

ESTUDO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE BRITAS EMPREGADAS EM PAVIMENTAÇÃO

Rodrigo Malysz¹
Washington Peres Núñez²
Adriano Virgílio Damiani Bica²
Jorge Augusto Pereira Ceratti²

¹ Doutorando PPGEC/UFRGS

² Professor PPGEC/UFRGS

RESUMO

Camadas granulares têm um importante papel no comportamento global de estruturas de pavimentos, especialmente quando estes possuem revestimentos delgados ou não possuem revestimento. Para estabelecer métodos de projeto mais eficientes e critérios construtivos adequados, é necessário que a resposta das camadas granulares sob a ação do tráfego seja bem compreendida e levada em consideração. Este artigo relata resultados de uma pesquisa sobre o comportamento quanto à resistência ao cisalhamento e deformações permanentes de três britas (uma bem graduada e duas uniformes). Foram realizados ensaios triaxiais estáticos e dinâmicos obtendo-se os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, módulos de resiliência e o comportamento quanto a deformações permanentes. Para a brita graduada, desenvolveu-se um estudo complementar sobre o efeito do grau de compactação (90% e 100%) no seu comportamento mecânico. Uma análise conjunta de resistência e deformabilidade associada a uma análise mecanística demonstram a superioridade da brita graduada.

ABSTRACT

In pavements, especially when unsurfaced or thinly surfaced, granular layers play a preponderant role in the structure global behaviour. In order to establish more efficient design methods and adequate constructing criteria, the structural answer of granular layers under traffic loads must be thoroughly understood and taken into account. Thus, this paper reports the results of a research on the shear strength and permanent deformation behaviour of three unbound aggregates, one well-graded and two uniformly graded. Static and repeated loading triaxial tests were carried out on compacted specimens, in order to obtain Mohr-Coulomb shear strength parameters, resilient moduli, as well as models of permanent deformation behaviour. An additional study on the effects of degree of compaction (DOC) on the mechanical behaviour of a well graded aggregate was carried out, testing specimens compacted at 90% and 100% DOC. A parallel analysis of shear and deformation results made possible a global view of the superior well-graded mechanical behaviour.

1. INTRODUÇÃO

Camadas granulares têm um importante papel no comportamento global da estrutura de pavimentos, especialmente quando estes apresentam revestimentos delgados ou não possuem revestimento. Para estabelecer métodos de projeto mais eficientes e critérios construtivos adequados, é necessário que a resposta das camadas granulares sob a ação do tráfego seja bem compreendida e levada em consideração.

Poucos estudos vêm sendo realizados, no que se refere a deformações permanentes em materiais granulares. Isso se deve ao fato de que os ensaios para a determinação de parâmetros de deformações permanentes exigem equipamentos especiais (cargas repetidas na compressão triaxial), são demorados e para estruturas com revestimentos espessos (acima de 5 cm) tais deformações, de forma geral, não são expressivas.

Dando continuidade ao estudo sobre módulo de resiliência e condutividade hidráulica de britas realizado por Casagrande (2003), neste artigo analisam-se resultados de ensaios triaxiais de deformações permanentes e resistência ao cisalhamento em uma brita graduada e outras duas com granulometria uniforme. Esses resultados permitiram a obtenção da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e de modelos para a previsão de deformações permanentes, avaliando-se os efeitos da compactação e da distribuição granulométrica. Ainda,

é proposta uma análise conjunta de resistência e deformabilidade, verificando-se as possíveis utilizações das britas estudadas como camadas de pavimentos.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Casagrande (2003) avaliou as características de deformabilidade elástica e condutividade hidráulica de britas de basalto provenientes da pedreira localizada no km 30 da rodovia BR 290/RS, trecho Osório-Porto Alegre (Free Way). Na pesquisa relatada neste artigo utilizaram-se materiais da mesma jazida, tomando-se como referência os resultados dos ensaios de caracterização obtidos por aquele autor. O material foi caracterizado conforme o especificado pelo Manual de Pavimentação do DNER – 1996, sendo julgado adequado segundo as avaliações de: perda de massa por abrasão Los Angeles (ME 035/94), perda de massa no ensaio de sanidade (ME 089/94), equivalente de areia (ME 054/94) e absorção (ME 195/94).

2.1. Composições granulométricas estudadas

Casagrande (2003) estudou a influência do teor de agregado miúdo (material passante na peneira N° 4) na condutividade hidráulica e características resilientes de britas. Para tanto, utilizou como referência a Faixa “A” do DNER. Foram estudadas três composições granulométricas, respeitando os limites impostos por esta especificação e duas com uma quantidade de agregado miúdo muito pequena e, portanto, fora da faixa especificada.

Visando determinar características de resistência a deformações permanentes de britas de granulometria uniforme (aberta) e graduada (densa), foram escolhidas para este estudo duas das composições granulométricas estudadas por Casagrande (2003). Uma foi a curva média da Faixa “A” do DNER, denominada “GG1”, e a outra, denominada “GU2”, tem granulometria uniforme e não se enquadra na Faixa A do DNER. Também foi incluída no estudo relatado neste artigo uma composição granulométrica uniforme com tamanho máximo de agregado igual a $\frac{3}{4}$ ”, denominada GUm. As granulometrias estudadas são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Composições granulométricas estudadas

Peneira		38 mm	25 mm	19 mm	12,7 mm	9,5 mm	N° 4	N° 10	N° 40	N° 80	N° 200
Passante (%)	GG1	100	91,3	67,3	50,2	48,3	39,7	26,8	13,6	8,0	4,1
	GU2	100	86,0	48,1	18,1	11,9	0,9	0,5	0,5	0,4	0,4
	GUm	100	100	99,9	96,4	52,5	6,2	3,6	2,9	2,3	1,0

2.2. Ensaios de compactação e ISC

Os ensaios de compactação foram realizados conforme preconiza a NBR 7182/86 empregando-se a energia do ensaio de Proctor modificado. Essa norma recomenda que seja executado o procedimento de escalpo. Devido à grande quantidade de material graúdo presente nas composições analisadas, uma diferença de comportamento significativa poderia estar associada ao procedimento recomendado. Dessa forma, foram executados no estudo relatado neste artigo ensaios de compactação, em cilindros de ISC, na energia modificada para amostras sem escalpo. Os corpos de prova oriundos do ensaio de compactação foram submetidos à imersão por quatro dias e depois solicitados na prensa de ISC. As normas que regem os procedimentos de ensaios de ISC são a NBR 9895/87 e o DNER ME 049/94.

2.3. Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais foram realizados em corpos-de-prova de 10 x 20 cm segundo as modalidades: estático e de carregamento repetido.

2.3.1 Ensaios triaxiais estáticos

Os ensaios triaxiais estáticos adensados e drenados foram realizados em uma câmara convencional (utilizada normalmente para os ensaios triaxiais de carregamento repetido) segundo a modalidade de deformações controladas. Assim sendo, os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios são ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e intercepto de coesão efetivo (c'), uma vez que a drenagem é permitida tanto na fase de adensamento quanto na fase de cisalhamento e, ao menos teoricamente, não ocorrem excessos de poro-pressão.

As velocidades de deformação utilizadas por Niekerk *et al.* (2000) e Garg e Thompson (1997) foram 0,167 %/s e 12,5 %/s (5% de deformação em 400 ms) respectivamente. Os ensaios reportados neste artigo foram realizados a uma velocidade de 0,063 %/s, por ser a maior entre as possíveis de serem aplicadas pela prensa utilizada. As curvas tensão-deformação foram obtidas executando-se correção de área do corpo de prova correlacionando-se leituras de deformações verticais em sensores externos à câmara triaxial com a variação do diâmetro.

2.3.2 Ensaios triaxiais de carregamento repetido

a) Determinação do módulo de resiliência

A determinação do módulo de resiliência é padronizada pelo método de ensaio DNER – ME 131/94 e pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) TP46-94. Para este estudo as cargas foram aplicadas, utilizando-se os pares de tensões propostos pelo DNER, na frequência de 1 ciclo por segundo e com duração de 0,1 s, para se adequar aos procedimentos internacionais.

b) Resistência a deformações permanentes

As características e procedimentos, para o ensaio triaxial de deformações permanentes, foram determinados consultando-se bibliografia especializada, devido à inexistência de normas brasileiras sobre o assunto. Os ensaios foram realizados com a mesma câmara e sistema pneumático que os ensaios de módulo de resiliência. Definiu-se como critério de ruptura uma deformação axial igual a 10% da altura do corpo de prova, ou seja, 2 cm.

A tensão confinante para a realização dos ensaios foi definida por uma análise simplificada (arbitrando-se os módulos de resiliência) com o software ELSYM5. Foram calculadas tensões horizontais atuantes no plano médio da camada granular, para diversas configurações estruturais, considerando-se 3 níveis de carga de eixo (80, 100 e 120 kN). O valor de 21 kPa foi definido como adequado.

Os ensaios de deformações permanentes foram realizados segundo a modalidade de multi-estágios. Nestes ensaios são aplicadas frações da tensão de ruptura, utilizando-se o mesmo corpo-de-prova em todos os estágios de tensão. As frações foram definidas como 20%, 40%, 60% 80% e 100% da tensão de ruptura ($\sigma_{1,f}$) porém, para a brita GG1 com grau de compactação (GC) de 100%, as tensões calculadas foram muito elevadas e o equipamento não foi capaz de aplicá-las. Então, para este material, foram definidas porcentagens de 10%, 20%, 30%, 40% e 50% de $\sigma_{1,f}$.

Tipicamente, o comportamento de solos e agregados quanto a deformações permanentes (ϵ_p) é composto por três fases: deformação permanente inicial (ϵ_{pi}), velocidade de deformações permanentes (VDP) constante e colapso incremental, conforme apresentado em detalhes por Werkmeister *et. al.* (2001). Em estruturas bem dimensionadas, a fase de colapso incremental não deve existir.

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Compactação e Índice de Suporte Califórnia

A Tabela 2 resume os resultados de pesos específicos aparentes secos e teores de umidade utilizados na compactação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais, bem como os resultados dos ensaios de Índice de Suporte Califórnia. Os parâmetros obtidos nos ensaios não podem ser considerados $\omega_{ót}$ e $\gamma_{dmáx}$ para a brita GU2, pois não correspondem ao peso específico aparente seco máximo. Neste caso as dificuldades de compactação levaram à escolha da maior umidade para a qual não ocorreu exsudação.

Tabela 2 – Características de compactação e Índice de Suporte Califórnia

	γ_d (kN/m ³)	ω (%)	ISC (%)
GUm	17,9	2	37
GU2	17,9	1,5	72
GG1	22,8	5,1	169

3.2 Ensaios triaxiais convencionais

3.2.1 Comportamento Tensão-Deformação

O comportamento tensão-deformação para as britas GG1, GU2 e GUm é mostrado pela Figura 1. Nos quadros internos mostram-se os níveis de tensão confinante (σ_3) aplicados em cada ensaio. Nota-se que, para a composição GG1, tal comportamento é mostrado para graus de compactação médios de 90 e 100%. A compactação mostrou um efeito muito significativo na resistência ao cisalhamento da brita graduada GG1. Com o aumento do grau de compactação, o pico de resistência atingiu valores mais elevados.

Como era esperado, para todas as britas estudadas a resistência ao cisalhamento aumentou com a tensão confinante. As maiores resistências foram as da brita GG1 com GC = 100%, enquanto que as britas GG1 (GC = 90%), GU2 e GUm alcançaram resistências bastante semelhantes, excetuando as correspondentes à tensão confinante de 100 kPa.

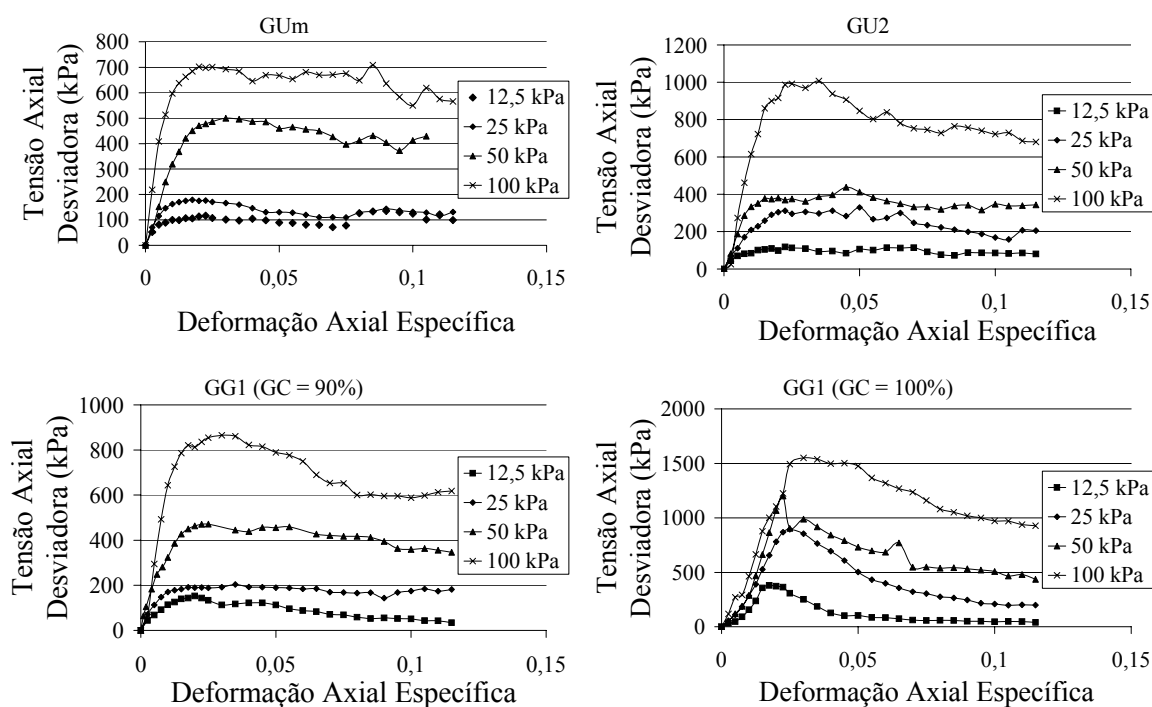


Figura 1 – Comportamento tensão-deformação para as britas estudadas

3.2.2 Resistência ao cisalhamento e resistência mobilizada

Como a condição de operação dos pavimentos flexíveis está mais relacionada com a deformabilidade do que com a ruptura propriamente dita, considerou-se interessante definir-se parâmetros de resistência mobilizada para deformações especificadas e não apenas para o pico de resistência. Assim, a partir das curvas de tensão-deformação na compressão triaxial, foram definidas envoltórias, não apenas para a condição de ruptura, mas também para as deformações de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0%, as quais foram denominadas envoltórias de resistência mobilizada. Os parâmetros obtidos são apresentados pela Tabela 3.

Tabela 3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento e de resistência mobilizada para os materiais estudados

	$\varepsilon = 0,5\%$		$\varepsilon = 1,0\%$		$\varepsilon = 1,5\%$		$\varepsilon = 2,0\%$		Ruptura	
	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)
GUm	2	41	5	48	6	50	5	51	6	52
GU2	14	32	7	48	0	54	0	55	0	57
GG1 (GC = 90%)	10	35	5	49	4	52	6	53	3	54
GG1 (GC = 100%)	6	33	35	38	65	48	55	56	49	60

Mesmo que em algumas situações o atrito mobilizado seja maior para as composições GUm, GU2 e GG1 (GC = 90%), a resistência é quase sempre maior para a brita GG1 com grau de compactação de 100%. Isto é devido aos altos interceptos coesivos mobilizados, os quais indicam uma provável curvatura da envoltória para tensões de confinamento muito baixas, já que, por tratar-se de britas, não apresentam resistência à tração. A exceção se faz a deformações muito baixas (da ordem de 0,5% e 1,0%) e tensões confinantes altas (da ordem de 100 kPa), nas quais a resistência mobilizada foi maior para o grau de compactação de 90%.

3.3. Ensaios triaxiais de carregamento repetido

3.3.1 Módulos de Resiliência

Foram executados ensaios para a determinação do módulo de resiliência segundo o procedimento descrito na seção 2. Os modelos (1) a (4) evidenciam a dependência do módulo em relação à tensão confinante para as britas GUm, GU2, GG1 (GC=90%) e GG1 (GC=100%) respectivamente.

$$Mr = 1305 \cdot \sigma_3^{0,81} \quad (1)$$

$$Mr = 2525 \cdot \sigma_3^{0,68} \quad (2)$$

$$Mr = 635 \cdot \sigma_3^{0,38} \quad (3)$$

$$Mr = 4842 \cdot \sigma_3^{0,91} \quad (4)$$

em que Mr : módulo de resiliência [MPa]
 σ_3 : tensão confinante [MPa]

Observou-se que os maiores módulos correspondem à brita GG1 (GC = 100%) e os menores à brita GUm. Os módulos da brita GU2 (obtidos por Casagrande, 2003), são muito semelhantes aos da brita GG1 com GC = 100%, sendo que os módulos apresentaram-se fortemente dependentes da tensão confinante σ_3 . A dependência menos significativa foi obtida para a brita GG1 com GC = 90%.

3.3.1 Ensaios triaxiais de deformações permanentes

Os resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes nas britas estudadas são mostrados na Figura 2, onde é possível verificar (em cada estágio) duas fases distintas do seu comportamento. A primeira fase refere-se à pós-compactação, ou deformação permanente inicial (ε_{pi}) seguida de outra na qual a velocidade de deformações permanentes (VDP) é constante. Os números entre parênteses nas figuras citadas identificam a razão $\sigma_d/\sigma_{1,f}$, onde σ_d é a tensão desvio.

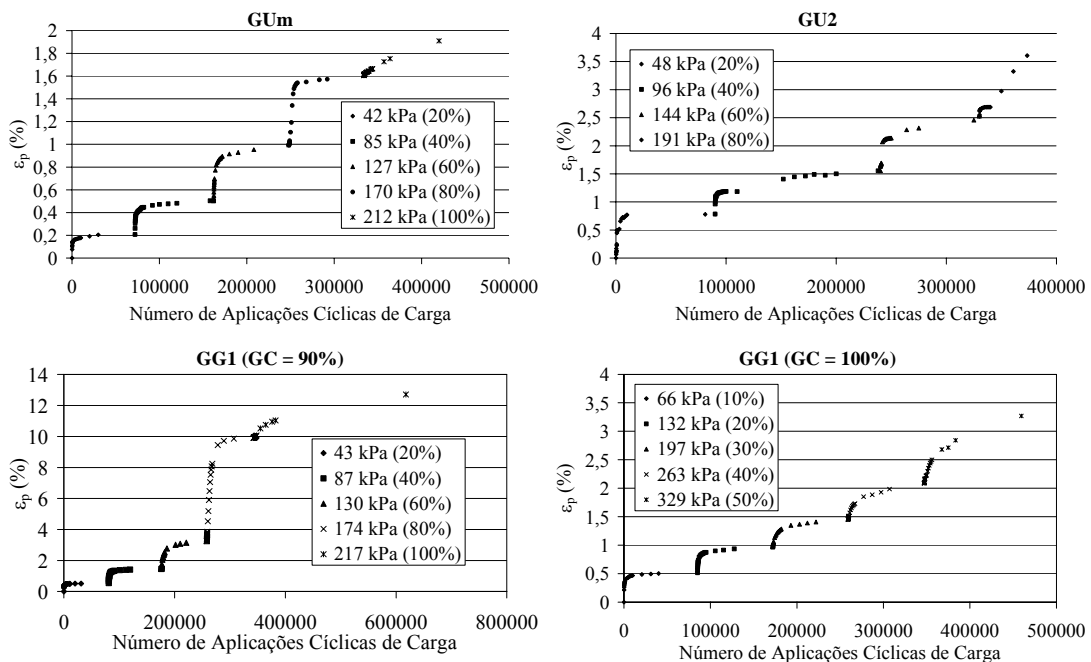


Figura 2 – Deformações permanentes em ensaios multi-estágios

Para tensões desvio relativamente próximas, o acúmulo de deformações permanentes foi significativamente maior na brita GU2 do que na GUm. O efeito da compactação no comportamento quanto a deformações permanentes das britas é evidente, tanto quando se comparam os resultados da brita GG1 com grau de compactação de 90 e 100%, como quando se comparam deformações da brita GG1 (GC = 90%) com as correspondentes às britas de granulometria uniforme (onde a compactação fica prejudicada pela falta de partículas miúdas). Tanto ε_{pi} como VDP variaram com a tensão desvio aplicada e seu comportamento pode ser explicado pelos modelos (5) e (6) respectivamente, cujos parâmetros de regressão estatística são apresentados na Tabela 4.

$$\varepsilon_{pi} = a \cdot e^{b \cdot \sigma_d} \quad (5)$$

$$VDP = c \cdot e^{d \cdot \sigma_d} \quad (6)$$

em que ε_{pi} : deformação permanente inicial [%];
VDP: velocidade de deformações permanentes [%/ciclo];
 σ_d : tensão desvio aplicada ciclicamente;
e: 2,7183 (base do logaritmo natural); e
“a, b, c e d”: são parâmetros dos modelos.

Tabela 4 – Parâmetros dos modelos (5) e (6)

Material	ε_{pi}			VDP		
	a	b	R^2	c	d	R^2
GUm	$1,44 \cdot 10^{-1}$	$1,28 \cdot 10^{-2}$	0,94	$5,58 \cdot 10^{-8}$	$1,92 \cdot 10^{-2}$	0,81
GU2	$5,32 \cdot 10^{-1}$	$8,96 \cdot 10^{-3}$	0,97	$3,52 \cdot 10^{-8}$	$3,44 \cdot 10^{-2}$	0,97
GG1 (GC = 90%)	$2,52 \cdot 10^{-1}$	$1,90 \cdot 10^{-2}$	0,96	$3,44 \cdot 10^{-7}$	$1,54 \cdot 10^{-2}$	0,92
GG1 (GC = 100%)	$3,54 \cdot 10^{-1}$	$6,28 \cdot 10^{-3}$	0,98	$2,37 \cdot 10^{-7}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	0,99

3.4 Análise conjunta dos ensaios dinâmicos e estáticos

Os resultados dos ensaios triaxiais estáticos e dinâmicos por si só já fornecem resultados importantes, porém se analisados em conjunto podem permitir uma análise mais completa em relação ao comportamento do material. Os resultados de ensaios com carga repetida permitem uma estimativa da deformação permanente a partir de ε_{pi} e VDP. A execução de ensaios de deformações permanentes com mais de 10^6 ciclos é muito demorada, então, são propostas extrapolações para uma estimativa das deformações permanentes acumuladas durante um número de ciclos mais próximo da vida útil de um pavimento, segundo o modelo (7).

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pi} + VDP \times N \quad (7)$$

em que ε_p : deformação permanente acumulada [%]
 ε_{pi} : deformação permanente inicial [%]
VDP: velocidade de deformações permanentes [%/ciclo]
N: número de aplicações cíclicas de carga

As extrapolações devem ser interpretadas com cuidado, pois são feitas considerando-se que a VDP é sempre constante (após as ε_{pi}) e esta premissa nem sempre é verdadeira. Conforme Werkmeister *et al.* (2001), quando os materiais são solicitados por tensões desvio elevadas, ocorre um incremento progressivo na VDP, caracterizando o comportamento do tipo “colapso incremental”. Os resultados de ensaios em multi-estágios apresentados nas seções precedentes

foram extrapolados para 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos de carga a partir dos seus parâmetros de deformações permanentes (ε_{pi} e VDP). Os resultados das extrapolações são mostrados na Figura 3.

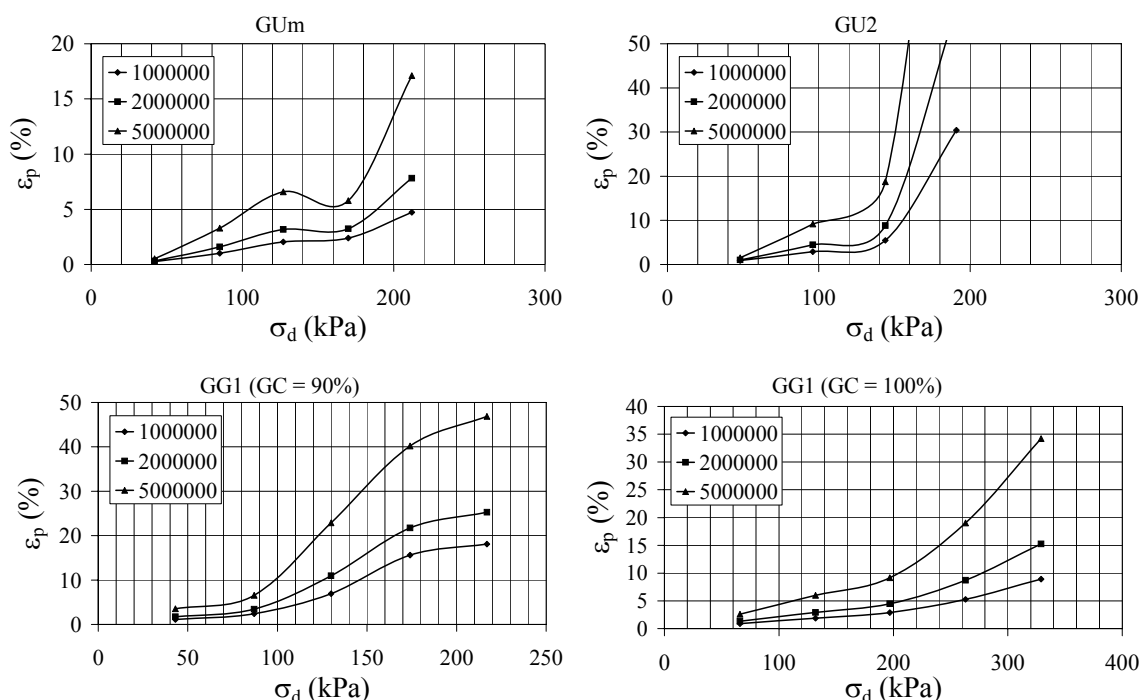


Figura 3 – Extrapolações de deformações permanentes

A partir dos resultados apresentados foram estimadas as tensões para as quais os materiais atingiriam o critério de ruptura (10% de deformação permanente acumulada), apresentando-se os resultados na Tabela 5. Nota-se que em alguns casos a tensão aplicada ao corpo-de-prova durante o ensaio não foi suficiente para causar a ruptura. Nesses casos a Tabela 5 indica que a tensão que causaria a ruptura nos números de ciclos adotados é maior do que a tensão máxima aplicada pelo ensaio, indicando também o valor da referida tensão.

Tabela 5 – Tensões para as quais a ruptura ocorre a 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos

Material	Tensões desvio para as quais a ruptura é alcançada (kPa)		
	10^6 ciclos	2×10^6 ciclos	5×10^6 ciclos
GUm	> 212 (100%)	> 212 (100%)	188 (89%)
GU2	155 (65%)	145 (61%)	107 (45%)
GG1 (GC = 90%)	145 (67%)	125 (58%)	98 (45%)
GG1 (GC = 100%)	> 329 (50%)	275 (42%)	203 (31%)

Com os parâmetros apresentados na Tabela 3 e utilizando-se a Equação (8) calculou-se a tensão desvio correspondente aos parâmetros de resistência apresentados e tensão confinante de 21 kPa. Deve-se atentar para o fato de que as tensões obtidas não se referem mais somente à condição de ruptura, mas também às deformações de 0,5; 1,0; 1,5; 2,0%. Os resultados são apresentados na Figura 4.

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \sin \phi) \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \cos \phi}{(1 - \sin \phi)} \quad (8)$$

em que $\sigma_{1,f}$: tensão vertical de ruptura ou mobilizada
 σ_3 : tensão confinante
 c : intercepto corsivo
 ϕ : ângulo de atrito interno

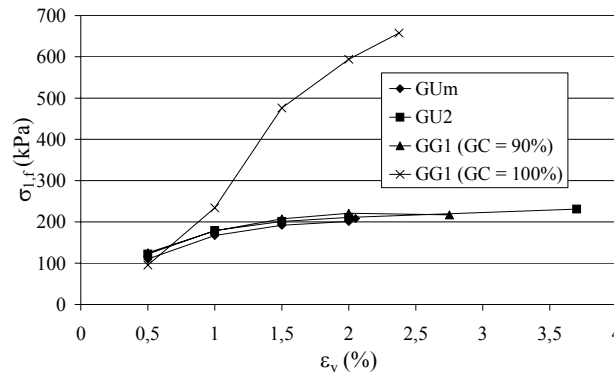


Figura 4 – Tensões verticais calculadas pela Equação (8) com $\sigma_3 = 21$ kPa

A análise da tensão para a qual se atinge a ruptura ($\epsilon_p = 10\%$) em relação às curvas da Figura 3 leva a uma interpretação mais completa dos ensaios triaxiais convencionais, ou seja, mostra qual é a envoltória que melhor representa o comportamento do material. As deformações registradas no ensaio triaxial estático referentes às tensões mostradas na Tabela 5, são obtidas a partir da Figura 4 e mostradas junto com os parâmetros de resistência mobilizada associados (indicadas pelo sub-índice “m”) na Tabela 6.

Tabela 6 – ϵ_v e c_m e ϕ_m relativos à tensão para a qual a ruptura é atingida nas extrapolações propostas

N	10 ⁶			2 x 10 ⁶			5 x 10 ⁶		
Parâmetro	ε _v (%)	c _m (kPa)	φ _m (°)	ε _v (%)	c _m (kPa)	φ _m (°)	ε _v (%)	c _m (kPa)	φ _m (°)
GUm	-	-	-	-	-	-	1,4	6	50
GU2	-	-	-	0,7	4	39	0,8	2	43
GG1 (GC = 90%)	0,7	7	41	0,5	10	35	-	-	-
GG1 (GC = 100%)	-	-	-	1,1	42	40	0,9	29	37

Na Tabela 3.4, para a brita GUm com $N = 10^6$ e 2×10^6 não foi possível definir o nível de σ_d que causaria a ruptura da camada, por isso não foi possível definir a ϵ_v correspondente a essa tensão. O mesmo ocorre para as britas GU2 e GG1 (GC = 100%) com $N = 10^6$ e a GG1 (GC = 90%) com $N = 5 \times 10^6$.

Para as análises mecanísticas realizadas na seção 4, os resultados podem ser representados juntamente com a envoltória de resistência mobilizada. As tensões obtidas devem situar-se abaixo das envoltórias de resistência mobilizada, para que o pavimento não atinja a ruptura pelo surgimento prematuro de afundamentos de trilhas de roda. Este procedimento é semelhante ao proposto por Arnold (2003), com a diferença de que esse autor utilizou envoltórias de ruptura e não de resistência mobilizada, como as propostas neste trabalho.

4 ANÁLISE CONJUNTA DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE

Os ensaios realizados permitiram caracterizar o comportamento mecânico dos materiais estudados, porém o desempenho de camadas granulares dependerá de outras variáveis como: tráfego, espessura das camadas, tipo de revestimento, etc. Sendo assim, nesta seção, apresenta-se uma análise abordando estruturas com diferentes configurações. Com emprego do programa ELSYM5, foram analisadas: estruturas delgadas (ED), estruturas médias (EM) e estruturas espessas (EE), segundo as características apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Configurações estruturais avaliadas com o ELSYM5

Estrutura		ED	EM	EE
Revestimento	Tipo	TSD	CBUQ	CBUQ
	Espessura (cm)	2,5	5	10
	Módulo (MPa)	500	4500	4500
	Poisson	0,25	0,25	0,25
Camada Granular	Tipo	Brita	Brita	Brita
	Espessura (cm)	30	30	35
	Módulo (MPa)	$Mr = a \cdot \sigma_3^b$		
	Poisson	0,35	0,35	0,35
Subleito	Tipo	Argila	Argila	Argila
	Espessura (cm)	∞	∞	∞
	Módulo (MPa)	150	150	150
	Poisson	0,45	0,45	0,45

4.1. Características do tráfego para as análises com o ELSYM5

Para a simulação com o ELSYM5 são necessários alguns parâmetros que caracterizem o tráfego ao qual as estruturas são submetidas. Desta forma buscaram-se informações acerca de carga bruta, carga por eixo e pressão de inflação dos pneus. Para fins desta análise, foram utilizadas as cargas referentes ao eixo padrão (82 kN), à carga legal (100 kN) e a um excesso de carga (120 kN), abrangendo carregamentos que comumente solicitam rodovias em operação. Como indicado pelo Método de Ensaio DNER-ME 24/94 para os levantamentos defletométricos, nas avaliações com a carga padrão, considerou-se uma pressão de inflação dos pneus de 0,55 MPa (80 psi) para a carga do eixo padrão rodoviário. Para as cargas de 100 e 120 kN foram utilizadas as pressões de 0,62 e 0,69 MPa respectivamente.

A geometria do carregamento foi definida no intuito de simular da melhor forma possível um eixo simples de rodas duplas. As análises foram realizadas considerando-se que o comportamento mecânico de camadas granulares é determinado pelas tensões atuantes no plano médio da camada.

4.2. Análise considerando envoltórias de resistência

A partir das tensões verticais e horizontais obtidas na análise mecanística e dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos materiais é possível calcular-se as tensões de cisalhamento atuantes nas camadas granulares dos pavimentos. A ruptura não ocorre para a tensão de cisalhamento máxima e sim para valores ligeiramente mais baixos, onde a envoltória de ruptura pode tangenciar o círculo de Mohr. Assim, a envoltória não tangencia o círculo de Mohr no topo e sim no ponto onde a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal é máxima. A

tensão de cisalhamento e a tensão normal para esta situação são obtidas com o emprego das equações (9) e (10).

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin(2 \cdot \alpha) \quad (9)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos(2 \cdot \alpha) \quad (10)$$

em que σ_1 é a tensão vertical;
 σ_3 é a tensão horizontal;

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (\phi \text{ é o ângulo de atrito interno}).$$

A análise segue o procedimento proposto no final da seção 3 e a Figura 5 mostra, além da envoltória de ruptura, algumas envoltórias de resistência mobilizada referentes a 10% de deformações permanentes após 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos de carga. As curvas referentes às tensões atuantes nas camadas mostram três valores cada uma. Estes valores são referentes às cargas de 82, 100 e 120 kN. Assim, as tensões cisalhantes atuantes nas camadas granulares dos pavimentos analisados em relação às envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada são mostradas na Figura 5.

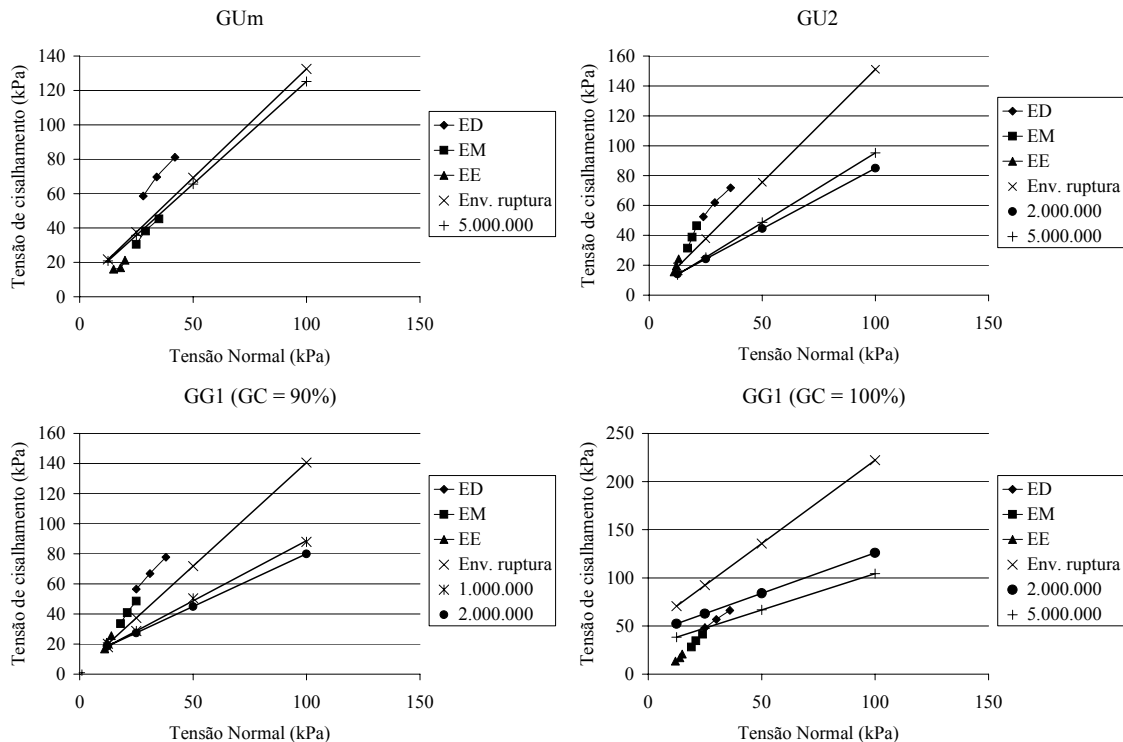


Figura 5 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada

Os estados de tensões correspondentes à brita GUm mostraram-se abaixo da envoltória de ruptura e da envoltória de resistência mobilizada para 10% de deformações permanentes, após 5×10^6 ciclos de carga em estruturas espessas. Para estruturas médias as tensões continuam abaixo das envoltórias, ainda que mais próximas. Assim, a brita GUm mostrou resistência a deformações permanentes adequada às situações propostas, com exceção das estruturas delgadas, onde as tensões calculadas ultrapassam significativamente a envoltória de

resistência mobilizada correspondente a 5 milhões de ciclos de carga e também a envoltória de ruptura.

As britas GU2 e GG1 (GC = 90%) apresentaram tensões elevadas para estruturas delgadas e médias, todas superando a envoltória de ruptura. No caso das estruturas espessas os pontos correspondentes às cargas de 100 e 120 kN mostram-se acima da envoltória de ruptura e o ponto correspondente à carga de 82 kN, ligeiramente abaixo da envoltória de ruptura. Estes resultados sugerem um comportamento inadequado do material quanto a deformações permanentes, ao menos para as estruturas e cargas analisadas.

A brita GG1 (GC = 100%) mostrou um comportamento superior aos demais agregados. As estruturas espessas e médias não atingem o critério de ruptura para 5×10^6 ciclos de carga, demonstrando o potencial deste agregado. No caso dos pavimentos delgados, o critério de ruptura não é atingido até 2×10^6 ciclos de carga. Além de boa resistência ao cisalhamento, o material apresentou bom comportamento quanto a deformações permanentes demonstrando pouca suscetibilidade a afundamentos de trilhas de roda.

5 CONCLUSÕES

Foi proposta uma metodologia de análise de pavimentos embasada em ensaios triaxiais convencionais, ensaios triaxiais de carregamento repetido e análise mecanística. Esta avaliação conjunta, além da avaliação das características do material, propicia uma visão mais abrangente do comportamento mecânico de pavimentos.

A brita GG1, com grau de compactação de 100%, mostrou-se um agregado de excelente qualidade quanto à resistência e deformações permanentes, enquadrando-se em todas as especificações do DNER e apresentando um bom comportamento em todas as análises realizadas. A brita GUm mostrou um comportamento surpreendentemente bom para tensões desvio de até 212 kPa. A deficiência deste material fica por conta do seu baixo módulo de resiliência. As britas GU2 e GG1 (GC = 90%) apresentaram comportamento não satisfatório quanto a deformações permanentes, mostrando-se inadequadas para o emprego em bases de pavimentos.

REFERÊNCIAS

- ARNOLD, G.; HUGHES, D.; DAWSON, A.R.; ROBINSON, D.E.S. (2003) Design of Granular Pavements. Transportation Research Board 1819 pp. 194-200.
- CASAGRANDE, F. (2003). Estudo da Influência do Teor de Finos na Condutividade Hidráulica e Deformabilidade Elástica de Britas. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 145 p.
- GARG, N.; THOMPSON, M. R. (1997). Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. Transportation Research Record Washington DC. nº 1577 p. 27 a 36.
- NIEKERK, A. A. van; SCHEERS J. van; MURAYA, P.; KISIMBI, A. (2000). The Effect of Compaction on the Mechanical Behaviour of Mix Granulate Base Course Materials and on Pavement Performance. HERON . vol. 45, nº 3, p. 197 a 218.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.; WELLNER, F. (2001). Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. Transportation Research Record nº1757, p. 75 a 81.