

# **CARACTERIZAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE DUAS MISTURAS SOLO-BRITA**

**Carine Norback**

**Laura Maria Goretti da Motta**

Universidade Federal do Rio de Janeiro  
Programa de Engenharia Civil – COPPE

## **RESUMO**

O objetivo da pesquisa realizada é analisar a aplicabilidade de algumas normas solo-brita, por meio de ensaios mecânicos. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente e feitas análises sobre o acomodamento resultante. Os ensaios de deformação permanente (DP) foram realizados com a aplicação mínima de 150.000 ciclos de carga, a 2 Hz de frequência. Os ensaios de MR foram realizados a 1 Hz, como especificado por norma. Os dados resultantes do ensaio de DP foram em geral satisfatórios. Porém os solos NA' e NG' puros e a mistura M1 resultaram em valores de deformação na ordem de 4 mm, para os níveis mais elevados de tensão, considerado um valor elevado quando não há acomodamento, quando comparado ao afundamento de trilha de rodas total típico admissível de um pavimento de 12,5 mm.

## **ABSTRACT**

The objective of this research is to analyze the applicability of some soil-gravel standards by means of mechanical tests. Resilient modulus and permanent deformation tests were performed and analyzes were made on the resulting accommodation. The permanent deformation tests (DP) were performed with a minimum application of 150,000 load cycles, at 2 Hz frequency. MR assays were performed at 1 Hz, as specified by standard. Data from the DP assay were generally satisfactory. However, the pure NA 'and NG' soils and the M1 mixture resulted in deformation values of the order of 4 mm for the highest levels of tension considered as a high value when there is no accommodation when compared to the total wheel track sinking typical of a 12.5 mm pavement.

## **1. INTRODUÇÃO**

O tráfego de veículos pesados, tanto nos valores da carga quanto na quantidade de eixos por veículo, causa impacto no desempenho do pavimento. Há, portanto, entre outros aspectos, a necessidade de melhorar o conhecimento dos materiais que serão utilizados na construção das rodovias, por meio de ensaios mais apropriados. Para os materiais geotécnicos, os ensaios triaxiais de carga repetida permitem melhor estimativa do comportamento dos pavimentos em relação à deformabilidade elástica e plástica e fazem parte do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), mecanístico-empírico, que será em breve oficializado.

As ações das cargas do tráfego sobre o pavimento geram deformações de dois tipos: as de caráter permanente e as recuperáveis. As deformações permanentes são aquelas que se mantêm mesmo após o efeito da atuação da carga cessar, resultando nos afundamentos gerados nas trilhas de rodas (ATR), de natureza plástica. Já as deformações recuperáveis são representadas pelo comportamento elástico da estrutura, deixando de existir logo após a retirada da carga, sendo responsável pelo fenômeno da fadiga dos revestimentos.

As deformações plásticas são aquelas acumuladas durante toda vida útil do pavimento, podendo ser localizada ou se estender ao longo de certa extensão da rodovia, especialmente nas trilhas de roda. Esse tipo de deformação pode acarretar outro problema que é a diminuição da resistência à derrapagem dos pneus quando a água se acumula nestes afundamentos, gerando risco de hidroplanagem. O acúmulo de deformação permanente em um pavimento pode ocorrer no revestimento, no subleito, ou como contribuição de todas as camadas do pavimento.

O defeito associado à deformabilidade elástica dos pavimentos é a formação de fissuras e trincas. Elas se formam e evoluem na camada de revestimento, devido, principalmente, à fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego. Acontecem em pavimentos asfálticos e de concreto de cimento portland, sendo a principal causa de deterioração estrutural das rodovias brasileiras de modo geral.

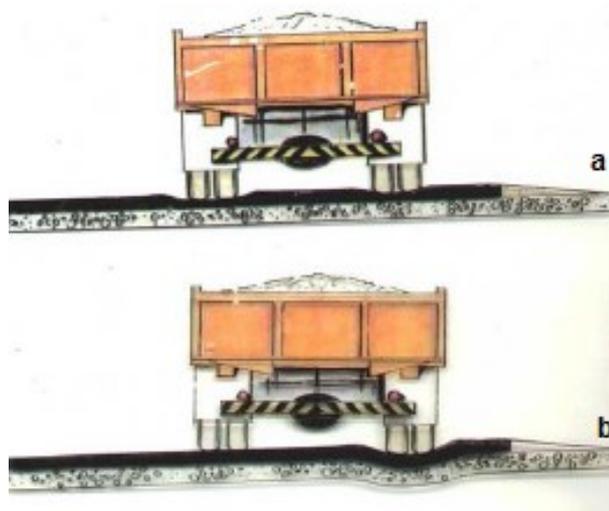
Para esta pesquisa, foram utilizados dois tipos de materiais: solo e brita. Em relação ao solo, utilizaram-se duas amostras, sendo ambas de comportamento não-laterítico. Já em relação à brita, foi usada em três tamanhos nominais diferentes.

Para compor as misturas, foram consideradas as diferentes normas de solo-brita vigentes no país. Foram propostas duas misturas com as combinações dos diferentes materiais da pesquisa. Essas misturas foram realizadas com o objetivo de, por meio das proporções realizadas baseadas em normas, encontrar a melhor combinação que resulte ao mesmo tempo em economia e melhor desempenho em relação à deformação permanente e módulo de resiliência para a construção da camada de base ou sub-base de pavimento.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1. Deformação Permanente

A deformação permanente resulta do comportamento plástico, ou seja, quando a camada do pavimento sofre ação da carga pelo tráfego de veículo, há uma parcela da deformação total que não volta ao seu estado original, acarretando no acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis ao longo da vida de serviço do pavimento. Este defeito estrutural, quando ocorre ao longo de um segmento longitudinal da faixa de tráfego nas trilhas de roda é denominado de afundamento de trilha de roda (ATR), sendo considerado um defeito estrutural grave se passar de certa profundidade. Com o acúmulo de água neste afundamento da trilha de roda ocorre à perda de capacidade de drenagem lateral do pavimento, e o acúmulo de água gera problemas de segurança para o usuário. Esse defeito pode ser atribuído ao revestimento somente, às camadas subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de contribuição de diversas camadas, como mostra a Figura 1.



**Figura 1:** Afundamento de trilha de rodas atribuído somente ao revestimento (a); atribuído às diversas camadas do pavimento (BERNUCCI *et al*, 2008).

LIMA (2016) comenta que, por mais que as camadas de solos e britas estejam compactadas, existe uma variação volumétrica que provoca variação na espessura da camada, gerando a existência do afundamento da trilha de roda. Cita também, que esse defeito ocorre em uma determinada região da faixa de tráfego, onde se concentra a maior parte da aplicação de carga dos veículos, sendo uma área próxima ao eixo da pista (trilha interna) e a outra próxima a borda (acostamento), compreendendo as regiões mais solicitadas pelo tráfego.

GUIMARÃES (2009) propôs o modelo de previsão da deformação permanente, apresentado na equação (1) que foi desenvolvido visando incluir as tensões atuantes para contribuir com o aperfeiçoamento do método de dimensionamento mecanístico-empírico. A equação foi obtida por análise dos resultados de ensaios de deformação permanente feitas em equipamentos triaxiais de carga repetidas, com vários níveis de tensão para vários materiais, entre britas, lateritas e solos.

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \cdot \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (1)$$

Onde:

$\varepsilon_p (\%)$  : Deformação permanente específica;

$\psi_1, \psi_2$  e  $\psi_3$  : Parâmetros de regressão (parâmetros de deformabilidade permanente);

$\sigma_3$ : Tensão confinante;

$\sigma_d$ : Tensão desvio;

$\rho_0$ : Tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

## 2.2. Módulo de Resiliência

Em Mecânica dos Pavimentos o Módulo de Resiliência (MR) é definido como a relação entre a carga cíclica aplicada e a deformação elástica ou recuperável do material. Sendo um parâmetro com finalidade de caracterizar o comportamento elástico dos materiais, como solos e britas, sob carregamento repetido, em laboratório, ou pelas ações das cargas dos veículos, repetidas sobre o pavimento.

Cabe salientar outro fator importante no desempenho do pavimento, que é a perda de serventia. Ela pode ser minimizada, quando se considera no dimensionamento o comportamento tensão-deformação dos materiais que constituem a estrutura, segundo as condições de carregamento dinâmico – que é a ação de cargas repetidas, que geram as deformações recuperáveis, também chamadas de deformações resilientes e as deformações plásticas ou permanentes.

A obtenção deste parâmetro é realizada a partir de ensaios triaxiais de carga repetida, que tem por finalidade reproduzir em laboratório as condições de carregamento das cargas de tráfego na estrutura do pavimento no campo. Tal relação para a maioria dos materiais de pavimentação é do tipo não linear, diferente de outros sólidos elásticos, havendo grande dependência das tensões aplicadas.

Por definição, o MR é a relação entre a tensão desvio  $\sigma_d$  (diferença entre a tensão  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) pulsante durante o ensaio, pela deformação resultante, resiliente ou recuperável,  $\epsilon_r$ , expressa pela equação.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (2)$$

Onde:

MR: Módulo de Resiliência (MPa);

$\sigma_d$ : ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ): tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

$\sigma_1$ : tensão principal maior;

$\sigma_3$ : tensão principal menor ou tensão de confinamento;

$\epsilon_R = \frac{\delta h}{H_0}$ : deformação específica axial resiliente (mm/mm);

$\delta h$ : deslocamento resiliente registrado (mm);

$H_0$ : altura de referência do medidor de deslocamentos - LVDT (mm).

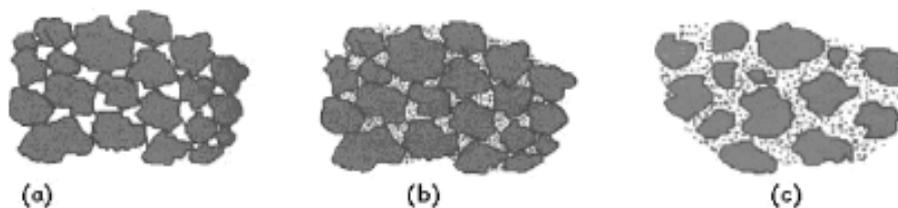
### 2.3. Solo Brita

Para base é comum o emprego de brita graduada simples (BGS) em grande parte do Brasil e, em algumas regiões, uma combinação de solo e brita, denominada solo-brita. É encontrado em algumas literaturas o termo solo-agregado, sendo assim denominada a mistura de solo laterítico com brita para utilização em bases que geralmente não se enquadram nas faixas granulométricas especificadas de britas.

RIBEIRO (2006) fez um levantamento sobre o mercado consumidor de brita no Brasil, durante os anos 2000. Durante esse período foi constatado que cerca de 40% da produção de material britado era destinado para pavimentação. Porém, três anos após, em 2003, esse percentual caiu para 30%, sendo observado aumento no consumo desse material para as concreteiras. Segundo o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) o consumo de brita e cascalho no ano de 2015, está dividido em 32% para concreteiras e apenas 9% para pavimentação/usinas de asfalto, entre outros.

As misturas de brita com solo arenoso fino laterítico apresentam maiores CBR quando comparadas às misturas com argila laterítica, mas os critérios de seleção devem ser atualmente revistos, sendo mais apropriado analisar o desempenho pelos ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente.

YODER e WITCZAK (1975) descrevem as principais propriedades do solo-agregado, salientando que a estabilidade de uma mistura desse tipo, depende muito da granulometria, da forma das partículas, da densidade relativa, do atrito interno e da coesão. Ainda apontam que um material granular terá máxima estabilidade quando mobilizar o atrito interno ao resistir à deformação em cada estado de tensões. Como pode ser observado na Figura 2, existe uma graduação entre as partículas que classifica o solo-agregado em três estados físicos, que levam em conta conceitos de densidade e estabilidade.



**Figura 2:** Tipos de solo-agregado (YODER e WITCZAK, 1975).

Estes tipos de solo-agregado, segundo a visão tradicional de YODER e WITCZAK (1975) para a condição de solos de clima temperado, são descritos como:

a) Solo-agregado sem finos: é representado pela mistura que tem uma parcela muito pequena, ou inexistentes de finos, ou seja, pequena parcela de material que passa na peneira de número 200;

b) Solo-agregado com finos: nesta condição, a quantidade de finos presente é suficiente para preencher os vazios entre os agregados, mas permitindo que ocorra o contato entre os grãos, com aumento da resistência;

c) Solos-agregado com muitos finos: neste caso, não ocorre o contato entre os agregados que, praticamente, flutuam dentro do solo.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Materiais

Para esta pesquisa foram utilizados dois solos, sendo proveniente da mesma jazida, da Magé Mineração. Os solos foram identificados por meio do ensaio de MCT como não lateríticos, um apresentando textura arenosa, identificado como NA', e outro com características argilosas nomeado de NG'. Foi utilizada uma única fonte de material granular britado para realização da presente pesquisa, em três diferentes tamanhos: brita 1, brita 0 e pó-de-pedra, sendo um granito-gnaiss oriundo também da Magé Mineração.

#### 3.2 Métodos

Para a realização desta pesquisa, foram realizados inicialmente ensaios de caracterização e classificação dos solos e da brita, e posteriormente, feito estudo nas diferentes normas solo-brita vigentes para definição das proporções que seriam feitas. Os ensaios de carga repetida foram realizados tanto nos materiais quanto nas misturas. Na Tabela 1, são listados os ensaios realizados com suas respectivas normas vigentes.

**Tabela 1:** Ensaio de classificação, caracterização e mecânicos realizados nesta pesquisa.

<i>Ensaio Realizado</i>	<i>Normas Vigentes</i>
Análise Granulométrica de solos por Sedimentação	DER-ME 51/94
Ensaio de Compactação	NBR 7182/16
Classificação pela metodologia MCT	DNER-CLA 259/96
Ensaio de Módulo de Resiliência	DNIT 134/2010-ME
Ensaio de Deformação Permanente	Método proposto DNIT 2017

O ensaio de módulo de resiliência já é bastante conhecido e realizado no país, e foi feito com os 18 pares de tensão que fazem parte da norma vigente. Para a realização do ensaio de

deformação permanente foram utilizados nove pares de tensões, propostas por Guimarães (2009), que fazem parte da Instrução de Ensaio a ser normalizada pelo DNIT, e a frequência da carga repetida adotada foi de 2 Hz, com 150.000 ciclos de repetição no mínimo em cada par.

#### 4 RESULTADOS

A primeira e a segunda mistura solo-brita denominada M1 e M2, respectivamente, foram feitas baseadas na norma DER/PR ET-P00/006 – sub-base ou base de solo brita, onde para a mistura M1 utilizou-se o solo NA' e para a mistura M2 o solo NG', sendo em ambas usadas brita 1, a brita 0 e o pó-de-pedra.

Foi realizado para isso, o método de proporção, ou seja, utilizou-se um percentual de cada material até o mais próximo enquadramento da mistura em uma das faixas proposta pela norma. Para a mistura M1, usou-se 20% de brita 1, 20% de brita 0, 15% de pó-de-pedra e 45% de solo NA', e para a mistura M2, 25% de brita 1, 20% de brita 0, 20% de pó-de-pedra e 35% de solo NG'. É importante salientar que o intuito foi utilizar o máximo de solo possível para a mistura tornar-se mais viável e econômica.

Em relação ao ensaio de compactação, a mistura M1 apresentou umidade ótima de 9,1% e massa específica aparente de 2,134 g/cm<sup>3</sup>. Porém, esta umidade encontrada pela curva de compactação mostrou exsudação de água, como observado na Figura 3. Então adotou-se o valor de umidade ótima com 1% a menos, fazendo os ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência com esse novo valor de umidade adotado. Para confirmar esta decisão, realizou-se o ensaio de deformação permanente nas três tensões mais críticas para o valor de umidade ótima de 9,1%. Sendo assim, para a realização posterior dos ensaios desta mistura adotou-se umidade de 8,1% e massa específica aparente de 2,110 g/cm<sup>3</sup>, como condição ótima para análise.



**Figura 3:** Características do corpo de prova da mistura M1 na umidade de 9,1%

Observou-se para essa mistura M2 o mesmo comportamento que a mistura M1, onde a umidade ótima encontrada pela curva de compactação conduzia à exsudação de água. Essa característica afeta o comportamento da mistura no que diz respeito, principalmente, a sua deformação.

Optou-se em diminuir 1% esta umidade para realizar os ensaios e analisar o comportamento da M2. No ensaio de compactação, encontrou-se para a mistura M2 a umidade ótima de 9,5% e massa específica aparente de 2,104 g/cm<sup>3</sup>. Assim nos ensaios mecânicos, adotou-se a

umidade de 8,5% e massa específica aparente de 2,084 g/cm<sup>3</sup>. Pela Figura 4 é possível perceber a diferença do corpo de prova ensaiado na umidade ótima, pela curva de compactação (Figura 4 a), e pela umidade adotada (Figura 4 b).

Tanto para a deformação permanente, quanto para o módulo de resiliência, os corpos de prova foram preparados, em suas respectivas umidades ótimas, para a realização dos ensaios triaxiais, sendo moldados três corpos de prova para o ensaio de Mr e nove corpos de provas para o ensaio de DP, para cada material e mistura. Os resultados foram expressos pelo modelo de Guimarães (2009) para deformação permanente e pelo composto para o módulo de resiliência (Macêdo, 1996).



**Figura 4:** Características do corpo de prova da Mistura M2 na umidade de 9,5% (a); corpo de prova da Mistura M2 na umidade de 8,5% (b)

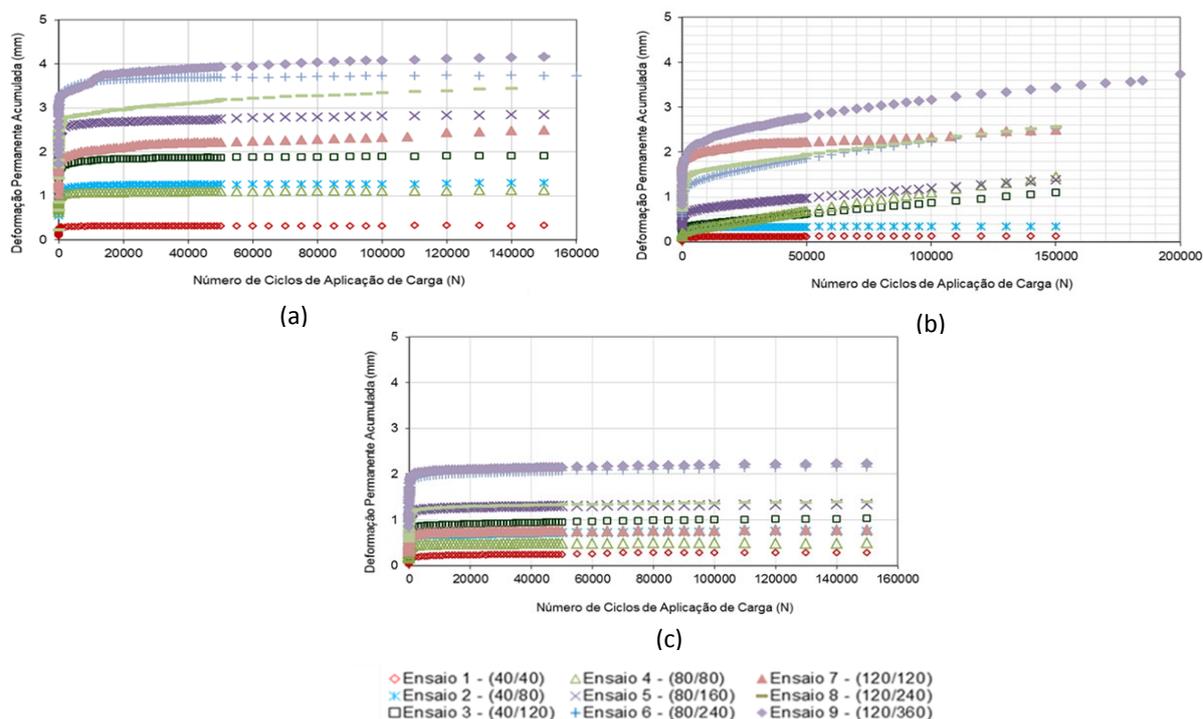
O solo NA', tem composição granulométrica de: 8% de pedregulho, 69% de areia, 22% de silte e 1% de argila, não plástico. No método MCT, foram obtidos coeficientes  $c'$  igual a 0,80 e  $e'$  igual a 1,57, que o classifica como NA', não laterítico arenoso. No ensaio de compactação realizado na energia intermediária apresentou umidade ótima de 12,8% e massa específica aparente seca de 1,848 g/cm<sup>3</sup>.

O solo NG' apresentou composição granulométrica de 7% de pedregulho, 40% de areia, 24% de silte e 29 % de argila, com limite de liquidez de 57%, limite de plasticidade de 21% e índice de plasticidade de 36%. No método MCT, foram obtidos coeficientes  $c'$  igual a 1,67 e  $e'$  igual a 1,29, que o classifica como NG', não laterítico argiloso. No ensaio de compactação, realizado na energia intermediária, apresentou umidade ótima de 19,5% e massa específica aparente seca de 1,683 g/cm<sup>3</sup>.

Na Figura 5 são mostrados os gráficos que representam as deformações permanentes acumuladas durante a aplicação dos ciclos de carga (N). Na Figura 5 (a) e 5 (c) são apresentados os gráficos de DP do solo NA' e da Brita, podendo ser observado que esses materiais apresentaram tendência ao acomodamento das deformações com o acréscimo do número de aplicação de cargas. Porém o solo NG' apresentou deformações muito elevadas comparada com a Brita, para os pares de tensões maiores, indicando que a utilização desse solo para camada de pavimento só é indicada para baixas tensões.

Na Figura 5 (b) é representado o gráfico do solo NG'. Como a tendência desse material foi de não apresentar acomodamento, o par de tensões 9 foi até 200.000 ciclos, para comprovar se o material não acomodaria após mais ciclos. Esse solo também apresentou deformação muito elevada para os pares de tensões maiores, e também se observa nítida tendência de crescimento conforme o aumento das tensões.

Observa-se que a Brita apresentou deformação total máxima de 2,23 mm, o Solo NA' de 4,18 mm e o Solo NG' 4,30 mm de deformação, sendo esses valores resultante dos Solo ensaiados, valores considerados altos para apenas uma camada do pavimento.



**Figura 5:** Resultados do ensaio de DP para o Solo NA' (a); resultados do ensaio de DP para o Solo NG' (b); resultados do ensaio de DP para a Brita' (c).

Nas Figuras 6 e 7 são mostrados os gráficos que representam as deformações permanentes acumuladas durante a aplicação dos ciclos de carga (N) para as misturas M1 e M2.

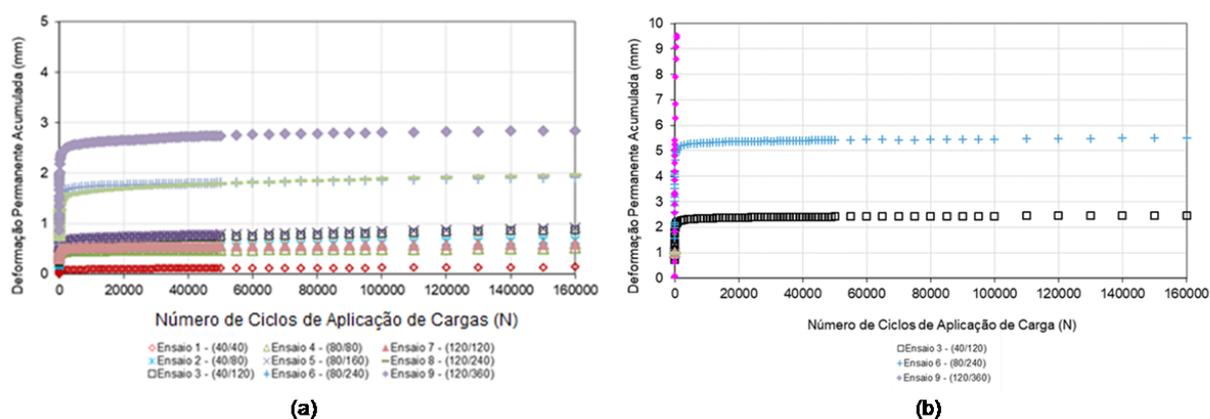
Para essa mistura foram utilizados 160.000 ciclos de aplicação de carga com frequência de 2 Hz para os 9 ensaios com as tensões confinantes e desvios apresentadas na Tabela 2.

Adotou-se 10.000 ciclos de cargas a mais do que o método proposto pelo DNIT indica, para melhor definir o comportamento da mistura.

Pela Figura 6 a, referente à mistura M1 pode-se observar que o valor de DP máxima resultante para o maior par de tensões é de 4,14 mm, que pode ser considerado elevado se o material não tender ao acomodamento, quando se considera que o ATR total que um pavimento pode apresentar, para uma rodovia de alto tráfego é 12,5 mm. Esse valor elevado de deformação foi apresentado no ensaio 9, com os maiores pares de tensões, e este estado de tensões seria o condicionante para o dimensionamento de um pavimento com este material na camada de base ou sub-base.

Na Figura 6 b, onde as amostras foram moldadas com 9,1% de umidade, são apresentados os valores de DP máximos para as três tensões ( $\sigma_d$ ) mais críticas de cada tensão confinante.

Comparando os valores da Figura 6 a para os mesmos pares de tensões na Figura 6 b, porém em umidades diferentes, nota-se um grande aumento referente à deformação permanente, sendo que para a umidade de 9,1% o valor máximo encontrado foi de 6,47 mm, considerado muito elevado para apenas uma camada do pavimento, podendo afirmar que essa mistura é muito sensível à umidade, visto que variando 1% da umidade de compactação, permitido em geral nas obras, encontrou-se grande diferença em valores de deformação permanente.

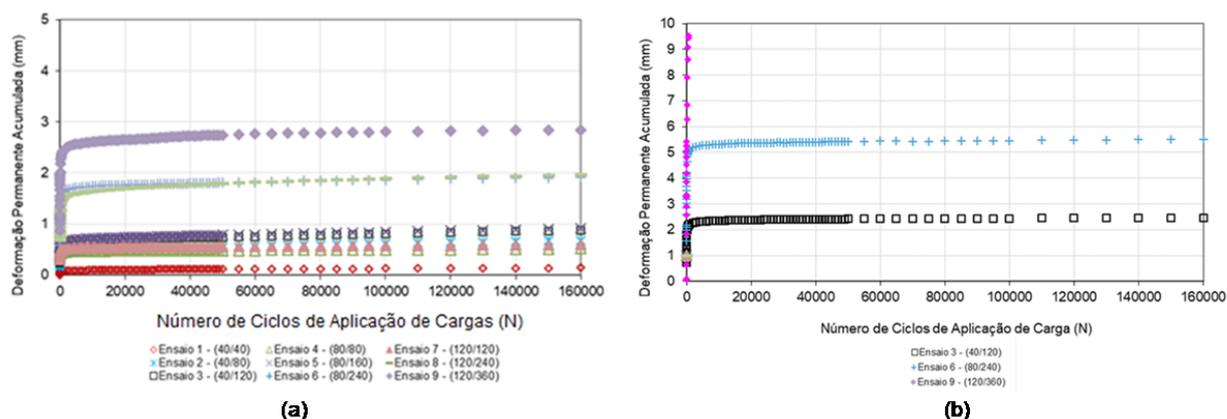


**Figura 6:** Resultados do ensaio de DP para a mistura M1 na umidade de compactação de 8,1% (a); resultados do ensaio de DP para a mistura M1 na umidade de compactação de 9,1% (b).

Sobre a mistura M2, comparando a Figura 7 a e a Figura 7 b, percebe-se que os mesmos pares de tensões apresentaram valores diferentes quando aplicados em materiais com variação de umidade de 1%, e na umidade de 8,5 % a maior DP foi 2,69 mm e na umidade de 9,5% maior deformação foi 9,53 mm, muito elevado quando se trata da mesma mistura com a variação de umidade de compactação de somente 1%.

Na Figura 7 a, os corpos de prova compactados na umidade de 8,5%, apresentaram o mesmo comportamento inicial da mistura M1, onde nos primeiros ciclos há um rápido acúmulo da deformação permanente, porém, para esta mistura M2, a deformação tende a estabilizar.

Na umidade de 8,5% a deformação máxima foi de 2,69 mm para o ensaio 9 ( $\sigma_d=360$  kPa e  $\sigma_3= 120$ kPa) com 160.000 ciclos de aplicação como mostra a Figura 7 a. Para a umidade de 9,5% a DP foi maior que 9,5 mm no ensaio 9 ( $\sigma_d=360$  kPa e  $\sigma_3= 120$ kPa) com apenas 650 ciclos de aplicação de carga, mostrado na Figura 7 b.



**Figura 7:** Resultados do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 8,5% (a); resultados do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 9,5% (b).

São apresentados na Tabela 2 e Tabela 3 os parâmetros referentes ao Modelo de Guimarães (2009) e ao Modelo Composto, respectivamente.

Na Tabela 2 mostram-se os parâmetros do modelo de Guimarães (2009) para os dois solos, para a brita e as duas misturas deste estudo. Observa-se que os valores do coeficiente de correlação  $R^2$ , podem ser considerados satisfatórios, apresentando melhores resultados para a mistura M1 quando comparado com o coeficiente do solo NA'.

Estão representadas na Tabela 2, os valores de  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ ,  $\Psi_3$  e  $\Psi_4$  e também os valores de  $R^2$  para cada material e mistura desta pesquisa. Observa-se que os materiais que não apresentaram valores negativos para o parâmetro de tensão confinante  $\Psi_2$  foram os solos NA' e NG'. Para o parâmetro referente à tensão desvio  $\Psi_3$ , todos os materiais e misturas estudadas apresentaram valores positivos, indicando que quanto maior a tensão desvio, maior a deformação permanente resultante. Em relação aos parâmetros encontrados para o número de ciclos de carga, o  $\Psi_4$ , todos os valores foram muito próximos, variando entre 0,03 e 0,06, exercendo influência semelhante para os materiais, e menor do que as tensões.

Ainda pela Tabela 2, observa-se que somente o material NA' apresentou valor de  $R^2$  inferior a 0,8, sendo as demais, todos acima deste valor. A M1, apresentou valor muito próximo a 1, sendo valores maiores que 0,8 considerados bons do ponto de vista estatístico.

**Tabela 2:** Parâmetros do Modelo de GUIMARÃES (2009) para os materiais desta pesquisa.

Materiais	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_3$	$\Psi_4$	$R^2$
Brita	0,34	-0,45	1,11	0,05	0,96
NA'	0,57	0,71	0,27	0,05	0,77
NG'	0,39	0,84	0,54	0,06	0,81
M1- Mistura 1	0,68	-0,29	1,12	0,03	0,99
M2- Mistura 2	0,44	-0,25	1,05	0,04	0,95

Ao analisar a Tabela 3 com os valores do MR de todos os materiais e misturas, observa-se que todos os valores do coeficiente  $k_2$  (correspondente a  $\sigma_3$ ) são positivos, sendo o maior valor obtido para a Brita, indicando que o MR aumenta com o aumento de  $\sigma_3$ . O coeficiente  $k_3$  é negativo, sendo os maiores valores obtidos para os solos mais finos, apresentando valores menores para a brita e as misturas, indicando que a tensão desvio exerce menor influência

para esse material e essas misturas do que para solos. Em relação aos valores de  $R^2$ , os solos NA' e NG' apresentaram valores maiores que 0,8, sendo que os demais materiais apresentando valores menores, indicando correlação deficiente.

**Tabela 3:** Parâmetros do modelo composto de MR para os materiais desta pesquisa.

Materiais	k1	k2	k3	$R^2$	MR médio
Brita	569,9	0,42	-0,33	0,62	356
NA'	51,8	0,36	-0,79	0,79	123
NG'	135,2	0,26	-0,65	0,85	303
M1- Mistura 1	215,8	0,16	-0,23	0,17	173
M2- Mistura 2	146,2	0,34	-0,44	0,65	156

## 5 CONCLUSÕES

Sobre as normas solo-brita utilizadas, conclui-se que deve ser feita uma revisão referente as faixas granulométricas propostas para que haja um melhor enquadramento dos materiais e também possa ser utilizada outros métodos como o de empacotamento, bailey, etc;

Para fazer uma boa mistura solo-brita alguns fatores devem ser considerados alguns fatores, como a granulometria da brita empregada, a natureza do solo utilizada, os limites dos ensaios indicados pela norma, e as diferentes faixas de enquadramento especificada pela norma;

Nota-se na Figura 7 a, que nos ensaios 1 e 2 da M2, a deformação permanente foi bem baixa, pelo fato das tensões aplicadas serem baixas resultando em valores de deformação menores que 0,5 mm, e o ensaio 3, com tensão desvio maior de 120 kPa, apresenta deformação de 1,2 mm.

Para as demais curvas das tensões confinantes de 80 e 120 kPa, nota-se o mesmo comportamento observado nas curvas para a mistura M1: que quanto maior a tensão aplicada, maior a deformação resultante.

A partir dos ensaios realizados e das análises dos resultados de deformação permanente os materiais deste estudo apresentaram comportamento dependente do estado de tensões usados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

As deformações permanentes resultantes foram altas para tensões elevadas, não sendo recomendável a utilização desses materiais em camadas de pavimento que terão solicitação de tensões da ordem de grandeza das maiores simuladas nos ensaios. Uma alternativa seria misturar esses solos com a brita para melhorar seu comportamento quanto à contribuição para ATR. Porém, alerta-se para o risco de não testar os materiais por estes ensaios de carga repetida quando se seleciona uma jazida.

Os solos da pesquisa apresentaram valores de deformação permanente maiores que 4mm para 150.000 ciclos, sem acomodamento em alguns pares de tensão, o que pode ser considerado um valor muito alto para apenas uma camada, quando se sabe que o pavimento como um todo se dimensiona para um ATR de 13 mm ao fim da vida útil. Já a brita graduada apresentou acomodamento e observou-se que a deformação foi menor do que dos solos, coerente com outros autores nas condições de ensaio. Para materiais estudados nesta pesquisa o modelo de

Guimarães (2009) mostrou-se adequado para previsão de deformações, sendo que a tensão desvio exerce maior influência que a tensão confinante nos solos. Quanto ao módulo de resiliência, pode-se dizer que têm grande influência das tensões, confinante e desvio, sendo importante nas definições das espessuras, especialmente do revestimento asfáltico devido à influência na fadiga.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BALBO, José Tadeu. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. São Paulo: Oficina de texto, 2007. 558 p.
- BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J.B., 2010, *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 4. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobrás, ABEDA.
- Guimarães, A. C. R. (2001) *Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- Guimarães, A. C. R. (2009) *Um Método Mecânico-Empírico para a previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- Lima, C. D. A. (2016) *Estudo da deformação permanente de brita graduada*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- Lima, C. D. A. e Motta, L. M. G. (2016) Study of Permanent Deformation and Granulometric Distribution of Graded Crushed Stone Pavement Material. *Advances in Transportation Geotechnics III*. Procedia Engineering, v. 143, p. 854-861.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. (2005). *Mecânica dos Pavimentos* 2ª Edição. ISBN 85905987-1-3.
- MEDINA, J. (1997). “Mecânica dos Pavimentos”. Editora UFRJ. Rio de Janeiro.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G., *Mecânica dos Pavimentos*. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.
- Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1995) *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, 240p.
- Norback, C. (2018) *Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- Norback, C. e Motta, L. M. G. (2017) *Deformabilidade permanente e módulo de resiliência de dois solos e uma brita usados em um segmento de rodovia*. XXI ANPET - Congresso de pesquisa e ensino de Transportes, Recife, Outubro/Novembro.
- PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos: em 16 aulas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247p.
- PINTO, S. e PREUSSLER, S. E (1984). “Fatores de Equivalência de Cargas para Projetos de Pavimentos Aeroportuários”. 19ª Reunião Anual de Pavimentação, Rio de Janeiro, ABPv
- PREUSSLER, E.S., 1978, Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- RIBEIRO, M.R., 2006, *Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- SANTOS, J. D. G. (1998). “Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares Como Camada de Pavimento”. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- SVENSON, M., 1980, Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- SOUZA, J. B., HARVEY, J., OAINTE, L., et al, 1991, Evaluation of Laboratory Procedures for Compacting Asphalt-Aggregate Mixtures. In: Report n° SHRP-AUWP-91-523, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- YODER, E.J., WITCZAK, M.W. *Principles of pavements design*. New York: Wiley.

---

Carine Norback (norback.carine@gmail.com)

Laura Maria Goretti da Motta (laura@coc.ufrj.br)

Programa de Engenharia Civil – COPPE, UFRJ, Laboratório de Geotecnia/Pavimentos, Rio de Janeiro/RJ.