

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS TROPICAIS USADOS EM PAVIMENTAÇÃO A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

Idalíria de Moraes Dias
Alexandre Benetti Parreira
José Leomar Fernandes Júnior
Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Transportes

RESUMO

Este artigo apresenta e discute os resultados de ensaios de laboratório realizados para se avaliarem as propriedades e o comportamento mecânico de solos tropicais visando a sua utilização na construção rodoviária. Para a pesquisa, foram realizados ensaios de compressão triaxial adensados e drenados (CTC-CD) em 2 pares de solos, constituídos por materiais com curvas granulométricas semelhantes, iguais classificações HRB e USCS, sendo, no entanto, um laterítico e outro, não laterítico. O programa de ensaios incluiu a caracterização física dos solos e para se identificar a gênese das amostras foram realizados os ensaios da Metodologia MCT, difração de raios-X e microscopia eletrônica por varredura. Concluiu-se que o comportamento mecânico dos solos tropicais é fortemente influenciado pela gênese dos materiais e que a resistência e a rigidez dos solos lateríticos é superior a dos de solos não lateríticos de mesma granulometria e classificação.

ABSTRACT

This paper presents and discusses the laboratory tests results aimed at evaluating the physical properties and mechanical behavior of tropical soils seeking their utilization in the road construction. In this research, consolidated-drained compression triaxial tests (CD-CTC) were carried out in selected samples separated into two different soil couples. Each two soils should have similar particles size distribution curves and the same HRB and USCS classifications. However, one of them was a lateritic and the other was a non-lateritic soil. The research program covered the physical characterization of the soils and to identify the genesis of the soils, the tests of MCT Methodology, X-ray diffraction and scanning electronic microscopy were performed. It was concluded that the mechanical behavior of tropical soils is strongly influenced by the soil genesis, and the strength and the stiffness of the lateritic soils is greater than no-lateritic soils considering de same granulometric distribution and classification.

1. INTRODUÇÃO

Na segunda metade do século XX iniciaram-se no país estudos sobre as particularidades dos solos formados em regiões tropicais e subtropicais de clima quente e úmido e o seu uso em pavimentação. Esses estudos foram motivados pela dificuldade que os profissionais do meio rodoviário brasileiro vinham encontrando na aplicação dos métodos tradicionais de caracterização e classificação de solos aos nossos materiais.

Detectou-se nessa época que parcela significativa dos solos de regiões tropicais possui comportamentos mecânico e hidráulico que lhe são peculiares e que não podem ser previstos com base em características e índices usados tradicionalmente com este fim, tais como os limites plásticos e a composição granulométrica.

Nesse contexto, Nogami e Villibor (1981, 1995) propuseram uma nova abordagem para o estudo e a classificação geotécnica a ser aplicada a solos tropicais denominada Metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical). Por essa metodologia, os solos são agrupados em duas classes principais, uma correspondente aos solos de comportamento laterítico e outra, aos solos de comportamento não laterítico. De maneira geral, observou-se que os primeiros comportam-se melhor do que o previsto pelas classificações tradicionais, e que solos não-lateríticos apresentam, freqüentemente, comportamento inferior ao dos solos lateríticos (Villibor *et al.*, 1996).

O ensaio CBR (*Califórnia Bearing Ratio*), largamente utilizado no meio rodoviário brasileiro como critério para a seleção de materiais e dimensionamento de pavimentos flexíveis, foi o primeiro ensaio a comprovar as qualidades dos solos lateríticos para uso em pavimentação.

Com o advento das análises mecanísticas, o ensaio triaxial cíclico consolidou-se como a principal ferramenta para se avaliar o comportamento mecânico dos materiais geotécnicos de subleito e de materiais empregados na construção de bases rodoviárias. Diversas pesquisas valeram-se deste ensaio para analisar e comparar o desempenho de solos lateríticos e não lateríticos.

No estudo de fundações, escavações e obras de terra, o ensaio triaxial convencional com carregamento estático é o instrumento a que se recorre mais frequentemente quando se deseja determinar o comportamento dos solos. Apesar de fornecerem importantes subsídios para o entendimento do comportamento mecânico dos materiais, os ensaios triaxiais convencionais não têm sido comumente aplicados no âmbito da pavimentação.

2. OBJETIVO

O objetivo da pesquisa aqui descrita é analisar e comparar, para solos do subleito de rodovias do interior Estado de São Paulo, o comportamento mecânico de materiais de gêneses e comportamentos laterítico e não-laterítico a partir de resultados de ensaios triaxiais com carregamento estático.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Escolha, caracterização, gênese e compactação dos solos

Os solos estudados foram escolhidos entre 30 amostras coletadas em taludes de rodovias do interior paulista por Takeda (2006). Na pesquisa desenvolvida por este autor, as amostras foram caracterizadas (granulometria e limites plásticos), submetidas a ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e difração por raios-X, e a ensaios de compactação, compressão simples e triaxiais cíclicos.

Para a presente pesquisa, do conjunto de materiais citados anteriormente, foram selecionados 4 solos, agrupados segundo 2 pares, sendo cada par constituído por materiais com curvas granulométricas semelhantes, mesma classificação HRB e USCS, e comportamentos distintos segundo a classificação MCT (Nogami & Villibor, 1980), ou seja, um laterítico e o outro, não laterítico. A opção por se estudarem pares granulométricos deu-se em razão de se desejar abstrair esta variável das análises, destacando a influência da gênese no comportamento dos materiais.

Os solos constituintes dos Pares 1 e 2 foram denominados, respectivamente, 1L e 1N, e 2L e 2N, nomeados conforme a gênese, lateríticos (L) ou não lateríticos (N). As Figuras 1 e 2 apresentam, respectivamente, as curvas granulométricas e o ábaco de classificação MCT com a localização dos solos estudados.

Por se tratar de um estudo dirigido ao comportamento de materiais constituintes do subleito rodoviário, os solos foram submetidos a ensaios de compactação na energia Proctor normal segundo o método M13-71 (DER-SP, 1971) para a determinação das respectivas umidades ótimas e massas específicas secas máximas.

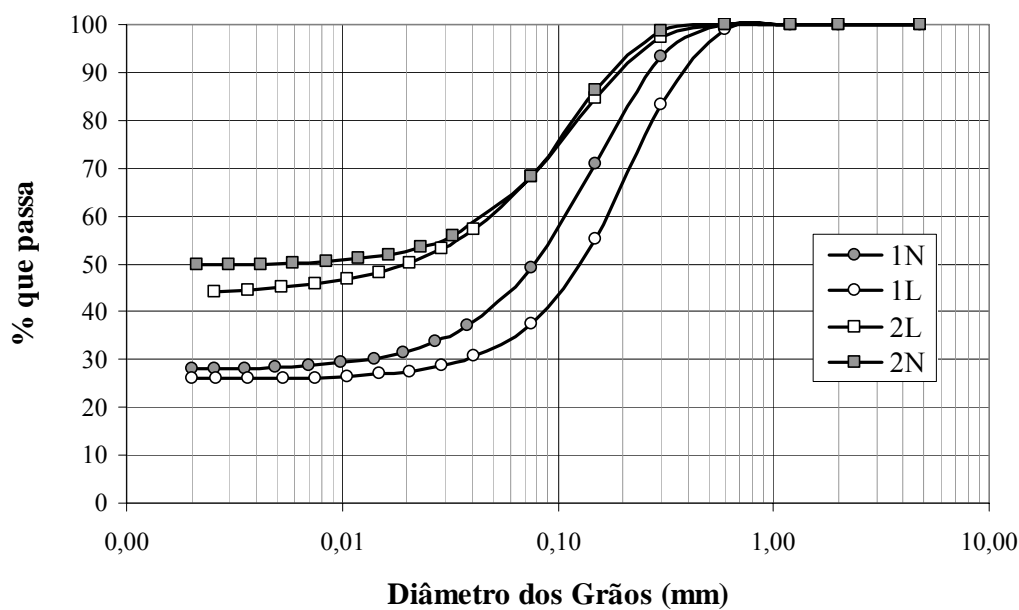


Figura 1: Curvas granulométricas dos solos do Pares 1 e 2

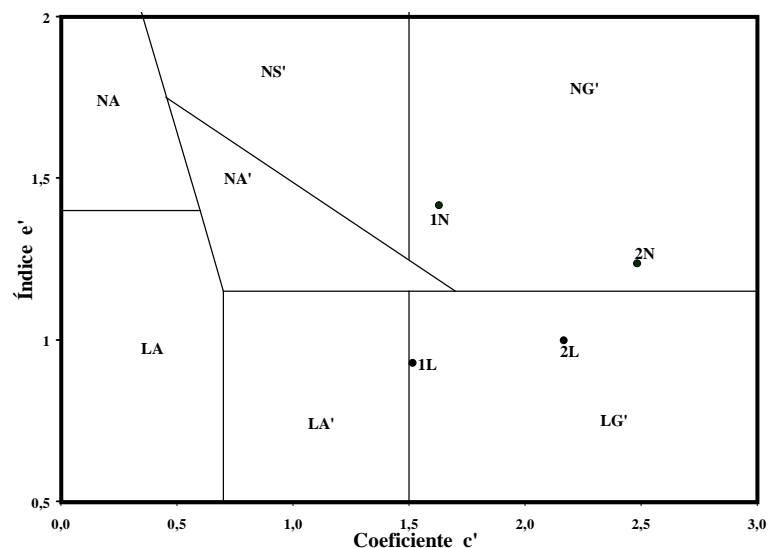


Figura 2: Ábaco de classificação MCT e a localização dos solos estudados

A Tabela 1 apresenta o limite de liquidez, o índice de plasticidade, as classificações HRB, USCS e MCT, a posição da amostra com relação à linha de seixos e os resultados dos ensaios de compactação dos materiais. Destaca-se que os solos constituintes de cada um dos pares são provenientes de perfis geotécnicos diversos.

É importante destacar que a análise da microscopia eletrônica e dos resultados dos ensaios de raios-X confirmou a compatibilidade entre a gênese e os comportamentos laterítico e não laterítico dos materiais determinados pela MCT. A Figura 3 apresenta microfotografias de cada um dos solos, onde se observa que os solos lateríticos encontram-se num estágio mais avançado de evolução, exibindo o padrão típico 'pipoca' e não sendo possível identificar as feições originais dos argilominerais constituintes.

Tabela 1: Limite de liquidez e índice de plasticidade, classificações HRB, USCS e MCT, posição com relação à linha de seixos e resultados dos ensaios de compactação

	Par 1		Par 2	
	Solo 1L	Solo 1N	Solo 2L	Solo 2N
LL (%)	31	38	61	55
IP (%)	12	15	29	20
HRB	A-6	A-6	A-7-5	A-7-5
USCS	SC	SC	MH	MH
MCT	LG'	NG'	LG'	NG'
Posição com relação à linha de seixos	acima	abaixo	acima	abaixo
w_o (%)	17,0	12,6	20,9	29,1
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1,739	1,888	1,626	1,417

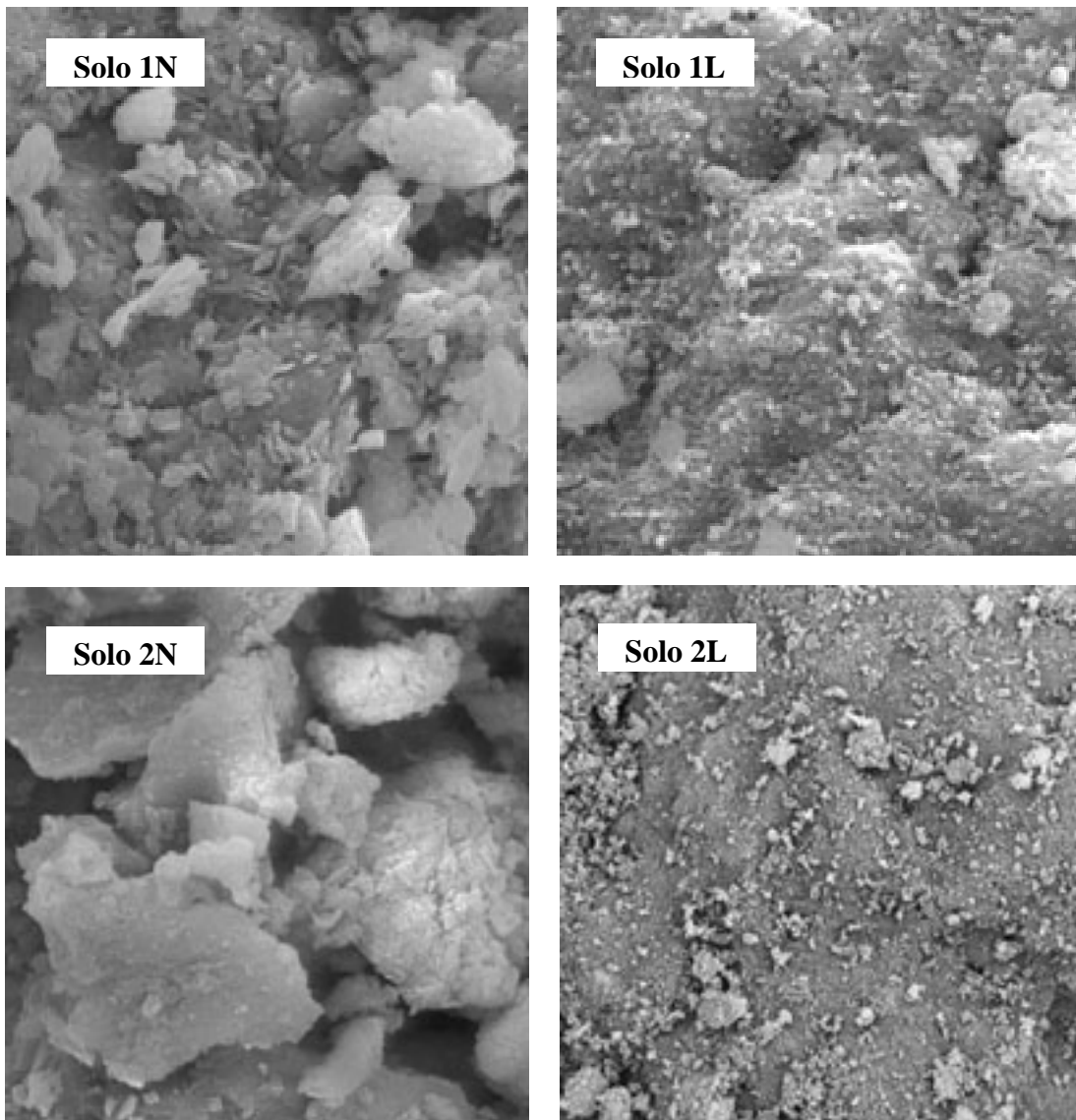


Figura 3: Microfotografias (MEV) dos solos do Par 1 (1N e 1L) e do Par 2 (2N e 2L) com aumento de 3.000x

3.2. Ensaaios triaxiais

Foram realizados ensaios triaxiais do tipo ‘adensado-drenado’ (CD), com deformação controlada, de acordo com a metodologia descrita por Bishop e Henkel (1957). A saturação dos corpos-de-prova deu-se por contrapressão com o monitoramento do parâmetro B de Skempton. Na fase de cisalhamento, adotou-se a velocidade de 0,02mm/min, calculada para garantir a completa dissipação de pressões neutras.

As pressões confinantes usadas nos ensaios, 25, 50 e 75kPa, foram obtidas através de simulações numéricas usando o programa computacional ELSYM5 de maneira a reproduzir tensões próximas às de campo. Estas tensões são da mesma ordem de grandeza das tensões de confinamento utilizadas no ensaio triaxial cíclico para materiais de subleito segundo a norma T307-99 (AASHTO, 1999).

Para os ensaios, os corpos-de-prova com altura de 100mm e 50mm de diâmetro foram moldados por compactação estática na condição ótima determinada nos ensaios de compactação.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Aspecto das curvas ‘tensão versus deformação’

Analisando-se o desenvolvimento das curvas ‘tensão desvio’ e ‘deformação volumétrica’ versus a ‘deformação axial’, conforme apresentado por Dias (2007), observa-se que os solos lateríticos (1L e 2L) apresentam um comportamento frágil se comparado ao comportamento dos solos não lateríticos (1N e 2N), com uma resistência residual acentuadamente menor que a resistência de pico. No tocante à deformação volumétrica, esta é compressiva até próximo à ruptura para ambas as gêneses, seguindo-se uma dilatação pronunciada para os solos lateríticos, que não se repete para os solos não lateríticos.

Observa-se ainda que para os solos lateríticos, a ruptura ocorre com deformações menores que a dos solos não lateríticos, aproximadamente 1,5% de deformação axial, e com um pico bem delineado. Para os solos não lateríticos, a ruptura ocorre a partir de 2,5% de deformação axial, podendo alcançar 16,7% (vide Tabela 3) e não sendo possível estabelecer a existência de um pico de ruptura claramente definido.

4.2. Tensão de ruptura

Quando se comparam as tensões de ruptura, os solos lateríticos rompem com valores superiores aos dos solos não lateríticos. Para se analisar este fato, foram calculadas as diferenças relativas de tensão de ruptura entre solos lateríticos e não lateríticos para cada um dos pares segundo a Equação 1:

$$\Delta\sigma = \frac{(\sigma_{rupL} - \sigma_{rupN})}{\sigma_{rupN}} \quad (1)$$

em que $\Delta\sigma$: diferença relativa de tensão de ruptura entre solos lateríticos e não lateríticos (%);

σ_{rupN} : tensão de ruptura para o solo não laterítico (kPa);

σ_{rupL} : tensão de ruptura para o solo laterítico (kPa).

A Tabela 2 apresenta os valores das tensões de ruptura σ_{rupL} e σ_{rupN} , respectivamente para solos lateríticos e não lateríticos e a diferença relativa de tensão de ruptura ($\Delta\sigma$) para cada

tensão confinante (σ_c), calculada conforme a Equação 1. A Figura 4 ilustra a variação de $\Delta\sigma$ com as tensões confinantes usadas nos ensaios.

Tabela 2: Tensão de ruptura e diferença relativa de tensão de ruptura para as diferentes tensões confinantes

Par	σ_c (kPa)	σ_{rupL} (kPa)	σ_{rupN} (kPa)	$\sigma_{rupL}-\sigma_{rupN}$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (%)
1	25	139	87	52	60
	50	194	144	50	35
	75	248	185	62	34
2	25	131	68	63	92
	50	196	117	79	67
	75	225	153	72	47

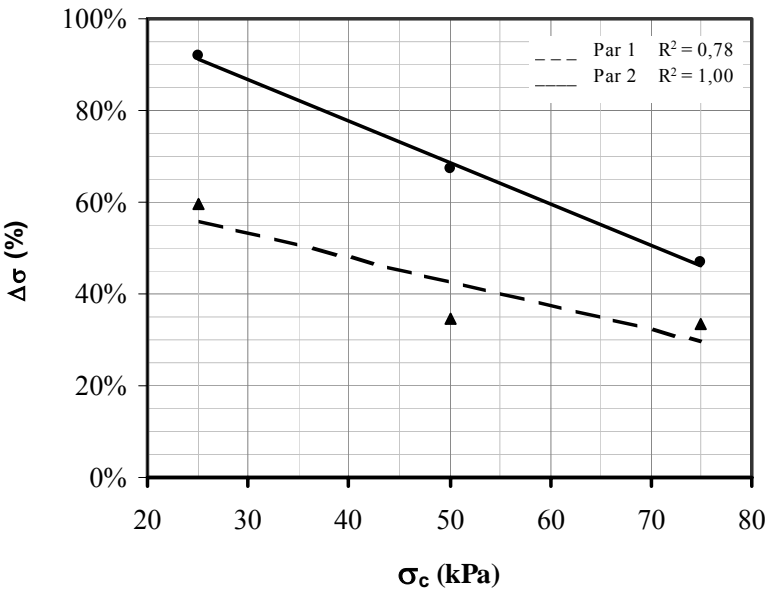


Figura 4: Variação das diferenças relativas de tensão de ruptura entre solos lateríticos e não lateríticos com a tensão confinante

Analisando-se os valores da Tabela 2 e a Figura 4, observa-se que os solos lateríticos alcançaram resistências maiores que as dos solos não lateríticos. Na média, considerando-se as diferentes tensões confinantes, a diferença é de 43% e 69%, respectivamente para os Pares 1 e 2. A maior diferença correspondente ao Par 2 poderia ser explicada pelo fato de serem materiais com maior conteúdo de finos que os do Par 1, e esta fração granulométrica é onde a laterização tem o maior efeito.

Observa-se ainda, que para ambos os pares, a variação da diferença relativa de tensão com a tensão confinante é aproximadamente linear e decrescente. Assim, situações nas quais as tensões envolvidas não alcançam patamares elevados, como é o caso do subleito de rodovias se comparado a outras obras geotécnicas, como fundações de edifícios, são aquelas em que a diferença entre o comportamento de solos lateríticos e não lateríticos tem maior destaque.

4.3. Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb

As Figuras 5 e 6 apresentam as envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb representadas em diagramas de tensão $p \times q$, respectivamente para os solos dos Pares 1 e 2. A Tabela 3 mostra os valores correspondentes dos parâmetros de ruptura, ângulo de atrito interno (ϕ') e intercepto coesivo (c').

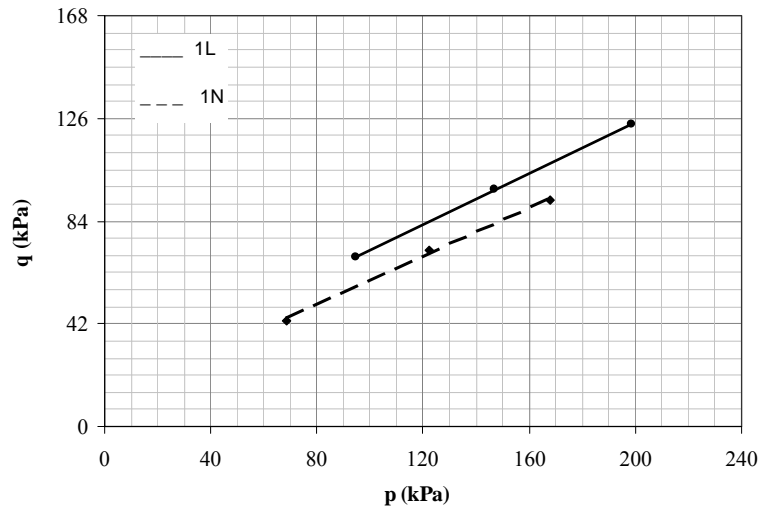


Figura 5: Envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para os solos do Par 1 (1L e 1N)

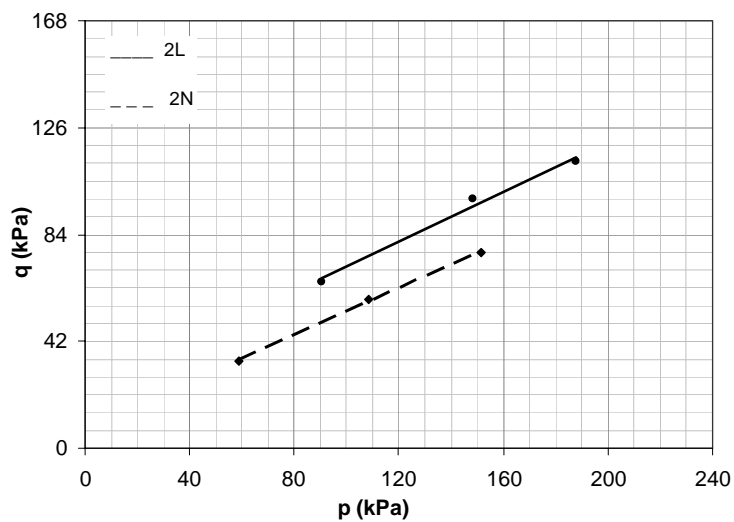


Figura 6: Envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para os solos do Par 2 (2L e 2N)

Tabela 3: Valores de ϕ' e c' da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb

	Par 1		Par 2	
	Solo 1L	Solo 1N	Solo 2L	Solo 2N
$\phi'(^{\circ})$	31	30	29	27
$c'(\text{kPa})$	24	12	25	8

Analisando-se as Figuras 5 e 6 e a Tabela 3, observa-se que solos lateríticos e não lateríticos pertencentes a um mesmo par apresentam valores de ângulo de atrito interno muito próximos

entre si. Este fato é ilustrado pelo paralelismo existente entre as envoltórias de resistência para as duas diferentes gêneses. A pequena variação do ângulo de atrito indica que a gênese tem pouca influência sobre este parâmetro.

Entretanto, quando se compara o intercepto coesivo, observa-se que os valores correspondentes aos solos lateríticos são superiores aos dos solos não lateríticos, 2x e 3x maiores, respectivamente para os Pares 1 e 2, indicando que a gênese do material exerce forte influência sobre este parâmetro. Este fato poderia ser explicado pela presença nos solos lateríticos de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio que promove a cimentação entre partículas, contribuindo assim para o surgimento de uma coesão verdadeira que repercute no aumento do valor do intercepto coesivo.

4.4. Deformação na ruptura

Quando se comparam as deformações alcançadas na ruptura, os solos não lateríticos rompem com valores superiores aos dos solos lateríticos. Para se analisar este fato, foram calculadas as diferenças relativas de deformação na ruptura entre solos lateríticos e não lateríticos para cada um dos pares segundo a Equação 2:

$$\Delta\varepsilon = \frac{(\varepsilon_{rupL} - \varepsilon_{rupN})}{\varepsilon_{rupN}} \cdot 100 \quad (2)$$

em que $\Delta\varepsilon$: diferença relativa de deformação axial na ruptura entre solos lateríticos e não lateríticos (%);

ε_{rupN} : deformação axial na ruptura para o solo não laterítico (%);

ε_{rupL} : deformação axial na ruptura para o solo laterítico (%).

A Tabela 4 apresenta os valores das deformações na ruptura ε_{rupL} e ε_{rupN} , respectivamente para solos lateríticos e não lateríticos, e a diferença relativa de deformação na ruptura ($\Delta\varepsilon$) para cada tensão confinante (σ_c), calculada conforme a Equação 2. A Figura 7 ilustra a variação de $\Delta\varepsilon$ com a tensão confinante.

Tabela 4: Deformação na ruptura e diferença relativa de deformação na ruptura para as diferentes tensões confinantes

Par	σ_c (kPa)	ε_{rupL} (kPa)	ε_{rupN} (kPa)	$\varepsilon_{rupL} - \varepsilon_{rupN}$ (kPa)	$\Delta\varepsilon$ (%)
1	25	1,2	2,4	1,2	51
	50	1,4	4,1	2,7	67
	75	1,5	5,9	4,4	75
2	25	1,1	14,5	13,4	93
	50	1,2	14,8	13,6	92
	75	1,5	16,7	15,2	91

Analisando-se os valores da Tabela 4 e a Figura 7, observa-se que os solos não lateríticos apresentam deformações na ruptura, na média, considerando-se as diferentes tensões confinantes, 65% e 92% maiores que as dos solos lateríticos, respectivamente para os Pares 1 e 2. A maior diferença correspondente ao Par 2 repete o que se constatou quando da análise da diferença relativa de tensão de ruptura, no item 4.2. Destaca-se que o efeito da gênese é maior na deformabilidade dos materiais na ruptura do que na sua resistência.

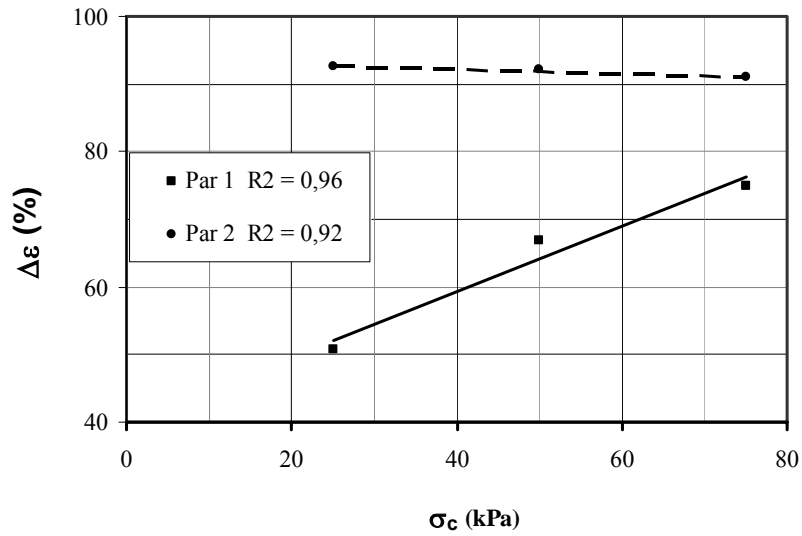


Figura 7: Variação das diferenças relativas de deformação na ruptura entre solos lateríticos e não lateríticos com a tensão confinante

Observa-se ainda, que para ambos os pares, a variação da diferença relativa de deformação na ruptura com a tensão confinante é aproximadamente linear, mas com um comportamento diverso daquele da resistência, ou seja, crescente para o Par 1 e constante para o Par 2.

4.5. Módulo tangente inicial

Além da deformação na ruptura, determinou-se também o módulo tangente inicial (E_0) para se analisar o efeito da gênese na deformabilidade dos materiais. A variação de E_0 com a tensão confinante foi modelada segundo a equação proposta por Janbu (1963):

$$E_i = K_i \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_c}{P_a} \right)^n \quad (3)$$

em que E_i : módulo tangente inicial;

σ_c : tensão confinante;

P_a : pressão atmosférica expressa na mesma unidade de E_i e σ_c ;

K_i e n : constantes do modelo.

A Tabela 5 apresenta os valores de módulo tangente inicial e os parâmetros K , n , calculados conforme a Equação 3. A Figura 8 ilustra a variação de E_0 com a tensão confinante para cada um dos pares.

Analisando-se os valores da Tabela 5 e a Figura 8, observa-se que os solos lateríticos apresentam módulo tangente inicial, na média, considerando-se as diferentes tensões confinantes, 34% e 65% maiores que as dos solos não lateríticos, respectivamente para os Pares 1 e 2. A maior diferença correspondente ao Par 2 repete-se novamente, conforme já observado anteriormente para a tensão e a deformação na ruptura. Considerando-se que E_0 reflete a deformabilidade do material para baixos níveis de tensão, conclui-se que a

intensidade do efeito da gênese nesta variável é equiparável à observada para resistência e inferior à observada para a deformabilidade na ruptura.

Tabela 5: Módulo tangente inicial para as diferentes tensões confinantes e parâmetros K, n e R^2 da Equação 3

Solo	σ_c (kPa)	E_0 (MPa)	K	n	R^2
1L	25	60	439	-0,19	0,61
	50	46			
	75	50			
1N	25	50	193	-0,76	0,69
	50	46			
	75	20			
2L	25	59	319	-0,52	0,51
	50	64			
	75	31			
2N	25	57	79	-1,43	0,98
	50	25			
	75	11			

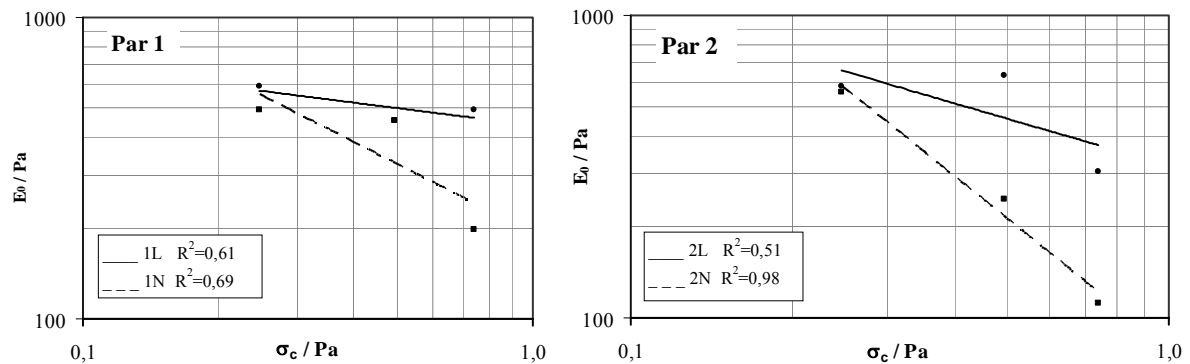


Figura 8: Variação de módulo tangente inicial com a tensão confinante conforme Equação 3

Quanto ao desempenho do modelo da Equação 3, analisando-se os valores de R^2 , conclui-se que, à exceção do solo 2N, não existe uma relação bem definida entre o módulo tangente inicial e a tensão confinante. A explicação para o fraco desempenho do modelo poderia ser creditada ao fato do mesmo ter sido proposto a partir da observação do comportamento de solos granulares e os materiais estudados possuírem uma granulometria fina.

Observa-se ainda que o módulo tangente inicial diminui com o aumento da tensão confinante e que para os solos lateríticos a queda é menos acentuada que para os solos não lateríticos. Esta tendência contraria o que se observa na literatura internacional, principalmente no tocante a solos granulares, que mostram um aumento do E_0 com o crescimento de σ_c . Este aumento seria explicado pelo maior atrito intergranular decorrente de tensões mais elevadas que confere ao solo uma maior rigidez. Nestas circunstâncias, a diminuição do E_0 apenas aconteceria no caso de solos estruturados ou fracamente cimentados que perderiam parcela de sua rigidez proporcionalmente ao aumento da tensão confinante a que foram submetidos na fase de adensamento dos ensaios triaxiais.

5. CONCLUSÕES

A gênese exerce forte influência no comportamento mecânico do material, sendo que solos lateríticos apresentam maiores resistência e rigidez que solos não lateríticos de mesma granulometria e pertencentes à mesma classe geotécnica.

Comparando-se as curvas ‘tensão *versus* deformação’, observa-se que solos lateríticos rompem de maneira mais frágil e com maiores tensões e menores deformações se comparados aos solos não lateríticos. A deformação volumétrica é compressiva para ambas as gêneses até próximo à ruptura. Após este ponto, os solos lateríticos apresentam uma acentuada tendência dilatante, que não se observa para os solos não lateríticos.

Para os materiais estudados, solos lateríticos e não lateríticos com mesma granulometria apresentam valores de ângulo de atrito muito próximos entre si, indicando que a gênese tem pouca influência sobre este parâmetro. Entretanto, os solos lateríticos apresentam valores de coesão de 2 a 3 vezes superiores aos dos solos não lateríticos. Este fato poderia ser explicado pela presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio que promove a cimentação entre partículas, que repercute no aumento do valor do intercepto coesivo.

A rigidez dos solos a pequenas deformações representada pelo módulo tangente inicial (E_0) decresce com o aumento da tensão confinante para ambas as gêneses, indicando que estaria ocorrendo desestruturação ou eventual perda de parte da cimentação. Os solos lateríticos apresentaram valores de E_0 de 34% a 65% superiores aos dos solos não lateríticos.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de mestrado da primeira autora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of Highway and Transportation Officials (1999) *AASHTO Designation T307-99 – Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. Washington, DC.
- Bishop, A. W. e Henkel, D. J. (1957) *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. Ed. Edward Arnold LTD, London.
- DER-SP (1971) *DER/SP M13-71 - Ensaio de Compactação dos Solos*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, SP.
- Dias, I. M. (2007) Estudo de Solos Tropicais Para Uso em Pavimentação a Partir de Ensaio Triaxiais Estáticos. São Carlos. 139p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Janbu, N. (1963) Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. *Anais da European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Germany, v.1, p. 19-25.
- Nogami, J.S. e Villibor, D. F. (1981) Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. *Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, COPPE/UFRJ – CNPq - ABMS, Rio de Janeiro, p. 30-41.
- Nogami, J.S. e Villibor, D. F. (1995) *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Ed. Villibor, São Paulo.
- Takeda, M. C. (2006) A Influência da Variação da Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista. São Carlos. 247p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Villibor, D. F., Nogami, J.S., Serra, P. R. M. e Zuppolini Neto, A. (1996) Procedimentos Não-Tradicionais na Pavimentação com Solos e Ambientes Tropicais. *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Salvador, v.3, p. 1603-1633.

Idalíria de Moraes Dias (idaliria@copavel.com.br); Alexandre Benetti Parreira (parreira@usp.br); José Leomar Fernandes Júnior (leomar@sc.usp.br)
Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Transportes
Avenida Trabalhador São-carlense, 400 – CEP 13.566-590 – São Carlos/SP, Brasil