento mecânico.

Para efeitos de comparação apresenta-se na Fig. 10 a posição relativa dos dois agregados, quando classificados de acordo com a classificação francesa (NF P 18-101, 1990), amplamente utilizada no domínio rodoviário. Esta classificação qualifica a aptidão dos agregados em função dos valores de desgaste Los Angeles e do ensaio micro-Deval em meio húmido, que no caso dos materiais estudados não revela nenhuma diferença entre os dois agregados. Esta classificação, apenas baseada nas propriedades das partículas dos agregados, parece, portanto, questionável, não traduzindo o real comportamento da mistura do material na camada.

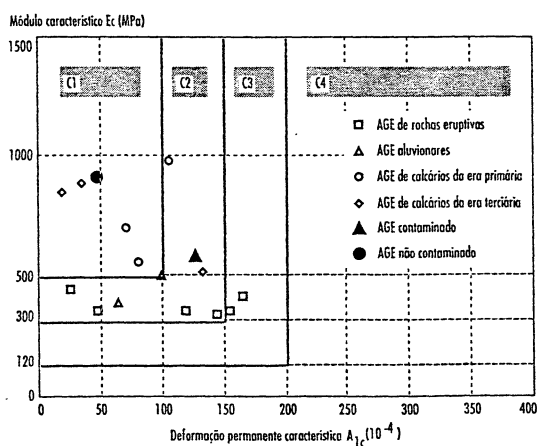


Fig. 9 – Classificação mecânica dos agregados

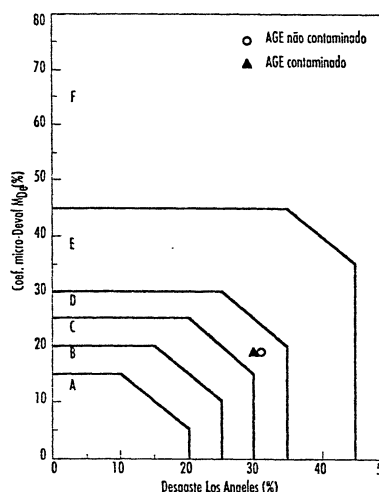


Fig. 10 – Classificação dos agregados com base no desgaste Los Angeles e micro-Deval

De facto, a classificação mecânica apresentada na Fig. 9 é muito mais realista visto os parâmetros mecânicos que utiliza se referirem ao comportamento mecânico do material integral, com a sua granulometria e condições de estado (compactação e teor em água). Deve-se, assim, implementar no nosso país a utilização desta classificação com vista a uma melhor racionalização no uso dos agregados. Tal utilização está já em curso no âmbito do protocolo estabelecido entre a JAE e o IST.

5 CONCLUSÕES

O principal objectivo deste estudo é apresentar uma metodologia de análise mecanicista do comportamento de agregados que permita de uma forma objectiva avaliar o comportamento mecânico do material sob o real estado de tensão e de condições de estado a que está submetido.

O ensaio triaxial de carga axial e pressão de confinamento variáveis revela-se adequado para este fim, visto permitir, por um lado obter leis constitutivas que podem ser utilizadas na modelação de estruturas de pavimentos, e por outro lado obter parâmetros característicos de deformabilidade que possibilitam uma classificação mecânica dos materiais. Esta classificação baseada no comportamento mecânico do material integral para determinadas condições de estado de compacidade e de teor em água parece ser mais apropriada que as classificações de natureza empírica baseadas nos valores de desgaste Los Angeles e micro-Deval, conduzindo, assim a uma utilização mais racional dos materiais.

REFERÊNCIAS

Balay, J.; Gomes Correia, A.; Jouve, P.; Hornych, P.; Paute, J.L. (1997) – The mechanical behaviour of soils and unbound granular materials, modelling of flexible pavements-Recent advances. Eighth International Conference on Asphalt Pavements. Vol.1, pp 823-842. University of Washington, Seattle, Washington.

Boyce, J.R. (1980), “A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading”, Proceedings Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp. 285-294.

Castelo Branco, F. (1996) – Estudo da influência de uma contaminação no comportamento mecânico de um agregado calcário de granulometria extensa. Dissertação de Mestrado da FCTUC.

Castelo Branco, F.; Quinta Ferreira, M.; Gomes Correia, A.; Barros, R. (1997) – O equivalente de areia e o azul de metileno na avaliação do estado de limpeza dos agregados. 6º Congresso Nacional de Geotecnia. Tema 2, sessão 3. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Paute, J.L. (1994) “Les graves non-traités (aperçu de la technique française)”, Cours de Routes et Chemins de Fer, Centro de Geotecnia, IST, Lisboa.

Paute, J.L. (1997) "Comportement mécanique des sols support de chaussées et des graves non traités". 6º Congresso Nacional de Geotecnia. Tema 1, sessão 4. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Norma AASHTO: T 224-86 (1986) – Correction for coarse particles in the soil compaction test. Standard specifications for transportation material and methods of sampling and testing. Part II, 14 th Edition, Washington, D.C.

Norma AFNOR NF P 18-101 (1990) – Granulats. Vocabulaire - Definitions et classifications.

Normas AFNOR: NF P 18-572 (1990) - Granulats. Essai d'usure micro-Deval.

Normas AFNOR: NF P 18-592 (1990) - Granulats. Essai de bleu de méthylène. Methode à la tache.

Normas AFNOR: NF P 98-129 (1994) – Assises de chaussées. Graves non traitées. Definition - Composition – Classification.

Normas AFNOR: NF P 98-230-1 (1992) – Essais relatifs aux chaussées. Preparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités. Partie 1: Fabrication des éprouvettes par vibrocompression.

Normas AFNOR: NF P 98-235-1 (1993) - Essais relatifs aux chaussées. Graves non traitées. Essai triaxial à chargement répétés.