

REVISTA

ABRV

Associação Brasileira de Pavimentação



PAVIMENTAÇÃO

ANO VIII – Nº 29 – Julho a Setembro de 2013 – www.abpv.org.br – ISSN 1809-1865

Geossintéticos em Revestimentos Asfálticos de Pontes de Madeira

Natália de Souza Correia,
Fernando H. M. Portelinha
Cássio A. T. do Carmo,
Ricardo de M. Scaliante
Carlito Calil Junior

Perimetral

Demolição a que custo?



Rua Miguel Couto, 105 – Sobrelojas 204 e 205

20070-030 – Rio de Janeiro – RJ

Tel: (21) 2233-2020 / 2263-5794 – Fax: (21) 2233-0709

CONSELHO EDITORIAL

Diretoria da ABPv

COORDENAÇÃO GERAL

Arqtª Georgina Libório Azevedo

georgina@abpv.org.br

MTb 31365-RJ

JORNALISTA RESPONSÁVEL

Jean Pierre M. Santiago

jpierrems@abpv.org.br

MTb 27170-RJ

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente: Engº José Pedro dos Santos Vieira Costa

Vice-Presidente: Engº Eduardo Alberto Ricci

Diretor Financeiro: Arqtª Georgina Libório Azevedo

Diretor Administrativo: Engº Fernando Augusto Júnior

Diretor Técnico: Engª Michéle Dal Toé Casagrande

Diretor de Divulgação: Engº Cristiano da Costa Moreira

COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

Engº Alfredo Monteiro de Castro Neto; Engº Antônio Fortunato Marcon; Engº Armando Morilha Junior; Engº Atahualpa Schmitz da S. Prego; Engº Carlos Yukio Suzuki; Engº Cassio Eduardo Lima de Paiva; Engª Consuelo Alves da Frota; Engº Cristiano da Costa Moreira; Engº Djalma Rocha A. M. Pereira; Engº Douglas Fadul Villibor; Engº Dultevir Guerreiro Vilar de Melo; Engº Edinaldo Afonso Marques de Mélo; Engº Eduardo Alberto Ricci; Engº Fernando Augusto Jr.; Engº Genésio Almeida da Silva; Arqtª Gilda Collet Bruna; Engº Glicério Trichês; Engº Heitor Roberto Giampaglia; Engº Jacques de Medina; Engº João Menescal Fabrício; Engº João Vicente Falabella Fabrício; Engº João Virgílio Merighi; Engº Jorge Augusto Pereira Ceratti; Engº José Pedro dos Santos Vieira Costa; Engº José Leomar Fernandes Junior; Engº José Tadeu Balbo; Engº José Vidal Nardi; Engª Laura Mª Goretti da Motta; Engª Leni F. M. Leite; Engº Leto Momm; Engª Liedi Legi B. Bernucci; Engª Luciana Nogueira Dantas; Engº Luiz Miguel de Miranda; Engº Marcello Roberto Rangel Pestana; Engº Márcio Muniz de Farias; Engº Marcílio Augusto Neves; Engª Maria da Conceição M. Azevedo; Engª Michéle Dal Toé Casagrande; Engº Nilton de Souza Campelo; Engº Paulo Romeu Assunção Gontijo; Engª Prepredigna D. E. Almeida da Silva; Engª Rita Moura Fortes; Engº Silvio Rodrigues Filho; Engº Saul Birman; Engº Walter Canales Sant'ana; Engº Washington Pérez Nuñez.

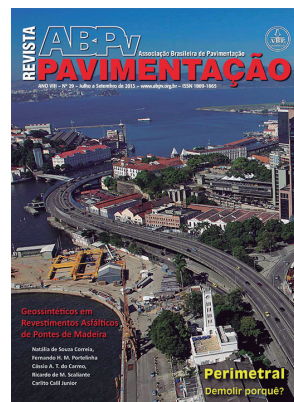
Capa: Alvaro Magalhães

Editoração: Algo+ Soluções – Maristela Carneiro

Revisão: Eveline Vieira Machado

Impressão: Gráfica e Editora Cruzado Ltda.

Tiragem: 10.000 exemplares – **Periodicidade:** Trimestral



Nossa capa

Elevado da Perimetral, importante obra de arte da cidade do Rio de Janeiro

Foto João Luiz dos Anjos
Angular - fotos aéreas

Sumário

- 2 EDITORIAL**
- 3 SEÇÃO DE NOTAS**
- 6 OPINIÃO**
- 10 ENTREVISTA**
DER/MG
José Elcio Santos Monteze
- 13 19ª RPU — CUIABÁ - MT**
- ARTIGOS TÉCNICOS**
- 18 Geossintéticos em Revestimentos Asfálticos de Pontes de Madeira**
Natália de Souza Correia
Fernando Henrique Martins Portelinha
Cássio Alberto Teoro do Carmo
Ricardo de Mello Scaliante
Carlito Calil Junior
- 28 Modelos Probabilísticos para Espectros de Carga por Eixo e seus Efeitos no Dimensionamento e Desempenho de Pavimentos Flexíveis**
Heliana Barbosa Fontenele
José Leomar Fernandes Júnior
- 43 Análise de um Solo Tropical do Oeste do Maranhão como Material de Sublastro para a Estrada de Ferro Carajás**
Bruno Guimarães Delgado
Antônio Carlos Rodrigues Guimarães
Laura Maria Goretti da Motta
- 56 Avaliação e Reforço de Pistas de Táxi em Aeroportos: Estudo de Caso**
Silvio Rodrigues Filho
Regis Martins Rodrigues
- 68 Mobilidade e Linha Imaginária**
Protássio Ferreira e Castro

EDITORIAL

A Revista PAVIMENTAÇÃO continua apresentando nesta edição uma série de reportagens e entrevistas com os diretores dos Departamentos de Estradas de Rodagens dos Estados brasileiros. A série iniciada na edição de nº 26, com a reportagem sobre a Duplicação da Rodovia AL-101 Sul, dá a vez ao Eng. José Elcio dos Santos Monteze, diretor do DER-MG.

O Estado de Minas Gerais vem, ao longo dos últimos anos implementando programas de construção, recuperação e manutenção de rodovias que têm modificado substancialmente o mapa rodoviário do Estado. A Revista PAVIMENTAÇÃO foi a Belo Horizonte saber das políticas públicas na área de infraestrutura rodoviária que resultam em investidas de sucesso. Não apenas do ponto de vista daquilo que se está oferecendo ao usuário, mas também das técnicas inovadoras que estão presentes nos canteiros de obras.

Esta edição traz ainda a cobertura completa da 19ª RPU (Reunião de Pavimentação Urbana) ocorrida em Cuiabá/MT entre os dias 3 a 5 de julho.

Na coluna Opinião convidamos o Dr. Carlos Henrique Siqueira professor do Programa de Pós Graduação do Instituto IDD, consultor da CCR Ponte, coordenador e responsável técnico na construção, manutenção e vistoria de mais de 3.000 pontes e viadutos no Brasil e no exterior entre eles o Elevado da Perimetral para nos mostrar seu ponto de vista sobre sua demolição, vale a pena conferir.

Os artigos desta edição de número 29 são: *Geossintéticos em Revestimentos Asfálticos de Pontes de Madeira*, de autoria de Natalia S. Correia, Fernando H. M. Portelinha, Cássio Alberto T. do Carmo, Ricardo M. Scaliante e Carlito Calil Jr.

O segundo artigo aborda os *Modelos Probabilísticos para Espectros de Carga por Eixo e seus Efeitos no Dimensionamento e Desempenho de Pavimentos Flexíveis*. Um trabalho dos autores Heliana Barbosa Fontenele e José Leomar Fernandes Júnior.

Os autores Bruno Guimarães Delgado, Antônio Carlos Rodrigues Guimarães e Laura Maria Goretti da Motta apresentam a *Análise de um Solo Tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro para a Estrada de Ferro Carajás*. Sem dúvida, um trabalho importantíssimo para a valorização da pesquisa nacional.

A Revista traz ainda um trabalho de autoria de Silvio Rodrigues Filho e Regis Martins Rodrigues. Trata-se de um Estudo de Caso: *Avaliação e Reforço de Pistas de Taxi em Aeroportos*.

Também contamos com a crônica do Engenheiro e colaborador Protasio Ferreira e Castro intitulada *Mobilidade e Linha Imaginária*

Avisamos que a coluna Espaço Jurídico estará de volta na próxima edição.

A ABPv pede a atenção dos leitores para os últimos eventos do ano de 2013, a 42ª RAPv (Reunião Anual de Pavimentação) e o 16º ENACOR (Encontro Nacional de Conservação Rodoviária), que serão realizados em conjunto nos dias 12, 13 e 14 de novembro, em Gramado no Rio Grande do Sul.

O evento será uma oportunidade não só para a discussão dos temas importantes sobre pavimentação, mas também para um balanço das conquistas em 2013 e, certamente, as perspectivas para 2014. Serão muitos os trabalhos a serem apresentados e grandes debates com personalidades importantes do setor, além de autoridades públicas. Saiba tudo sobre o evento acessando o site www.42rapv.com.br.

A Revista PAVIMENTAÇÃO trará em sua próxima edição a cobertura completa do evento. Mas é muito importante a presença de profissionais, estudantes e empresários neste encontro. Uma categoria unida é sempre sinal de força nas atividades e investidas que valorizam a Engenharia de Pavimentos do Brasil.

Conselho Editorial

Seção de notas da Revista PAVIMENTAÇÃO

revistapavimentacao@abpv.org.br

43ª/17ª ENACOR - MACEIÓ - ALAGOAS

27 A 20 DE MAIO DE 2014.

APOIO BR DE ALAGOAS.

PARCERIA ABPV E ABDER.

TEMÁRIO:

- Materiais de Pavimentação
- Métodos de Dimensionamentos
- Processos Construtivos
- Mecânica dos Pavimentos
- Técnicas de Construção, Conservação e Restauração de Pavimentos
- Gerência de Pavimentos
- Melhoramentos de Pavimentos de SMS na Pavimentação
- Planejamento e Gestão Rodoviária
- Operação e Segurança Viária
- Meio Ambiente e Legislação Ambiental aplicada à Pavimentação
- Drenagem

FÓRUM PERMANENTE PRÓ-RODOVIAS

Representantes e presidentes de entidades ligadas à infraestrutura de transporte: ABPV (Associação Brasileira de Pavimentação), ABDER (Associação Brasileira dos Departamentos de Estradas de Rodagem), ABCR (Associação Brasileira de Concessionárias Rodoviárias), ANEOR (Associação Nacional das Empresas de Obras Rodoviárias), ABEDA (Associação Brasileira da Empresas Distribuidoras de Asfalto), ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), SINICESP (Sindicato da Indústria da Construção Pesada do Estado de São Paulo), SINDUSCON (Sindicato da Indústria da Construção Civil do Distrito Federal),

Petrobras e os órgãos estatais, DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), DER (Departamento Estadual de Estradas de Rodagem) de cada um dos estados, ANTT (Agência Nacional de Transportes Terrestres), ANTC (Associação Nacional de Transportes de Cargas e Logística), reuniram-se na sede da ABDER, no dia 28 de agosto, para debater a precariedade da infraestrutura rodoviária brasileira e sucateamento dos órgãos rodoviários.

O encontro resultou na criação do Fórum Permanente Pró-Rodovias, que tem como objetivo mobilizar e unir os órgãos para ações estratégicas e planos, buscando a viabilização de recursos para a conservação, manutenção e investimento no setor rodoviário.

Foi redigida uma carta ao Ministro dos Transportes e ao Governo Federal conclamando a necessidade de políticas públicas mais claras e eficientes que seja revitalizado o principal modal de transporte brasileiro.

CONGRESO NACIONAL DEL ASFALTO Y CONGRESO NACIONAL DE CONCRETO

Congreso Nacional del Asfalto y Congreso Nacional de Concreto, possui como finalidade contribuir com a divulgação e desenvolvimento tecnológico na fabricação, transformação e aplicação de pavimentos. Este Congresso será o principal ponto de encontro para articulação e intercâmbio de conhecimentos e experiências entre os participantes.

O evento ocorrerá nos dias 10 a 11 de Outubro em Lima - Peru.

Para mais informações acesse: <http://www.aiu.org.uy/noticias/detalle-noticias/congreso-nacional-del-asfalto-y-congreso-nacional-de-concreto-2013>

ROADINVEST



O fórum de infraestruturas rodoviárias RoadInvest 2013 realiza-se a 14 de Outubro em São Paulo, Brasil. Juntará construtoras, concessionárias, fabricantes de equipamento e entidades governamentais na discussão de investimentos nas redes rodoviárias e atuais obras de Engenharia Civil no Brasil.

Será abordada no evento a necessidade de expansão e reabilitação das estradas no Brasil, tendo em vista o novo pacote de investimentos de 133 mil milhões de reais (cerca de 42 mil milhões de euros) anunciado pelo governo federal envolvendo a intervenção em 7500 km de rodovias.

Os principais temas do Roadinvest 2013 são: cenários para renovação e extensão dos contratos de concessão, investimentos e necessidades para cada trecho, aplicação de novas tecnologias para obras rodoviárias, formação em consórcios, concessões de rodovias, PPPs e gestão económica e financeira de projetos.

Para mais informações: atendimento@vxa.com.br

55º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO



O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON promove, de 29 de outubro a 1º de novembro, em Gramado, no Rio Grande do Sul, o 55º Congresso Brasileiro do Concreto.

Fórum de debates sobre a tecnologia do concreto e seus sistemas construtivos, o evento objetiva divulgar as pesquisas científicas e tecnológicas sobre o concreto e as estruturas de concreto, em termos das inovações de produtos e processos, melhores práticas construtivas, normalização técnica, análise e projeto estrutural e sustentabilidade.

Para mais informações acesse: <http://www.ibracon.org.br/eventos/55cbc/>

XVII CILA - GUATEMALA



Seguem abertas as inscrições para o XVII CILA – Congresso Íbero Latino Americano de Asfalto, que acontecerá de 17 a 22 de novembro, na Guatemala.

O evento abordará temas de caráter técnico e científico, principalmente aqueles que tratam de obras de pavimentação com misturas asfálticas. Pretende também promover a o intercambio de pesquisas entre universidades, centros de estudos e pesquisas, escolas técnicas e órgãos do setor rodoviário.

Ao final do encontro, serão publicados os trabalhos técnicos apresentados com as suas conclusões, a fim de que possam orientar os profissionais que buscarem por avanços tecnológicos do setor.

17º CONGRESSO MUNDIAL DA FEDERAÇÃO INTERNACIONAL ROAD – IRF

Entre os dias 10 e 14 do mês de novembro, em Riad, na Arábia Saudita, acontecerá um dos mais importantes encontros internacionais do setor rodoviário com reflexos no comércio internacional: o 17º Congresso Mundial da Federação Internacional Road (International Road Federation - IRF).

Delegações de diversos países estarão presentes para discutir as perspectivas rodoviárias para 2014, desafios do transporte rodoviário e suas implicações no comércio internacional.

O evento terá como idiomas oficiais o inglês e o espanhol.

Mais informações no site <http://www.irfnews.org/>.

ROAD ECOLOGY BRAZIL 2014



Trata-se do maior congresso latino-americano que discute o desenvolvimento econômico e social determinado

pela implantação de rodovias e ferrovias e as suas relações com a conservação e a biodiversidade.

O evento, que está em sua terceira edição, será realizado entre os dias 27 e 29 de janeiro, na UFLA – Universidade Federal de Lavras, cidade da região do Campo das Vertentes, em Minas Gerais. A previsão é de que participem do evento cerca de 500 profissionais de diferentes segmentos da sociedade brasileira e da América do Sul.

Mais informações podem ser obtidas no site www.ufla.br.



BRAZIL ROAD EXPO 2014 DESTACA A GEOTECNIA

A quarta edição do evento de infraestrutura viária e rodoviária reunirá empresas, associações e outras entidades voltadas ao setor de geotecnia, fundações e mecânica de solos.

A Brazil Road Expo, em sua quarta edição acontecerá de 09 e 11 de abril de 2014, no Transamérica Expo Center, em São Paulo.

O evento irá destacar a importância das soluções em Geotecnia e Fundações e para as obras de infraestrutura

ra viária e rodoviária. Esse papel vai desde intervenções de reforço do solo com a utilização de geossintéticos, até obras de contenção e monitoramento de encostas, seja com o uso de concreto projetado, estruturas de retenção como redes ou gabiões, ou ainda cobertura vegetal própria para esta finalidade. Tais técnicas de engenharia são aplicadas amplamente na construção de obras de artes especiais como túneis, pontes e viadutos.

Mais informações no site www.brazilroadexpo.com.br.

CURSO DRENAGEM URBANA



Entre os dias 24 a 27 de setembro foi realizado o curso de Drenagem Urbana no auditório da ABPv ministrado pelo Eng. Cel. Francisco José d’Almeida Diogo.

Cursos da ABPv

29/10 a 01/11 - Manutenção e Reabilitação de Pavimentos
20 a 22/11 - Drenagem de Ferrovias e Aeródromos
03 a 05/12 - Avaliação de Pavimentos e Projetos de Restauração – CREMA
10 a 12/12 - Sinalização de Obras

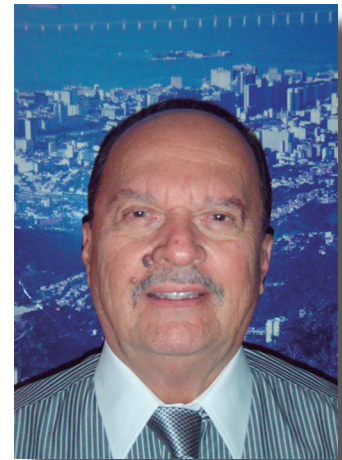
Preços:

	Curso de 3 dias:	Curso de 4 dias:	Curso de 5 dias:
Sócio:	R\$ 800,00	R\$ 1.000,00	R\$ 1.200,00
Não sócio:	R\$ 1.000,00	R\$ 1.250,00	R\$ 1.500,00

OPINIÃO

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA D.Sc.,

Engenheiro Civil, Consultor da CCR Ponte



O Elevado da Perimetral é a pista suplementar sobre a Avenida Rodrigues Alves, que liga os principais entroncamentos rodoviários da cidade do Rio de Janeiro. Na altura da Praça Mauá, representa o ponto final da Rodovia BR-040, cujo trecho inicial é Brasília.

Servindo à zona norte, o elevado interliga 70% do trânsito que flui da zona sul em direção à Ponte Rio-Niterói, à Linha Vermelha e à Avenida Brasil, seguindo sobre a Avenida Rodrigues Alves até a região do Aeroporto Santos Dumont, onde se une com as pistas do Aterro do Flamengo, ligando-se diretamente à Avenida Atlântica e outras vias marginais sentido orla na zona sul.

A obra de arte corta os bairros do Caju, parte de São Cristóvão, Santo Cristo, Gamboa e Saúde, com circulação estimada em 80 mil veículos por dia. É uma das mais importantes vias da cidade. Iniciada nos anos 1950, a construção do elevado foi feita em etapas, tendo sido inaugurado um trecho de cada vez. O primeiro foi o que compreende o Aeroporto Santos Dumont à Candelária.

Com a proximidade da demolição do Elevado por decisão de programas de governo, temos recebido um grande número de cartas manifestando-se contrárias à sua derrubada. Cartas de engenheiros, arquitetos, taxistas e leitores da Revista PAVIMENTAÇÃO. A todos queremos ouvir e abrir espaço para o debate.

Apesar do reconhecimento que os governantes tem feito notáveis esforços para a melhoria da cidade do Rio de Janeiro, é preciso questionar se, às vezes, voltar atrás significa retroceder. Haveria outras soluções viáveis e consideráveis para o problema, principalmente num momento em que toda a sociedade cobra a mobilidade urbana?

Há bem pouco tempo o governo do Estado do Rio desistiu do projeto de demolição do Estádio de Atletismo Célio de Barros, no complexo esportivo do Maracanã e isso não foi um retrocesso, muito pelo contrário, os atletas agradeceram. E se as autoridades retrocedessem por ocasião da demolição do Palácio Monroe? É notório hoje não existir uma única pessoa que não lamente seu fim.

A Revista convidou o engenheiro Carlos Henrique Siqueira, que foi um dos construtores do Elevado da Perimetral, para comentar sobre esta obra de arte que foi considerada, à época, a maior construção urbana viária em estrutura metálica com aço especial do planeta.

E assim, escreve o convidado:

O Elevado da Avenida Perimetral começou a ser erguido nos anos 60, no trecho em concreto sobre a Praça Mauá, que ficou durante longo período aguardando a complementação, devido, entre outras causas, ao fato de ter que passar em terreno do 1º Distrito Naval. A construção desse trecho ficou a cargo da empresa CCA – Companhia de Construtores Associados, hoje não mais existente, e o projeto foi de autoria do engenheiro José Luis Cardoso.

Vencidos os trâmites que impossibilitavam a sequência construtiva sobre aquele segmento em área da Marinha do Brasil, a obra teve continuidade em 1973, com projeto estrutural do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz, de São Paulo, com construção civil pela ECISA – Engenharia Comércio e Indústria S/A - do Rio de Janeiro, contratada pela Companhia Siderúrgica Nacional - CSN, de Volta Redonda, de onde saíram às vigas metálicas que formam a grelha do tabuleiro de apoio à laje, produzidas pela FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas, à época subsidiária da CSN.

A obra foi dividida em sete trechos, sendo o primeiro e o segundo dentro do 1º Distrito Naval, até encontrar uma estrutura elevada existente na Praça XV, e o sétimo aquele que liga a Avenida Brasil à Avenida Francisco Bicalho. Os outros trechos são, logicamente, intermediários a esses dois.

A inauguração do Elevado da Avenida Perimetral se deu em duas fases: na primeira fase foi aberto ao tráfego o trecho da Avenida Brasil até a Avenida Francisco Bicalho, em 1977, sendo todo o restante da obra inaugurado no ano seguinte.

Quando completamente inaugurado, em 1978, o Elevado da Avenida Perimetral representava uma das maiores estruturas urbanas viárias em extensão de todo o mundo, com cerca 7,00 km. Trata-se de uma obra de grande importância no sistema viário da cidade do Rio de Janeiro, ligando a Praça XV, no centro, à ponte Rio-Niterói, após derivar-se em várias rampas formando os principais acessos, atingindo também a Avenida Brasil, sem qualquer interferência de cruzamentos ou semáforos. **Portanto, o motorista pode ir do Túnel Novo, no Rio de Janeiro, à Niterói, com cerca de 30 km, totalmente livre.**

A concepção estrutural da obra é baseada em uma infraestrutura onde as fundações variam de estacões a ar comprimido, estacas metálicas e sapatas, situando-se no topo das mesmas os blocos de coroamento em concreto armado.

A meso-estrutura compreende os pilares e as travessas, as quais variam de aduelas pré-moldadas coladas com resina epóxi e protendidas transversalmente, a travessões em concreto armado moldados in loco. Os aparelhos de apoio são do tipo fixo em policloropreno fretado.

A superestrutura é formada por longarinas metálicas em aço COR-TEN, ligadas entre si por transversinas do mesmo material, formando a grelha do tabuleiro. Sobre elas assentam-se as lajes de concreto armado, fixas em conectores tipo stud, e sobre as lajes o pavimento asfáltico.

As longarinas metálicas medem em geral 38,00 m de comprimento, por 1,47 m de altura, variando algumas de acordo com a grandeza de cada vão. O maior vão da obra tem 60,00 m de comprimento e, neste caso, a altura da alma do perfil é de 2,30m.

Foram usados na obra cerca de 24.000 t de aço COR TEN B, específico para uso estrutural. Trata-se de um aço patinável especial que combina maior resistência mecânica com elevada resistência à corrosão atmosférica, de acordo com as especificações norte-americanas ASTM A-242. A obra tem cerca de 1150 longarinas metálicas, 2300 aparelhos de apoio em elastômero fretado, e 400.000 conjuntos de parafusos, porcas e arruelas.

Na construção do Elevado da Avenida Perimetral o então DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, hoje DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, participou como órgão administrador do Programa Especial de Vias Expressas – PROGRESS. O então Departamento de Estradas de Rodagem da Guanabara DER-GB, atualmente Fundação DER-RJ, foi o órgão interveniente dos contratos e execução da obra (órgão fiscalizador).

Durante a construção do Elevado da Avenida Perimetral encontrava-se em edificação, também em estruturas metálicas, o trecho da Linha Vermelha em vias

elevadas. À época, as duas obras eram tidas como a maior construção urbana viária em estrutura metálica com aço especial de todo o Planeta.

Com a Avenida Rodrigues Alves saturada pelo volume de veículos que faziam o trajeto zona sul/zona norte, e vice-versa, o Elevado da Avenida Perimetral passou a ser determinante no melhor escoamento do trânsito no centro da cidade. A sua inauguração, no início dos anos 70 mostrou que a sua serventia estava consolidada, tamanha foi a melhora que ocasionou na mobilidade urbana, em época em que este termo ainda não era mencionado.

Com o passar dos anos, em horários de pico, considerando o movimento pendular de início da manhã e início da noite, e o expressivo acréscimo de automóveis circulando pela cidade, fato sempre estimulado pelo governo, principalmente agora, o Elevado da Avenida Perimetral deu os primeiros sinais de saturação nesses períodos. Nos recentes anos, entretanto, dependendo das circunstâncias de trânsito no centro da cidade, ele passou também a ficar sobrecarregado em distintos horários, não por sua geometria intrínseca, mas pela saturação natural dos núcleos urbanos.

No entanto, sob a óptica funcional, o Elevado da Avenida Perimetral ainda é significativamente útil, e isto é confirmado por todos os quase 80.000 veículos que trafegam diariamente por ele.

Tenho no meu currículo a história de mais de 3.000 pontes, viadutos e passarelas no Brasil e no exterior, incluindo a Ponte Rio-Niterói, a qual atuo há mais de 40 anos. Posso afirmar que, do ponto de vista da durabilidade e sob o aspecto estrutural, o Elevado da Avenida Perimetral jamais foi vistoriado e muito menos recebido manutenção. Tal fato, em se tratando de qualquer outra obra na cidade do Rio de Janeiro, já seria suficiente para motivar uma série de avarias de caráter comprometedor à estabilidade da obra.

É de se assinalar com louvor tal façanha, porquanto não se imagina uma obra de arte especial ficar tantos anos sem qualquer vistoria, sem qualquer manutenção, sem qualquer reparação, e não apresentar sintomas que afetem a segurança física da obra. ***A Perimetral, com este invejável currículo, deveria ser motivo***

de êxtase da sociedade técnica no Brasil e de divulgação no cenário mundial. Vê-se que o controle da qualidade dos materiais de sua construção foi invejável.

Obras muito mais novas e outras com praticamente a mesma idade, como o Elevado do Joá, estão em coma, necessitando de socorros técnicos em estado avançado de doenças que as colocam na UTI.

As únicas reparações que tomei conhecimento no Elevado da Avenida Perimetral foram realizadas após 35 anos de sua utilização, exatamente sob a minha consultoria, contratado que fui da Concessionária Porto Novo, em 2012. Mesmo assim, as intervenções foram de natureza voltada à durabilidade, sem qualquer interferência no aspecto estrutural.

Adicionalmente, as recuperações foram nas estruturas de concreto e de forma pontual, não suscitando qualquer inquietude sob a estabilidade da obra. Desta forma, vê-se que até sob o prisma de custos de manutenção para o proprietário a Perimetral não desperta qualquer desembolso.

Com tantos predicados e ainda com serventia garantida e vida útil longa, que motivo haveria para demolir uma obra de arte especial que sequer despesa de manutenção dá para o governo municipal? Por que as obras da Prefeitura que apresentam anomalias (a maioria) não são motivo de intervenções ou de demolições? De que cabeça insana saiu o termo “monstrengo” referindo-se à Perimetral? Como explicar que ela atrapalha a visão da Baía de Guanabara, quando do transitar sobre ela a vista que se tem é deslumbrante? Como pensar em assassinar uma obra que sequer entrou na juventude de seu desempenho em serviço? Por que não pensar em prolongá-la até encontrar a Linha Vermelha, no sentido norte, tornando-a ainda mais funcional? Que outra obra fará o papel integral de ligação entre as zonas sul e norte sem qualquer semáforo e sem cruzamentos? Monstrengo é o erro em tirá-la do cenário urbano, prejudicando todo o trânsito de uma grande cidade.

Obras devem ser demolidas quando o que se tem projetado para o seu lugar é muito mais funcional operacionalmente falando, o que não é o caso, ou quando está acometida por comprometimento estrutural incu-

rável. No Canadá, há cerca de quatro anos, uma obra de arte especial foi demolida devido ao concreto estar todo contaminado por reação álcali-agregado. Neste caso, o aspecto da durabilidade já estava vencido, e a obra dava início à degradação no campo estrutural. Totalmente diferente do Elevado da Avenida Perimetral que jamais foi vistoriado e mantém-se incólume ao longo dos anos, apesar da proximidade com a Baía de Guanabara.

Na minha concepção, a programada derrubada do Elevado da Avenida Perimetral é um erro grave. Quantos projetos no mundo foram feitos derrubando uma obra-de-arte especial com 7,00 Km de extensão, com menos de 36 anos em uso, com total vigor estrutural e de comprovado desempenho sob a ótica operacional? Complementando o homicídio técnico, fala-se em Via Binário, recentemente aberta ao trânsito. **Como é que podem oferecer em troca da Perimetral, que é uma via sem qualquer equipamento semafórico, sem cruzamentos, de livre passagem de veículos, uma rua com vários cruzamentos, com sinais luminosos de fa-**

zer inveja à Avenida Rio Branco, com faixas estreitas de rodagem, onde dois carros não fazem a curva ao mesmo tempo para alcançar outra rua, e que liga a Rodoviária Novo Rio ao centro da cidade. A Perimetral liga a Avenida Brasil e a Ponte Rio-Niterói ao Aterro do Flamengo e não ao centro do Rio. Como ficam os veículos que se dirigem diretamente àquele logradouro?

Um simples teste de fechamento da Perimetral com o uso da Via Binário, porém no domingo, quando o fluxo de veículos é, pelo menos, 10 vezes menor que nos dias úteis, mostrou-se um fiasco.

Ao longo dos meus 42 anos como engenheiro, desconheço casos em todo o mundo onde uma obra deixa de servir à população e é trocada por uma pseudo obra que não serve aos que moram na cidade. Aqui não se trata de substituir seis por meia dúzia, mas seis por zero.

Pobre cidade onde quem trata de mobilidade urbana tenta destruir o que funciona para construir o inoperante.



DER/MG é pioneiro no Brasil na adoção do LIDAR, método de levantamento indireto que modernizou a topografia convencional



José Elcio Santos Monteze
Diretor Geral do DER/MG

O DER/MG existe há 67 anos. Foi o órgão desbravador dos primeiros caminhos de Minas Gerais, com a dedicação incondicional de seus servidores, apesar dos precários recursos disponíveis na época. O departamento esteve à frente de políticas públicas de sucesso, como o PROACesso (Programa de Pavimentação de Ligações e Acessos Rodoviários aos Municípios), na gestão do então governador Aécio Neves. Atualmente, desenvolve amplos e importantes programas rodoviários, dentro da política implementada pelo Governo do Estado, como o Caminhos de Minas e o PROMG.

O atual diretor do DER/MG é o Eng. Civil José Elcio Santos Monteze, formado pela Universidade Federal de Juiz de Fora e com ampla experiência na área de Engenharia de Transportes, que concedeu à Revista PAVIMENTAÇÃO em Belo Horizonte esta entrevista.

Quais pontos que o senhor destacaria como importantes já realizados ou em realização neste ano de 2013 nas rodovias mineiras?

Podemos destacar o início efetivo das obras do Programa Caminhos de Minas que consiste em promover maior integração rodoviária do Estado. Já estão em andamento 36 obras, com extensão total de 959 km. Até o final do ano, será possível o início de obras em mais 16 segmentos, totalizando 347 km. Além destes, foi autorizada a elaboração de projetos de engenharia para obras em outros 2.895 km.

Também merecem destaque as obras em andamento nas rodovias LMG/800 e MG-424, que permitirão uma nova opção de acesso ao Aeroporto Tancredo Neves. A obra estará concluída antes da Copa de 2014.

Já o Programa de Recuperação e Manutenção de Rodovias de MG (PROMG) promoverá a conservação e a recuperação de 1.600 km neste ano.

Os programas do Governo do Estado para melhoria e conservação das rodovias têm alcançado o seu objetivo? O que Minas Gerais conquistou com esses programas?

Os resultados dos investimentos em infraestrutura rodoviária realizados pelo Governo de Minas, através do DER/MG, trouxeram importantes consequências para a população do Estado.

O percentual de rodovias estaduais pavimentadas em bom estado de conservação foi praticamente duplicado no período de 2003-2012, passando de 36% para 69%. Por outro lado, o percentual de rodovias em mau estado caiu de 32% para 8%.

A quantidade de rodovias pavimentadas também teve um incremento de 45% entre 2003 e 2012, atingindo 20.336 km no final do ano passado.

Vale ainda considerar o incremento social proporcionado aos municípios integrantes do Programa de Pavimentação de Ligações e Acessos Rodoviários aos Municípios (PROACesso), que passaram a contar com o acesso rodoviário pavimentado, facilitando a mobilidade e a acessibilidade da população.

E quanto à expansão da infraestrutura rodoviária do Estado, o senhor possui dados e números dos avanços?

Conforme dito anteriormente, nos últimos 10 anos houve uma importante evolução quantitativa da malha rodoviária pavimentada mineira, passando

de aproximadamente de 14 mil quilômetros em 2002 para 20,3 mil quilômetros em 2012.

O Senhor tem conhecimento das inovações tecnológicas adotadas pelos profissionais do setor? Quais?

O DER/MG está constantemente atento à evolução tecnológica em todos os setores. Em se tratando de projetos rodoviários, estudos topográficos vêm sendo desenvolvidos há décadas pelo método convencional de levantamento direto, utilizando os tradicionais equipamentos de topografia. Com o avanço tecnológico e as indiscutíveis contribuições, os antigos processos estão sendo substituídos por novos métodos que garantem maior precisão, rapidez na execução e diminuição de custos.

O DER/MG é o primeiro no país, entre os demais Departamentos de Estradas de Rodagem, a adotar o método de levantamento indireto (LIDAR), que utiliza a tecnologia laser scanner. O sistema consiste de um sensoriamento remoto para medir a distância entre o sensor e a superfície de estudo. O funcionamento baseia-se na utilização de um feixe de laser emitido em direção aos objetos. Três das principais vantagens do LIDAR é aumentar a eficiência no detalhamento do relevo, diminuir o tempo do projeto e possibilitar o mapeamento aéreo em áreas inacessíveis, o que não era possível antes com a topografia convencional.

PRODUÇÃO

O sistema de escaneamento móvel tem autonomia de quatro horas de voo e até 200 km de rodovia, enquanto que na topografia convencional, a média de produção diária é de apenas 0,6 Km. Portanto, o resultado com o sistema de escaneamento móvel é em média seis vezes mais rápido que o método tradicional.

Como o sistema móvel realiza trabalhos de forma mais rápida, os custos operacionais por km² são muito menores. A diferença do preço do quilômetro do levantamento laser é 4 a 6 vezes menor.

Também a qualidade é sensivelmente superior. Para a elaboração do modelo digital de terreno, o sistema laser possibilita a aquisição de cerca de 65 a 130 vezes mais pontos irradiados por km², possibilitando uma modelagem mais próxima e fiel da situação real do terreno.

O que são os programas Minas Logística e Caminhos de Minas?

O Programa Minas Logística tem o objetivo de aumentar a competitividade logística do Estado por meio da superação dos principais gargalos da infraestrutura. Fazem parte deste projeto o Programa Caminhos de Minas, a expansão da mobilidade urbana na RMBH (Região Metropolitana de Belo Horizonte), a recuperação e a manutenção da malha viária pavimentada e não pavimentada de todo o Estado.

O Programa Caminhos de Minas foi lançado em 2010 pelo Governador do Estado. O seu objetivo primordial é promover uma maior integração rodoviária do Estado, encurtando distâncias e contribuindo para a diminuição dos custos de transporte, impactando decisivamente na competitividade da economia mineira.

O Programa conta com 242 segmentos rodoviários, com uma extensão de 7,9 mil quilômetros.

Já foram autorizados investimentos de R\$ 3,3 bilhões na execução de 65 obras, totalizando 1.666 km. Também foi autorizada a elaboração de projetos de engenharia para obras em outros 2.895 km.

Com relação ao aumento da capacidade e segurança dos corredores de transporte, o que tem sido feito?

Podemos destacar o Programa de Controle de Peso, que além de contribuir para a segurança dos usuários, traz grandes benefícios à estrutura do pavimento. Atualmente, há 75 praças de pesagem em operação.

Outro fator que contribui com a segurança e a diminuição do número de acidentes são os 235 redutores eletrônicos de velocidade instalados. Houve uma redução de 35% no número de acidentes nos trechos fiscalizados e nos locais onde estão instalados, o número de acidentes foi de praticamente “zero”.

Vale salientar que em 2004 eram apenas 10 postos de pesagem e nenhum radar.

Além disto, o DER/MG, através do Serviço de Atendimento Integrado ao Usuário (SAI) (SAI Linha Verde, SAI Poços de Caldas, SAI Barbacena/Ponte Nova e SAI Ubá/Juiz de Fora) proporciona aos usuários, gratuitamente, serviços de atendimento, tais como, socorro mecânico, sinalização dos locais onde ocorrem eventos, entre outros.



A BASE DE TUDO INOVAÇÃO

- Sistema vibratório exclusivo Cat® tipo pod. Confiável, requer muito pouca manutenção.
- Sistema de bombas duplas proporciona fluxo independente para excepcional tração e para o confiável sistema vibratório.
- Sistema opcional de medição de Compactação chamado MDP. Ampla faixa de aplicação e menos variabilidade que os sistemas baseados no acelerômetro.

Contate seu distribuidor para mais informações e opções de aluguel.

CONSTRUÍDA PARA FAZER.



Entre em contato conosco acessando www.cat.com/paving

 facebook.com/CATPaving

 youtube.com/CATPaving

QPXC1735

CAT, CATERPILLAR, seus respectivos logotipos, o "Amarelo Caterpillar", a configuração comercial "Power Edge" bem como a identidade corporativa e do produto usada nesta publicação, são marcas registradas da Caterpillar e não podem ser usadas sem permissão.



19ª RPU — Cuiabá - MT



No CENTRO DE EVENTOS DO PANTANAL foi realizada a 19ª RPU- Reunião de Pavimentação Urbana entre os dias 3 a 5 de julho, em parceria com a Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT) e o apoio da Prefeitura da cidade de Cuiabá entre outras Entidades Governamentais, Instituições e Empresas ligadas ao Segmento.

A reunião constituiu uma oportunidade de discussão e reflexão sobre a pavimentação urbana do país, no momento em que a sociedade exige mais atenção às atividades que propiciam a mobilidade urbana, sejam elas ampliação, conservação e segurança da malha viária.

Receberam as autoridades presentes, os anfitriões:

Engº. José Pedro dos Santos Vieira Costa - Presidente da ABPv e o Profº Dr.Luiz Miguel de Miranda - Representante da ABPv em Mato Grosso e Coordenador da Comissão Organizadora da 19ª RPU, que junto às demais autoridades convidadas compuseram a mesa de abertura. Representando: a Secretaria de Estado de

Transporte e Pavimentação Urbana (SETPU) – Exmo. Sr. Tércio Lacerda de Almeida secretário adjunto de habitação representando o Exmo. Secretário Sr. Cinésio Nunes de Oliveira, SECOPA - Exmo. Secretário Sr. Maurício Souza Guimarães, PREFEITURA DE CUIABÁ- Exmo. Sr. Prefeito Mauro Mendes Ferreira, Universidade Federal de Mato Grosso Exma. Dra Maria Lucia Cavali Neder reitora da UFMT, Associação Brasileira de Engenheiros Cíveis de Mato Grosso ABENC- MT Exmo. Sr. André Shuring, entre outros.

Houve a execução do Hino Nacional, tocado pelo artista regional Abel Santos em sua viola de côcho, um instrumento musical tradicional do Estado de Mato Grosso, que recebe este nome por ser confeccionada em tronco de madeira inteiriço, esculpido no formato de uma viola. A Viola-de-Côcho foi reconhecida como patrimônio nacional, registrada no livro dos saberes do patrimônio imaterial brasileiro em dezembro de 2004.

PRÊMIO MARIO KBALEM

O Prêmio Eng^o Mario Kabalem Restom, foi criado para consagrar personalidades que tenham merecimento por relevantes contribuições à área de pavimentação no País.

Recebeu o nome do Engenheiro, pela imbatível determinação e dedicação durante boa parte de sua vida em fundar e manter viva uma associação técnico-científica relacionada a sua área de conhecimento: a pavimentação.

Kabalem, com espírito determinado, foi o alicerce da criação em 15 de Setembro de 1959, da Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv.

Desde 2002, então, grandes destaques da Pavimentação Urbana são agraciados por este renomado prêmio.

ENTREGA DO PRÊMIO MARIO KBALEM



Ganhadores do Prêmio Eng^o Mario Kabalem Restom:

Tércio Lacerda de Almeida recebendo o premio pelo Exmo. Secretário Sr. Cinésio Nunes de Oliveira

Economista formado pela UPIS – Faculdades Integradas, em Brasília. Foi Diretor da CEMAT das Regionais Rondonópolis, Sinop e Barra do Garças, além de Superintendente do DNIT em MT. Hoje, Secretário Estadual de Transporte e Pavimentação Urbana do Estado de Mato Grosso.



Exmo. Secretário Sr. Maurício Souza Guimarães

Graduado em Direito, com especialização em Gestão Pública, atua como Servidor Público desde 1985, na: SEFAZ - Secretaria de Fazenda de Estado, Assembleia Legislativa do Estado, Casa Civil entre outros órgãos.

Hoje, Secretário Extraordinário da SECOPA.



Exmo Prefeito do Município de Cuiabá Sr. Mauro Mendes Ferreira

Nascido em Anápolis, formado em engenharia elétrica na Universidade Federal de Mato Grosso. Empresário, fundador da empresa Bimetal, fabricante de torres de telecomunicações. Por seis anos, foi o presidente da Federação das Indústrias do Estado de Mato Grosso, chegando a ser vice-presidente da CNI (Confederação Nacional da indústria), também presidiu o Sistema SESI/ SENAI. Hoje é o atual prefeito do Município de Cuiabá.



Exmo. Prof. Eng^o. Luiz Miguel de Miranda

Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, com especialização em Pavimentação pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, em Drenagem Urbana e Rodoviária pela Universidade do Estado da Guanabara e em Fundações pela Universidade do Estado da Guanabara, mestrado em Engenharia Oceânica pela Universidade Federal do Rio de Janeiro e doutorado em Engenharia de Transportes pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Atualmente é Professor da Universidade Federal de Mato Grosso e Membro de corpo editorial da Revista Pavimentação, além de Representante Regional da ABPv em Mato Grosso.

Tem experiência na área de Engenharia de Transportes, com ênfase em Planejamento de Transportes. Atuando principalmente nos seguintes temas: Portos Especializados, Granéis Agrícolas, Corredores de Transportes.

ENTREGA HOMENAGEM PROF^a LAURA



Nessa ocasião, tivemos a honra de prestar uma merecida homenagem a uma pessoa que faz parte da história da ABPv.

Foi uma homenagem destinada a uma ilustre e incansável cientista da área da pavimentação pelas suas relevantes contribuições à riqueza técnico-científica, assim como, uma forma singela de agradecimento pela sua sempre presente e dedicada colaboração às grandes realizações da ABPv.

Tivemos o prazer de entregar essa honraria à Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta

Na fala das autoridades O Prefeito Mauro Mendes Ferreira afirmou: “A pavimentação urbana , assim como qualquer outra obra pública, é um tema sério e que é de interesse para toda a população. A qualidade dessas obras é o ponto crucial para o bom proveito desses empreendimentos. Espero que os debates que aqui serão feitos ao longo do encontro, resulte em soluções eficientes para benefício da sociedade”. Ressaltou ainda, que pavimentação urbana é um dos itens mais solicitados pela população cuiabana. “Encontramos bairros que foram asfaltados há pouco tempo e que já necessitam de recapeamento. Cuiabá tem hoje cerca de 700 km de ruas de terra e aproximadamente 1.400 km de ruas asfaltadas, sendo que 1.000 km têm mais de 20 anos e o único tratamento recebido nesse tempo foi um tapa-buraco. A pavimentação de qualidade deve ser prioritária”.

Foi ainda apresentada uma produção cinematográfica do hino de Mato Grosso, produzido e gentilmente cedido pelo SEBRAE.

Ao final todos os presentes foram convidados para o Coquetel de Abertura, que foi servido na área de Exposição de Estandes, com a Apresentação do músico Teddy Junior.





O jantar de confraternização aconteceu na noite do dia 04 no restaurante Canela Fina, um lounge de bela decoração e muito agradável.

Durante os três dias de evento foram realizadas 13 palestras, exposições, 4 sessões técnicas e 2 mini cursos com autoridades da área.

Novidades que podem viabilizar economicamente projetos de pavimentação em cidades pequenas foi um dos destaques trazidos pela RPU. Entre elas o Betuseal, selante rejuvenecedor de pavimentos asfálticos desenvolvido pela Betunel

No último dia, às 14 horas, deu-se o encerramento do evento com a fala do Prof. Luiz Miguel de Miranda, coordenador do evento, e do Eng^o José Pedro dos Santos Vieira Costa – Diretor Presidente da ABPv. Ambos falaram de suas percepções sobre mais uma Reunião Anual de Pavimentação promovida pela ABPv e a receptividade do povo mato grossense e dos demais 270 participantes.

Ao longo de sua história a Associação realizou 41 Reuniões Anuais de Pavimentação, 18 Reuniões de Pavimentação Urbana e 7 Congressos Internacionais. Essa, assim como outras reuniões realizadas pela ABPv, não poderiam acontecer sem a participação de empresas e instituições que estão sempre apoiando e patrocinando nossos eventos, o que nos honra e nos mostra que durante esses 54 anos a ABPv continua seguindo o seu caminho e reunindo o meio técnico para assegurar que as tecnologias sejam difundidas e discutidas por todos os que nessa área labutam, permitindo assim um desenvolvimento pleno de nosso país. Junto a isso, a presença ilustre de todos os participantes de diversas partes do mundo, palestrantes e autores de trabalhos, garantiram o sucesso desse evento. É através desses encontros que conseguimos cumprir a missão para a qual a Associação foi criada e sem dúvida nenhuma esta é o nosso maior orgulho.

Recebam todos os nossos sinceros agradecimentos.



A 19ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, CONTA COM GRANDES PARCEIROS. SÃO ELES:

PATROCINADORES

- ▶ PETROBRÁS DISTRIBUIDORA;
- ▶ AKZONOBEL;
- ▶ CR ALMEIDA ENGENHARIA DE OBRAS;
- ▶ ORBIX CORRETORA DE SEGUROS;
- ▶ MAIA MELO ENGENHARIA;
- ▶ ENGESPRO ENGENHARIA;
- ▶ CIBER EQUIPAMENTOS RODOVIÁRIOS;
- ▶ PROMÁQUINAS INDÚSTRIA E COMÉRCIO;

APOIADORES

- ▶ CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
- ▶ DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura em Transporte
- ▶ SETPU - Secretaria Estadual de Transporte e Pavimentação Urbana
- ▶ SECOPA MT - Secretaria Extraordinária da Copa do Mundo FIFA 2014
- ▶ Prefeitura Municipal de Cuiabá;
- ▶ SINDUSCON - MT - Sindicato das Indústrias da Construção do Estado de Mato Grosso
- ▶ SIN COP - MT - Sindicato da Indústria de Construção Pesada do Estado de Mato Grosso
- ▶ Sistema FIEMT - Sistema Federação das Indústrias no Estado de Mato Grosso;
- ▶ AMM - Associação Mato-grossense dos Municípios;
- ▶ CREA - Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Mato Grosso;
- ▶ ABENC MT - Associação Brasileira de Engenheiros Civis - Seção MT;
- ▶ Editora PINI
- ▶ Lenc Engenharia e Consultoria;
- ▶ Sinaenco - Sindicato da Arquitetura e Engenharia;
- ▶ Sinicesp - Sindicato da Indústria da Construção pesada do Estado de São Paulo;
- ▶ Brazil Road Expo;
- ▶ Convention Bureau;
- ▶ JBS - Consultoria, Projetos e Construções;
- ▶ SOLOTEST
- ▶ ABCP - Associação Brasileira de Cimentos Portland;
- ▶ SOLOCAP
- ▶ Grupo Betunel;
- ▶ Grupo AMMANN;
- ▶ Eximia Consultoria e Engenharia;
- ▶ Axial - Terraplanagem e Pavimentação;
- ▶ SSM Consultoria Projetos e Construções Ltda;
- ▶ CAVALCA CONSTRUÇÕES E MINERAÇÃO LTDA
- ▶ Trafecon Consultoria
- ▶ ECP - Empresa de Consultoria e Planejamento Ltda.
- ▶ Agritop - Topografia, Geodésia e Projetos Ltda.
- ▶ Planeje Projetos - Engenharia e Construções Ltda.
- ▶ Engtec - Engenharia Técnica Ltda.
- ▶ Projel - Engenharia Especializada Ltda.
- ▶ Constepro - Consultoria Técnica, Estudos e Projetos Rodoviários Ltda.

ARTIGO TÉCNICO

Este espaço destina-se à publicação de artigos encaminhados à Revista pelos profissionais que se dispõem a colaborar promovendo com os demais técnicos o debate de diversos temas atuais e relevantes. Os artigos devem ser enviados para georgina@revistapavimentacao.org.br de acordo com as normas vigentes no sítio www.revistapavimentacao.org.br. Os trabalhos são apresentados na íntegra, sendo de responsabilidade do autor toda a informação nele contida.

Geossintéticos em Revestimentos Asfálticos de Pontes de Madeira

Natália de Souza Correia

Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP;
nataliacorreia@usp.br

Fernando Henrique Martins Portelinha

Universidade Federal de São Carlos, UFSCar;
fportelinha@ufscar.br

Cássio Alberto Teoro do Carmo

Huesker Geossintéticos do Brasil;
cassio@huesker.com.br

Ricardo de Mello Scaliante

Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP;
scaliante@usp.br

Carlito Calil Junior

Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP;
calil@sc.usp.br

RESUMO

O uso de revestimento asfáltico em pontes de madeira de vias urbanas ou rurais e rodovias de baixo volume de tráfego apresenta diversas vantagens, tanto na melhoria da vida útil da estrutura quanto no conforto para o usuário. O emprego de geossintéticos pode proporcionar benefícios na camada de revestimento asfáltico por aumentar a aderência na interface madeira-asfalto, evitar o trincamento excessivo do revestimento, reduzir a reflexão de trincas causadas por aberturas nos painéis, além da impermeabilização do tabuleiro. Embora o emprego de geossintéticos seja conhecido na Engenharia de pavimentação, poucos são os relatos que mostram essa aplicação em tabuleiros de pontes de madeira, atualmente sendo uma prática indispensável no revestimento desse tipo de estrutura. Este trabalho relata os principais problemas relacionados ao revestimento de pontes de madeira, o uso de geossintéticos e os mecanismos envolvidos na prevenção de trincas, ensaios recomendados e processo executivo. Ainda, um caso de obra de sucesso no Brasil com o uso de geogrelha em ponte de madeira revestida com concreto asfáltico é relatado, o qual demonstra o benefício da inclusão do geossintético neste sistema, tanto como elemento inibidor do aparecimento de trincas na superfície, como elemento de reforço no encontro ponte-aterro após seis anos de serviço.

Palavras-chave: Geossintéticos, Revestimento asfáltico, Pontes de madeira, Reflexão de trincas, Impermeabilização.

ABSTRACT

The use of asphalt wearing surfaces on timber decks on low-traffic volume roads have been shown to improve the service life of the structure and the user comfort. The use of geosynthetic materials may provide benefits on the asphalt wearing surface since it improves asphalt pavement's adhesion to the deck, minimizes severe cracking, reduces the reflective cracking (cracking that is reflected up from the deck), besides making a waterproof layer. Although the use of geosynthetics is a well-known theme on paving engineering, there are few studies showing this application for wearing surfaces on timber decks, currently an indispensable practice to protect the decks. This paper describes the main issues related to wearing surfaces on timber decks, the use of geosynthetics, the mechanisms involved in preventing cracks, some recommended tests and the construction methods. Further, a Brazilian successful case study with the use of geogrid in an asphalt paving systems on a timber bridge deck is reported. This case demonstrates the benefits of using a geosynthetic, after six years of service, on both minimizing cracks appearance on the deck surface and as a reinforcement element in the bridge approach embankment.

Keywords: Geosynthetics, Asphalt wearing surfaces, Timber decks, Reflective cracking, Waterproofing.

I. INTRODUÇÃO

O emprego de pontes em estruturas de madeira como solução permanente em vias urbanas ou rodovias de baixo volume de tráfego exige não somente adequadas especificações de projeto e análises estruturais, como também cuidados no tratamento dos elementos estruturais e do revestimento asfáltico, quando presente. O revestimento da superfície de rolagem é aplicado sobre o tabuleiro da ponte para propiciar uma superfície segura e confortável para o tráfego de veículos e melhorar a resistência destes à derrapagem. Ainda, essa superfície protege o tabuleiro de madeira contra a ação abrasiva dos veículos, responsáveis pelos gastos na superfície de rolamento, reduzindo a seção efetiva de madeira. Sem essa proteção, os tabuleiros de madeira podem deteriorar-se, tendo sua capacidade estrutural reduzida (Eriksson *et al.*, 2003; Calil Jr. *et al.*, 2006). A camada asfáltica também tem a função de regularizar a superfície do tabuleiro, no caso de irregularidades nas espessuras das vigas de madeira que compõem o tabuleiro. Além da proteção da deterioração provinda do tráfego, essa superfície auxilia na preservação do tabuleiro e das vigas contra a umidade e a exposição direta aos agentes de intempéries. De acordo com Ritter (2005), o revestimento asfáltico ou uma camada selante pode drenar a água e proteger o tabuleiro da umidade, uma vez que superfícies de madeiras tendem a reter a umidade, aumentando a susceptibilidade à degradação do tabuleiro.

Assim como em projetos de pavimentos de estradas e rodovias, o tempo de serviço de uma superfície asfáltica sobre um tabuleiro de ponte de madeira depende do volume e das cargas de tráfego, além da execução e da manutenção adequadas. Neste tipo de estrutura, a boa execução está condicionada ao emprego de geossintéticos, já que estes proporcionam benefícios na camada de revestimento asfáltico por aumentar a aderência na interface madeira-asfalto, evitar o trincamento excessivo do revestimento, reduzir a reflexão de trincas causadas por aberturas nos painéis, além da impermeabilização do tabuleiro. Atualmente, os órgãos internacionais recomendam a aplicação de geossintéticos na etapa de revestimento de pontes de madeira, entre eles AASHTO, FHWA, United States De-

partment of Agriculture Forest Services, entre outros (Weyers *et al.*, 2001; Eriksson, 2002; Eriksson *et al.*, 2003; Ritter, 2005).

2. CONSIDERAÇÕES SOBRE PROBLEMAS RELATADOS EM PONTES DE MADEIRA REVESTIDAS COM CONCRETO ASFÁTICO

A adequação da camada asfáltica sobre um tabuleiro de madeira é primeiramente uma questão de compatibilidade. Para as camadas asfálticas desempenharem-se apropriadamente como revestimento de pontes de madeira, deve haver uma compatibilidade estrutural e de interfaces (Eriksson *et al.*, 2003). Desta forma, os principais condicionantes do desempenho de revestimento asfáltico neste tipo de estrutura são:

- (1) elevados deslocamentos verticais e recalques (problemas estruturais);
- (2) deslocamentos diferenciais nas juntas entre os painéis ou no tabuleiro;
- (3) encolhimento dos elementos do tabuleiro (variação da umidade);
- (4) aderência entre os painéis tratados quimicamente e capa asfáltica; e
- (5) avanço progressivo do umedecimento nas peças estruturais da ponte.

Evidentemente, o primeiro fator é proveniente de problemas de análises estruturais e das fundações, já na fase de projeto. Já os fatores (2), (3), (4) e (5) são intrínsecos da técnica. O fator (2), especificamente, é muito comum quando se utilizam tabuleiros de madeira laminada, principalmente os de madeira laminada colada e os de pranchas de madeira serrada. Segundo Ritter (2005), o problema que mais persiste neste tipo de estrutura é o trincamento da camada asfáltica nas juntas das lâminas que compõem o tabuleiro de estruturas de madeira laminada colada, pregada ou até mesmo em tabuleiros protendidos, relacionados aos fatores (1), (2) e (3). Não menos frequente é o trincamento severo nas juntas de encontro ponte-aterro, pois favorecem o acúmulo de água e o umedecimento do painel. Um caso típico de trincamento do revestimento devido aos processos de umedecimento e secagem,

e aos deslocamentos relativos foi evidenciado em uma ponte de madeira revestida com concreto asfáltico, localizada no município de São Carlos – SP. A figura 1 ilustra a deterioração do revestimento asfáltico sobre a ponte.



Figura 1 – Ponte sobre o Rio Monjolinho em São Carlos-SP

Cabe observar que os problemas no revestimento asfáltico de pontes de madeira são, em geral, também dependentes do tipo da estrutura utilizada. Entre os tipos de tabuleiros mais utilizados estão:

- pranchas de madeira serrada;
- madeira laminada colada;
- madeira laminada pregada; e
- protendido de madeira laminada.

A maioria dos problemas de trincamento nos revestimentos asfálticos em tabuleiros de madeira laminada colada ocorre devido aos deslocamentos relativos entre os painéis do tabuleiro, ocasionados pela ineficiência, ou até mesmo à ausência dos sistemas de interconexões entre eles. Neste caso, as cargas de tráfego levam os painéis laminados colados a moverem-se independentemente uns dos outros, ou seja, há o deslocamento diferencial nas juntas entre os painéis, especialmente no caso mais comum de painéis de madeira laminada colada transversalmente (Eriksson *et al.*, 2003; Hosteng, 2010). De acordo com Eriksson *et al.* (2003), quando os deslocamentos verticais causados pelo carregamento do tráfego

são maiores que 12,7 mm, o revestimento tende a trincar. Esses deslocamentos, em geral, provocam a reflexão de trincas (aberturas entre as vigas que migram do tabuleiro para a camada asfáltica). Assim, o comprimento e a abertura das trincas de reflexão são proporcionais aos deslocamentos relativos entre os painéis (Eriksson *et al.*, 2003; Ritter, 2005). A figura 2 ilustra dois casos em trincas de reflexão que foram relatados. O caso da figura 2a, relatado por Eriksson *et al.* (2003), consiste em uma ponte de painéis de madeira laminada colada transversalmente, construída em Michigan, EUA (1999), na qual aberturas de 6,35 mm foram verificadas entre os painéis, o que ocasionou o trincamento do revestimento. A figura 2b ilustra um detalhe das aberturas entre os painéis de madeira laminada colada com revestimento asfáltico, relatado no estudo de Hosteng (2010), onde trincas na superfície foram também evidenciadas.

As pontes de tabuleiro laminado pregado são construídas por uma série de peças serradas pregadas entre si, orientadas transversalmente ao tráfego, formando uma placa contínua (Ritter, 2005). Esse tipo de tabuleiro, muito utilizado nos EUA até a década de 1960, é similar ao tabuleiro de madeira laminada colada, entretanto a transferência dos esforços é realizada pelos pregos. Contudo, devido à variação de umidade da madeira e os carregamentos dinâmicos provenientes do tráfego, é comum o afrouxamento dos pregos no tabuleiro, aumentando os deslocamentos verticais entre as peças pregadas, causando delaminação e trincas no revestimento asfáltico. Já as pontes de tabuleiro protendido são compostas geralmente por uma série de lâminas longitudinais (paralelas ao sentido do tráfego) de madeira protendidas transversalmente por hastes de aço de alta resistência ou cordoalhas. Essas lâminas podem ser vigas de madeira serradas com até 5 cm de espessura e altura varia conforme o vão e o carregamento da ponte. Nesse tipo de estrutura, a protensão dos elementos é feita a fim de evitar os deslocamentos relativos entre as lâminas protendidas, que ocasionam o aparecimento de trincas no revestimento asfáltico (Calil Jr. *et al.*, 2006).



(a)



(b)

Figura 2 – Trincamento em pontes revestidas: (a) trincas de reflexão; (b) brechas entre os painéis.

Normalmente, se as trincas aparecem nos tabuleiros de madeira revestidos, estas são preenchidas com seladores, assim como é realizado nas rodovias. No entanto, se os deslocamentos relativos entre os elementos de madeira não forem minimizados, o selamento necessitará ser efetuado com grande frequência. A melhor solução, no entanto, é a prevenção ou a redução da incidência do trincamento através de projetos adequados (Ritter, 2005; Hosteng, 2010). De acordo com Lange *et al.* (1997), abordagens baseadas em relatos de sucesso devem ser consideradas na busca do melhor desempenho de pontes de madeira revestidas, englobando a atenção à aderência com o asfalto, a ocorrência de trincas termais e de fadiga, e as trincas de reflexão. É crucial para o bom desempenho a eliminação dos tratamentos químicos excessivos que vêm sendo implementados nas superfícies dos tabuleiros das pontes. As linhas de

juntas dos painéis do tabuleiro de madeira laminada colada devem ser entendidas como potenciais locais para a ocorrência de trincas de reflexão e, por meio de geossintéticos ou técnicas de alívio, os efeitos adversos da reflexão de trincas podem ser eliminados. Ainda, podem-se usar ligantes asfálticos e misturas alternativas, modificando a rigidez da estrutura. Desta forma, a melhoria do desempenho mecânico das pontes de madeira pode vir a minimizar a degradação da capa asfáltica sobre as regiões do tabuleiro.

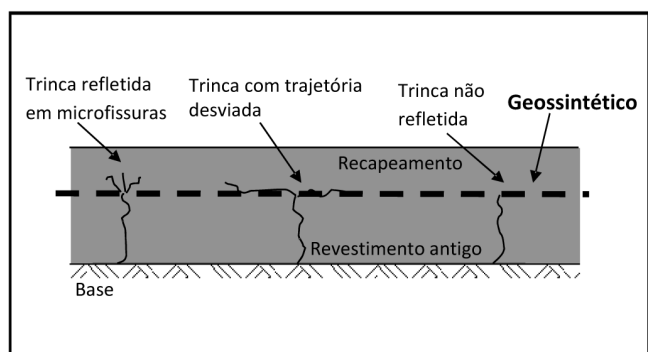
Verificando a similaridade entre os mecanismos de ação de trincas de reflexão em pavimentos flexíveis e as ações observadas nos revestimentos asfálticos de pontes de madeira, o uso de geossintéticos apresenta-se como uma potencial solução para os problemas relatados, inclusive para a diminuição do problema de trincas no encontro ponte-aterro.

3. GEOSSINTÉTICOS NA PREVENÇÃO DE TRINCAS EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

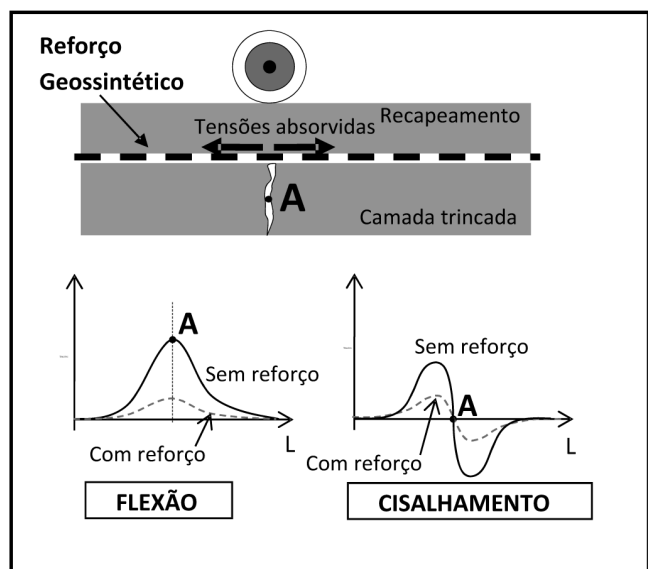
3.1. MECANISMOS DE FUNCIONAMENTO

Os geossintéticos, em especial as geogrelhas e os geotêxteis não tecidos, são produtos sintéticos utilizados na Engenharia Civil, originalmente desenvolvidos para fornecer estabilidade adicional e distribuição de tensões em inúmeras aplicações da Engenharia Geotécnica. Na pavimentação, os geotêxteis não tecidos e as geogrelhas são utilizados como elemento de reforço em bases e sub-bases de pavimento, e no recapeamento de revestimentos trincados, atuando como um sistema antirreflexão de trincas.

Neste sistema, os geotêxteis atuam como uma membrana dissipadora das trincas e também como uma camada impermeabilizante, já que recebem uma impregnação com ligante asfáltico, evitando assim, a infiltração de água pelos vazios provenientes do trincamento (Button e Lytton, 2007; Correia e Bueno, 2011). Já as geogrelhas atuam, nessa modalidade de aplicação, como um reforço contra as forças induzidas por movimentos horizontais e verticais, contribuindo para o aumento da resistência do pavimento à deflexão (Kassner, 1989; Austin e Gilchrist, 1996). Estes mecanismos são ilustrados na Figura 3.



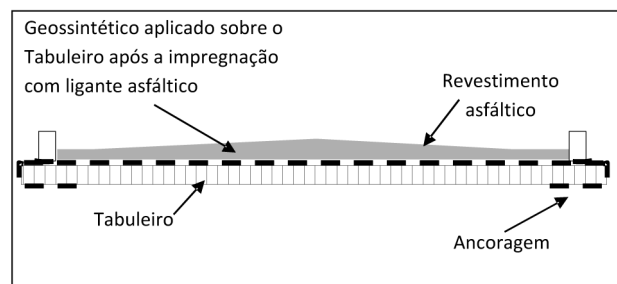
(a)



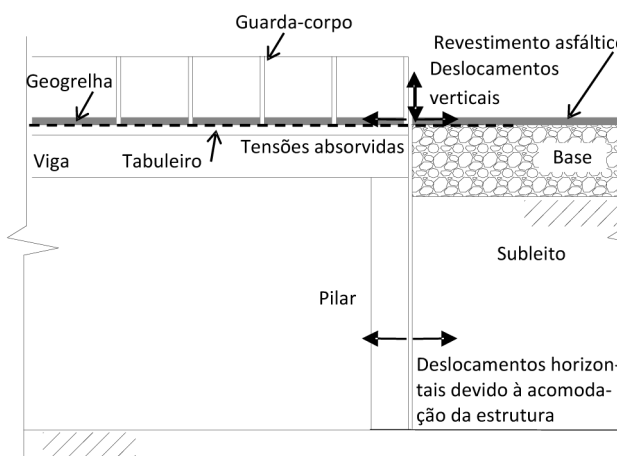
(b)

Figura 3 – Mecanismos de funcionamento de geossintéticos em revestimentos asfálticos: (a) redução das trincas; (b) elemento de reforço

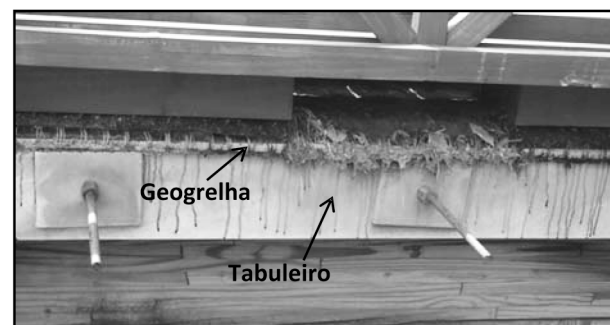
No caso do uso em pontes de madeira, de maneira análoga ao pavimento flexível convencional, o geossintético passa a atuar na eliminação ou na redução das trincas na camada asfáltica, especialmente entre os painéis de tabuleiro de madeira laminada colada (Howard, 1997; Eriksson, 2002). De acordo com Ritter (2005), o uso de geossintéticos impregnados com ligante asfáltico apresenta potenciais benefícios sobre os tabuleiros de madeira revestidos com concreto asfáltico, reduzindo a magnitude do trincamento causado pelas movimentações do tabuleiro. Ainda, o uso de geogrelhas pode reduzir os recalques e os deslocamentos relativos no encontro ponte-aterro (Tanchaisawat *et al.*, 2007). A figura 4 ilustra um esquema de posicionamento do geossintético no revestimento de pontes de madeira.



(a)



(b)



(c)

Figura 4 – Esquema de posicionamento do geossintético em pontes revestidas: (a) vista frontal; (b) detalhe do encontro; (c) geogrelha instalada entre o revestimento e o tabuleiro

Além disso, os deslocamentos verticais nos tabuleiros devem ser limitados para prevenir o trincamento prematuro do revestimento (Howard, 1997). Portanto, é indispensável o uso de geotêxteis ou geogrelhas, principalmente sobre os painéis de madeira laminada colada, previamente à aplicação da pavimentação com concreto asfáltico (Eriksson *et al.*, 2003). Cabe destacar que a devida ancoragem do geossintético utilizado é também indispensável para o bom funcionamento do sistema de revestimentos reforçados em pontes de madeira.

Como função adicional, mas também primordial, os geossintéticos passam a melhorar a aderência entre o painel e a massa asfáltica, promovendo, ainda, a redução da variação de umidade da madeira (Howard, 1997; Manbeck *et al.*, 1999; Eriksson, 2002). Correia e Bueno (2012) mostram que a permeabilidade de geotêxteis não tecidos impregnados com emulsão asfáltica chega a valores próximos à permeabilidade de geomembranas (10^{-10} cm/s), a depender da taxa de impregnação e do tipo de geossintético (Figura 5). Assim, entende-se que a presença do material impregnado neste sistema contribui para um menor nível de umedecimento dos elementos estruturais de madeira que compõem a ponte.

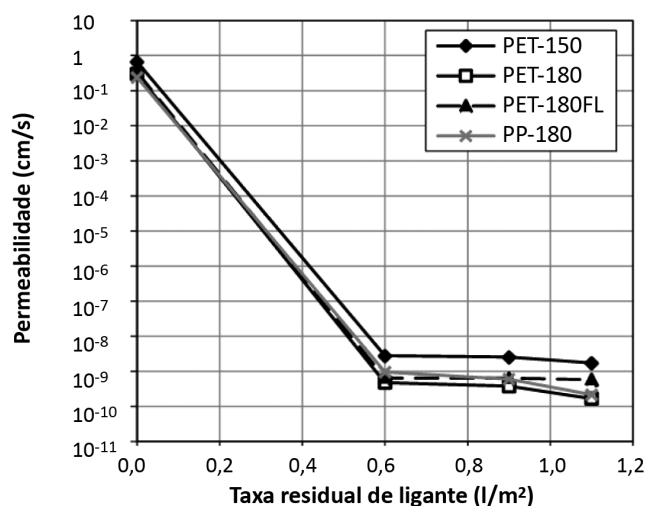


Figura 5 – Resultados de permeabilidade de geotêxteis não tecidos impregnados com emulsão asfáltica (Correia e Bueno, 2012)

3.2. PROCESSO EXECUTIVO

O processo executivo da aplicação de geossintéticos em revestimentos de tabuleiros em pontes de madeira consiste nas seguintes etapas (Eriksson *et al.*, 2003; Ritter, 2005):

- (1) limpeza dos painéis de modo a obter uma superfície sem detritos e excesso de tratamento;
- (2) aplicação de ligante sobre o painel (emulsão asfáltica ou CAP - indicação do projetista);
- (3) instalação do geossintético com devida ancoragem, sobreposições e pré-tensionamento;

(4) reaplicação de ligante asfáltico; e

(5) aplicação da massa asfáltica sobre o geossintético, de maneira usual.

Quando se utilizam geogrelhas impregnadas com asfalto, procedimento muito comum dos fabricantes deste tipo de material, a etapa 4 é dispensável. Como pode ser observado na figura 5, Correia e Bueno (2012) mostram que, quando se usam geotêxteis não tecidos sem impregnação prévia, a taxa de 0,6 a 1,1 l/m² de asfalto residual é necessária para a completa saturação do geotêxtil.

Há casos também em que o tabuleiro de madeira não tem uma superfície regular devido às espessuras ou ao nivelamento das tábuas de madeira. Neste caso, aplica-se, após a pintura de ligação, uma fina camada de 20 mm de CBUQ sobre o painel para nivelá-lo e, assim, prossegue-se com a instalação do geossintético (Lange *et al.*, 1997; Aashto, 2001). No entanto, uma pesquisa realizada por Howard (1997), apresenta indicativos de que o melhor posicionamento para o geossintético é entre duas camadas de revestimento, de modo a aliviar o trincamento causado pelos deslocamentos relativos entre os painéis. No caso do tabuleiro de painéis de madeira laminada colada, o procedimento seria: (1) impregnação do tabuleiro; (2) camada de concreto asfáltico; (3) geossintéticos; e (4) camada de concreto asfáltico. Weyers *et al.* (2001) também indicam que os geossintéticos não deveriam ser colocados diretamente sobre a madeira tratada.

3.3. ENSAIOS RECOMENDADOS

Para a aplicação de geossintéticos em revestimentos asfálticos de tabuleiros de pontes de madeira, alguns ensaios especiais de laboratório são recomendados para a escolha do material, além das especificações do DER/SP-ET-DE-P00/043 (2006) para o tratamento antirreflexão de trincas com geossintético e DNER-PRO 380/98 (1998) para a utilização de geossintéticos em obras rodoviárias. Na tabela 1 são apresentados os ensaios recomendados para a execução dos projetos de revestimentos de pontes de madeira com o uso de geossintéticos.

Tabela 1 – Ensaio recomendados para a aplicação de geossintéticos em revestimentos de pontes de madeira

Ensaio	Material	Referência
Retenção de ligante betuminoso	Geotêxtil não tecido	Task Force 25 (1985)
Resistência à tração	Geotêxtil não tecido e Geogrelha	NBR 12824 (1993)
Resistência à fadiga	Geogrelha	DER/SP-ET-DE-P00/043 (2006)
Ponto de amolecimento >180° C	Geotêxtil não tecido	NBR 6560 (1998)
Permeabilidade	Geotêxtil não tecido	Correia e Bueno (2012)
Aderência geossintético-madeira	Geotêxteis não tecido e Geogrelha	Eriksson et al. (2003)

4. CASO DE OBRA

Em 2006, no campus II da Escola de Engenharia de São Carlos da USP, na cidade de São Carlos, quatro pontes de madeira foram construídas para o acesso de veículos dentro do campus. Essas pontes foram executadas e estudadas pelo grupo de pesquisas do Prof. Calil Jr. como parte de um Programa Emergencial de Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo (Calil Jr. e Góes, 2006), utilizando os procedimentos de dimensionamento da NBR 7190 (1997). Para tanto, duas dessas pontes foram construídas como pontes mistas, sendo as vigas longitudinais de madeira roliça e o tabuleiro de concreto. Uma terceira ponte foi construída com estrutura multicelular protendida com vigas compostas com alma de compensado e uma quarta ponte foi executada também em estrutura multicelular protendida, porém, com vigas com alma de madeira laminada colada. Em todas as pontes, a opção do revestimento asfáltico foi utilizada. Especificamente na quarta ponte, para fins experimentais, uma geogrelha de poliéster foi utilizada no revestimento asfáltico. Essa geogrelha contém um geotêxtil não tecido ultraleve/fino, também revestido com betume. As especificações técnicas da geogrelha utilizada, que atendem as especificações do DER/SP-ET-DE-P00/043 (2006), são apresentadas na tabela 2.

Tabela 2 – Propriedades características da geogrelha utilizada

Propriedades	Unidades	Sentido do ensaio	
		Longitudinal	Transversal
Abertura da malha	mm	40	40
Gramatura	g/m ²	245	-
Resistência à tração para 3% de deformação	kN/m	>12	>12
Deformação na ruptura	%	<12	<12
Resistência à tração	kN/m	>50	>50

Neste caso, as irregularidades das tábuas levaram à alternativa da aplicação de uma camada de CBUQ de 30 mm de espessura sobre a ponte, previamente à instalação da geogrelha, como ilustra a figura 6. Sobre a geogrelha, foi aplicada uma camada de SAMI (*Stress Absorbing Membrane Interlayer*) com 2 cm de espessura.



(a)



(b)



(c)

Figura 6 – Ponte com geogrelha: (a) pintura de ligação do tabuleiro; (b) instalação da geogrelha sobre a camada de CBUQ; (c) detalhe da geogrelha no encontro.

Em novembro de 2012, uma inspeção foi realizada nessas pontes, de modo a fornecer informações sobre o estado atual dos revestimentos. Na ponte em que a geogrelha foi utilizada, não foram constatadas trincas na superfície do revestimento, demonstrando o potencial benefício da inclusão da geogrelha como inibidor do trincamento. É interessante notar também que não foram constatadas trincas no encontro da ponte com o aterro, como ilustra a figura 7.



Figura 7 – Estado atual do revestimento da ponte com geogrelha no campus II da USP

A figura 8 ilustra o detalhe da presença do geossintético na camada asfáltica e as protensões transversais da ponte, verificados durante a inspeção. Foi constatado também que a ancoragem longitudinal da geogrelha

ultrapassa o encontro ponte-aterro, ou seja, o mecanismo de reforço do geossintético pode ter contribuído para minimizar os deslocamentos e os esforços neste local.



Figura 8 – Detalhe da geogrelha instalada na ponte do campus II da USP, em São Carlos

De modo a verificar a eficiência da aplicação da geogrelha na ponte, foram inspecionadas também as demais pontes executadas nesta mesma época sem o uso da geogrelha. Tanto nas pontes mistas de madeira-concreto quanto na ponte em estrutura multicelular protendida com vigas compostas com alma de compensado, foi verificada a presença de trincas no encontro ponte-aterro, como ilustra a figura 9. Ainda nesta última ponte, verificaram-se trincas longitudinais na superfície do revestimento (Figura 10), o que não foi constatado na ponte com geogrelha.



(a)



(b)

Figura 9 – Trincas no encontro das pontes: (a) mista; (b) protendida com vigas compostas com alma de compensado.

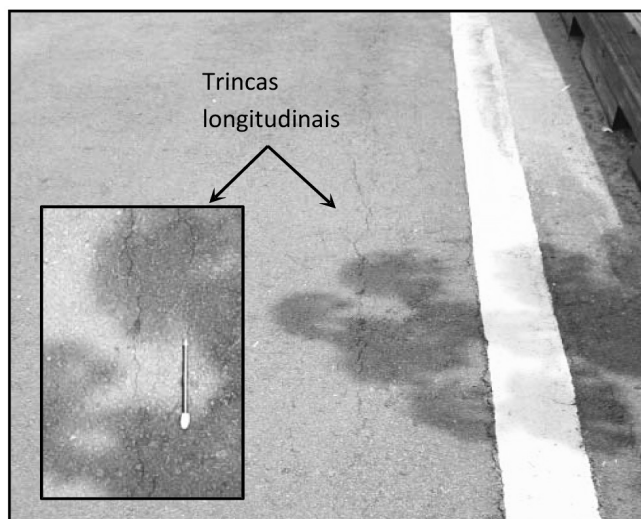


Figura 10 – Trincas longitudinais no revestimento da ponte multicelular protendida com vigas compostas com alma de compensado

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *M 288-96: Geotextile specifications for highway applications*, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6560: Materiais betuminosos – determinação do ponto de amolecimento – método anel e bola*. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira*. Rio de Janeiro, 1997, 107p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12824: Geotêxteis - Determinação da tração não confinada – Ensaio de Tração de Faixa Larga*. Rio de Janeiro, 1993, 5p.

AUSTIN, R. A.; GILCHRIST, A. J. T. *Enhanced performance of asphalt pavements using Geocomposites*. *Geotextiles and Geomembranes*, EUA, v. 14, p. 175-186, 1996.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O uso de pontes de madeira com revestimento asfáltico apresenta diversas vantagens, tanto para a estrutura da ponte, preservando a madeira, quanto para o conforto do usuário. Além disso, o emprego de geossintéticos apresenta potenciais benefícios dentro desta técnica, como, por exemplo, a redução no trincamento do revestimento proveniente da reflexão das aberturas dos painéis, além da colaboração na impermeabilização do tabuleiro. De fato, temos um caso de obra de sucesso com o uso de geogrelha em ponte de madeira revestida com concreto asfáltico no campus II da USP, que vem demonstrando um excelente comportamento após seis anos de serviço. A inclusão da geogrelha destaca-se neste caso como um elemento inibidor do aparecimento de trincas na superfície e também como um elemento de reforço no encontro ponte-aterro. Atualmente, os órgãos responsáveis pela boa execução e comportamento de rodovias que utilizam pontes de madeira recomendam a aplicação de geotêxteis não tecidos e geogrelhas para a aplicação do revestimento asfáltico. Tal aspecto, associado às experiências bem-sucedidas da aplicação da técnica, faz desta uma prática indispensável. Embora os geotêxteis não tecidos sejam os materiais mais recomendados para a aplicação do revestimento asfáltico, as geogrelhas apresentam vantagens adicionais por mobilizar tensões, tanto devido aos deslocamentos relativos dos elementos estruturais do tabuleiro como às tensões geradas no encontro ponte-aterro.

BUTTON J. W., LYTTON R. L. *Guidelines for using geosynthetics with hot-mix asphalt overlays to reduce reflective cracking*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Nº 2004, Washington, D.C, p. 111-119, 2007.

CALIL JR, C et al. *Manual de projeto e construção de pontes de madeira*. *Suprema*, 2006. 252 p.

CALIL JR, C.; GOÉS, J. L. N. *Programa emergencial das pontes de madeira para o Estado de São Paulo*. *Revista Minerva*, v. 2(1), p. 33-40, 2006.

CORREIA, N. S.; BUENO, B. S. *Effect of bituminous impregnation on nonwoven geotextiles tensile and permeability properties*. *Geotextiles and Geomembranes*, EUA, v. 29, p. 92-101, 2011.

CORREIA, N. S.; BUENO, B. S. *Propriedades de permeabilidade de geotêxteis não tecidos impregnados com emulsão asfáltica*. In: .

CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS – COBRAMSEG. Anais... Pernambuco, 2012, 7p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. *ET-DE-P00/043: Tratamento antirreflexão de trincas com geossintético*, p.1-27, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. *DNER-PRO 380/98: Utilização de geossintéticos em obras rodoviárias*. Rio de Janeiro – 1998.

ERIKSSON, M.O. *Considerations when paving treated timber bridge decks*. In: Eriksson Newsletter, Issue 41. Morgantown, WV: U.S. Transportation Information Center: Department of Agriculture, Forest Service, Northeastern Area, State and Private Forestry, National Wood, 2002.

ERIKSSON, M. O.; WHEELER, H.; KOSMALSKI, S. *Asphalt Paving of Treated Timber Bridge Decks: 0371-2809-MTDC*. USDA, Forest Service, Technology & Development Program. Missoula, MT, EUA, 2003 - revised 2012.

HOSTENG, T. K. *Design and construction of a glulam bridge with an improved transverse deck*. Structures Congress, ASCE, 10 p., 2010.

HOWARD, J. N. *Investigation of the structural behavior of Asphalt/Wood Deck systems for girder bridges*. Master of Science in Civil Engineering. Faculty of the Virginia Polytechnic Institute, 1997.

KASSNER, J. *Theory and practical experience with polyester reinforcing grids in bituminous pavement courses*. In.: 1st Int. RILEM Conf. Reflective Cracking in Pavements, Proceedings... Liege, p. 343-349, 1989.

LANGER, D. A. *et al. Relationship between timber bridge characteristics and asphalt pavement wear surface performance*. Minnesota Department of Transportation Report Nº 1998-07, p. 67. 1997.

MANBECK, H. B. *et al. Northern red oak glued-laminated timber bridge*. Journal of bridge engineering, v. 4, p. 269-278, 1999.

RITTER, M. A. 2005. *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. Washington, DC: United States Department of Agriculture, Forest Service, 500 p., 2005.

TANCHAISAWAT, T.; BERGADO, D.T.; KANJANANAK T. *Lightweight Geomaterials for Bridge Approach Utilization on Soft Ground Area*. Kasetsart Journal: Natural Science, v. 41, p. 357 – 363, 2007.

TESK FORCE 25. *Specifications for Paving Fabrics*, January 13, 1985.

WEYERS, Richard E.; LOFERSKI, Joseph R.; DOLAN, J. Daniel; HARAMIS, John E.; HOWARD, Joseph H.; HISLOP, Lola. *Guidelines for design, installation, and maintenance of a waterproof wearing surface for timber bridge decks*. Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-123. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 15 p., 2001.

Modelos Probabilísticos para Espectros de Carga por Eixo e seus Efeitos no Dimensionamento e Desempenho de Pavimentos Flexíveis

Heliana Barbosa Fontenele

Professora, Departamento de Construção Civil, Universidade Estadual de Londrina
heliana@uel.br

José Leomar Fernandes Júnior

Professor, Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
leomar@sc.usp.br

RESUMO

A caracterização das cargas do tráfego é de grande importância para o dimensionamento de pavimentos, bem como para a quantificação do desempenho para fins de gerência de pavimentos. Para determinar os efeitos das cargas do tráfego nas estruturas de pavimentos, ainda é comum o uso de abordagens empíricas. Tais métodos apresentam sérias limitações, pois seus resultados são válidos somente para os mesmos, ou muito similares, fatores intervenientes que prevaleciam quando do seu desenvolvimento. Tendo em vista que os modelos de desempenho são importantes ferramentas para prever a evolução da condição ao longo do tempo e/ou tráfego acumulado, uma consistente caracterização do tráfego é necessária para obter resultados adequados. Considerando tal fato, o objetivo desta pesquisa foi analisar os efeitos da caracterização do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos a partir da geração de modelos estatísticos de espectros de carga por eixo dos veículos comerciais de carga. Assim, os resultados provenientes da abordagem empírico-mecânica foram comparados aos empíricos (conceito de equivalência de carga). Para o desenvolvimento dos espectros de carga e posterior modelagem, foram utilizados dados de pesagens realizadas no ano de 2008 no Posto de Pesagem de Veículos da SP-160 – Rodovia dos Imigrantes, km 28, pista sul. A comparação entre os resultados previstos pelos modelos e os dados originais

evidenciou o modelo Weibull como o mais indicado para a aplicação em rodovias brasileiras com características de tráfego semelhantes às da Rodovia dos Imigrantes.

Palavras-chave: Veículos rodoviários, Solicitações do tráfego, Carga por eixo, Espectros de carga, Desempenho de pavimentos.

ABSTRACT

The characterization of traffic loads is of great importance for pavement design, as well as for the measurement of performance in a pavement management system. To determine the effects of traffic load on pavement structures is still common to use empirical approaches. Such methods have serious limitations, since its results are just valid for the same or very similar intervening factors that prevailed at the time of its development. Given that the performance models are important tools to predict the evolution of pavement condition over time and/or accumulated traffic, a consistent characterization of the traffic is required to achieve adequate results. Considering this fact, the objective of this research was to analyze the effects of traffic characteristics on pavement performance through the generation of statistical models based on axle load spectra of commercial vehicles. Thus, the results from the empirical mechanistic approach were compared

to empiric results (the concept of equivalent load). For the development of load spectra and subsequent modeling were used data collected in 2008 in a weighing station located on Immigrant Highway - SP-160, km 28, southern runway. The comparison between the results predicted by the models and the original data, shows that the Wei-

bull model is the most suitable for application in Brazilian highways with similar traffic characteristics to the Immigrants Highway.

Keywords: Road vehicles, Traffic load, Axle load spectra, Pavement performance.

I. INTRODUÇÃO

O tráfego de veículos representa um papel muito importante no dimensionamento de estruturas de pavimentos, bem como a representação do seu comportamento ao longo do tempo. No decorrer das últimas décadas, muitos estudos têm sido desenvolvidos com o interesse de representar de forma mais próxima à realidade as condições impostas pelo carregamento oriundo dos veículos e os seus reflexos nos pavimentos, para que os projetos e sua posterior análise possam ser desenvolvidos da maneira mais fiel possível à situação vivida em campo.

As pesquisas realizadas sempre reforçaram que a utilização das abordagens empíricas, datadas dos anos 1960, vem acompanhada de limitações, onde seus resultados são reproduzíveis somente para as mesmas, ou muito similares, características da região do seu desenvolvimento. Nos dias de hoje, em termos de tráfego, as características dos veículos (tipo de eixo, tipo de rodagem, pressão de enchimento dos pneus e tipo de suspensão) e das cargas são bem diferentes daquelas existentes há 50 anos. Nas últimas décadas, a vida remanescente dos pavimentos continuou sendo verificada sob bases empíricas e expressa em termos do número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 t, utilizando-se a lei da quarta potência para converter o tráfego misto em cargas equivalentes por eixo.

Como resultado do avanço relacionado às pesquisas destinadas à representação do comportamento das estruturas mediante as solicitações do tráfego, observa-se a tendência na substituição da tradicional base puramente empírica pela empírico-mecanística. Neste quesito, um dos métodos mais recentes foi proposto pela *National Cooperative Highway Research Program*

(NCHRP) no projeto 1-37 A, o Método Empírico-Mecanístico da AASHTO (MEPDG – *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide*), que inseriu um novo conceito para a caracterização do tráfego: os espectros de carga por eixo (*Axle Load Spectra*).

Para preencher a lacuna existente entre o antigo conceito utilizado na caracterização do tráfego (baseado em cargas equivalentes) e o novo (baseado nos espectros de carga por eixo), alguns estudos desenvolveram modelos matemáticos para esboçar os dados do tráfego da maneira mais fiel possível ao existente em campo. Assim, os locais que carecem de fontes de dados para uma correta análise de tráfego podem ser beneficiados. Pois se sabe que, infelizmente, nem todos os locais dispõem de equipamentos para as devidas coletas de cargas dos veículos rodoviários, ficando, então, o procedimento relativo ao projeto e ao gerenciamento de pavimentos dependente das aproximações oriundas de informações do volume de tráfego e da contagem de eixos.

O objetivo deste trabalho foi analisar os efeitos da caracterização do tráfego sobre o desempenho dos pavimentos a partir da geração de modelos estatísticos com base no conceito de espectros de carga por eixo dos veículos comerciais de carga, comparando-os com o conceito de equivalência de carga.

2. DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

O projeto de pavimentos pode ser separado em dois tipos básicos de abordagem: a empírica e a empírico-mecanística. Nas abordagens de base empírica, o desempenho do pavimento é estimado como uma função de importantes variáveis, tais como, as propriedades estruturais e as dos materiais, a carga do tráfego e os fatores ambientais. Já

nas abordagens empírico-mecanísticas, as respostas dos pavimentos (tensões, deformações e deflexões) são calculadas a partir dos métodos numéricos de elementos finitos ou a partir da teoria elástica de camadas, as quais são depois correlacionadas ao desempenho dos pavimentos a partir de ensaios laboratoriais ou dados de campo. A diferença fundamental entre os métodos utilizados no projeto é a forma como as cargas do tráfego são caracterizadas (Hong, Pereira e Prozzi, 2006).

Com a tendência atual de substituição da tradicional base puramente empírica pela mecanicista, vários métodos de dimensionamento foram desenvolvidos, sendo o mais recente, conforme já mencionado, o MEPDG, que utiliza os espectros de carga por eixo como uma forma de caracterização do tráfego.

Em seu trabalho, Guo, Prozzi e Tutud (2005) afirmaram que o número equivalente de solicitações do eixo padrão não pode determinar as informações do tráfego real, pois é apenas um método de aproximação para quantificar a carga do tráfego. Concluíram tais autores que o espectro de carga produz um método exato e confiável para computar as cargas de tráfego e recomendaram que mais atenção seja dada a este conceito, pois a partir de sua aplicação a previsão do desempenho é mais precisa.

O novo método de dimensionamento de pavimentos proposto pelo NCHRP é uma mudança radical do método empírico baseado nos ESALS e assim, a partir da quantificação das características do tráfego usando diretamente todas as cargas por eixo, ao invés de convertê-las em ESALS, é possível analisar os impactos das variações das cargas de tráfego no pavimento e prover um adequado dimensionamento da estrutura do pavimento (Jiang *et al.*, 2008).

3. ESPECTROS DE CARGA POR EIXO

3.1. O QUE SÃO

Os espectros de carga por eixo consistem, de acordo com Haider e Harichandran (2007), de informações de carga por eixo e suas repetições para várias configurações (eixos simples, tandem duplos e triplos), sendo, então, usadas para criar distribuições que representam as cargas dos eixos e as variações a elas associadas.

Timm, Bower e Turochy (2006) descreveram que espectros de carga são distribuições de peso por eixo desenvolvidas para cada tipo de eixo, para um determinado fluxo de tráfego. Essas distribuições serão utilizadas na modelagem das respostas mecânicas do pavimento necessárias à determinação das funções de deterioração empíricas para prever a vida remanescente do pavimento. Para Salama, Haider e Chatti (2007), essa é, atualmente, a forma mais precisa para representar o tráfego real e que possibilita investigações mais detalhadas sobre a deterioração dos pavimentos.

Na figura 1 estão representados os espectros de carga por eixos simples e tandem duplo coletados no ano de 2001 no Estado do Alabama e usados como exemplo no trabalho de Timm, Bower e Turochy (2006).

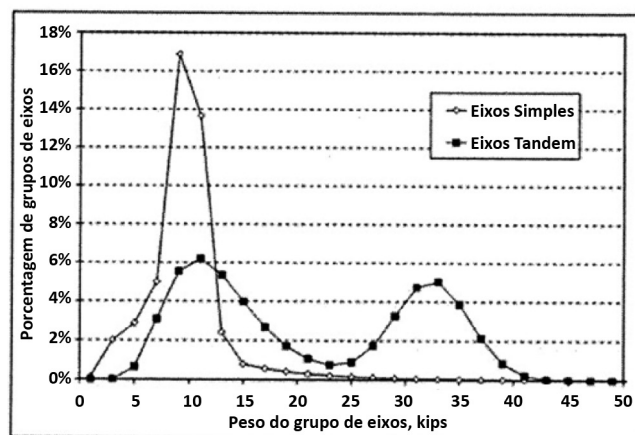


Figura 1 – Exemplo de espectros de carga
Fonte: Timm, Bower e Turochy (2006)

3.2. MODELAGEM

Em função da forma como os dados de tráfego devem ser inseridos no método de dimensionamento empírico-mecanístico da AASHTO, maneiras simplificadas para gerar os espectros de carga por eixo têm sido desenvolvidas. Assim, vários trabalhos, tais como, os de Timm, Tisdale e Turochy (2005), Turochy, Timm e Tisdale (2005), Haider e Harichandran (2007a, 2007b e 2007c), Prozzi e Hong (2007), Sunget al (2008), desenvolveram modelos matemáticos a partir de distribuições de carga por eixo (espectros de carga) para caracterizar o tráfego original, para que, posteriormente, pudessem ser aplicados diretamente nos modelos me-

canísticos para calcular as respostas do pavimento sob a ação do carregamento.

Os modelos desenvolvidos se basearam em combinações de distribuições de probabilidade (Log-normal, Normal, Weibull). A partir dos métodos estatísticos, os parâmetros de tais modelos foram obtidos. De uma forma geral, o modelo de distribuição combinada pode ser expresso pela equação 1. Na figura 2, apresenta-se o esquema do modelo de distribuição combinada.

$$f^* = \sum_{i=1}^n p_i f_i \quad (1)$$

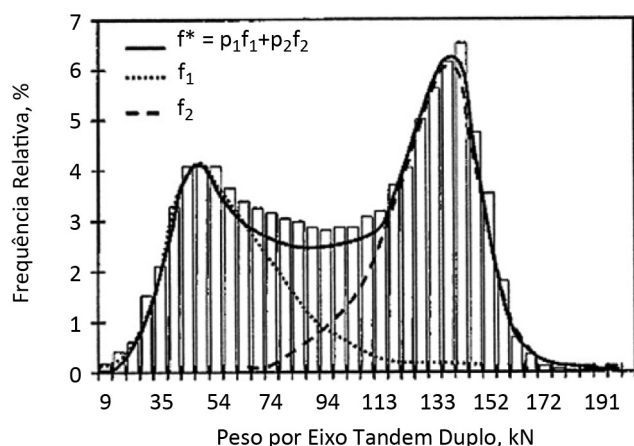


Figura 2 – Esquema do modelo de distribuição de probabilidades combinada

Fonte: Timm, Tisdale e Turochy (2005)

Os parâmetros f_1 , f_2 , como observados na figura 2, representam as distribuições teóricas que são somadas em adequadas proporções (p_1 e p_2) para formar a função de densidade da probabilidade final f^* . Dependendo do número de picos, tem-se a quantidade de funções teóricas necessárias ao ajuste e, conseqüentemente, as proporções a elas relacionadas.

De acordo com Timm, Tisdale e Turochy (2005), a intenção do desenvolvimento de equações matemáticas para modelar o espectro de carga foi a de preencher a lacuna deixada pela carência das fontes de dados, pois nem todos os Estados americanos possuem um sistema de aquisição de dados necessários para a montagem do espectro de carga por eixo. Na maioria dos cenários envolvidos no projeto de pavimentos, os espectros de carga com dados específicos do local não são obtidos, pois estão disponíveis somente os dados

relativos ao volume de tráfego a partir da contagem de eixos.

3.3. EFEITO NO DIMENSIONAMENTO E DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS

Ao longo da última década, houve uma grande preocupação voltada para o desenvolvimento de modelos que representassem a distribuição de cargas por eixo de uma determinada localidade, buscando gerar padrões que pudessem ser usados com certa confiabilidade para estimar os dados necessários ao dimensionamento e à análise do desempenho de pavimentos, visando principalmente auxiliar os órgãos que não dispõem de dados do local de interesse.

Entre esses estudos, verificou-se que, na geração dos modelos que representariam o carregamento do tráfego em campo, a preocupação estava muito mais voltada ao ajuste dos dados observados e estimados que em relação ao efeito no desempenho do pavimento (em alguns casos, verificações puramente visuais, outros com base em resultados de testes estatísticos). Portanto, havia pouca ou nenhuma preocupação com o efeito dessa caracterização no desempenho do pavimento. Assim, a precisão da estimativa de dano ao pavimento acabava sendo considerada equivalente à precisão do ajuste dos dados. Prozzi e Hong (2007) afirmaram que isso não é racional, tendo em vista que o dano causado pelas solicitações do tráfego não acontecem de forma linear ao carregamento por eixo.

No estudo conduzido por Turochy, Baker e Timm (2005), foi avaliada a variabilidade temporal e espacial dos espectros de carga por eixo de veículos de carga com base nos dados de pesagem coletados de 13 locais de rodovias arteriais rurais do Alabama no ano de 2001 e seu conseqüente reflexo no dimensionamento dos pavimentos flexíveis e rígidos. Para tanto, duas abordagens foram utilizadas: uma estatística e outra prática.

Os resultados relativos à significância estatística levaram à conclusão de que, na maioria, as distribuições apresentaram diferenças temporais e espaciais significativas. Quanto à significância prática, os impactos no dimensionamento de pavimentos rígidos e flexíveis não se apresentaram de forma significante. Ou seja, as

variações temporais e espaciais nos espectros de carga por eixo, observadas pelos autores, não produziram efeitos notáveis sobre a concepção dos pavimentos.

Guo, Prozzi e Tudtud (2005) usaram cinco estruturas de pavimentos para avaliar a diferença nas respostas e no desempenho dos pavimentos resultantes da aplicação, separadamente, das duas formas de caracterização do tráfego: por meio de ESALS e por meio dos espectros de carga por eixo. Desta forma, puderam avaliar a metodologia de quantificação da carga do tráfego.

Com o estudo, eles afirmaram que a seleção do critério de desempenho é que demandará o tipo de método de quantificação das cargas do tráfego: para o critério de deformação permanente nas trilhas de rodas, a previsão a partir do espectro de cargas sempre é subestimada no formato dos ESALS e para o critério de trincamento, a diferença entre os dois formatos dependerá do tipo de estrutura do pavimento.

Com a mesma finalidade de comparar o dimensionamento e o desempenho previsto pelas duas formas de caracterização do tráfego, Carvalho e Schwartz (2006) desenvolveram um estudo considerando cinco Estados dos EUA (Alabama, Arizona, Maryland, Dakota do Sul e Washington), que representavam uma variedade de condições climáticas e de tipo de solo. A partir dos resultados, de acordo com o desempenho previsto pelo MEPDG, o Guia da AASHTO 1993 superestima o desempenho a partir da subestimação dos defeitos de deformação permanente nas trilhas de rodas e trincas por fadiga nos pavimentos localizados nos locais de temperaturas mais quentes que aquelas do local de realização do *AASHTO Road Test*, bem como para as condições de maior nível de tráfego.

4. MÉTODO DE PESQUISA

4.1. COLETA DE DADOS DE PESAGENS

Dados relativos ao peso bruto total combinado, ao peso por eixo ou conjunto de eixos e ao tipo de veículo rodoviário de carga, registrados na respectiva data em um dos postos de pesagem (PPVs) em operação no ano de 2008 no Estado de São Paulo, foram utilizados neste estudo para a montagem dos espectros de carga

por eixo e análises posteriores. O PPV fica localizado no km 28 da Rodovia dos Imigrantes (SP-160), pista sul.

4.2. DESENVOLVIMENTO DOS ESPECTROS DE CARGA ORIGINAIS

Para cada tipo de eixo (simples de roda simples (ESRS), de rodas duplas (ESRD), tandem duplo (ETD) e tandem triplo (ETT)), foi montada uma distribuição anual, tendo no eixo das abscissas a carga observada por eixo e na ordenada, a correspondente frequência relativa. É importante ressaltar que nesta pesquisa, diferentemente da maioria dos trabalhos relativos ao tema, os espectros para os eixos simples foram separados entre simples com rodas simples e simples com rodas duplas. O intuito foi de avaliar a influência da rodagem simples (eixos direcionais e eixos com pneus extralargos) sobre o desempenho dos pavimentos, pois tal ação não fica evidenciada no método empírico de dimensionamento em função dos ESRS e ESRD serem considerados em conjunto, em um único gráfico ou tabela, quando da determinação do fator de equivalência de carga (FEC).

Para o desenvolvimento dos espectros de carga por eixo, foram seguidos os intervalos de carga estabelecidos no relatório NCHRP 1-37A:

- ESRS e ESRD: valores de carga entre 1.360,5 e 18.140,6 kg, em intervalos de 453,5 kg (3.000 e 40.000 lbs, em intervalos de 1.000 lbs);
- ETD: valores de carga entre 2.721,1 e 36.281,2 kg, em intervalos de 907 kg (6.000 e 80.000 lbs, em intervalos de 2.000 lbs);
- ETT: valores de carga entre 5.442,2 e 46.258,5 kg, em intervalos de 1.360,5 kg (12.000 a 102.000 lbs, em intervalos de 3.000 lbs).

4.3. DETERMINAÇÃO DOS FEC, FV E N

Os fatores que visam expressar os danos nos pavimentos foram obtidos de maneira convencional e não convencional. A forma convencional diz respeito à utilização das equações da AASHTO e USACE, enquanto a não convencional diz respeito à abordagem empírico-mecânica a partir do uso das respostas estruturais críticas do pavimento. Com os fatores de danos, os dados relativos ao volume do tráfego comercial, a pro-

porção dos tipos de eixos e as respostas estruturais, foi determinado o número de solicitações necessárias à ruptura do pavimento (N). Foram adotados o VDMA de 10.993 veículos, período do projeto de 20 anos, e uma taxa de crescimento do tráfego de 4% a.a.

Os FECs empíricos médios foram obtidos a partir da somatória dos produtos dos Fatores de Equivalência de Carga individuais (FEC_i) com a respectiva frequência relativa para cada tipo de eixo considerado na construção dos espectros de carga por eixo. Os FEC_i resultaram da aplicação do ponto médio dos intervalos das classes de carga como o valor “P” da carga por eixo constante nas equações da AASHTO e USACE. Essa maneira foi adotada para representar o espectro de cargas por eixo, objeto principal da análise. Com esse procedimento, obteve-se um fator de equivalência de carga ponderado “ FEC_{AASHTO} ” ou “ FEC_{USACE} ”. Para encontrar o fator de veículo (FV) correspondente a cada classe, foi feito o somatório dos valores de FEC ponderados obtidos para cada eixo que compõe o veículo em análise.

Já os FECs empírico-mecanísticos resultaram da análise estrutural do pavimento, cujas características estão apresentadas na tabela 1 e posterior aplicação da equação 2.

Tabela 1 – Características do pavimento

Camadas	Espessura (cm)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coef. de Poisson
1	12,5	4.000	0,3
2	20	400	0,4
3	25	200	0,4
Subleito	∞	70	0,45

$$FEC_i = \left(\frac{\rho_i}{\rho_0} \right)^b \quad (2)$$

onde:

- ρ_i é a resposta estrutural correspondente à solicitação em análise;
- ρ_0 é a resposta estrutural à solicitação padrão;
- b é o expoente associado à forma de deterioração, resposta estrutural considerada, tipo de ensaio e estrutura analisada.

As respostas estruturais consideradas foram as deformações horizontais de tração na fibra inferior do revestimento ($\epsilon_{ht,1}$) e as deformações verticais de compressão no topo do subleito ($\epsilon_{vc,m}$). O programa computacional de análises elástico-lineares ELSYM5 foi utilizado para a obtenção dessas respostas.

A distância considerada entre os centros das superfícies de carregamento no ESRD foi de 33 cm, já para os ETD e ETT, foi de 120 cm. As respostas estruturais foram determinadas nos centros das superfícies de carregamento e em pontos de equidistância entre elas.

Para a verificação do efeito relativo à pressão de enchimento dos pneus, foram consideradas as pressões de 563 kPa (80 psi) e 844 kPa (120 psi). Tais valores são, respectivamente, a pressão quando do AASHTO Road Test e, de acordo com Fernandes Junior, Pais e Pereira (2006; 2007), a pressão de enchimento média no Brasil. Para cada pressão, foram obtidos os valores de $FEC_{trincas}$ (com uso da $\epsilon_{ht,1}$) e $FEC_{afundamento}$ (para a $\epsilon_{vc,m}$). Cada valor do fator de equivalência de carga individual (FEC_i) foi calculado a partir do uso da equação 2, aplicando o expoente 3,291 e 4, respectivamente. Os expoentes usados foram adotados com base nos valores utilizados no trabalho de Fernandes Júnior (1994) e Fernandes Júnior *et al.* (2002), que, por sua vez, seguiram os modelos propostos por Finn *et al.* (1977), Gerritsen e Koole (1987).

As respostas estruturais correspondentes à solicitação em análise foram obtidas para as cargas correspondentes aos pontos médios dos intervalos de classe de cargas para simular a aplicação do espectro de carga por eixo.

O valor do FEC para cada carga aplicada foi obtido pela atribuição da correspondente frequência relativa ao FEC_i , sendo que o valor final para o eixo analisado constou da somatória dos 38 valores parciais de ESRD e/ou 31 valores parciais de ETT. Assim, como no procedimento empírico, obteve-se um fator de equivalência de carga ponderado: “ $FEC_{trincas}$ ” e “ $FEC_{afundamento}$ ”.

A partir dos FECs, foram calculados os valores de $FV_{trincas}$ e $FV_{afundamento}$, correspondentes a cada classe considerada neste trabalho, mediante o somatório dos valores de FEC obtidos para cada eixo que compõe o veículo em análise. O procedimento para o cálculo do “N” em-

pírico-mecanístico foi feito de forma similar ao procedimento convencional aplicando os valores correspondentes de FV médios da frota (FV_{trincas} ou $FV_{\text{afundamento}}$).

4.4. AJUSTE ÀS DISTRIBUIÇÕES DE CARGA POR EIXO

O espectro de carga para cada tipo de eixo (simples, tandem duplo e triplo) foi modelado a partir da função estatística que melhor se ajustasse aos dados. Assim, neste trabalho, foram desenvolvidos modelos de distribuição de carga por eixo usando as funções Weibull (Equação 3) e Log-normal (Equação 4).

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha} \quad (3)$$

$$f(x; \mu; \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma x}} \cdot e^{-[\ln(x)-\mu]^2/2\sigma^2}, \quad x \geq 0 \quad (4)$$

onde:

μ : média dos dados logaritmicamente transformados;

σ : desvio padrão dos dados logaritmicamente transformados;

x : carga do eixo;

α : parâmetros de forma;

β : parâmetro de escala.

Assim, foi verificada aquela que melhor se adequou à distribuição original a partir dos valores de R^2 , testes de aderência como o qui-quadrado (χ^2), teste *Kolmogorov-Smirnov* (K-S) e porcentagem de diferença (erros) no valor final de FEC e FV entre os espectros originais e os previstos pelos modelos. Ressalta-se que do total de 11 classes de veículos com frequência superior a 1%, foram utilizados na modelagem os espectros referentes a somente sete classes de veículos, pois essas sete classes em conjunto correspondiam a uma porcentagem do tráfego comercial próxima a 90%.

4.5. VERIFICAÇÃO DO EFEITO DOS ESPECTROS TEÓRICOS NO DIMENSIONAMENTO

4.5.1. AASHTO, USACE e ELSYM5

O procedimento para o cálculo dos fatores de danos e solicitações a partir dos modelos desenvolvidos foi

executado da mesma forma como foi realizado com os espectros originais, tanto na forma convencional (empírica) como na empírico-mecanística a partir das respostas estruturais calculadas no ELSYM5. As espessuras foram calculadas de acordo com os métodos do DNIT, para CBR 9%, e pelo método da AASHTO 1993.

Os parâmetros das distribuições foram obtidos a partir do método dos mínimos quadrados, ou seja, os valores que resultaram na menor soma dos quadrados dos desvios entre a distribuição teórica e a original foram os selecionados para o modelo.

4.5.2. MEPDG

Nesta etapa, o objetivo foi determinar o impacto dos espectros de carga modelados no desempenho do pavimento comparando-os com os resultados obtidos com os espectros originais. Assim, os espectros originais e aqueles modelados pelas funções log-normal e Weibull dos eixos dos sete tipos de veículos (tanto usando o mesmo tipo de função em todos os eixos como alternando segundo as funções individuais que apresentaram o melhor R^2 entre os FECs) foram avaliados usando o programa computacional MEPDG. A versão 1.100, a última disponibilizada para teste, foi utilizada neste trabalho. Conforme o procedimento usado anteriormente, o período de projeto considerado foi de 20 anos e o pavimento foi do tipo flexível.

Vale ressaltar que os critérios de desempenho adotados foram: Irregularidade longitudinal inicial ($IRI_{i,ni}$) aproximadamente igual a 1,0 m/km (63 in/mi), onde geralmente o valor ideal para os pavimentos novos fica entre 0,79 e 1,18 m/km (50 e 75 in/mi); Irregularidade longitudinal final (IRI_{final}) de 4 m/km (172 in/mi); trincas longitudinais *up-down* iguais a 189,0 m/km (1000 ft/mi); trincas por fadiga classe 3 *bottom-up* iguais a 25%; trincas transversais térmicas iguais a 189 m/km (1000 ft/mi); afundamento nas trilhas de rodas no CBUQ igual a 6,35 mm (0,25 in); e afundamento nas trilhas de rodas no pavimento todo igual a 19,5mm (0,75 in). Os valores foram adotados a partir da análise das recomendações do NCHRP (2004) e também do DNIT (2006).

O nível de confiabilidade (segurança) considerado para todos os critérios de desempenho foi de 90%, pois conforme proposto no NCHRP (2004), o nível de confiança para as restaurações e os pavimentos novos nas vias interestaduais e nas *freeways* em áreas urbanas deve estar entre 85-97% e em áreas rurais entre 80-95%.

5. RESULTADOS

5.1. OS ESPECTROS DE CARGA ORIGINAIS

Para o desenvolvimento dos espectros de carga por eixo, nesta pesquisa foram utilizados os intervalos de carga estabelecidos no relatório NCHRP 1-37A já detalhados no item 4.2 deste artigo. A título de exemplo, na figura 3 são apresentados os espectros de carga por eixo desenvolvidos para o veículo 2S3.

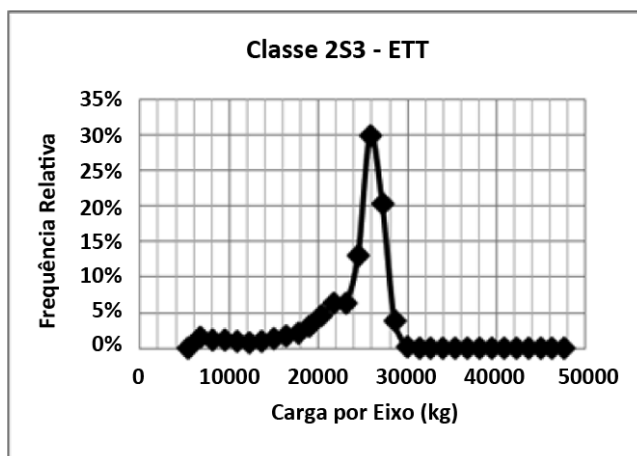
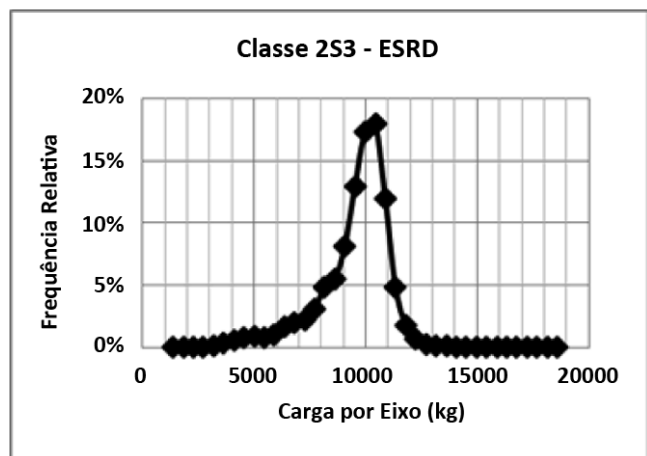
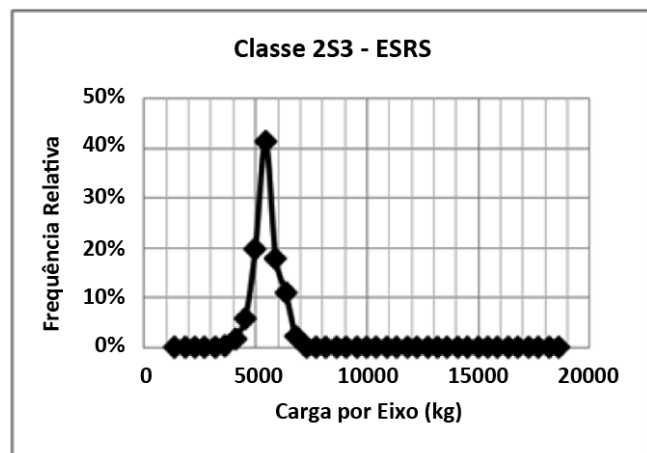
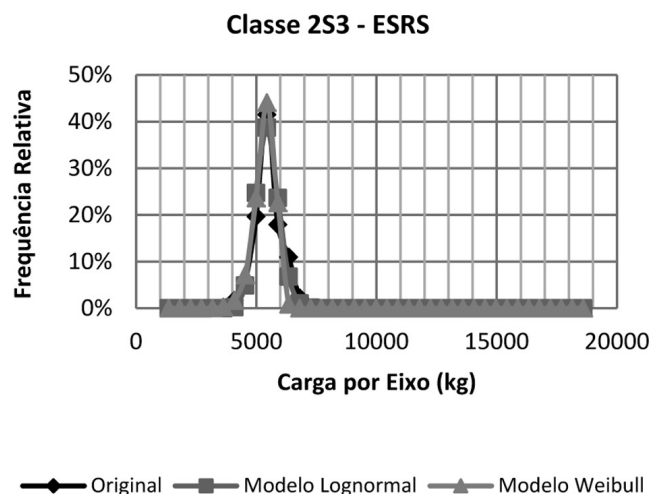


Figura 3 – Espectros de carga por eixo original para o veículo 2S3

5.2. OS PARÂMETROS DOS MODELOS

O melhor ajuste foi aquele considerado pelo menor valor da soma dos quadrados dos desvios entre as frequências relativas originais e teóricas. Como exemplo, na figura 4 apresentam-se gráficos com as distribuições originais e as previstas pelos modelos Weibull e log-normal para o ESRS do veículo de maior frequência no posto de pesagem. Os parâmetros obtidos para todas as classes de veículos e correspondentes espectros podem ser verificados na íntegra em Fontenele (2011).



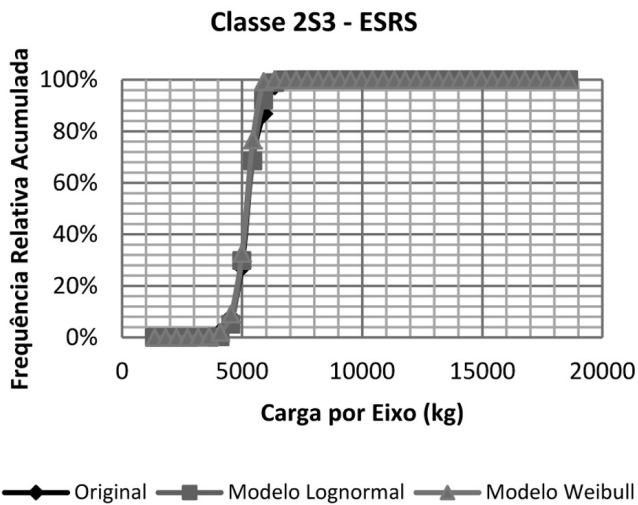


Figura 4 – Comparação entre os espectros original e previsto

Para o eixo exemplificado, os parâmetros obtidos para os modelos foram: $\mu = 8,56$ e $\sigma = 0,086$ (modelo log-normal) e $\alpha = 15$; $\beta = 5.308$ (modelo Weibull). Os espectros previstos por ambos os modelos para o ESRS do veículo 2S3 apresentaram boa correlação com o espectro original, sendo o valor de R^2 superior a 0,90.

Apesar dos resultados satisfatórios de R^2 e a proximidade das distribuições, como observado no exemplo da figura 3, os testes estatísticos realizados (K-S e qui-quadrado) foram unânimes em todos os tipos de classes de veículos na rejeição de igualdade entre os espectros gerados pelos modelos desenvolvidos e os espectros originais. Para o teste K-S, as rejeições são explicadas pelo grande tamanho das amostras que fizeram com que os valores de D_{critico} fossem muito bai-

xos. O valor máximo tolerado para as diferenças entre os espectros testados foi de cerca de 1,3%.

Já no teste qui-quadrado, o número de intervalos com frequência superior ou igual a 5 gerou graus de liberdade baixos e, conseqüentemente, baixos valores χ^2_{critico} . Assim, os valores críticos baixos aumentaram a probabilidade de rejeição da hipótese nula, sustentando que os dados observados ajustam-se à distribuição teórica testada. Além disso, o teste é bastante sensível aos valores nas caudas dos espectros, assim, qualquer diferença entre os valores previstos pelo modelo e os valores originais nas caudas ganha maior proporção.

5.3. FEC, FV E N

Os FECs, FVs, solicitações e espessuras foram calculados a partir dos modelos desenvolvidos para cada eixo das sete classes de veículos consideradas neste trabalho. Uma comparação entre os resultados previstos (provenientes dos modelos) e os resultados originais (provenientes dos dados reais de pesagem no PPV01) foi executada para aumentar a confiabilidade de previsão dos modelos. Na tabela 2 são apresentados os resultados obtidos pela comparação entre os FECs e FVs originais e os previstos pelos modelos, de acordo com as equações da AASHTO e USACE. Os valores de FEC e FV para todas as classes de veículos consideradas na pesquisa, tanto originais como dos modelos, podem ser visualizados em Fontenele (2011).

Tabela 2 – Comparação entre os FEC e FV originais e previstos

Classe	Tipo eixo	Log-normal _{AASHTO}		Weibull _{AASHTO}		Log-normal _{USACE}		Weibull _{USACE}	
		R ² (FEC)	Erro FV (%)	R ² (FEC)	Erro FV (%)	R ² (FEC)	Erro FV (%)	R ² (FEC)	Erro FV (%)
2S3	ESRS	0,944	29,80	0,847	8,70	0,946	41	0,858	14,60
	ESRD	0,857		0,986		0,813		0,983	
	ETT	0,867		0,959		0,849		0,961	
3D4	ESRS	0,893	0,60	0,990	-1,10	0,895	-0,50	0,990	-1,90
	ETDI	0,999		0,990		1,000		1,000	
	ETD2	0,999		0,996		0,999		0,995	
	ETD3	0,987		0,997		0,988		0,997	

Classe	Tipo eixo	Log-normal _{AASHTO}		Weibull _{AASHTO}		Log-normal _{USACE}		Weibull _{USACE}	
		R ² (FEC)	Erro FV (%)	R ² (FEC)	Erro FV (%)	R ² (FEC)	Erro FV (%)	R ² (FEC)	Erro FV (%)
3S3	ESRS	0,969	10,20	0,964	-0,20	0,971	14,70	0,965	0,80
	ETD	0,975		0,985		0,970		0,983	
	ETT	0,941		0,998		0,928		0,998	
2S2	ESRS	0,992	-7,00	0,953	-28,10	0,992	19,30	0,958	-41,60
	ESRD	0,862		0,785		0,768		0,705	
	ETD	0,818		0,754		0,573		0,332	
2C	ESRS	0,910	-13,80	0,540	-35,30	0,861	-20,20	0,545	-44,60
	ESRD	0,933		0,746		0,891		0,578	
2S1	ESRS	0,990	-7,90	0,987	-7,70	0,991	-12,20	0,988	-11,20
	ESRD1	0,978		0,960		0,969		0,946	
	ESRD2	0,966		0,938		0,949		0,921	
3C	ESRS	0,911	12,10	0,978	-4,80	0,919	15,60	0,979	-9,30
	ETD	0,952		0,994		0,934		0,986	

Os valores de R² obtidos entre os FECs são superiores a 0,80, com exceção dos valores encontrados para o veículo tipo 2S2 (nos ESRS e ESRD para os FEC_{AASHTO} do modelo Weibull e FEC_{USACE} do modelo log-normal e Weibull), bem como para o veículo 2C (para os FEC_{USACE} do modelo Weibull). Para a combinação feita conforme comentado no item 4.5.2 (Log-normal + Weibull), os valores de erro nos FVs para cada classe de veículos foram:

- *AASHTO*: 2S3 = 14,70%; 3D4 = -0,40%; 3S3 = 0,90%; 2S2 = -39,0%; 2C = -20,20%; 2S1 = -12,20%; e 3C = 8,40%;
- *USACE*: 2S3 = 9,30%; 3D4 = -0,10%; 3S3 = 0,4%; 2S2 = -22,40%; 2C = -13,80%; 2S1 = -7,90%; e 3C = 0,0%.

Na tabela 3, são apresentados os resultados comparativos relativos ao dimensionamento.

Tabela 3 – Comparação do dimensionamento entre os espectros originais e modelos

Espectro de Carga	N2028		Espessura (cm)		% erro Ht	
	AASHTO	USACE	AASHTO	USACE	AASHTO	USACE
Original	2,01E+08	8,55E+08	74,5	56,25	-	-
Log-normal	2,24 E+08	9,66 E+08	76,5	56,58	2,7%	0,6%
Weibull	2,02 E+08	8,68 E+08	75,0	56,29	0,7%	0,1%
Log-normal +Weibull	2,05 E+08	8,76 E+08	75,5	56,32	1,3%	0,1%

Assim, comparando os erros nos FVs constantes na tabela 2 com os resultados relativos ao dimensionamento da tabela 3, foi notada que a maior porcentagem de erro observado, de aproximadamente 45% no FV_{USACE} não foi responsável por uma grande diferença na es-

passura do pavimento. No uso do modelo log-normal, a espessura do pavimento pelo USACE/DNIT foi diferente da original em menos de 0,4 cm (erro máximo de 0,6%) e no modelo Weibull, uma menor diferença foi obtida - 0,04cm.

O mesmo pode ser dito para as espessuras obtidas pelo método da AASHTO. O erro máximo no FV de 29,80% para o modelo log-normal não gerou diferença de mais de 2 cm (erro de 2,7%) na espessura e para o modelo Weibull, não alcançou uma diferença superior a 0,5 cm (erro de 0,7%). Com a combinação dos modelos dentro de cada classe de veículo, as diferenças entre as espessuras também foram pequenas. Segundo

o método USACE/DNIT, ficou em 0,07 cm e de acordo com o método da AASHTO, a diferença entre a espessura obtida com os dados originais e a obtida com os dados previstos foi de 1 cm (erro de 1,3%).

A partir das respostas estruturais calculadas pelo ELSYM5, os erros percentuais relativos aos FVs foram calculados e estão nas tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Comparação de FV e “Ns” entre os espectros originais e previstos com pressão de enchimento de pneus de 563 kPa (80 psi)

Espectro de Carga	FV médio da frota		N ₂₀₂₈		% erro FV	
	Trincas	Afundam.	Trincas	Afundam.	Trincas	Afundam.
Original	2,77	3,29	1,59E+08	1,89E+08	-	-
Log-normal	2,90	3,65	1,66 E+08	2,09 E+08	4,7	10,9
Weibull	2,75	3,32	1,58 E+08	1,90 E+08	-0,7	0,9
Log-normal +Weibull	2,79	3,37	1,60 E+08	1,93 E+08	0,7	2,4

Tabela 5 – Comparação de FV e “Ns” entre os espectros originais e previstos com pressão de enchimento de pneus de 844 kPa (120 psi)

Espectro de Carga	FV médio da frota		N ₂₀₂₈		% erro FV	
	Trincas	Afundam.	Trincas	Afundam.	Trincas	Afundam.
Original	4,67	3,37	2,68E+08	1,93E+08	-	-
Log-normal	4,91	3,75	2,82 E+08	2,15 E+08	5,1%	11,3%
Weibull	4,66	3,41	2,67 E+08	1,95 E+08	-0,2%	1,2%
Log-normal +Weibull	4,74	3,45	2,72 E+08	1,98 E+08	1,5%	2,4%

Note que entre os modelos, para uma mesma pressão de enchimento dos pneus, não houve grandes variações nos valores médios da frota. O modelo Weibull apresentou o menor erro, tanto para FV_{trincas} como FV_{afundamento}, portanto, os Ns obtidos por esse modelo são os mais próximos do obtido com os espectros originais. Além disso, também é importante observar que entre as pressões de enchimento dos pneus de 563 kPa (80 psi) e 844 kPa (120 psi), os FV_{afundamento} apresentam variações praticamente inexpressivas, reforçando que o aumento de pressão nos pneus contribui apenas para o aumento da deterioração do trincamento. Quando a diferença causada no FV_{trincas} foi avaliada em

termos percentuais, percebeu-se que houve um aumento de mais de 50% no fator, deixando claro que as pressões de enchimento dos pneus de 844 kPa (120 psi) são mais danosas ao pavimento.

Ainda para verificar o efeito dos modelos desenvolvidos para os espectros de carga por eixo, foram desenvolvidas curvas de evolução de deteriorações ao longo do tempo, com o auxílio do MEPDG. Na figura 5, são apresentados, como exemplo, gráficos relativos ao defeito de trincas por fadiga. Em tal figura, as curvas foram desenvolvidas para os espectros originais com pressões de enchimento dos pneus de 563 kPa (80 psi) e 844 kPa (120 psi).

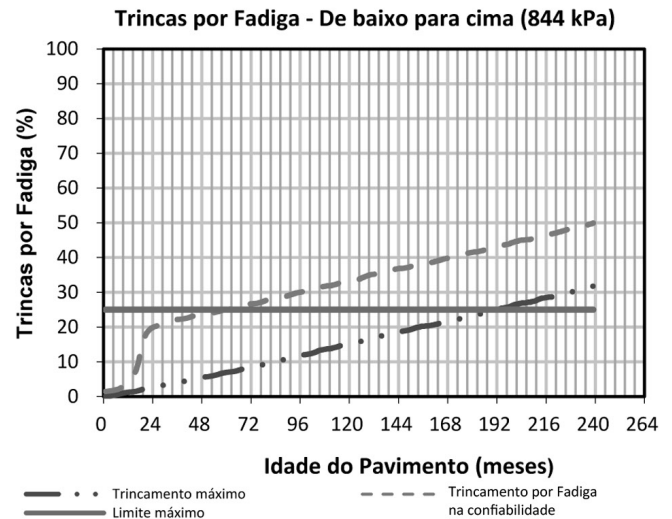
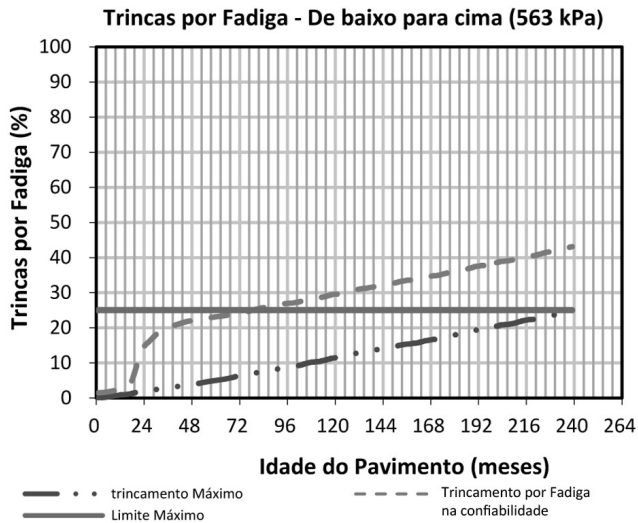


Figura 5 – Evolução das trincas por fadiga (de baixo para cima) para as pressões de enchimento de 563kPa (80 psi) e 844 kPa (120 psi)

Neste caso, foi possível verificar o efeito nocivo do aumento da pressão de inflação dos pneus, onde se observou que quando comparado ao uso da pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa (80 psi), a pressão igual a 844 kPa (120 psi) fez com que a deterioração atingisse o valor limite de projeto em menos tempo. Ou seja, adotando uma pressão de enchimento igual a 563 kPa (80 psi), o pavimento resistirá, aproximadamente, até o 79º mês e já com o uso de pressão de inflação de 844 kPa (120 psi), sua vida é reduzida para o 60º mês. Isso foi observado em todas as deteriora-

ções, tendo efeito mais pronunciado nas trincas por fadiga e afundamentos nas trilhas de rodas.

Nas tabelas 6 e 7 estão expostos, de forma resumida, os resultados decorrentes dos diferentes tipos de ajustes no desempenho do pavimento adotado na pesquisa. Assim, é apresentado o mês em que determinado defeito atinge o limite de projeto de acordo com a pressão de enchimento dos pneus, para cada tipo de defeito, e o correspondente modelo de distribuição de probabilidade ajustado.

Tabela 6 – Previsões (em meses) do desempenho dos modelos ajustados, considerando a pressão de enchimento de 563 kPa

Espectro	Trinca _{Long}	Trinca _{Fadiga}	Afundam. _{Tot}	Afundam. _{CA}	IRI
Original	4,3	79,0	55,0	42,3	188,8
Log-normal	3,6	70	44,2	102,7	180,0
Weibull	4,1	78,0	53,7	104,5	187,3
Log-normal+Weibull	4,0	78,0	53,0	104,0	187,0

Tabela 7 – Previsões (em meses) do desempenho dos modelos ajustados, considerando a pressão de enchimento de 844 kPa

Espectro	Trinca _{Long}	Trinca _{Fadiga}	Afundam. _{Tot}	Afundam. _{CA}	IRI
Original	3,6	60,0	28,0	105,0	152,0
Log-normal	3,2	55,0	22,0	40,0	142,0
Weibull	3,4	59,0	26,0	41,8	150,9
Log-normal+Weibull	3,4	58,0	25,0	41,7	150,0

Complementando os resultados, na tabela 8 são apresentados os resultados relativos a todas as formas de deterioração consideradas no MEPDG a par-

tir dos erros percentuais, tendo como referência os valores obtidos para as pressões de enchimento de 563 kPa.

Tabela 8 – Erros de previsão (tempo) dos resultados do uso da pressão de enchimento de 844 kPa (120 psi) em relação aos resultados do uso da pressão de 563 kPa (80 psi)

Espectro	Trinca _{Long}	Trinca _{Fadiga}	Afundam. _{Tot}	Afundam. _{CA}	IRI
Original	-17,0%	-24,0%	-49,0%	-59,7%	-19,5%
Log-normal	-11,0%	-21,0%	-50,0%	-61,0%	-21,0%
Weibull	-17,0%	-24,0%	-52,0%	-59,95%	-19,5%
Log-normal+Weibull	-16,0%	-26,0%	-53,0%	-59,9%	-20,0%

Note, para cada forma de deterioração, que os erros entre os modelos relativos à época (tempo) em que os limites são atingidos não diferem muito, estando a maior porcentagem de erro relacionada às deformações permanentes nas trilhas de rodas no concreto asfáltico e, em seguida, o afundamento total.

Quando comparadas as proximidades das previsões dos modelos desenvolvidos para os espectros de carga por

eixo aos valores obtidos para os espectros originais, o resultado foi considerado satisfatório para o modelo Weibull, ou seja, a previsão de desempenho gerada a partir do modelo não apresentou diferenças de grande vulto, sendo responsáveis pelos menores erros. Nas tabelas 9 e 10, estão listados os erros obtidos entre as previsões (ou seja, os meses em que o limite de determinado critério é atingido), considerando que os meses para este cálculo foram tomados de forma aproximada.

Tabela 9 – Erros nas previsões dos modelos para as pressões de enchimento de pneus de 563 kPa (80 psi), a partir do uso do MEPDG

Modelo	Trincas _{Longitudinais}	Trincas _{Fadiga}	Afundamento _{Total}	IRI
Log-normal	-16,0%	-11,0%	-20,0%	-4,7%
Weibull	-4,2%	-1,3%	-2,4%	-0,85%
Log-normal+Weibull	-5,8%	-1,3%	-3,6%	-0,94%

Tabela 10 – Erros nas previsões dos modelos para as pressões de enchimento de pneus de 844 kPa (120 psi), a partir do uso do MEPDG

Modelo	Trincas _{Longitudinais}	Trincas _{Fadiga}	Afundamento _{Total}	IRI
Log-normal	-10,3%	-8,0%	-21,0%	-6,6%
Weibull	-4,8%	-1,7%	-7,1%	-1,3%
Log-normal+Weibull	-4,8%	-3,3%	-10,7%	-1,3%

Os valores constantes nas tabelas são todos negativos, o que significa que pelos modelos, o momento em que o limite de projeto será atingido ocorrerá antes do previsto pelo uso dos dados originais. Assim, a partir de uma comparação entre o momento em

que se atinge o limite de projeto com os espectros originais e com os espectros Weibull, tem-se que a diferença não é superior a dois meses de antecedência. Diferentemente do que ocorre com os outros modelos

6. CONCLUSÕES

A principal conclusão do estudo aqui conduzido, que reflete o alcance do objetivo proposto, é que, a partir dos resultados, ficou evidenciada a possibilidade de desenvolvimento de modelos estatísticos que sejam capazes de caracterizar de forma adequada os espectros de carga por eixo com os dados da região usada na pesquisa, bem como de refletir com pequena margem de erro o desempenho previsto para os dados originais.

Para os dados utilizados, os modelos desenvolvidos pela distribuição de probabilidade Weibull forneceram melhores resultados e, portanto, são os mais indicados para a aplicação na região de estudo, sustentando tal afirmação pelos valores obtidos de correlações com os espectros originais da ordem de 80% e erros de previsão que não ultrapassaram dois meses. É importante ressaltar que os testes estatísticos K-S e qui-quadrado não apresentaram resultados satisfatórios para a aderência dos espectros previstos aos originais, não significando um resultado definitivamente negativo para a aplicabilidade dos modelos, fato este comprovado pelos testes práticos.

Assim, pode ser visto que os erros de previsão (relativos à época em que os limites são atingidos) entre os modelos para cada forma de deterioração, tomando como referência os valores obtidos para

as pressões de enchimento de 563 kPa (80 psi), não diferiram muito.

As maiores porcentagens de erros nas previsões estão relacionadas às deformações permanentes nas trilhas de rodas em todo o pavimento e também apenas no concreto asfáltico.

Ao longo dos resultados, ficou evidenciado o efeito nocivo à vida dos pavimentos que o aumento da pressão de enchimento dos pneus provoca, pois juntamente com a redução da área de aplicação da carga por eixo, há o aumento dos esforços atuantes, principalmente no revestimento asfáltico. Pelos valores obtidos, verificou-se que a vida prevista do pavimento sofre uma redução, respectivamente, de cerca de 50 a 60%, quando são usadas pressões de enchimento dos pneus de 844 kPa (120 psi). E com relação às trincas por fadiga, sua vida fica reduzida em 24%.

Finalizando, aponta-se que a contribuição deste trabalho não se restringe ao meio acadêmico, pois traz, para a área técnica, uma forma de caracterizar de maneira satisfatória os dados do tráfego necessários ao projeto de pavimentos e aos sistemas de gerência de pavimentos. Assim, os custos das coletas de dados podem ser minimizados, pois a diminuição do período de coleta, por exemplo, não será um item prejudicial. Além disso, os locais que carecem de fontes de dados para análise também poderão ser beneficiados.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARVALHO, R. L.; SCHWARTZ, C. W. *Comparisons of flexible pavement designs: AASHTO empirical vs. NCHRP 1-37A mechanistic-empirical*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM. Washington, D.C., 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. *Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos*. Pub. IPR-720. Rio de Janeiro, 2006.

FERNANDES JUNIOR, J. L. *Investigação dos Efeitos das Solicitações do Tráfego sobre o Desempenho de Pavimentos*. 1994. 293 f. Tese (Doutorado) – Pós-graduação em Engenharia Civil – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 1994.

FERNANDES JÚNIOR, J. L.; FABBRI, G. T. P.; PARREIRA, A. B.; SÓRIA, M. H. A.; GIGANTE, A. C. *Efeito dos pneus Trelleborg sobre pavimentos asfálticos*. Revista Minerva: Pesquisa e Tecnologia, nº 2, vol. 1, p. 13-24, São Carlos, 2002.

FERNANDES JÚNIOR, J. L.; PAES, J. C.; PEREIRA, P. A. A. *Avaliação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos flexíveis portugueses e brasileiros*. Revista Pavimentação, Ano II, nº 5, p. 28-38. Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, Rio de Janeiro, 2007.

FERNANDES JÚNIOR, J. L.; PAES, J. C.; PEREIRA, P. A. A. *Effects of traffic loading on portuguese and brazilian pavements performance*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM. Washington, D. C., 2006.

FINN, F.N.; SARAF, C.; KULKARNI, R.; NAIR, K.; SMITH, W. e ABDULLAH, A. *The Use of Distress Prediction Subsystems for the Design of Pavement Structures* - Proc. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. University of Michigan - Ann Arbor - Michigan - p. 3-38 – 1977.

FONTENELE, H. B. *Representação do tráfego de veículos rodoviários de carga através de espectros de carga por eixo e seu efeito no desempenho dos pavimentos*. 2011. 287 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

GERRITSEN, A.H. e KOOLE, R.C. - *Seven Years' Experience with the Structural Aspects of the Shell Pavement Design Manual*. Proc. Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. The University of Michigan - Ann Arbor - p. 94-106 – 1987.

GUO, R; PROZZI, J. A.; TUDTUD, F. *Effect on pavement performance of characterizing traffic loading by means of ESALs and Axle load spectra*. Proceedings of the International Innovation Forum for Doctoral Students in Transportation Engineering, p. 156-173, Shanghai, 2005.

HAIDER, S. W.; HARICHANDRAN, R. S. *Characterizing axle load spectra by using gross vehicle weights and truck traffic volumes*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. TRB 2007 Annual Meeting CD-ROM. Washington, D. C., 2007.

HAIDER, S. W.; HARICHANDRAN, R. S. *Quantifying the effects of truck weights on axle load spectra of single and tandem axle configurations*. Proceedings of the Fifth Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, p. 73-78. Park City, Utah, 2007b.

HAIDER, S. W.; HARICHANDRAN, R. S. *Relating axle load spectra to truck gross vehicle weights and volumes*. Journal of Transportation Engineering, vol. 133, n° 12, p. 696-705. American Society of Civil Engineers, 2007c.

HONG, F.; PEREIRA, F. M; PROZZI, J. A. *Comparison of equivalent single axle loads from empirical and mechanistic-empirical approaches*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM. Washington, D. C., 2006.

JIANG, Y.; LI, S.; NANTUNG, T.; MANGOLD, K.; MacARTHUR, S. A. *Creation of truck axle load spectra using weigh-in-motion data*. Journal of the transportation Research Forum, vol. 47, n° 4, p. 45-61. Transportation Research Forum, 2008. Disponível em: <http://www.trforum.org/journal>. Acesso em: jan. de 2011.

NCHRP - NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final Report NCHRP 1-37 A. Champaign, Illinois, 2004.

PROZZI, J. A.; HONG, F. *Optimum statistical characterization of axle load spectra based on load-associated pavement damage*. International Journal of Pavement Engineering, vol. 8, n° 4, p. 323-330, Taylor & Francis Group, 2007.

SALAMA, H. K.; HAIDER, S. W.; CHATTI, K. *Evaluation of New mechanistic-empirical pavement design guide rutting models for multiple-axle loads*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n° 2005, p.112-123 Washington, D. C, 2007.

SUNG, Y.; HUANG, W.; WANG, K.; LIN, J. *Axle load distribution model for heavy vehicles on Sun Yat-Sen freeway in Taiwan*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Annual Meeting CD-ROM, paper 08-2372. Washington, D.C., 2008.

TIMM, D. H.; BOWER, J. M.; TUROCHY, R. E. *Effect of load spectra on mechanistic-empirical flexible pavement design*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM. Washington, D. C., 2006.

TIMM, D. H.; TISDALE, S. M.; TUROCHY, R. E. *Axle Load Spectra Characterization by Mixed Distribution Modeling*. Journal of Transportation Engineering, vol. 131, n° 2, p. 83-88. American Society of Civil Engineers, 2005.

TUROCHY, R. E.; BAKER, S. M.; TIMM, D. H.. *Spatial and temporal variations in axle load spectra and impacts on pavement design*. Journal of Transportation Engineering, vol. 131, n° 10, p. 802-808. American Society of Civil Engineers, 2005.

TUROCHY, R. E.; TIMM, D. H.; TISDALE, S. M. *Truck Equivalency Factors, Load Spectra Modeling and Effects on Pavement Design*. Highway Research Center, Final Report - Project 930-564. Auburn, Alabama, 2005.

Análise de um Solo Tropical do Oeste do Maranhão como Material de Sublastro para a Estrada de Ferro Carajás

Bruno Guimarães Delgado

Engenheiro de Projetos Ferroviários da Mineradora Vale, Mestre em Engenharia Geotécnica pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). bruno.delgado@vale.com

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães

Professor Doutor do Instituto Militar de Engenharia (IME). guimaraes@ime.eb.br

Laura Maria Goretti da Motta

Professora Doutora da Coordenação dos Programas de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). laura@coc.ufrj.br

RESUMO

No presente artigo, analisam-se, a partir de um estudo de caso aplicado a um trecho de expansão da Estrada de Ferro Carajás (EFC), novos critérios de seleção de um solo para o uso como camada de sublastro. Foi selecionada uma jazida de solo fino essencialmente argiloso com elevado índice de plasticidade, da região oeste do Estado do Maranhão, para testar suas características sob a ótica da deformabilidade, elástica e plástica. São apresentados resultados de caracterização geotécnica, tradicional e MCT, e uma avaliação do comportamento mecânico do solo da jazida considerada representativa dessa região de expansão da EFC. Avaliou-se seu comportamento de tensão-deformação por ensaios triaxiais de cargas repetidas para a determinação do módulo de resiliência e da deformação permanente, com variados estados de tensões. Também foi testada a hipótese da ocorrência de *shakedown* ou acomodamento das deformações plásticas. Os resultados obtidos indicam elevados valores de módulo de resiliência e baixos valores de deformação permanente total, considerando nos ensaios cíclicos tensões compatíveis às esperadas no campo para a camada de sublastro do pavimento ferroviário. Portanto, trata-se de um material com características adequadas para a utilização na situação real de campo da Estrada de Ferro Carajás.

Palavras-chave: Pavimento ferroviário, Sublastro, Solos tropicais, Módulo de resiliência, Deformação permanente.

ABSTRACT

In this paper to discuss, from a case study, applied to a stretch of expansion of Carajás Railroad (EFC), these new selection criteria for use as a layer sub ballast. Was selected a mine of fine soil mainly clay with high plasticity index, in the western state of Maranhão, studied in order to test its characteristics from the viewpoint of deformation, elastic and plastic. Are presented results of geotechnical characterization, MCT classification and evaluation of mechanical behavior of a soil deposit considered representative this region of expansion of EFC. Evaluated their stress-strain behavior by repeated load triaxial tests to determine the resilient modulus and permanent deformation, with different stress states. We also tested the hypothesis of the occurrence of *shakedown*. The results indicate high values of resilient modulus and low values of total permanent deformation, whereas in the cyclic tests compatible to the expected tensions in the field to the layer of sub ballast on railroad pavement. Therefore, indicates that this is a material with characteristics suitable for use in the real situation of field Carajás Railroad.

Keywords: Railroad Pavement, Sub Ballast, Tropical Soils, Resilient Modulus, Permanent Deformation.

I. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país com ampla ocorrência de solos tropicais, cujas peculiaridades de comportamento geotécnico têm determinado o desenvolvimento de metodologias e procedimentos distintos daqueles usualmente empregados pela Mecânica dos Solos tradicional, desenvolvida a partir de solos de clima temperado. Destacam-se neste contexto a classificação MCT (Miniatura – Compactado – Tropical) desenvolvida para solos finos tropicais, assim como os estudos de módulo de resiliência e deformação permanente para solos finos ou pedregulhosos lateríticos (SILVA, 2003).

O procedimento usualmente empregado para a seleção de material de sublastro ao longo da Estrada de Ferro Carajás (EFC) adota faixas granulométricas de materiais pedregulhos, com um valor mínimo de CBR (20%) e valor limite de índice de plasticidade ($IP < 6\%$), além dos sistemas de classificação convencionais de solos USCS (Sistema de Classificação Unificada de Solos) e HRB (*Highway Research Board* para fins rodoviários). Se o solo analisado não atende a esses limites e faixas, então, é descartado para o uso como material de sublastro. Assim, as jazidas consideradas adequadas por estes procedimentos podem estar distantes dos locais de aplicação, especialmente em obras de expansão da ferrovia.

Por outro lado, são cada vez mais frequentes as publicações técnicas a respeito do uso de solos finos lateríticos como camada de pavimentos, independentemente do valor de CBR e da sua classificação, principalmente quanto à restrição relativa ao teor de finos, fundamentada nas metodologias MCT e resiliente. Destacam-se, neste contexto, os trabalhos dos professores Nogami e Villibor, com diversas publicações.

A maioria dos fundamentos conceituais da Mecânica dos Pavimentos, assim como os ensaios de laboratório e métodos numéricos, foi desenvolvida para pavimento rodoviário ou aeroportuário, mas pode ser incorporada também para o ferroviário. Neste caso, ainda que com comportamentos mecânicos distintos, a fadiga do revestimento asfáltico pode ser associada ao que ocorre nos trilhos ou nos dormentes, conforme mostrado por Spada (2003), bem como contribuir para a ocorrência de fragmentação do material do lastro, com conseqüente produção de finos e enrijecimento

da camada. Ambos os processos são gerados por repetição de cargas e, assim, os ensaios de caracterização dos materiais do lastro, do sublastro e do subleito devem reproduzir esta condição. Logo, o conceito de módulo de resiliência é igualmente importante na ferrovia e na rodovia, e no caso de deformação permanente, a analogia é direta porque o sucessivo acúmulo de deformações permanentes pelas camadas do pavimento ferroviário pode gerar deformação permanente total da estrutura, prejudicando o nivelamento dos trilhos.

Assim, uma abordagem atual e eficaz do comportamento estrutural de um pavimento ferroviário deve incluir a realização de ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente dos materiais, por ensaios triaxiais de cargas repetidas.

No presente artigo são mostrados resultados do módulo de resiliência e deformação permanente no solo selecionado que permitem avaliar os materiais regionais que seriam descartados com base em critérios pouco adaptados à realidade tropical. Busca-se obter projetos ferroviários menos onerosos e tecnicamente com maior confiabilidade, viabilizando a necessidade de expansão da infraestrutura de transportes nacional.

A pesquisa apresentada no presente trabalho reúne a contribuição de quatro instituições: mineradora Vale, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), COPPE/UFRJ e Instituto Militar de Engenharia (IME).

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. O PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Segundo Brown e Selig (1991), o dimensionamento de pavimentos foi tratado de forma empírica e como uma área secundária da Mecânica dos Solos, desde as primeiras décadas do século XX. Porém, com o crescimento econômico das nações e a necessidade crescente por transportes, buscou-se melhor entendimento da resposta do pavimento frente às suas solicitações, culminando com o surgimento da Mecânica dos Pavimentos. Medina (1988) a define como a disciplina da Engenharia Civil responsável por estudar os pavimentos como um sistema multicamadas sujeito às cargas oriundas dos veículos que neles trafegam, sendo o sistema em camadas conhecido como via permanente, um pavimento: o pavimento ferroviário.

Apresenta-se na figura 1 o modelo do sistema em camadas para a estrutura de um pavimento ferroviário, associando as camadas apresentadas a uma seção transversal típica de um pavimento ferroviário brasileiro.

O dimensionamento de um pavimento visa garantir a proteção do subleito mediante a definição de camadas sobrepostas com uma dada espessura e rigidez, garantindo simultaneamente que as próprias camadas não trinquem ou se plastifiquem.

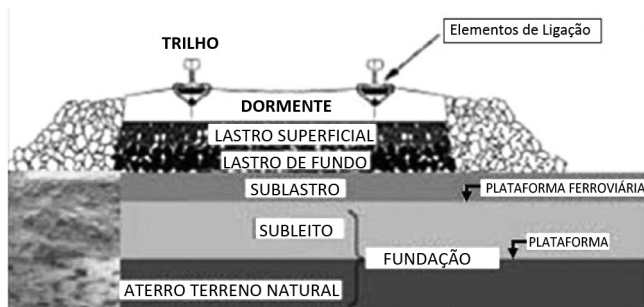


Figura 1 – Sistema estrutural do pavimento ferroviário (adaptado de SELIG e WATERS, 1994).

O entendimento do pavimento ferroviário como um sistema multicamadas deve inter-relacionar os componentes da via férrea – trilhos, dormente, fixações, lastro, sublastro e subleito – na busca por um entendimento do efeito de carregamento proporcionado pela passagem dos veículos sobre as tensões e as deformações associadas ao conjunto (Selig e Waters, 1994).

Os modelos tradicionais para análise da via férrea consideram o comportamento da via de duas formas: como trilhos representados por vigas infinitas apoiadas continuamente sobre apoios elásticos ou como vigas contínuas sobre apoios discretos e equidistantes. Em ambos, os apoios são considerados perfeitamente elásticos, homogêneos e isotrópicos. O mais comum dos modelos tradicionais é o que representa a viga sobre apoios contínuos.

O sublastro é a camada que fica entre o lastro pétreo e o subleito, sendo composta de material natural previamente selecionado, constituído basicamente de material grosso (mais de 50% retido na peneira de número 200 – 0,075 mm de abertura da malha) com granulometria inferior à do lastro.

Segundo Fortunato (2005), o sublastro deve permitir o escoamento das águas que ascendem do subleito e, si-

multaneamente, inibir a passagem de finos para o lastro, impedindo a sua colmatagem e enrijecimento. Para isto, deve atender aos critérios de dimensionamento de filtro de Terzaghi (Stoppato, 1987; Selig e Waters, 1994; Spada, 2003; Arema, 2009).

Em se tratando de solos lateríticos de granulometria mais fina, no entanto, não há estudos suficientes sobre o atendimento desses solos a tal critério, sendo um aspecto para o qual há discussão aberta, principalmente porque há ferrovias que não possuem sublastro.

Sabe-se que o sublastro, quando construído com material fino laterítico, apresenta baixas permeabilidade e erodibilidade, o que possibilita um bom desempenho para a via. Porém a necessidade de enquadramento em tais critérios, fundamentais para solos grossos, precisa ser mais bem investigada para esse tipo de solo como camada de sublastro.

O sublastro apresenta relevância técnica e econômica para a mecânica da via férrea e, assim, a identificação e a classificação de materiais para a aplicação nesta camada são essenciais para projetos mais eficientes e duráveis. Como o lastro, segundo Silva (2002), é a camada do pavimento ferroviário responsável por dotar a via férrea da resiliência adequada, Selig e Waters (1994) afirmam que se adequadamente projetado e construído, o sublastro trabalha quase que exclusivamente isento de deformações permanentes, na medida em que essas deformações ocorrem primeiramente no lastro.

O sublastro deve contribuir pouco para a deformação permanente total do pavimento ferroviário porque as intervenções são mais frequentes e viáveis apenas no lastro.

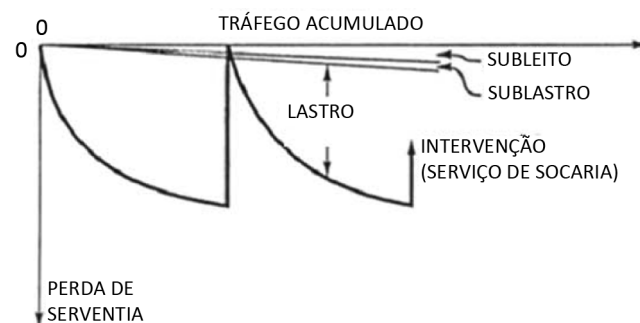


Figura 2 – Perda de serventia de um pavimento ferroviário lastrado típico (SELIG e WATERS, 1994).

Assim, a variação da serventia do pavimento, representada pela figura 2, mostra a recuperação do nível de serventia da via pela intervenção no lastro por socaria, desde que a deformação permanente acumulada da camada de sublastro e do subleito seja mínima. Em casos de elevadas deformações nas camadas inferiores ao lastro, deve ser feita a paralisação total da via, com construção de variante para a recuperação da área afetada, sendo muito mais onerosa.

2.2. SOLOS TROPICAIS

No Brasil – país de clima tropical úmido – dispõe-se de solos finos de formação diferente das ocorrências verificadas em países de clima temperado. Tais solos, ainda que bastante finos, são oriundos de processos pedogenéticos de alteração que resultam em solos enriquecidos com óxidos ou hidróxidos de ferro e/ou alumínio, hidratados (sesquióxidos): latossolos ou solos lateríticos. Os solos tropicais lateríticos graúdos (lateritas pedregulhosas) já vêm sendo utilizados com sucesso em camadas de sublastro há décadas nas ferrovias brasileiras, como no caso da EFC, porém apenas aquelas jazidas que satisfazem os critérios tradicionais de CBR, IP e granulometria.

O DNIT adota a Norma DNIT-ES 098 (2007) de execução de camada de base em pavimentos rodoviários utilizando lateritas graúdas, com base ainda nos ensaios tradicionais de CBR, granulometria e IP (Guimarães, 2009).

Quanto às diferenças entre os conceitos de Pedologia, Geologia e Engenharia Geotécnica sobre as denominações e os critérios de classificação de solos lateríticos, neste artigo se emprega o termo conforme designado em Nogami e Villibor (1980), que trata dos aspectos geotécnicos de tais materiais para a aplicação em pavimentos. Quanto à constituição mineralógica, os solos lateríticos apresentam, em sua fração argila, basicamente argilominerais do grupo das caulinitas (pouco plásticas), hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, proporcionando certa estabilidade mesmo em presença d'água, devido a um recobrimento dos argilominerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados. Isto minimiza a parcela de água adsorvida pelos argilominerais e proporciona efeito de cimentação natural nas partículas sólidas do solo. Nas

frações de areia e silte, apresentam basicamente quartzo e agregações lateríticas concrecionadas e, por vezes, alguns poucos minerais pesados.

A cor desses solos é geralmente vermelha, laranja, amarela e marrom, ou ainda uma mistura dessas cores, devido à presença dos hidróxidos e óxidos hidratados de ferro, responsáveis pela tonalidade vermelha, e de alumínio, responsáveis pela cor amarela.

A figura 3 ilustra o aspecto do material de sublastro, do oeste do Maranhão, constituído de laterita, na qual fica evidente seu aspecto pedregulhoso.

Apesar dos sistemas convencionais de classificação geotécnica de solos (USCS e HRB) enquadrarem os solos finos lateríticos como inservíveis para fins de pavimentação, é fato que seu uso tem acontecido com sucesso em várias regiões do país, em especial em São Paulo. Grande parte desta experiência foi apresentada inicialmente em Nogami e Villibor (1980), e consolidada em Nogami e Villibor (1995).

Na prática ferroviária nacional, Stopatto (1987) admite solos lateríticos com IP $\leq 10\%$, quando aplicados ao sublastro de ferrovias. Já a especificação DNIT-ES 098 (2007) admite que quando o solo é laterítico, pode ser aplicado com IP $> 15\%$ para a base, desde que estabelecida granulometricamente em misturas com outros materiais com IP $\leq 6\%$. Estes exemplos ilustram a necessidade de uma classificação adequada e um melhor entendimento da mecânica desses solos para a pavimentação, sem se apoiar em índices tão empíricos.



Figura 3 – Aspecto *in situ* de um solo laterítico com algumas concreções na região oeste do Maranhão (Der Osten et al., 2012).

Argilas lateríticas de alta plasticidade (CH na USCS e A-7 na classificação HRB), quando compactadas na umidade ótima, não são expansivas e possuem uma elevada capacidade de suporte, mesmo imersas em água.

Isto não ocorre, por exemplo, com solos saprolíticos, devido à presença de mica e/ou feldspato que reduzem a densidade aparente seca desses solos, sua capacidade de suporte e seu IP, aumentando, porém, o teor de umidade ótima e a expansão.

O sistema de classificação MCT consiste em um conjunto de ensaios laboratoriais (miniMCV e perda de massa por imersão) realizados com corpos de prova compactados de 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura, que possibilitam a obtenção de parâmetros para enquadrar o solo no ábaco classificatório próprio deste método, que é apresentado na figura 4 (Nogami e Villibor, 1995). Dependendo da localização do ponto de coordenadas no ábaco da figura 4, o solo recebe uma classificação, conforme segue:

LG' – solo argiloso laterítico; LA' – solo arenoso laterítico; LA – areia laterítica quartzosa;

NG' – solo argiloso não laterítico;

NS' – solo silteoso não laterítico;

NA' – misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solo arenoso); e

NA – areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grãos de quartzo e/ou mica, não laterítico.

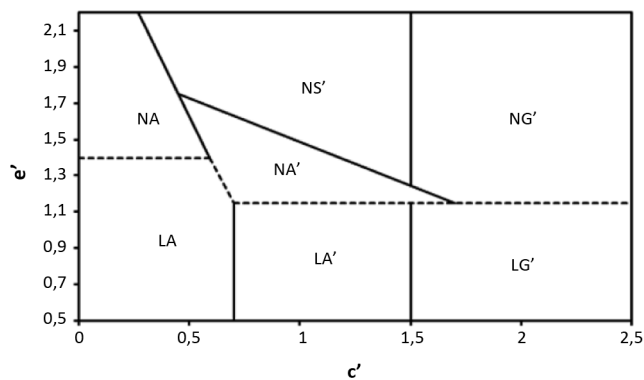


Figura 4 – Ábaco classificatório de solos do método MCT (Nogami e Villibor, 1995).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Durante o projeto básico de expansão da EFC, algumas jazidas selecionadas para fornecer material, visando a construção da camada de sublastro do pavimento ferroviário, não atenderam rigorosamente às especificações convencionais. A busca por critérios mais flexíveis e atualizados deu origem à presente pesquisa.



Figura 5 – Imagem de satélite com a localização da EFC e a região de interesse (oeste do Maranhão)

Para um dos segmentos, quatro jazidas (área de empréstimo para sublastro – AES) foram avaliadas, sendo o material deste trabalho oriundo de uma delas (AES-06). A figura 5 mostra uma imagem de satélite na qual se sobrepõe o croqui de localização da obra referida.

3.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Após a coleta e o transporte do material para o laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ no Rio de Janeiro, foi feita a caracterização geotécnica do material, incluindo os ensaios de classificação MCT. Foi realizada uma caracterização granulométrica completa com peneiramento (fração grossa do solo) e sedimentação (fração fina do solo), conforme a NBR 7181 (ABNT, 1988), a determinação da densidade real dos grãos, conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984), e ensaios de Limite de Liquidez e de Plasticidade, conforme a NBR 6459 e a NBR 7180 (ABNT, 1984).

Os resultados da classificação granulométrica apresentaram a distribuição mostrada na tabela 1.

Tabela I – Composição granulométrica do solo da jazida AES-06. Escala ABNT.

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
77	17	5	1	0	0

O resultado confirmou a predominância de finos no solo, com elevada presença de argila e ausência de material pedregulhoso. Isto permite tratar como material fino (argila-siltosa) possibilitando o uso da classificação MCT para confirmar a natureza laterítica do solo, visando a aplicação como sublastro.

A densidade real média dos grãos foi de 2,713 para o solo estudado, o Limite de Liquidez (LL) foi de 45% e o Limite de Plasticidade (LP) foi de 18%, IP=27%. A compactação foi na energia do Proctor Intermediário (PI), norma NBR 7182 (ABNT, 1988). No Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, a curva de compactação foi feita diretamente no cilindro de dimensões de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, visando, depois, poder utilizar o mesmo corpo de prova no ensaio triaxial de carga repetida. Foi obtido para a massa específica aparente seca máxima do solo o valor de 14,58 kN/m² e a umidade ótima de compactação de 26,5%.

Os ensaios para a classificação MCT foram realizados para o solo da jazida AES-06, conforme a norma DNER-ME 258 (1994). Após a obtenção dos parâmetros (e' e c'), obteve-se a classificação MCT para o solo da jazida AES-06, apresentado na figura 6. Verifica-se que o solo enquadra-se na classe LG', indicando um solo argiloso laterítico.

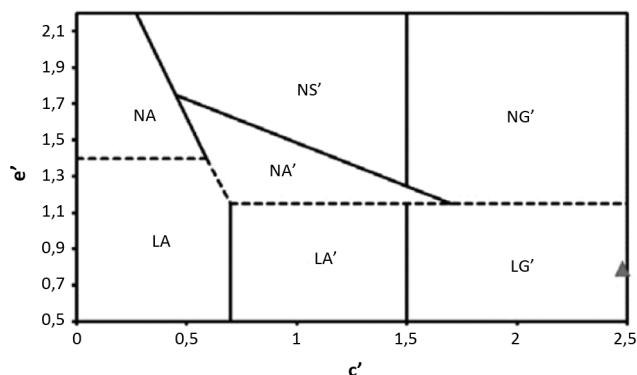


Figura 6 – Classificação do solo da jazida AES-06, no ábaco classificatório, segundo a metodologia MCT

3.3 ENSAIOS DE CARGAS REPETIDAS

O solo estudado foi submetido aos ensaios de cargas repetidas para a obtenção do módulo de resiliência e a avaliação da deformação permanente. Foram utilizados corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, moldados na umidade ótima e compactado com energia equivalente à do ensaio Proctor Intermediário, adotando o padrão de ensaio da COPPE/UFRJ (Medina e Motta, 2005) e constante da norma DNIT-ME 135 (2010). Apesar do foco de interesse da pesquisa ser nos níveis de tensões compatíveis com os que atuam na camada de sublastro de pavimentos ferroviários, optou-se por manter tais níveis de tensões do ensaio normatizado de rodovias, de forma a possibilitar a comparação com os módulos já obtidos para outros solos lateríticos. Também, e principalmente, porque tais níveis de tensões são superiores aos que o sublastro está submetido, tornando o ensaio mais abrangente no que se refere à avaliação da deformação resiliente do material comparativamente à sua condição de campo. Os ensaios de deformação permanente foram realizados de acordo com o procedimento da Rede Temática de Asfalto, visto que não há uma Norma Técnica brasileira. Tais ensaios foram realizados em diversos estados de tensões, com o objetivo de definir os limites de tensão admissível para o material, inclusive investigando o fenômeno do *shakedown*. Os níveis de tensões foram empregados em sete ensaios distintos, conforme apresentado na tabela 2, de forma a englobar as possíveis combinações as quais o material poderá ser solicitado no pavimento ferroviário. O número de ciclos de aplicação de cargas, N, foi geralmente superior a 150.000 ciclos e os pares de tensões foram definidos buscando-se uma variação bem ampla do estado de tensões, desde tensões bastante baixas até valores elevados de tensão desvio. Os valores foram proporcionais aos pares de tensões já empregados por Werkmeister *et al.* (2001) e Werkmeister *et al.* (2003) em solos granulares, visando a pesquisa da ocorrência de *shake-down* no material.

O mesmo procedimento para moldagem dos corpos de prova e montagem do aparato para o ensaio de módulo de resiliência é utilizado para o ensaio de de-

formação permanente. A principal diferença reside no fato de não se realizar o período de condicionamento do corpo de prova, visto que todas as deformações permanentes observadas são de interesse e o programa de computador que gerencia o equipamento triaxial cíclico da COPPE/UFRJ já possui uma rotina para o ensaio de deformação permanente.

Tabela 2 – Pares de tensões utilizados nos ensaios de deformação permanente para solo da jazida AES-06

Ensaio	Tensão Confinante (MPa)	Tensão Desvio (MPa)
1	0,070	0,070
2	0,100	0,200
3	0,140	0,280
4	0,100	0,400
5	0,050	0,250
6	0,050	0,300
7	0,140	0,420

Observações feitas por Guimarães (2001, 2009) indicaram que o mínimo de 150.000 ciclos de aplicação de carga é suficiente para avaliar a deformação permanente ao longo do ensaio. Isto acontece porque a forma da curva que indica as taxas de acréscimo de deformação permanente é mais importante do que o valor da deformação permanente total.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

As expressões obtidas para o módulo de resiliência foram (σ_d , σ_3 e MR em MPa): $MR=283 \sigma_d^{-0,14}$, $MR=307 \sigma_3^{-0,08}$.

Parreira *et al.* (1998) mostram que existe boa reprodutibilidade do ensaio de módulo de resiliência, tanto para diferentes corpos de prova moldados sob as mesmas condições quanto para um mesmo corpo de prova ensaiado diversas vezes. Neste estudo, foi executado apenas um ensaio para o solo em questão nas características do projeto: umidade e energia de compactação. No caso de um projeto definitivo, naturalmente devem ser ensaiados vários furos da mesma jazida.

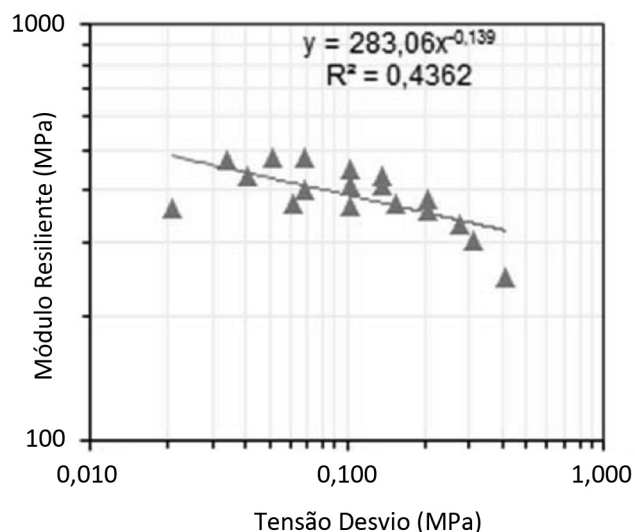


Figura 7 – Resultados de ensaio de MR em função da tensão desvio (σ_d) para o solo da jazida AES-06

Na figura 7, são apresentados os resultados do ensaio de MR em função da tensão desvio (σ_d) realizado com o solo da jazida AES-06 nas condições de umidade ótima e densidade máxima para a energia equivalente à do ensaio de Proctor Intermediário. O comportamento resiliente é mais influenciado pela tensão desvio (σ_d) do que pela tensão confinante (σ_3), comportamento esperado para solos finos e coesivos.

Apesar da dispersão apresentada nos valores obtidos, outros ensaios realizados indicaram tratar-se de uma característica do solo, sendo que a média aritmética dos valores indicou um valor de referência para o MR do solo da jazida AES-06 de 393 MPa, valor elevado para um solo fino na energia PI e umidade ótima, o que se deve à natureza laterítica do material. Observou-se que o solo laterítico da jazida AES-06 apresenta, nas condições de preparação do corpo de prova, elevado valor de MR comparativamente aos materiais finos não lateríticos. Tal característica corrobora o bom desempenho de solos lateríticos tropicais em camadas de pavimentos.

Paiva *et al.* (2008) indicam que, no sublastro de um pavimento ferroviário sob carga/eixo de 40t, atuam tensões verticais (σ_v) induzidas pelo tráfego da ordem de 0,140 MPa.

Na análise numérica computacional realizada por ocasião do projeto executivo da duplicação deste trecho da EFC, chegou-se a um valor de tensão vertical atuante sobre o sublastro da ordem de 0,151 MPa.

Ressalta-se que no projeto básico da ferrovia, que utilizou um método empírico de dimensionamento, obteve-se como tensão vertical atuante no sublastro o valor de 0,217 MPa, bastante superior aos valores anteriores, o que mostra a variação da estimativa em função do método de dimensionamento adotado. O nível máximo de tensão usado no ensaio corresponde a uma tensão vertical de 0,560 MPa.

Tais referências são apresentadas como ordem de grandeza e não eliminam a necessidade de se proceder a uma análise numérica da resposta do pavimento ferroviário particular do projeto em questão face ao carregamento imposto. Caso ocorram tensões acima da tensão admissível do material, deve-se buscar redimensionar o sistema multicamadas, por exemplo, com o aumento da espessura de lastro ou a redução do espaçamento dos dormentes. Comparam-se estas e outras possíveis soluções, vendo se uma delas é mais viável do que importar material para sublastro de distâncias maiores. Também teria uma solução intermediária por meio da estabilização granulométrica ou química do material da camada de sublastro.

Com relação ao valor médio obtido de 393 MPa para o MR do solo, destaca-se que o valor de referência adotado para o MR do sublastro por correlações com o CBR presente no relatório de Souto (2010) para o projeto executivo de duplicação do segmento 30-31 da EFC, foi de 180 MPa, obtido por correlação de Heukelon e Foster (1960). Balbo (2007), por exemplo, apresenta resultados de ensaios de módulo de resiliência em BGS do Estado de Santa Catarina que variam entre 115 e 415 MPa. Vertamatti (1988) apresenta valores de MR para alguns solos amazônicos, no qual se obteve uma variação de 200 a 300 MPa para solos arenosos lateríticos com poucos finos. Marangon (2004) apresenta valores de MR de solos finos lateríticos da região de Minas Gerais, variando de 139 a 446 MPa.

Outra comparação interessante é do valor médio de 393 MPa para o solo da jazida AES-06, com valores de referência para solos não lateríticos granulares extraídos de Selig e Waters (1994), baseados em parâmetros obtidos em laboratório e simulados computacionalmente com o emprego do programa Geotrack. Tais valores atingem um MR da ordem de 126 MPa em vias férreas com uma configuração similar à da EFC, ou seja, dormentes de concreto espaçados em 61 cm (o mesmo espaçamento adotado no projeto de expansão da EFC) e camada de lastro pétreo com 38 cm de espessura (frente aos

30 cm adotados no projeto de expansão da EFC). Logo, o solo da jazida AES-06 pode ser considerado, a princípio, satisfatório, em função do valor de MR obtido nas condições de ensaio para o emprego como material de sublastro em pavimento ferroviário.

4.2. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Segundo Delgado (2012), a deformação permanente é a principal preocupação quando se trata do emprego de solos em camadas de sublastro ferroviário. Assim, são muito importantes os estudos a respeito da deformabilidade plástica do material para o uso no sublastro.

A variação da deformação permanente ao longo dos ciclos de aplicação de cargas nos ensaios realizados é mostrada na figura 8 para os vários corpos de prova do solo da jazida AES-06. As curvas obtidas apresentam formas similares: um crescimento muito rápido até os 10.000 ciclos iniciais, em geral, e depois tendendo a um valor constante à medida que se aumenta o número de aplicação de cargas.

Em todos os ensaios (conforme apresentado na tabela 2), fica evidenciada a forte influência do estado de tensões. Ao analisar os gráficos da figura 8, observa-se que com o aumento da tensão desvio em 100% entre os ensaios 2 e 4 (de $\sigma_d=0,200$ MPa para $\sigma_d=0,400$ MPa), mantendo-se constante a tensão confinante ($\sigma_3=0,100$ MPa), obteve-se um aumento da deformação permanente total de 0,72 mm para 2,09 mm, que corresponde a um acréscimo de 190%.

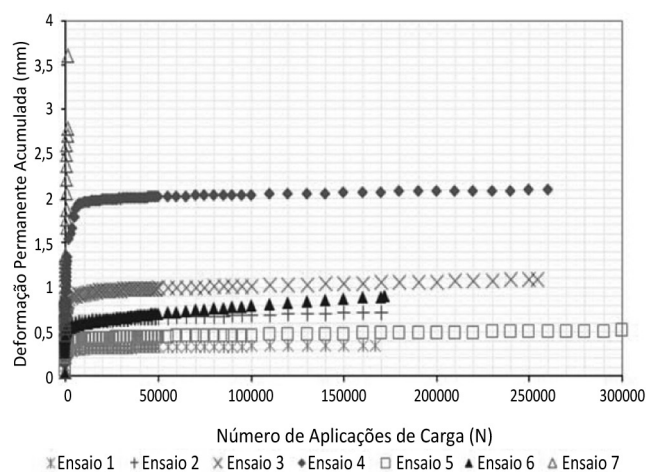


Figura 8 – Variação da deformação permanente total para o solo da jazida AES-06

Para o solo da jazida AES-06, no ensaio 1 conduzido com um par de tensões muito baixo ($\sigma_d = \sigma_3 = 0,070$ MPa), a deformação permanente total observada foi de 0,35 mm após 166.750 ciclos de aplicação de carga. Para o ensaio 2, aumentou-se a tensão confinante para $\sigma_3 = 0,100$ MPa e a tensão desvio para $\sigma_d = 0,200$ MPa, aumentando a deformação permanente total para 0,72 mm, ou seja, um acréscimo de 103%.

O ensaio 6 foi conduzido com um nível de tensão desvio 50% superior ao do ensaio 2 e metade da tensão confinante deste ensaio ($\sigma_3 = 0,100$ MPa no ensaio 2 e $\sigma_3 = 0,050$ MPa no ensaio 6). Observa-se que as curvas que representam as deformações permanentes para esses ensaios (2 e 6) são muito similares, quase superpostas, indicando menor influência da tensão confinante na deformação permanente total deste material para o universo de variação de tensões confinantes adotado. A diferença reside no fato de que, para o nível de tensões do ensaio 6, o material não indica um acomodamento das deformações permanentes tão evidente como no ensaio 2. Para a confirmação desta afirmativa, é necessário investigar a ocorrência do fenômeno de acomodamento conforme o modelo gráfico proposto por Dawson e Wellner em 1999 e discutido em Guimarães (2009).

Observa-se ainda que, para o ensaio 7, houve ruptura do corpo de prova após pouco mais de 1.300 ciclos de aplicação de carga: o material da jazida AES-06 é inadequado para este nível de tensões, bastante elevado ($\sigma_d = 0,420$ MPa e $\sigma_3 = 0,140$ MPa, portanto, $\sigma_v = 0,560$ MPa) comparativamente com a tensão solitante que atua na plataforma ferroviária para as composições com carga por eixo de 40t – 0,140 MPa, conforme indicado por Paiva *et al.* (2008) e 0,151 MPa no projeto executivo de duplicação da ferrovia.

Após a ruptura do corpo de prova com pouco mais de 1.300 ciclos de aplicação de carga no ensaio 7, repetiu-se o ensaio no sentido de garantir que não houvesse ocorrido nenhuma falha na execução do ensaio que pudesse ter levado o corpo de prova à ruptura. Porém, a ruptura ocorreu novamente nas mesmas condições.

Após a repetição do ensaio 7, em se confirmando a ruptura desse material para tal nível de tensões, pro-

cedeu-se a retirada do corpo de prova rompido a fim de analisar o plano de ruptura e obter o teor de umidade do corpo de prova, procedimento que confirmou que a umidade estava correta. A figura 9 apresenta o aspecto do corpo de prova rompido após a repetição do ensaio 7. Uma hipótese para explicar o ocorrido é o fato de que, mesmo com um estado de tensões não muito elevado, se pode levar o corpo de prova à ruptura, desde que a razão de tensões seja elevada, pois a resposta do material fica comprometida com baixas tensões confinantes.

Logo, o solo deste estudo, mesmo em condições mais rigorosas dos que as condições reais de emprego no pavimento ferroviário, como as impostas pelo nível de tensões do ensaio 4, por exemplo, apresenta baixos valores de deformação permanente para a condição de umidade ótima de compactação e energia de compactação equivalente à energia do ensaio Proctor Intermediário, até certo valor de combinação de tensões.



Figura 9 – Corpo de prova rompido após repetição do ensaio 7 (foto dos autores)

Quando se considera um determinado material de Engenharia que está sujeito à ação de cargas repetidas e ele apresenta uma deformação permanente estabilizada, após um determinado número de ciclos de aplicação de carga, este fenômeno é denominado de *shakedown* ou acomodamento.

Guimarães (2009) menciona algumas pesquisas de ocorrência do *shakedown* por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas elaborados por Werkmeister

et al. (2001) para solos granulares, onde se utilizou o modelo de Dawson e Wellner para a apresentação e a análise dos resultados. Nesse modelo, definem-se três tipos de comportamento, ou domínios, a saber: comportamento tipo C, correspondente à ruptura do material; comportamento tipo A, correspondente ao acomodamento; e comportamento tipo B, que corresponde ao escoamento plástico.

Neste trabalho, optou-se por adotar o mesmo modelo, objetivando comparar os resultados deste estudo com outros, possível pela padronização da representação, e na figura 10, está a pesquisa de ocorrência do *shakedown* para o solo da jazida AES-06.

O *shakedown* é o acomodamento das deformações permanentes de um determinado material quando submetido a carregamento cíclico. Mais detalhes sobre o fenômeno em solos para pavimentação, inclusive os modelos matemáticos que regem seu comportamento, podem ser obtidos em Guimarães (2009).

Observa-se, analisando a figura 10, que os cinco primeiros ensaios realizados (ensaios 1, 2, 3, 4 e 5) conduziram à situação de *shakedown* ou acomodamento das deformações permanentes, representada pela tendência das curvas se tornarem paralelas ao eixo vertical (comportamento tipo A). O ensaio 6 apresentou uma resposta de escoamento plástico do solo (comportamento tipo B) e o ensaio 7 levou o solo ensaiado à ruptura, caracterizando um comportamento tipo C. Todos os corpos de prova foram moldados na umidade ótima e energia equivalente à do ensaio Proctor Intermediário. Guimarães (2009) afirma que, sendo efetivamente válida a teoria do *shakedown*, implica que existe um conjunto de estados de tensões, tal que se o pavimento for solicitado por um carregamento pertencente a este conjunto, então, apresentará apenas deformações elásticas a partir de um determinado número de aplicação de cargas, cessando as deformações plásticas ou permanentes. Esse comportamento é muito interessante e desejável para o caso do sublastro de um pavimento ferroviário. Portanto, na escolha do material para compor esta camada, deve-se dar grande atenção à plastificação ou à deformação permanente.

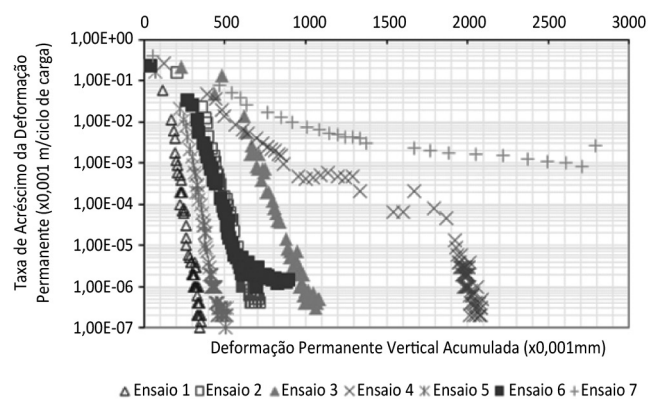


Figura 10 – Pesquisa da ocorrência do *shakedown* empregando o modelo de Dawson e Wellner para o solo da jazida AES-06

Logo, é de interesse para qualquer projetista conhecer o estado de tensões limite do material, condicionando o emprego deste a um nível de tensões em que se obtenham somente respostas no comportamento tipo A.

A determinação desses estados de tensões que favorecem o *shakedown* pode ser feita com ensaios triaxiais de carga repetida de deformação permanente a vários pares de tensões, como mostrado neste estudo.

Da análise dos gráficos da figura 10, observa-se também que os ensaios 3 e 5, conduzidos com tensões desvio próximas, geraram curvas bastante similares e aproximadas entre si. Nos ensaios 2 e 6, realizou-se o ensaio 6 com metade da tensão confinante do ensaio 2, mas aumentando em 50% a tensão desvio, obtendo-se curvas similares até determinada taxa de acréscimo da deformação permanente (da ordem de 10^{-6}). A partir daí, o ensaio 6, conduzido com tensão desvio maior, induziu um escoamento plástico do solo (comportamento tipo B), confirmando que esse solo tem maior influência da tensão desvio do que da confinante. A laterização deve criar uma coesão real que faz o material ser menos sensível ao confinamento. Considerando ainda que os ensaios foram realizados nos corpos de prova recém-compactados, o desempenho esperado de um solo laterítico, caso se espere alguns dias de “cura”, melhora ainda mais com relação à resistência à deformação permanente. Esta característica foi observada por Svenson (1980) para os solos finos lateríticos.

Ainda analisando o gráfico da figura 10, nota-se que o ensaio 4, conduzido com elevado nível de tensão

desvio, deformou-se bastante, comparado aos demais antes de entrar em *shakedown*, sugerindo dois comportamentos distintos e reforçando a forte influência da tensão desvio no comportamento desse solo, visto que os demais ensaios conduzidos com tensão confinante similar e tensão desvio bastante inferiores, não apresentaram esta peculiaridade.

Observa-se que à medida que se reduziu o estado de tensões, caso dos ensaios 1, 2, 3 e 5, fica menos nítida a tendência das curvas apresentarem dois comportamentos distintos. Ainda com relação ao ensaio 6, cujo corpo de prova entrou em escoamento plástico (comportamento tipo B), não cabe afirmar que o solo não poderá trabalhar nesse nível de tensões sob nenhuma hipótese. Deve-se comparar o número de ciclos do ensaio para o qual ocorreu a mudança de comportamento com o número de passagens do eixo padrão previsto para o período do projeto (N). Se o N do ensaio for maior, será possível usar o material nesse nível de tensões.

A partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente, foi possível ainda estabelecer os valores do limite de *shakedown* para o solo estudado. No gráfico da figura 11, é apresentada a curva limite de *shakedown* para o solo da jazida AES-06, definida a partir dos referidos ensaios de laboratório, onde foram plotados também os pontos correspondentes aos ensaios 6 e 7, que apresentaram um comportamento de escoamento plástico (tipo B – ponto quadrado) e ruptura (tipo C – ponto triangular), respectivamente. Guimarães (2009) destaca que, de posse desse gráfico para o solo em questão, pode-se obter a equação matemática que defina as zonas limites correspondentes aos comportamentos A, B e C para o solo estudado e estender os limites do *shakedown* para razões de tensões não ensaiadas por meio de interpolações. Observa-se que o nível A de comportamento, que caracteriza a situação de *shakedown*, é associado a baixas razões de tensões.

Uma possibilidade de extrapolação pode ser dada pela linha tracejada no gráfico da figura 11, que define a área já mencionada pela hachura na referida figura. Ou seja, para todos os estados de tensões compreendidos entre a curva limite de *shakedown* (curva definida pela linha tracejada) e o eixo das abscissas, o solo da jazida

AES-06 entraria em acomodamento das deformações permanentes ou *shakedown* (comportamento tipo A), indicado pela área hachurada do gráfico.

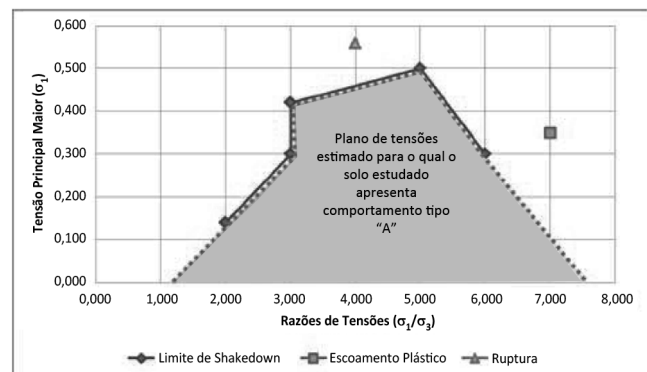


Figura 11 – Pesquisa do limite de *shakedown* para o solo da jazida AES-06

Observa-se ainda que o ensaio 6, executado com razão de tensões superior ao do ensaio 7, não conduziu o solo à ruptura. Porém, cabe chamar a atenção para a alta tensão desvio do ensaio 7 (0,420 MPa), comparativamente com a empregada no ensaio 6 (0,300 MPa).

Como se admitiu que o nível de tensões atuante na camada de sublastro do pavimento ferroviário da EFC é relativamente baixo, comparado aos níveis de tensões ensaiados e aos níveis de tensões aos quais o pavimento fica submetido em outros tipos de carregamento (como os pavimentos rodoviários, por exemplo), foram considerados suficientes os sete ensaios realizados para definir o comportamento do material. A ideia é usar o gráfico da figura 11 como critério para projetar a espessura das camadas e dos espaçamentos de dormente, de forma a submeter este solo somente a níveis de tensões correspondentes ao limite de *shakedown* do material durante a sua vida útil do projeto. Para pesquisas mais amplas, torna-se interessante definir ainda o limite entre as zonas de escoamento plástico e ruptura.

5. CONCLUSÃO

Este artigo permitiu avaliar que o solo da jazida investigada (AES-06), mesmo sem atender a alguns critérios tradicionais para a seleção de jazidas, é adequado para ser utilizado como material constituinte da camada

de sublastro em pavimentos ferroviários de maneira geral e em particular para o pavimento ferroviário da EFC. Para os baixos níveis de tensões, apresentou uma tendência de acomodamento das deformações permanentes. Cabe, no entanto, verificar o dimensionamento mecânico da via com métodos numéricos que avaliem a compatibilidade desse material com as demais camadas do pavimento ferroviário.

Confirma-se com este artigo, sob a perspectiva da deformabilidade, que os métodos convencionais para a

seleção de jazidas de sublastro baseadas nos critérios de CBR e nas propriedades de índice do solo, como seu índice de plasticidade e sua granulometria, não são suficientes para tal finalidade, quando se trata de solos tropicais lateríticos. Deve-se buscar imediatamente uma quebra de paradigma na indústria ferroviária nacional, convergindo para a adoção de métodos mais modernos de seleção de materiais e de dimensionamento, adaptados ao ambiente tropical, visando os projetos novos e a manutenção das vias férreas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6459. *Determinação do limite de liquidez de solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas: Rio de Janeiro, Brasil, 1984.

ABNT NBR 6508. *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas: Rio de Janeiro, Brasil, 1984.

ABNT NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade de solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas: Rio de Janeiro, Brasil, 1984.

ABNT NBR 7181. *Análise granulométrica de solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas: Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

ABNT NBR 7182. *Solo – Ensaio de Compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas: Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

AREMA – *American Railway Engineering Maintenance-of-way Association*. Manual for Railway Engineering. Lanham: AREMA, 2009. Vol. I a IV.

BALBO, J.T. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Ed. Oficina de textos: São Paulo, Brasil, 2007.

BROWN, S.F.; SELIG, E.T. “Chapter 6, *The Design of Pavement and Rail Track Foundations*”. *Cyclic Loading of Soils: from Theory to Design*. O’Reilly e Brown Ed.: Blackie: London, England, 1991.

DNER-ME 258. *Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem: Rio de Janeiro, Brasil, 1994.

DNIT-ES 098. *Pavimentação: base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – Especificação de Serviço: Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

DNIT-ME 135. *Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – Especificação de Serviço: Rio de Janeiro, Brasil, 2010.

DELGADO, B.G. *Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na estrada de ferro Carajás*. Dissertação de Mestrado, NUGEO/UFOP: Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, 2012.

DER OSTEN, F.B.V, GUIMARÃES, A.C.R., DELGADO, B.G., MOTTA, L.M.G. *Estudos de solos lateríticos do Maranhão para aplicação em pavimento de baixo custo*. 18ª Reunião Anual de Pavimentação Urbana, ABPv: São Luís, Brasil, 2012.

FORTUNATO, E.M.C. *Renovação de plataformas ferroviárias: Estudos relativos à capacidade de carga*. Tese de Doutorado, LNEC/ Universidade do Porto: Lisboa, Portugal, 2005.

GUIMARÃES, A.C.R. *Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

GUIMARÃES, A.C.R. *Um método mecânico-empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

HEUKELON, W.; FOSTER, C.R. *Dynamic testing of pavements*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. Proc. ASCE: New York, USA, 1960.

MARANGON, M. *Proposição de estruturas típicas de pavimentos para a região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

MEDINA, J. *Fundamentos de Mecânica dos Pavimentos*. Tese para concurso de professor titular, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. *Mecânica dos pavimentos*. COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D. F. *Caracterização e classificação geral de solos para pavimentação: limitações dos métodos tradicionais, apresentação de uma nova sistemática*. 15ª Reunião Anual de Pavimentação: Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, 1980.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Ed. Villibor: São Paulo, Brasil, 1995.

PAIVA, C.E.L. de; GUIMARÃES, C.A.B.; CORREIA, L.F. de M. *Estudo comparativo das solicitações atuantes em plataformas ferroviárias, aeroportuárias e rodoviárias*. Revista Pavimentação, Ano III, Set/2008: Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

PARREIRA, A.B.; CARMO, C.A.T.; CUNTO, F.J.C.; *Estudo do módulo de resiliência de materiais usados em pavimentação*. 31ª Reunião Anual de Pavimentação: São Paulo/SP. ABPv: Rio de Janeiro, Brasil, 1998.

SELIG, E.T.; WATERS, J.M. *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford Services: London, England, 1994.

SILVA, B. de A. e. *Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso*. Dissertação de Mestrado, IME: Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

SILVA, L.F.M. da. *Fundamentos para um sistema de gerência de manutenção de pavimentos ferroviários utilizando critério de deformação resiliente*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

SOUTO, J.M. *Projeto Executivo: Programa Capacitação Logística Norte (Duplicação da Linha Tronco, Segmento 30-31) – Relatório do Projeto (Km 455+085 ao Km 541+005)*. Vale: São Luís, Maranhão, Brasil, 2010.

SPADA, J.L.G. *Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-*

-deformação da via férrea. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

STOPATTO, S. *Via permanente ferroviária: conceitos e aplicações*. Ed. T.A. Queiroz: Ed. Universidade de São Paulo: CBTU: São Paulo, Brasil, 1987.

SVENSON, M. *Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

VERTAMATTI, E. *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. Tese de Doutorado, Instituto Tecnológico da Aeronáutica: São José dos Campos, São Paulo, Brasil, 1988.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A.R., WELLNER, F. *Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept*. Transportation Research Record nº 01-0152: Washington, DC, 2001.

WERKMEISTER, S., NUMRICH, R., DAWSON, A., WELLNER, F. *Design of granular pavement layers considering climatic conditions*. Transportation Research Board, 82º Annual Meeting. January 12-16, 2003: Washington, DC, 2003.

Avaliação e Reforço de Pistas de Táxi em Aeroportos: Estudo de Caso

Silvio Rodrigues Filho

ITA – Aluno de doutorado
rodrig@ita.br

Regis Martins Rodrigues

ITA – Prof.Dr.
regis@ita.br

RESUMO

Trata-se de um estudo de caso hipotético onde se tecem considerações sobre a análise da documentação técnica disponível, a avaliação das condições atuais dos pavimentos e a apresentação de propostas de restauração/reforço a serem consideradas no projeto de pavimentação de pistas de táxi, em função da demanda pessimista e média de aeronaves.

Os ensaios geotécnicos realizados in situ com o Cone de Penetração, DCP (Dynamic Cone Penetrometer) e GPR (Ground Penetrating Radar) estabeleceram a estratificação das camadas. Os dados FWD (Falling Weight Deflectometer) definiram, inicialmente, as bacias de deflexão por meio da retroanálise e a capacidade de suporte dos pavimentos.

Tais elementos foram analisados preliminarmente em conjunto com os dados de campo e, posteriormente, por entender que os resultados decorrentes não espelhavam os dados fornecidos a ponto de permitir com segurança as propostas de reforço, foram desenvolvidas novas retroanálises onde se definiram as novas bacias de deflexão e as propostas de reforço.

Para tanto, utilizaram-se, na retroanálise, os dados FWD (Falling Weight Deflectometer) aplicados ao Programa LAYMOD 6, que permite calcular os módulos de elasticidade efetivos in situ das camadas do pavimento e as bacias de deflexão.

A norma ASTM D 5858 apresenta uma diretriz de entendimento sobre a retroanálise e os cuidados na sua interpretação. Para o cálculo do PCN e do reforço, foi utilizado o programa PCN 2.0, levando em consideração os ensaios destrutivos (geotécnicos) em consonância com os dados deflectométricos das novas bacias de deflexão, decorrentes do Programa LAYMOD 6.

Os programas da FAA (Federal Aviation Administration) não foram utilizados, pois não se aplicam à realidade brasileira em virtude das condições tropicais do nosso país. A demanda utilizada foi a demanda média, considerando um horizonte de planejamento de 20 anos, com algumas considerações sobre a demanda pessimista.

Palavras-chave: Aeroporto, avaliação, reforço, pista de táxi, retroanálise, bacias de deflexão, Falling Weight Deflectometer (FWD).

ABSTRACT

This is a hypothetical case study where considerations about technical documentations available are analyzed with the current pavement evaluation conditions and proposals to pavement design repair/overlay of the taxiways as a function of the pessimist and average aircraft demand are presented.

Geotechnical tests in the Field with DCP (*Dynamics Cone Penetrometer*) and "*Ground Penetrating Radar*"(GPR) established the layers of the pavements. The data of the "*Falling Weight Deflectometer (FWD)* defined, initially the deflections basin through the backcalculation and the pavements capacity support.

All these elements were analyzed, preliminarily and understood as being not sufficient to be considered as enough safety to allow the development of pavement repair/overlay design. therefore, with new backcalculations and new basin where obtained to define the repair/overlay proposals

It was used in the backcalculation the same data of the FWD but, applied to the LAYMOD 6 program that allowed calculating the elasticity modules of the pavement layers and the deflections basin.

The standard ASTM D 5858 presents understandings directives regarding backcalculations and the awareness on its interpretations. To the PCN (Pavement Classification Number) value was used the PCN 2.0 software, considering the destructives tests (Geotechnical tests) and the new basin of the results of the backcalculations obtained by LAYMOD 6 software.

The FAA (*Federal Aviation Administration*), software was not utilized because we realized that there is no application to the Brazilian reality considering our tropical conditions. The demand utilized was the average demand to the horizon plan of 20 years with some considerations regarding the pessimist demand.

Keywords: Airport, evaluation, overlay, repair, taxiway, backcalculation deflections basin, Falling Weight Deflectometer.

I. INTRODUÇÃO

As estruturas de pavimentos de aeroportos no Brasil, durante muito tempo, tiveram suas camadas definidas em função dos métodos desenvolvidos pela FAA (Federal Aviation Administration) que, por meio de suas ACs (Advisory Circular), definiam os procedimentos a serem adotados, que consideravam apenas a ruptura de subleito, sendo a AC 150/5320-6E a que está em uso atualmente, levando em consideração, também, além da ruptura de subleito, as tensões e as deformações na fibra inferior da camada asfáltica, com um programa enlatado (LEDFAA).

Com o avanço dos procedimentos mecânicos, passaram-se a utilizar procedimentos mistos, tendo as ACs sido utilizadas apenas como elemento inicial na definição das estruturas de pavimentos, em virtude das condições tropicais do nosso país. Entre os programas e procedimentos existentes, adotaram-se os programas LAYMOD 6 e PCN 2.0 desenvolvidos pelo Prof. Dr. Regis Martins Rodrigues do ITA (Instituto Tecnológico de Aeronáutica).

Lopes (2012), em seus estudos sobre a retroanálise de bacias de deflexão do FWD, onde a precisão e a análise de estruturas individualmente, por meio de análises com diversas estruturas de pavimentos flexíveis e semirrígidos para avaliar o desempenho da rotina dos sistemas de gerência de pavimentos, mostrou que os resultados indicaram que a rotina, ainda que dependa do banco de dados utilizado, apresenta uma precisão de 15% no valor dos módulos, com grau de confiança de 95%.

2. OBJETIVO

Trata-se de um estudo de caso hipotético onde se tecem considerações sobre a análise da documentação técnica disponível, a avaliação das condições atuais dos pavimentos e a apresentação de propostas de restauração/reforço a serem consideradas no projeto de pavimentação de pistas de táxi, em função da demanda pessimista e média de aeronaves e se tais solicitações impostas pelo tráfego permitem manter a aeronave de projeto sendo a EMB 190, apresentando uma proposta de reforço tanto para a EMB 190 quanto para a A 319, caso seja esta a aeronave a ser considerada como a aeronave de projeto.

3. DADOS UTILIZADOS

3.1. TRÁFEGO

A tabela 1, a seguir apresentada, mostra a demanda de 2007 e 2012 de um aeroporto hipotético, onde se observa no movimento de aeronaves uma redução total de 39,8% nesse intervalo de tempo.

Essa redução no movimento total de aeronaves que afeta o desempenho do pavimento de forma benéfica, traduzido pela indução de esforços em sua estrutura, decorrente da aeronave de projeto ou das aeronaves que são consideradas no estudo do fator de acumulação de dano (CDF - Cumulative Damage Factor), configura-se em um período de praticamente cinco anos da demanda, em regime de redução.

Entre 2007 e 2012, de uma maneira geral, não houve crescimento de movimento de aeronaves no aeroporto. O que aumentou em 101,6% foi a EMB 190 que era,

até então, a aeronave de projeto. A B737/700 reduziu 95,3% e a B737/200 reduziu 100%.

Tabela I - Tráfego de aeronaves

Tipo de aeronave	Peso Máximo de Decolagem (kgf)	Movimento 2007		Movimento 2012		Variação (%)
		Pouso	decolagem	Pouso	decolagem	
Brasília*	11500/D	841	840	643	641	-23.7
Embraer 190	47470/D	681	685	1396	1381	101.6
Piper Uirapuru*	840 /S	644	643	0	0	-100.0
Bandeirante*	5900/S	631	629	265	268	-57.4
Sêneca*	1810/S	523	523	15	15	-97.1
Piper Uirapuru*	840 /S	386	385	539	539	40.0
Fokker 50	20820/D	379	378	0	0	-100.0
Embraer 135	19000/D	335	336	0	0	-100.0
C42B Icarus	750/S	236	234	0	0	-100.0
Embraer 170	48500/D	201	220	140	151	-31.4
T27 tucano*	3175/S	194	192	127	130	-32.3
Embraer 145	24100/S	180	178	189	184	3.4
Embraer 175	38790/D	189	168	23	16	-90.5
Cessna 172*	1110/S	135	135	64	64	-52.6
T26 Xavante*	5220/S	124	126	0	0	-100.0
Embraer 195	48990/D	108	105	3	2	-98.1
Aero Boero 111*	770/S	96	97	3	3	-96.9
Cessna Caravan*	3970/S	82	82	174	174	112.2
Boeing 737/700	70307/D	43	43	2	2	-95.3
Boeing 737/200	52617/D	12	12	0	0	-100.0
B737/300	63503/D	0	0	10	7	
A319	69000/D	0	0	13	13	
B707 320B	148500/2D	0	0	3	3	
Hercules C130	56300/2S	0	0	23	23	
Considerações de projeto						-38.90
Tipo de aronave	PMD(kgf)	2007**/2009		2012		
ANV crítica (98/114 PAX)	47470 (D)	Embraer 190		Demanda PMD>3000 lb (13608 kgf)		
Op. equiv.anuais		1301		Cumulative Damage Fator		
relação P/C		3,48		Effective tire width		
Horizonte Projeto		10 e 20 anos		20 anos		
NOTAS:(*) Aeronave com Peso Máximo de Decolagem < 30000lb(13608kgf)-não considerada na definição da aeronave de projeto; Configuração de trem de pouso: S-single/ D-Dual/T-Tandem/2S-two Single(**) Tráfego de 2007 utilizado na avaliação em 2009						

Com base nessa visão da variação de operações entre 2007 e 2012, originou-se a tabela 2, apresentada a seguir, na qual se pode verificar se efetivamente ocorreram variações nas solicitações impostas pelo tráfego e se tais solicitações permitem manter a aeronave de projeto, sendo a EMB 190. Por outro lado,

tem também como objetivo, explicar o porquê do trincamento severo que se observou nas pistas de táxi, baseando-se na espessura total do pavimento necessária para atender tais solicitações e na retro-análise da estrutura do pavimento com base nos dados do FWD.

Tabela 2 - Variações de solicitações impostas pelo tráfego

Aeronave	MTOW (kgf)	Movimento (2012)	Variações de CBR/Taxi (espessuras em "cm")			
			15%A	9%/B	7%/C	6%/D
EMB 190	51756	1396	25.73	37.67	45.01	50.29
Fokker 50	20820	379	16.84	25.63	30.71	34.16
Embraer 135	19000	335	13.67	22.30	27.13	30.35
Embraer 170	38590	140	23.98	34.44	40.74	45.06
Embraer 145	53084	189	8.84	14.96	19.00	21.03
Embraer 175	40406	23	20.02	28.47	33.55	37.19
Embraer 195	52346	3	17.02	23.62	27.61	30.33
B737/700	154861	2	16.76	24.33	28.63	31.75
B737/200	52617	12	22.58	24.38	29.18	32.28
B737/300	63503	10	22.48	31.37	36.83	40.06
A319	151982	13	20.65	21.49	35.18	38.79
B707320	148500	3	25.10	34.93	40.97	45.19
Herc.C130	65830	23	22.73	33.71	39.50	43.66
AERONAVE DE PROJETO: EMBRAER 190, PMD 114.000lb, DECOLAGEM/ANO:2018.						
Movimento em vermelho, aeronave que ate 2007, operavam no aeroporto						

O que se observa na tabela 2 é que se considerava inicialmente, na avaliação preliminar decorrente dos dados disponíveis, a EMB 190 como aeronave de pro-

jeito com “1.301 operações equivalentes anuais”. Com a demanda de 2007 a 2012, o aeroporto passa a ter “2.018 operações equivalentes anuais” para a mesma aeronave de projeto EMB 190. Portanto, houve um acréscimo em torno 55% em termos da aeronave de projeto. Ressalta-se, contudo, que as 2.018 operações equivalentes anuais levam em consideração as aeronaves Fokker 50, Embraer 135 e B737/200 que operavam no aeroporto em 2007 e 2012, e pararam de operar. Tais aeronaves foram mantidas apenas para “cobrir” qualquer falha de previsão na demanda. Portanto, o aumento efetivo foi menor que 55%.

A tabela 3 a seguir apresentada é a demanda estimada entre 2016 e 2031, visando definir o reforço dentro do horizonte de planejamento.

Tabela 3 - Demanda prevista entre 2016 e 2031

	2016			2021			2031		
	Pessimista	Média	Otimista	Pessimista	Média	Otimista	Pessimista	Média	Otimista
Movimento de Passageiros (Embarcados + Desembarcados)									
Doméstico Regular	349,650	397,349	445,049	525,151	617,889	710,627	960,939	1,171,960	1,382,981
Internacional Regular	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Doméstico Não Regular	2,272	2,470	2,668	3,257	3,619	3,980	6,830	7,761	8,692
Internacional Não Regular	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Aviação Geral	47,830	51,989	56,148	67,865	75,406	82,947	119,065	135,301	151,537
Total Geral	399,752	451,808	503,865	596,273	696,914	797,554	1,086,834	1,315,022	1,543,210
Passageiros em Conexão									
Mercado Doméstico	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mercado Internacional	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Movimento de Aeronaves (Pousos + Decolagens) - Passageiros e Cargueiras									
Movimento de Aeronaves de Passageiros (Pousos + Decolagens)									
Doméstico Regular	4,948	5,623	6,297	6,547	7,703	8,858	10,532	12,844	15,156
Internacional Regular	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Doméstico Não Regular	966	1,098	1,230	1,309	1,540	1,771	2,157	2,631	3,105
Internacional Não Regular	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Aviação Geral	16,685	18,961	21,236	22,698	26,704	30,709	37,609	45,865	54,121
Total Geral	22,599	25,682	28,763	30,554	35,947	41,338	50,298	61,340	72,382
Movimento de Aeronaves Cargueiras e da Rede Postal Noturna (Pousos + Decolagens)									
Total	414	470	527	623	733	843	1,078	1,315	1,552
Total Geral	23,013	26,152	29,290	31,177	36,680	42,181	51,376	62,655	73,934

A tabela 4, a seguir, apresenta a composição da frota, considerando a demanda das tabelas 1 e 3.

Tabela 4 - Composição da frota de aeronaves (regular e não regular)

Ano	Regular					Não Regular						
	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3	Faixa 4	Faixa 5	Faixa A1	Faixa A2	Faixa B	Faixa C	Faixa PP	Faixa MP	Faixa GP
2009	1%	-	3%	1%	-	15%	38%	15%	11%	10%	6%	-
2010	-	-	3%	4%	-	13%	34%	11%	14%	12%	9%	-
2011	-	-	3%	19%	-	10%	35%	12%	8%	7%	5%	1%
2016	1%	-	3%	13%	3%	12%	34%	11%	10%	7%	5%	1%
2021	1%	-	2%	13%	4%	13%	33%	10%	10%	8%	5%	1%
2031	1%	-	2%	11%	5%	15%	32%	9%	10%	8%	5%	2%

A tabela 5, a seguir, apresenta o critério de classificação de aeronaves, por faixa e grupo.

Tabela 5 - Critério de classificação de aeronaves por faixa e grupo

Critérios de Classificação das Aeronaves		Critérios de Classificação das Aeronaves do Grupo II (Asa Rotativa)				
Faixas	Assentos	Categorias	Comprimento (m)	Rotor (m)	PMD (kg)	TAMAV (assentos)
1	8 a 19	PP	Inferior a 12	Inferior a 12	Inferior a 5.000	Inferior a 12
2	20 a 30	MP	12 a 16	12 a 15	5.000 a 7.000	6 a 15
3	31 a 60	GP	Superior a 16	Superior a 15	Superior a 7.000	Superior a 15
4	61 a 130	Critérios de Classificação das Aeronaves do Grupo II (Asa Fixa)				
5	131 a 190	Categorias	Critério de Decisão	Faixas de Variação		
6	190 a 260			Envergadura (m)	Comprimento (m)	TAMAV (assentos)
7	261 a 450	A1	5 a 10	4 a 10	1 a 6	
8	Acima de 450	A2	10,01 a 15	6 a 16	3 a 11	
		B	15,01 a 24	8 a 27	9 a 20	
		C	Superior a 24,01	Superior a 18	Superior a 13	

O estudo de demanda mostra um crescimento variável de 6,43% a.a. entre 2016 e 2021, e 5,25% a.a. entre

2021 e 2031. Em decorrência, desenvolveu-se a tabela 6 a seguir, com o início da demanda 2011.

Tabela 6 - Previsão de operações (pouso + decolagem) do movimento regular de aeronaves entre os anos 2011 e 2031.

Quantidade de operações (POUSOS + DECOLAGENS) do Movimento Regular por ano																				
2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031
3.816	4.124	4.456	4.815	5.204	5.623	5.988	6.377	6.792	7.233	7.703	8.107	8.532	8.980	9.451	9.947	10.468	11.018	11.596	12.204	12.844

Participação das operações por faixas dentro do total das OPERAÇÕES REGULARES																					
Faixa/Ano	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031
Faixa 1		5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	
Faixa 2																					
Faixa 3	14%	15%	15%	15%	15%	15%	10%	10%	10%	10%	10%	11%	11%	11%	11%	11%	11%	11%	11%	11%	
Faixa 4	86%	65%	65%	65%	65%	65%	65%	65%	65%	65%	65%	58%	58%	58%	58%	58%	58%	58%	58%	58%	
Faixa 5		15%	15%	15%	15%	15%	20%	20%	20%	20%	20%	26%	26%	26%	26%	26%	26%	26%	26%	26%	

Quantidade de operações (POUSOS + DECOLAGENS) do Movimento Regular por Faixa de Aeronave																					
Faixa/Ano	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031
Faixa 1		205	224	241	259	282	299	319	340	362	385	427	449	473	497	523	551	580	610	642	676
Faixa 2																					
Faixa 3	520	619	668	722	781	843	599	638	679	723	770	853	898	945	995	1.047	1.102	1.160	1.221	1.285	1.352
Faixa 4	3.296	2.681	2.896	3.130	3.383	3.655	3.892	4.145	4.415	4.701	5.007	4.694	4.940	5.199	5.472	5.759	6.060	6.379	6.713	7.065	7.436
Faixa 5		619	668	722	781	843	1.198	1.275	1.358	1.447	1.541	2.133	2.245	2.363	2.487	2.618	2.755	2.899	3.052	3.212	3.380

Dessa forma, considerando os tipos de aeronave das faixas de 1 a 5 que se referem a assentos disponíveis e descartando as aeronaves das faixas 1 e 2, aviação geral e a de asa rotativa, que não interessam para efeito de dimensionamento do pavimento, será adotada a demanda média, tendo como componentes do mix de aeronaves: Faixa 3 – Embraer 145, Faixa 4 – Embraer 190 e Faixa 5 – Airbus 319.

A demanda de aeronaves entre 2011 e 2031 (próximos 20 anos) é apresentada na figura 1, onde se observa um crescimento pessimista entre 2016 e 2021 (cinco anos) em torno de 32% e entre 2021 e 2031 (10 anos) em torno de 61%.

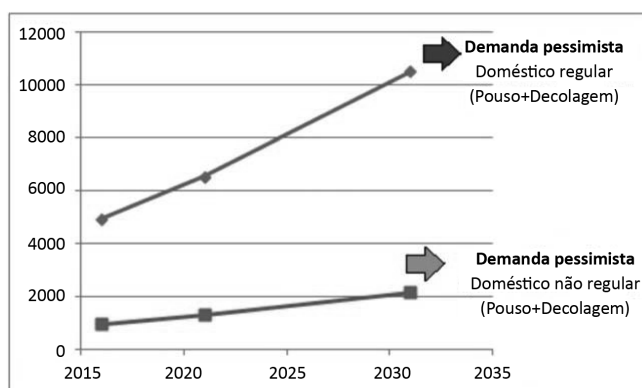


Figura 1 - Previsão de demanda pessimista de aeronaves (doméstico regular e doméstico não regular), para os próximos 15 anos.

Essa demanda, ainda que pessimista, projeta um crescimento bastante significativo se comparado à redu-

ção total do movimento de aeronaves em torno de 63,4%, entre 2007 e 2012. Portanto, se considerarmos a necessidade de intervenção em pavimentos flexíveis de até cinco anos, seria de boa norma considerar tal período como balizador da proposta de intervenção, em termos de reforço na estrutura do pavimento e em face da variação entre a demanda prevista e a demanda real. Contudo, a demanda média deve ser considerada para efeito de reforço. A seguir, a figura 2 apresenta a demanda média.

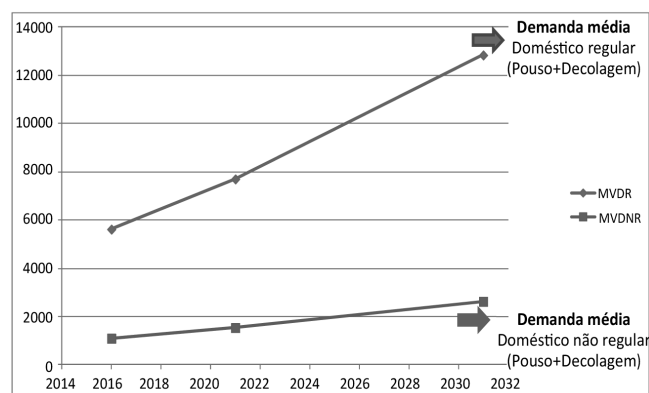


Figura 2 - Previsão de demanda média de aeronaves (doméstico regular e doméstico não regular), para os próximos 15 anos.

Com base nos elementos de demanda média, considerando a tabela 6, desenvolveu-se a Tabela 7, a seguir apresentada, a ser adotada para efeito de dimensionamento do pavimento.

Tabela 7 - Média anual de operações de decolagem por período/ano e por faixa

RESUMO DAS MÉDIAS ANUAIS DE OPERAÇÕES POR PERÍODO / FAIXA							
Operações (POUSOS + DECOLAGENS) Movimento Regular							
Período	F1	F2	FAIXA 3 (EMB 145)	FAIXA 4 (EMB 190)	FAIXA 5 (A 319)	Total	Total NOTA (2)
2011	NOTA (1)						
2012 a 2016			727	3,149	727	4,602	2,301
2017 a 2021			682	4,432	1,364	6,478	3,239
2022 a 2031			1,086	5,972	2,714	9,772	4,886
MÉDIA ANUAL (POUSO + DECOLAGEM)			895	4,881	1,880	7,656	7,656
MÉDIA ANUAL (DECOLAGEM)			448	2,441	940	3,828	

NOTA (1): Aeronaves da Faixa 1 e 2 não são consideradas para efeito de dimensionamento do pavimento.

NOTA (2): Para efeito de dimensionamento só se considera a decolagem.

3.2. ESTRUTURA DO PAVIMENTO E RETROANÁLISE EXISTENTE

As espessuras das camadas dos diversos materiais que compõem a estrutura do pavimento das pistas de táxi estão apresentadas a seguir, na tabela 8.

Tabela 8 - Estrutura dos pavimentos das pistas de táxi

Material / Pistas de Taxi	Espessuras das camadas (cm)				
	A	B	C	D	E
Revestimento (CBUQ)	9.00	8.00	8.00	9.00	9.00
Base (Macadame)	20.00	16.50	19.50	19.00	18.00
Sub-base (argila arenosa avermelhada)	19.00				
Sub-base (argila arenosa amarela)		40.00	40.00		35.00
Sub-base (argila arenosa cinza)				39.50	
Subleito					

As espessuras médias dos diversos materiais com o módulo de elasticidade de referência, que compõem a estrutura do pavimento das pistas de táxi, estão apresentadas a seguir, na tabela 9.

Tabela 9 - Espessuras médias e módulos de elasticidade (kgf/cm²) de referência das pistas de táxi

MATERIAL / PISTA DE TAXI	Módulos de Elasticidade (kgf/cm ²)					h médio (cm)
	A	B	C	D	E	
Revestimento (CBUQ)	40,000					8
Base (Macadame)	2,500					19
Sub-base (argila arenosa amarela)	2,000					40
Sub-base (argila arenosa cinza)						
Subleito	1,000					∞

As deflexões médias de referência, considerando os módulos de elasticidades e as espessuras decorrentes da tabela 9, apresentadas na tabela 10, a seguir, indicam que a estrutura do pavimento das pistas de táxi têm um comportamento linear e, portanto, não há qualquer diferença ao desenvolver a análise da estrutura com a carga de 4.1 tf ou 8.2 tf.

Tabela 10 - Deflexões médias de referência das pistas de táxi

PARÂMETROS REFERENCIAIS (estrutura típica)	Deflexões (10 ⁻² mm) médias	
	Carga de 4,1 tf	Carga de 8,2 tf
Df1 (deflexão máxima)	≤ 49	≤ 98
Df1 - Df4 (comportamento base/sub-base)	≤ 28	≤ 57
Df7 (comportamento do subleito)	≤ 9	≤ 19

3.3. ESTRUTURAS MÉDIAS OBTIDAS POR MEIO DA ANÁLISE DAS BACIAS DE DEFLEXÃO USANDO O SOFTWARE LAYMOD 6

A tabela 11, a seguir, apresenta as deflexões médias de segmentos homogêneos das pistas de táxi, caracterizando assim, o comportamento linear das estruturas de pavimento.

Tabela 11 - Deflexões médias de segmentos homogêneos das pistas de táxi

PARÂMETROS REFERENCIAIS (estrutura típica)	Deflexões (10^{-2} mm) médias de segmentos homogêneos									
	Carga de 4,1 tf					Carga de 8,2 tf				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Df1	50.8	49.0	48.3	52.2	44.4	98.4	102.6	95.7	103.5	88.8
Df1 - Df4	41.2	36.3	33.6	34.0	32.2	76.3	73.6	63.8	65.0	61.9
Df7	1.7	4.5	4.9	5.2	4.3	3.6	9.6	10.5	11.3	9.0

A tabela 12, a seguir, apresenta os parâmetros elásticos com a espessura média das camadas adotadas na análise da definição dos valores de PCN para as pistas de táxi.

Tabela 12 - Análise de PCN em função da espessura média e dos parâmetros elásticos

PISTAS DE TAXI	Parâmetros elásticos (kgf/cm ²)					h médio (cm)
	A	B	C	D	E	
Revestimento (CBUQ)	22,500	22,300	29,500	28,000	22,500	8
Base (Macadame)	1,900	1,800	1,600	1,700	1,900	19
Sub-base (argila arenosa amarela)	4,500	3,200	2,500	1,500	4,500	40
Sub-base (argila arenosa cinza)						
Subleito	2,800	2,800	2,400	2,300	2,800	∞

3.4. ESTRUTURAS OBTIDAS ATRAVÉS DO CONE DE PENETRAÇÃO (DCP)

As tabelas 13 e 14 apresentam as espessuras e os valores de CBR de cada camada considerada, tendo como referência o Cone de Penetração (DCP).

Tabela 13 - Estratificação das camadas do pavimento das pistas de táxi

PISTA DE TAXI (Estratificação DCP)	Espessuras (cm)			
	A / E	B	C	D
Asfáltica (CBUQ)	9.0	8.0	8.0	9.0
Base (Solo brita)				19.0
Base (Macadame)	18.0	16,5	19,5	
Sub-base (Argila Arenosa amarela)	15.0	20.0	20.0	
Sub-base (Solo brita)				19,5
Reforço de subleito (Argila Arenosa amarela)	20.0	20.0	20.0	20.0
Subleito (Argila Arenosa amarela)	20.0	20.0	20.0	
Subleito (Argila Arenosa cinza)				20.0

Tabela 14 - Valores de CBR das camadas do pavimento das pistas de táxi

PISTA DE TAXI (Estratificação DCP)	CBR (%)			
	A / E	B	C	D
Asfáltica (CBUQ)				
Base (Solo brita)				73.0
Base (Macadame)				
Sub-base (Argila Arenosa amarela)	11.0	13.0	11.0	
Sub-base (Solo brita)				40.0
Reforço de subleito (Argila Arenosa amarela)	15.0	9.0	7.0	23.0
Subleito (Argila Arenosa amarela)	16.0	3.0	2.0	
Subleito (Argila Arenosa cinza)				6.0

4. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os solos de subleito de pavimentos, em geral, apresentam comportamento de solos não saturados.

Podemos ter solos que apresentam um crescimento acentuado para determinados valores de sucção, onde o módulo de resiliência atinge o valor máximo para qualquer tensão desvio, diminuindo este com o aumento da sucção.

Podemos, também, ter solos onde a redução da sucção (aumento do teor de umidade) provocará uma diminuição no módulo de resiliência, independentemente do nível de tensões. Portanto, os valores máximos de módulo de resiliência podem variar em função da sucção para cada tipo de solo.

A variação da sucção in situ tem efeito no módulo de resiliência do subleito, ainda que o nível de tensões efetivas - grão a grão (que condicionam o comportamento dos solos quanto à deformação) - no topo do subleito seja, geralmente, muito baixo.

Contudo, quanto maior a percentagem de argila em um solo, maior o valor da sucção. Para o caso das pistas de táxi, observando os dados de campo, tais tensões são consideradas elevadas. Daí, a possibilidade de estar ocorrendo variações decorrentes da sucção.

Por outro lado, temos uma estratificação feita com o DCP e o FWD, sendo observado pela retroanálise existente (tabela 9, anterior):

- Revestimento ($E=22500\text{kgf/cm}^2$): CBUQ (8,0 cm) com superfície indicando sinais de trincamento acentuado;

- Base ($E=1900\text{kgf/cm}^2$): macadame (19,0 cm);
- Sub-base ($E=4500\text{kgf/cm}^2$): Argila arenosa amarela/argila arenosa cinza, compactada e úmida (40,0 cm);
- Subleito ($E=2800\text{kgf/cm}^2$): Argila arenosa amarela/argila arenosa cinza, compactada e úmida.

Entendemos que o solo que existe abaixo da camada de macadame é um solo de reforço, com CBR entre 8 e 12, conforme constatado na retroanálise das bacias de deflexão obtidas pelo LAYMOD 6, com os dados do FWD, ou ainda pelo fato do valor do CBR ser inferior a 20%, conforme observado pelo DCP.

Como a camada de sub-base não atende ao CBR mínimo de 20%, não é possível que possua módulo de 450 MPa, como definido pela tabela 9 em sua retroanálise, considerando o tipo de material e o valor de CBR.

Podemos concluir que o pavimento apresenta problemas de dimensionamento, mesmo considerando o tráfego até 2012 com um aumento em torno de 5% em termos de aeronave de projeto ("1.301 operações equivalentes anuais" para "1.359 operações equivalentes anuais" para a mesma aeronave de projeto EMB 190).

Portanto, preliminarmente, a estrutura do pavimento deve ser redimensionada tendo uma melhor sub-base ou incorporar o revestimento à base com uma recicladora, acrescentando algum estabilizante químico, considerando a nova demanda.

Isto se justifica se considerarmos que está caracterizado que o pavimento existente não tem camada de sub-base, apesar desta estar sendo considerada como

tal, conforme o item 2.2 anterior. Entendemos, então, que o solo que existe abaixo da camada de macadame é um solo de reforço, com CBR entre 8 e 12, conforme constatado na retroanálise das bacias de deflexão obtidas pelo LAYMOD 6, com os dados do FWD.

Tal valor é inferior ao observado pelo DCP e também ao mínimo admitido para sub-base, em se tratando de aeroportos, segundo a recomendação do método empírico da FAA (AC 150/5320-6E).

Seria de boa norma, nesse primeiro momento, em função da redução drástica no tráfego e do “pavimento invertido”, propor uma camada de regularização e evitar a propagação do trincamento já bastante acen-tuado na superfície do pavimento de TSD (Tratamen-to Superficial Triplo com polímero (2,5 cm) + 5 cm de CBUQ) como uma camada de reforço nas pistas de táxi. Contudo, para atender a demanda pessimista, considerando a EMB 190 sendo a aeronave de proje-to, para o reforço das pistas de táxi, e considerando que a superfície do pavimento está severamente trin-cada, seria recomendável uma camada de massa fina

de PMQ polimérica sobre o pavimento atual de 3 cm e sobre essa camada, 4 cm de CAUQ.

Para atender uma demanda média, considerando a aeronave de projeto como sendo a A319, teríamos um reforço na pista de táxi “A” e táxi “E”, mantendo a consideração de trincamento severo, uma camada de massa fina de PMQ polimérica de 3 cm de espessura seguida de uma camada de 7 cm de CAUQ sobre o pa-vimento existente. Nas demais pistas de táxi “B”, “C” e “D”, consideramos uma camada de 12 cm de BG sob uma camada de 10 cm de CAUQ.

5. JUSTIFICATIVA DA SOLUÇÃO ADOTADA

5.1. REFORÇO NAS PISTAS DE TÁXI - ANV DE PROJETO SENDO A EMB 190

Se considerarmos a demanda pessimista, tendo como aeronave (ANV) de projeto a EMB 190, tere-mos para efeito de reforço o previsto na tabela 15, a seguir apresentada.

Tabela 15 - Espessuras de reforço recomendadas - EMB 190 como ANV de projeto

Pista de Táxi	Parâmetro	D0fwd (0.01mm)	SN	SNC	Ebase (kgf/cm²)	Esl (kgf/cm²)	Ksl (kgf/cm²)	n	PCN	h1 (cm)	h2 (cm)	HR (cm) p/ PCN = 35
A / E	Média =	1,400	1.9	3	4,929	2,046	2,077	0.0002				
Bordo	Desvio =	8,719	0.4	1	8,671	1,696	1,921	0.0087	39	9	18	0
Direito	Projeto =	2,409	1.9	3	3,925	1,849	1,854	-0.0008				
A / E	Média =	43	2.1	4	4,951	2,093	1,605	-0.0027				
Bordo	Desvio =	10	0.3	0	11,911	1,349	5,843	0.0147	42	9	18	0
Esquerdo	Projeto =	44	2.1	4	3,572	1,937	928	-0.0044				
B	Média =	49	1.9	3	3,723	1,402	1,403	0.0000				
Bordo	Desvio =	14	0.2	0	1,412	371	371	0.0000	19	8	17	6
Direito	Projeto =	54	1.8	3	3,172	1,258	1,258	0.0000				
B	Média =	53	1.7	3	3,203	1,503	1,503	0.0000				
Bordo	Desvio =	9	0.2	0	1,579	250	250	0.0000	25	8	17	2
Esquerdo	Projeto =	57	1.7	3	2,587	1,405	1,406	0.0000				
C	Média =	46	2.0	4	3,361	1,537	1,533	0.0056				
Bordo	Desvio =	5	0.1	0	1,309	361	355	0.0130	25	8	20	3
Direito	Projeto =	48	2.0	3	2,851	1,396	1,395	0.0005				
C	Média =	51	2.0	3	3,071	1,301	1,301	0.0000				
Bordo	Desvio =	10	0.3	0	1,321	317	317	0.0000	20	8	20	5
Esquerdo	Projeto =	55	1.9	3	2,556	1,177	1,178	0.0000				
D	Média =	51	2.0	3	2,899	1,299	1,300	0.0000				
Bordo	Desvio =	7	0.1	0	1,342	326	326	0.0000	19	9	19	7
Direito	Projeto =	54	1.9	3	2,376	1,172	1,173	0.0000				
D	Média =	54	1.9	3	2,811	1,377	1,377	0.0000				
Bordo	Desvio =	9	0.1	0	1,638	343	343	0.0000	25	9	19	3
Esquerdo	Projeto =	57	1.9	3	2,173	1,243	1,243	0.0000				

Para efeito de intervenção, considerando que a superfície do pavimento está severamente trincada, recomenda-se uma camada de regularização e evitar a propagação do trincamento já bastante acentuado na superfície do pavimento, assim como as espessuras do material/reforço consideradas mínimas, constantes da tabela 16 a seguir apresentada.

Tabela 16 - Recomendações de reforço - ANV de projeto EMB 190

Pista de Taxi	HR (cm)	Massa Fina de PMQ polimérico (cm)	CAUQ (cm)
A	7.0	3.0	4.0
B	7.0	3.0	4.0
C	7.0	3.0	4.0
D	7.0	3.0	4.0
E	7.0	3.0	4.0

5.2. REFORÇO NAS PISTAS DE TAXI - AERONAVE DE PROJETO SENDO A A 319

Em função da demanda média, no horizonte de projeto para 20 anos, podem-se ter para a A319, a aeronave de projeto, as propostas de reforço, conforme indicada na tabela 17 a seguir apresentada.

Para efeito de intervenção considerando que a superfície do pavimento está severamente trincada, recomenda-se uma camada de regularização e evitar a propagação do trincamento já bastante acentuado na superfície do pavimento, assim como as espessuras do material/reforço consideradas mínimas, constantes da tabela 18 a seguir apresentada.

Tabela 17 - Espessuras de reforço recomendadas - A319 como aeronave de projeto

Pista de Taxi	Parâmetro	D0fwd (0.01mm)	SN	SNC	Ebase (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Ksl (kgf/cm ²)	n	PCN	h1 (cm)	h2 (cm)	HR (cm) p/ PCN = 41
A / E	Média =	1,399.5	1.94	3.47	4,928.9	2,046	2,076.6	0				
Bordo	Desvio =	8,718.6	0.42	0.67	8,670.6	1,696	1,920.7	0	39	9	18	1
Direito	Projeto =	2,409.3	1.89	3.39	3,924.7	1,849	1,854.2	0				
A / E	Média =	43.0	2.10	3.68	4,951.2	2,093	1,605.0	0				
Bordo	Desvio =	9.5	0.27	0.40	11,911.4	1,349	5,843.2	0	42	9	18	0
Esquerdo	Projeto =	44.1	2.07	3.64	3,571.7	1,937	928.3	0				
B	Média =	49.0	1.87	3.31	3,722.5	1,402	1,402.5	0				
Bordo	Desvio =	13.7	0.25	0.43	1,411.6	371	371.0	0	19	8	17	7
Direito	Projeto =	54.3	1.77	3.14	3,172.4	1,258	1,257.9	0				
B	Média =	53.2	1.73	3.24	3,202.8	1,503	1,503.3	0				
Bordo	Desvio =	8.7	0.19	0.18	1,578.8	250	250.1	0	25	8	17	3
Esquerdo	Projeto =	56.5	1.65	3.17	2,587.5	1,405	1,405.9	0				
C	Média =	45.8	2.04	3.55	3,361.0	1,537	1,533.1	0				
Bordo	Desvio =	4.6	0.15	0.20	1,309.3	361	355.0	0	25	8	20	4
Direito	Projeto =	47.6	1.98	3.47	2,850.7	1,396	1,394.7	0				
C	Média =	51.4	1.96	3.36	3,071.2	1,301	1,300.9	0				
Bordo	Desvio =	10.4	0.26	0.37	1,321.4	317	316.7	0	20	8	20	7
Esquerdo	Projeto =	55.5	1.86	3.22	2,556.3	1,177	1,177.5	0				
D	Média =	51.5	2.00	3.30	2,898.6	1,299	1,299.8	0				
Bordo	Desvio =	6.6	0.13	0.39	1,342.2	326	325.6	0	19	9	19	8
Direito	Projeto =	54.0	1.95	3.15	2,375.5	1,172	1,172.9	0				
D	Média =	53.6	1.95	3.38	2,811.4	1,377	1,377.0	0				
Bordo	Desvio =	8.8	0.15	0.27	1,638.5	343	342.7	0	25	9	19	5
Esquerdo	Projeto =	57.0	1.89	3.27	2,172.9	1,243	1,243.5	0				

Tabela 18 - Recomendações de reforço - aeronave de projeto A 319

Pista de Taxi	HR (cm) equiv.	Solução para a restauração/reforço
A	10.0	MF (3 cm) + CAUQ (7 cm)
B	20.9	BG (12 cm) + CAUQ (10 cm)
C	21.6	BG (12 cm) + CAUQ (10 cm)
D	22.8	BG (12 cm) + CAUQ (10 cm)
E	10.0	MF (3 cm) + CAUQ (7 cm)

Esta solução abre ensejo à necessidade de se demolir parte do pavimento das pistas de táxi que fazem interface com a pista de pouso.

6. CONCLUSÕES/SUGESTÕES

Nos encaixes entre as pistas de táxi e a pista de pouso, com exceção do trecho a ser demolido e reconstruído, pode ser considerada a utilização de fresagem. Esse tipo de procedimento, contudo, não pode atingir a camada de base de macadame, devendo ser realizada de forma a manter uma espessura mínima de 3,0 cm de revestimento acima do topo desta.

A Massa Fina de Pré-misturado a Quente (MFPMQ) com polímero deve ser espalhada e compactada a quente, com volume de vazios maior que 12%. O teor de asfalto deve ser maior que 6% em peso e o diâmetro máximo de agregados de 3/8 de polegada. O CAUQ (Concreto Asfáltico Usinado a Quente) é convencional, com um diâmetro máximo de agregados de 3/4 de polegada para a espessura mínima de 4,0 cm.

Uma proposta de restauração/reforço seria a de reciclar o revestimento e parte da base, incorporando o revestimento à base com uma recicladora, acrescentando algum estabilizante químico, compatibilizando essa espessura de base estabilizada em função do tráfego e colocando um revestimento de 10 cm em A 319 (revestimento mínimo recomendado). Adotando essa solução, teríamos, pelo menos, 15 cm de base estabilizada com estabilizante químico.

A escolha pela solução de reforço como intervenção de restauração do pavimento existente com revestimento ou brita graduada seguida de revestimento, conforme o resultado de dimensionamento apresentado na tabela 18, acarretaria na alteração da geometria existente no que tange a altimetria.

Esta situação elevaria a cota do greide existente de todas as taxiways em 10 ou 22 cm e causaria problemas na conformação vertical das pistas de táxi com a pista de pouso/decolagem e com os pátios. Há também um empecilho quanto ao sistema de drenagem superficial, tendo em vista que a camada de brita graduada

de espessura de 12 cm a ser implantada necessitaria de um novo estudo para o sistema de drenagem a ser adequado.

Já a técnica de restauração do pavimento por meio da reciclagem da base permite que a solução de reforço não ocasione modificações verticais no greide do pavimento existente, além de melhorar a qualidade da estrutura do pavimento. A alternativa de reciclagem da base, com a incorporação do revestimento e a adição de estabilizante químico, também se justifica pela necessidade de proteger o leito do pavimento e as camadas subjacentes à base, principalmente a sub-base, cujas características são deficientes.

Como podemos observar, o material constituinte da camada de sub-base para as pistas de táxi “A”, “B”, “C” e “E” não atende ao valor de CBR mínimo recomendado pela norma ($\geq 20\%$) e na pista de táxi “D”, o material que constitui a camada de base não atende ao CBR mínimo de 80%, também recomendado pela norma (AC 150/5320-6E). Os valores de CBR das camadas do pavimento indicam a necessidade de restauração estrutural do pavimento. Com a confecção das novas camadas (base reciclada + camada antirreflexão de trincas + CBUQ), aumentaríamos a capacidade de suporte do pavimento, tendo em vista o tráfego solicitante e o período de projeto definido em 20 anos.

Portanto, a sugestão final seria a intervenção de restauração das pistas de táxi com a reciclagem da base, com incorporação a esta de revestimento com adição de estabilizante químico (cimento). Desta forma, são apresentadas a seguir as estruturas do tipo de pavimento existente e do pavimento projetado, contemplando a execução da reciclagem de todas as taxiways.

7. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LOPES, F. S. - Estudo sobre a retroanálise de bacias de Deflexões do FWD em Pavimentos Flexíveis. Tese de mestrado Infraestrutura Aeroportuária – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2012. 144f.

AC 150/5320-6E, FAA (Federal Aviation Administration)

Mobilidade e Linha Imaginária

Protasio Ferreira e Castro

Segundo Luiz Fernando Veríssimo, a coisa que Mario Quintana mais gostava no Rio de Janeiro era entrar em túnel. “É a única maneira de descansar da paisagem” – alegava o poeta.

As linhas imaginárias ou mesmo topográficas que delimitam o bairro – Barra da Tijuca – não o tornam um gueto cercado. Os limites geográficos apenas definem uma área de liberdade, para onde corre a cidade. As muitas vias de acesso à Barra torna o bairro democrático. Entretanto, cada uma das entradas não passa de um “buraco da agulha”, existentes em cidades da antiguidade, por exemplo, Jerusalém do tempo de Cristo.

A opção pelo transporte individual, na cidade do Rio de Janeiro, é uma política de mais de um século. A matriz de transporte, no município e periferia, é significativamente rodoviária. As características da matriz influenciam na mobilidade. Na política de transporte de massa, o ônibus foi privilegiado. Esqueceram-se do trem.

Surgidos no fim do século XIX, os bondes foram assim chamados porque não havia moedas no preço das passagens. Por esta razão, foram emitidos bilhetes em cartelas de cinco unidades. Na mesma época, o governo emitiu, na Europa, títulos também conhecidos por

bônus ou “bond”. O sarcasmo carioca fez o serviço; e o idioma assimilou mais essa palavra.

Os bondes inicialmente foram “substituídos” pelos trólebus. Outra sacada carioca: os “chifrudos”, devido à haste de conexão com a rede elétrica aérea. Inaugurada em 1962, a frota de trólebus foi a maior existente no Brasil. Aliás, o metrô, inaugurado em 1979, viria para “substituir” bondes e trólebus.

O sistema BRS (Bus Rapid Service) não altera a matriz de transporte. Oferece apenas uma “ordenação” para o transporte por ônibus. A “TRANSOESTE”, dos ônibus articulados, praticamente nasceu com o volume de passageiros, projetado para a Copa, superado.

Faz algum tempo, no cotidiano, ao cruzar qualquer das linhas imaginárias que delimitam a Barra, brota no peito da maioria dos motoristas aquele frase do comercial: “Pai, tá chegando?”.

Imagine o Quintana ao seu lado, depois de quase uma hora dentro de um carro. Ele resolve fechar os olhos no túnel do Joá. Quando os abre, lê a placa: “Sorria você está na Barra”. A primeira vez que se cruza essa linha imaginária, um dos limites da Barra da Tijuca, a beleza da paisagem mata na iris qualquer olhar perdido. Depois de tanto sair e chegar ao bairro, o trânsito caótico leva qualquer jeito de sorrir que havia.