

REVISTA

ABRV

Associação Brasileira de Pavimentação



PAVIMENTAÇÃO

Ano IV – Nº 14 – Jul/Ago/Set de 2009 – www.abpv.org.br – ISSN 1809-1865

**Revisão crítica dos conceitos
e reminiscências sobre
o módulo de reação do subleito
em pavimentos de concreto**

José Tadeu Balbo



ABPv2009

IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço

Comemoração dos 50 Anos da ABPv

— FORTALEZA - CE / BRASIL —

De 7 a 9 de outubro de 2009

PALESTRAS INTERNACIONAIS

Asphalt pavement response and fatigue performance prediction using the viscoelastic continuum damage approach

Prof. Richard Kim – Universidade da Carolina do Norte – EUA

Precast concrete pavements

Prof. Neeraj Buch – Michigan State University

RAP recycling in Italy. State of the art, problems and new experience

Gabriele Tebaldi – Universidade de Parma – Itália

Predicting Moisture Damage in Asphalt Pavements Based on Calculated Adhesive and Cohesive Bond Strengths

Prof. Dallas Little – Texas A&M University – EUA

Warm mixtures: State of art and experiences in France.

Technical and environmental approaches

Jean-Luc Delorme – LCPC / França

Estimation effect of warm mix additives on workability of mixtures using the gyratory compactor

Prof. Hussain Bahia – Universidade de Wisconsin – EUA

Long Lasting Pavements

Prof. Imad Al-Qadi – Universidade de Illinois – EUA

El ensayo acelerado a escala real como herramienta de la ingeniería de firmes

Prof. Angel Mateos – CEDEX – Espanha

Reabilitação estrutural e funcional de pavimentos em Portugal

Prof. Jorge Pais – Universidade do Minho – Portugal

PALESTRAS NACIONAIS

Produção de misturas asfálticas mornas com espuma de asfalto em usina

Eng Gilvan Medeiros Pereira – Terex

Execução de Base Betuminosa Espumada em Usina Móvel

Eng Valmir Bonfim – Fremix

Atuação da Petrobras no Mercado de Asfalto

Sillas Oliva Filho da Petrobras

Geotecnologia do pavimento ferroviário – um caminho a ser percorrido

Eng Luiz Francisco Muniz da Silva – Muniz e Spada Engenharia

A Experiência Colombiana na Recuperação de Pavimentos.

Eng Cipriano Londoño – Instituto Colombiano de Produtores de Cimento

Reabilitação de Pavimentos Rodoviários – Whitetopping e Overlay

Eng Marcos Dutra de Carvalho – ABCP

Aplicações práticas das pesquisas da REDE ASFALTO N/NE

Profs Sandra Soares, Veronica Castelo Branco, Suelly Barroso, Aurea Holanda, Sérgio Benevides – UFC

Local: Hotel Gran Marquise

Av. Beira Mar – Nº 3980 – Fortaleza, CE

ABPv

Há 50 anos promovendo a técnica da pavimentação



Maiores informações
www.abpv.org.br

FORTALEZA



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

Arq^{ta} Georgina Libório Azevedo

georgina@abpv.org.br

JORNALISTA RESPONSÁVEL

Jean Pierre M. Santiago

MTb 27170-RJ

redacao@revistapavimentacao.org.br

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente: Eng^o EDUARDO ALBERTO RICCI

Vice-Presidente: Cel Eng^o PAULO ROBERTO DIAS MORALES

Diretor Administrativo: Eng^o JOÃO MENESCAL FABRÍCIO

Diretor Técnico: Eng^a LAURA M^a GORETTI DA MOTTA

Diretor Financeiro: Eng^o ATAHUALPA SCHMITZ DA SILVA PREGO

Diretor de Divulgação: Arq^{ta} GEORGINA LIBÓRIO AZEVEDO

COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

Eng^o Alexandre Zupolini Neto; Eng^o Alfredo Monteiro de Castro Neto; Eng^o Alvaír Pinto Barbosa; Eng^o Antônio Fortunato Marcon; Eng^o Armando Martins Pereira; Eng^o Armando Morilha Junior; Eng^o Atahualpa Schmitz da S. Prego; Eng^o Carlos Yukio Suzuki; Eng^o Cássio Eduardo Lima de Paiva; Eng^o Chequer Jabour Chequer; Eng^o Djalma Rocha A. M. Pereira; Eng^o Douglas Fadul Villibor; Eng^o Dultevir Guerreiro Vilar de Melo; Eng^o Edinaldo Afonso Marques de Mélo; Eng^o Eduardo Alberto Ricci; Eng^o Ernesto Simões Preussler; Eng^o Fernando Augusto Jr.; Eng^o Francisco Samuel Pithon Barreto; Eng^o Genésio Almeida da Silva; Arq^{ta} Gilda Collet Bruna; Eng^o Glicério Trichês; Eng^o Heitor Roberto Giampaglia; Eng^o Jacques de Medina; Eng^o João Menescal Fabrício; Eng^o João Virgílio Merighi; Eng^o Jorge Augusto Pereira Ceratti; Eng^o Jorge Henrique Ribeiro; Eng^o Jorge Paulo Moro; Eng^o José Franklin Moreira; Eng^o José Leomar Fernandes Junior; Eng^o José Pedro dos Santos Vieira Costa; Eng^o José Tadeu Balbo; Eng^o Laiz de Souza; Eng^a Laura M^a Goretti da Motta; Eng^a Leni F. M. Leite; Eng^o Leto Momm; Eng^a Liedi Legi B. Bernucci; Eng^a Luciana Nogueira Dantas; Eng^o Luiz Miguel de Miranda; Eng^o Marcello Roberto Rangel Pestana; Eng^o Maria da Conceição M. Azevedo; Eng^o Márcio Muniz de Farias; Eng^o Marçílio Augusto Neves; Eng^o Mario Henrique Furtado Andrade; Eng^o Nilton de Souza Campelo; Eng^o Otacílio Alves de França Junior; Eng^o Paulo Roberto Belisário S. de Souza; Eng^o Paulo Romeu Assunção Gontijo; Eng^a Prepedigna D. E. Almeida da Silva; Eng^a Rita Moura Fortes; Eng^o Salomão Pinto; Eng^o Silvio Rodrigues Filho; Eng^o Saul Birman; Eng^o Walter Canales Sant'ana; Eng^a Wanda Trigo Loureiro; Eng^o Washington Pérez Nuñez.

Editoração Eletrônica: MURO Produções Gráficas

Revisão: Ellis Pinheiro

Impressão: Gráfica e Editora Cruzado Ltda

Tiragem: 5.000 exemplares – Periodicidade: Trimestral



Nossa capa:

Ponte JK – Brasília,
Distrito Federal, capital
que em 2010
completará 50 anos.

Foto: Georgina Libório Azevedo

Sumário

- 2 Editorial
- 3 Seção de notas
- 5 16^a RPU reúne participantes de todo o País em BH

OPINIÃO

- 7 ABPv – 50 anos
Jacques de Medina

ARTIGOS TÉCNICOS

- 11 Inserção de paradas de ônibus em pavimento de concreto em meio à pavimentação asfáltica
Av. Juca Batista, em Porto Alegre/RS
Larry Rivoire Junior
- 20 Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro
Jorge Barbosa Soares, Angel Mateos Moreno e Laura Maria Goretti da Motta
- 36 Estudo de viabilidade técnica da utilização das cinzas da queima da casca de *Pinus* em obras de pavimentação asfáltica
Vivian Silveira dos Santos Bardini e José Leomar Fernandes Jr.
- 46 Revisão crítica dos conceitos e reminiscências sobre o módulo de reação do subleito em pavimentos de concreto
José Tadeu Balbo
- 61 Avaliação do impacto ambiental prévio: poluição sonora
Elaine Carvalho da Paz e Paulo Henrique Trombetta Zannin

FATOS HISTÓRICOS

- 71 História da dragagem no Brasil

Editorial

Esta edição da Revista PAVIMENTAÇÃO traz cinco artigos técnicos com temática diversa que configuram trabalhos de interesse que nossos leitores poderão apreciar.

O primeiro artigo “Inserção de paradas de ônibus em pavimento de concreto em meio à pavimentação asfáltica – Avenida Juca Batista, Porto Alegre/RS” é de autoria de Larry Rivoire Junior, da Secretaria Municipal de Obras e Viação de Porto Alegre – PMPA.

Em seguida, um artigo que se apresenta de forma abrangente é “Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro”. O trabalho é resultado do esforço dos professores Jorge Barbosa Soares, do LMP/UFC, Fortaleza; Angel Mateos Moreno, Cedex, Madri, Espanha; e Laura Maria Goretta da Motta, da COPPE/UFRJ.

O terceiro artigo técnico desta edição é “Estudo de viabilidade técnica na utilização das cinzas da queima da casca de *Pinus* em obras de pavimentação asfáltica”, de Vivian Silveira e Professor José Leomar Fernandes Junior, da USP – São Carlos.

O quarto artigo que apresentamos é um estudo do Professor José Tadeu Balbo que versa sobre “Revisão crítica dos conceitos e reminiscência sobre módulo de reação do subleito em pavimentos de concreto”. Trata-se de um assunto atual e de grande valia para os profissionais versam sobre esta temática.

O quinto e último trata-se de uma reedição do artigo “Avaliação do impacto ambiental prévio: poluição sonora”, de autoria de Elaine Carvalho da Paz e Paulo Henrique Trombetta Zannin, que foi veiculado na edição anterior sem as correções designadas pelo Comitê Técnico Científico.

Na seção Fatos Históricos, Atahualpa Schmitz da Silva Prego nos descreve a história da dragagem no Brasil. O relato nos mostra todo o processo de desenvolvimento dos meios e mecanismos utilizados nesta técnica.

Destacamos nesta edição o texto do Professor Jacques de Medina, um dos fundadores da ABPv, no qual emite sua visão Associação no trajeto desses 50 anos de existência.

A Seção de Notas vem dando destaque aos cursos e eventos promovidos pela ABPv como parte da comemoração do cinquentenário da Associação. Diversos eventos e cursos estão programados e serão abordados por esta publicação para que todos tomem ciência desta programação especial do ano de 2009 da ABPv.

Ao leitor, cabe-nos informar que teremos ainda este ano uma edição especial da Revista PAVIMENTAÇÃO como parte das comemorações dos 50 anos da ABPv.

Conselho Editorial

Seção de notas da Revista PAVIMENTAÇÃO

IPR e a utilização do TransCAD

No dia 13 de maio, na sede do DNIT em Brasília, o Eng. Ricardo Lisboa da Cunha realizou uma palestra versando sobre o tema "Projeto para Atualização do Banco de Dados na Identificação de Rotas na Malha Rodoviária Federal". A palestra fez parte de um evento promovido pela IPR que tinha como assunto a utilização do software TransCAD.

Na ocasião, diversos outros palestrantes deram sua contribuição com temáticas afins.

.....

Seminário de asfalto borracha

Foi realizado, no dia 30/06/2009, no Rio de Janeiro, um seminário para apresentação das normas de material e de serviço sobre asfalto-borracha, via tipo *terminal-blending*, em estudo no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNIT). A finalidade desse seminário foi o de apresentar as normas e analisar tecnicamente as sugestões apresentadas durante consulta pública.

As especificações foram elaboradas pela empresa Engesur, contratada para atender ao Programa de Revisão de Normas do DNIT, assessorada pelas Engenheiras Dilma Guarçoni e Luciana Nogueira, do IPR.

O seminário transcorreu com altíssimo nível técnico e contou com a participação de profissionais de universidades, de órgãos públicos, empreiteiros e fabricantes, dentre outros.

.....

ABCP realiza treinamento para profissionais

Entre os dias 15 e 17 de julho próximo passado, o especialista colombiano German Madrid esteve no Brasil a

convite da Associação Brasileira de Cimento Portland para ministrar um curso especial sobre vias e calçadas com peças pré-fabricadas de concreto.

O evento, vislumbrando o direito de ir e vir com segurança nas calçadas, promoveu ainda um debate sobre acessibilidade com estudantes de arquitetura, no dia 14 de julho.

O treinamento aconteceu na sede da ABCP, no Jaraguá, em São Paulo.

.....

CONCRETE SHOW Evento da construção civil sul-americana

Foi realizado em São Paulo, entre os dias 26 e 28 de agosto, no Transamérica Expo Centro, a terceira edição do Concrete Show, o maior evento internacional em tecnologia de concreto da América Latina.

O evento abordou inovações e tendências mundiais em sistemas e métodos construtivos à base de concreto, trazendo soluções e aumentando a produtividade, qualidade e velocidade na execução da obra. O foco foi exclusivamente a utilização e promoção da cadeia do Concreto.

Em três dias de realização, a Concrete Show reuniu os principais *players* do universo da cadeia do concreto na construção civil sul-americana.

O evento apresentou tecnologia em equipamentos, serviços, produtos e sistemas construtivos à base de concreto, servindo de plataforma para lançamento de produtos, reforço de marca, *join-venture*, vendas e *networking*. Concrete Show contou com expositores nacionais e internacionais vindos da América Latina, América do Norte, Europa e Ásia.



TranspoQuip 2009

O lançamento bem-sucedido da TranspoQuip Latin America 2008 levou a um evento maior e mais completo para 2009.



O TranspoQuip Latin America é o evento que reúne vendedores e compradores de equipamentos e serviços para rodovias, ferrovias, estações, portos, vias fluviais e aeroportos da

América Latina. Esta feira apresenta expositores com a oportunidade única de vender para as indústrias do setor de transporte. TranspoQuip é um evento internacional que fornece uma visão geral completa do *know-how* e tecnologia do setor em todos os seus modais.

Os três principais temas da exposição e do programa paralelo de conferência são: "Gerenciamento e operações", "Proteção e segurança", e "Conforto do usuário".

O evento acontecerá no Expo Center Norte, em São Paulo, entre os dias 17 e 19 de novembro de 2009. Mais informação no sítio www.transpoquip.com.br/br/.

.....

Série de *workshop* em comemoração aos 50 anos da ABPv

O IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo –, com o apoio da empresa Betumel Tecnologia em Asfaltos e da Associação Brasileira de Pavimentação, realizou um *workshop* – Avanços Tecnológicos na Utilização de CPA e SMA. O evento faz parte das comemorações dos 50 anos da ABPv.

O acontecimento se deu na sede do IPT, em São Paulo, no dia 28 de maio.

No dia 7 de julho, desta vez na sede da ABPv, no Rio de Janeiro, o *workshop* realizado foi sobre Produção de



Misturas Asfálticas Mornas com Utilização de Espuma de Asfalto com Ligante. No ensejo também foi abordado, numa segunda palestra, o tema Usinas Asfálticas e Controle Tecnológico. Os palestrantes foram M.Sc. Eng. Gilvan Medeiros Pereira, da Terex S.A, e Eng. Fernando Augusto Jr, da Imperpav, respectivamente.



.....

Cursos da ABPv

Entre os dias 16 e 18 de junho, no auditório da ABPv, no Rio Janeiro, ocorreu o curso Gestão Ambiental de Rodovias, proferido pela Eng^a Lucia Cantuária Costa, pós-graduada em gestão portuária e de segurança do trabalho, mestre e doutoranda em Geotecnia Ambiental pela COPPE/UFRJ.

O curso contou com ampla participação de profissionais e acadêmicos oriundos de empresas e do setor público.

De 1^a a 03 de julho, o curso realizado foi o de Drenagem Urbana: Fundamento e Dimensionamento. O curso foi ministrado pelo professor Eng. Francisco José D'Almeida Diogo, M.Sc. Professor do IME.

Finalmente, o Curso Prático de Materiais e Misturas Asfálticas, entre os dias 6 e 9 de julho, ministrado pelos professores: Salomão Pinto, D.Sc Professor do IME, Antonio Carlos Rodrigues Guimarães, M.Sc Professor do IME, Jorge Paixão Filho, Tecnólogo, IME, André Luis Paixão, Tecnólogo IPR. Este evento foi realizado no Laboratório de Ligantes e Misturas Betuminosas do Instituto Militar de Engenharia, no Rio de Janeiro.

.....

ERRATA: Diferentemente do que foi publicado na edição anterior o segundo Curso SICRO 3, realizado entre os dias 3 e 7 de maio foi promovido pela ABPv com apoio do Centran que cedeu o seu auditório para realização do mesmo.

16ª RPU reúne participantes de todo o País em BH



Eduardo Alberto Ricci, Fernando Janotti, Cristiano Costa Moreira, Fuad Nomam, Maria Celeste Morais Guimarães, Sebastião Donizete de Sousa, José Elcio Santos Monteze, Gilson de Carvalho Queiroz Filho, Marcus Vinicius Salun, Wilton Alvarenga e Djalma Diniz

A capital mineira, Belo Horizonte, sediou entre os dias 28 e 30 de abril de 2009 a 16ª edição da Reunião de Pavimentação Urbana, consolidando a importância do encontro dos profissionais do setor interagindo entre si, com o meio acadêmico e com os empresários de toda a cadeia de suprimentos da pavimentação.

O evento ocorreu no Minascentro, no coração da cidade. O tradicional palco de eventos recebeu aproximadamente 500 participantes vindos praticamente de todas as regiões do País. Fato este que endossa o caráter demo-



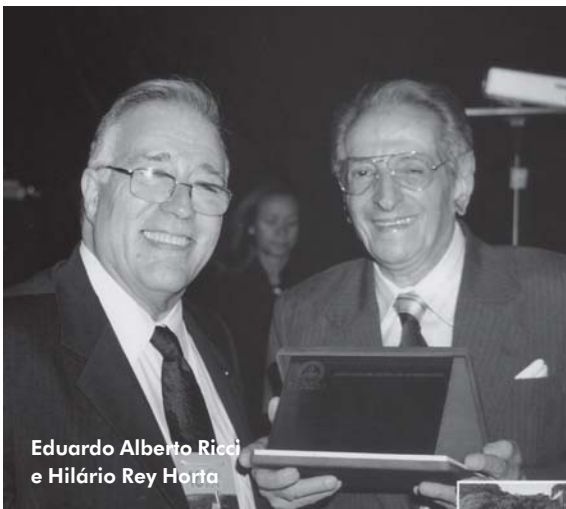
crático e abrangente desta reunião que procura colocar sempre em pauta os temas atuais e mais relevantes no trabalho de pavimentação das vias urbanas, aeroportos, portos e ferrovias.

Foram apresentados 27 trabalhos técnicos entre nacionais e estrangeiros, os quais deram ensejo a austeros debates que conferiram um nível altamente qualificado de discussão.

Outro destaque no evento foram os cinco minicursos oferecidos aos participantes. O objetivo dos minicursos é focar determinado tema e abordá-lo de maneira breve e intensiva. Foram tratados temas como Noções de Drenagem Urbana, Técnicas de Reaterro de Valas de Redes



Daltro Barbosa Leite



Eduardo Alberto Ricci
e Hilário Rey Horta



Maurício de Lana

Subterrâneas, Restauração de Pavimentos Urbanos, Asfaltos para Pavimentação e Projeto, Execução e Restauração de Pavimentos Urbanos.

O Presidente da 16ª RPU, Eng. Fernando Antonio Jannotti, (Superintendente da SUDECAP) fez as honras de abertura do evento ressaltando a oportunidade de discussão e reflexão sobre a pavimentação urbana no Brasil, justamente num momento em que a sociedade exige mais atenção para as atividades como: conservação, ampliação e segurança da malha viária e também que os governos estão vivendo uma mudança em termos de gestão para otimizar o gasto público no País.

A solenidade de abertura contou ainda com a presença e a fala do Diretor-Presidente da ABPv, Eng. Eduardo Alberto Ricci, que procurou ressaltar o grau de contribuição da Reunião para todos os profissionais do setor e das áreas afins. Ricci também abordou o propício momento em que grandes cidades brasileiras estão promovendo ampla reforma urbana, ensejando um *boom* de desenvolvimento favorável a todos os setores da pavimentação.

Ricci ainda destacou o papel da Associação: "Hoje estamos trabalhando arduamente para cumprir o objetivo primordial da ABPv, que é a transferência de tecnologia e sua atualização através das reuniões, congressos e cursos. E ainda há o aspecto da constante tentativa de influenciar nas políticas de transporte que afetem sobremaneira o desenvolvimento do País".

O Coordenador do evento, Eng. Cristiano Costa Moreira, em sua mensagem, enfatizou a honra de Belo Horizonte sediar a 16ª RPU, tendo em vista ser o encontro parte das comemorações do cinquentenário da ABPv. Ressaltou ainda, em tom de agradecimento, o apoio de instituições públicas e privadas e de entidades de classes, que, somadas aos patrocinadores, permitiram a sua realização.

Momento de emoção no encontro foi a entrega do Prêmio Engenheiro Mario Kabalem Restom aos profissionais que prestaram relevantes contribuições à área da pavimentação. Foram agraciados com prêmios os engenheiros Hilário Rey Horta, Maurício de Lana e Daltro Barbosa Leite.



ABPv

50 Anos

Jacques de Medina

Sócio fundador Nº 4

A Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv – trouxe-nos, nestas cinco décadas de existência, a confirmação de um sonho possível. Sua fundação ocorreu no Rio de Janeiro, a 15 de setembro de 1959, cerca de sete meses antes da transferência da Capital para Brasília. Vivia-se um momento extremamente fecundo de desafios na construção rodoviária e de aprendizado de novas técnicas de pavimentação.

O químico industrial Francisco Pontes Corrêa Filho é o patrono da ABPv por ter sido o grande semeador da ideia de sua criação. Em sua homenagem, o Prêmio Pontes Corrêa foi concedido durante algum tempo ao melhor trabalho da Reunião Anual de Pavimentação. Formado em 1943 pela Escola Nacional de Química da Universidade do Brasil, ingressou no DNER em 1948. Lá o encontrei no Laboratório Central, à Rua São Luiz Gonzaga, próximo do Largo do Pedregulho, bairro de Benfica, recém-chegado, também, como ele. Dirigia o Laboratório o saudoso Engenheiro Galileo Antenor de Araújo, um exemplo de competência e civilidade, e que deu sua valiosa contribuição à ABPv.

Valho-me, em várias partes deste escrito, do livro *A Memória da Pavimentação no Brasil*, de Atahualpa Schmitz da Silva Prego.

Na origem da ABPv está o desafio da utilização correta de ligantes betuminosos, sendo evocado, na época,

o exemplo da AAPT (*Association of Asphalt Paving Technologists*) americana.

No círculo de colegas mais próximos de Pontes Corrêa estava o Engenheiro Aldenor Ribeiro Campos, o qual colocou seu escritório e sua *Revista Construção* a serviço da concretização do ideal que nos movia. Partiu dele a criação do Prêmio Pontes Corrêa. O papel importante deste colega foi por todos reconhecido ao ser dado seu nome à Biblioteca da ABPv. Sonhava Pontes Corrêa que nesta associação nasceriam, de um convívio franco e aberto, as mais importantes linhas de política de pavimentação neste país. Fiel a esta ideia, o Engenheiro Mário Kabalem Restom, sócio fundador nº 1, costumava dizer: “A ABPv é o fórum livre de debates sobre pavimentação.” Este saudoso colega foi o grande timoneiro de nossa Associação. Começou sua carreira no Laboratório Central do DNER como laboratorista e tinha o mesmo interesse de estudos de Pontes Corrêa, Aldenor Campos e um punhado de colegas.

Em estágios e visitas técnicas de engenheiros brasileiros aos Estados Unidos, à época, foram absorvidos os processos modernos de construção mecanizada, o uso de ligantes e misturas asfálticas etc.

Mas a nossa engenharia rodoviária teve de lidar com a realidade física de grandes extensões de solos lateríticos (finos e pedregulhosos) e saprolíticos (os “saibros” residuais),

espessos mantos de intemperismo, clima tropical quente e úmido predominante e, também, a região do semiárido. Havia, também, as planícies sedimentares de argila mole com matéria orgânica, que, por sinal, proporcionaram estudos pioneiros de mecânica dos solos no país, com a participação marcante do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo.

Para lidar com os solos tropicais, o *know how* americano, desenvolvido em condições geológicas e climáticas diferentes das nossas, antes nos embaraçava do que nos ajudava. Isto se refletia, por exemplo, nos sistemas de classificação de solos HRB/TRB e USCS. A questão da umidade de equilíbrio do subleito próximo do teor ótimo de compactação, em vez de um valor obtido após quatro dias de embebição (ensaio CBR), foi bastante polêmica. E o que dizer, então, do uso do pó de pedra de gnaiss e granito como filler, conforme relata o Engenheiro Saul Birman (sócio fundador nº 2), à página 185 do livro do Engenheiro Atahualpa. É que o *rock flour* americano de rochas calcárias e dolomíticas que lá predominam tem finura e composição mineralógica diferente de nosso pó de pedra do Rio de Janeiro, de textura mais áspera. Foi uma aplicação pioneira de rejeito de pedreira, adotada pelo DER/GB por iniciativa do Engenheiro Renato Velhote Friedheim, tendo a consultoria do Saul Birman.

Há de se reconhecer, por exemplo, que o ensaio de equivalente de areia é muito mais significativo para as grandes ocorrências de solos granulares de origem glacial e aluvionar nos Estados Unidos do que para os nossos solos. Digo isto com isenção, pois contribuí para sua divulgação no país.

De modo que a ABPv teve que tomar rumo diferente do seguido pela AAPT. Estão na sua agenda temas variados, como a utilização de solos lateríticos, estabilização de solos, métodos de dimensionamento de pavimentos etc., além, evidentemente, do estudo de ligantes e misturas asfálticas. E mais, toda a gama de questões de construção, manutenção e gestão.

Atualmente, em face das cargas muito pesadas dos caminhões, a camada superficial do pavimento asfáltico exige a atenção especial dos engenheiros. Entrou em cena a Comissão de Asfalto do IBP – Instituto Brasileiro de Pe-

tróleo e Gás –, em 1967, e, em decorrência, vêm sendo realizados Encontros de Asfalto, que hoje se alternam com os Congressos Ibero-Latino-Americanos de Asfalto, desde 1981. De certa forma, a Comissão de Asfalto assumiu o controle das discussões sobre os ligantes asfálticos. Forte é a presença da Petrobras. Esta empresa tem financiado os projetos de pesquisa universitária, através do Cenpes (Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello) sediado no campus da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ –, na ilha do Fundão.

De uns dez anos para cá, os pesquisadores universitários têm outra “vitrine” de seus estudos – os Congressos de Pesquisa e Ensino em Transportes, financiados pela Confederação Nacional de Transportes.

Há um novo componente na política de pavimentação que é o interesse de aproveitamento de rejeitos minerais e industriais e de resíduos de demolições, o que tem a ver com a economia dos recursos naturais e política ambiental.

A semelhança da abordagem analítica da via permanente ferroviária como estrutura, em relação ao pavimento rodoviário, sugere um intercâmbio proveitoso. Estudam-se solos, agregados minerais (lastros e sublastros) e misturas asfálticas (de aplicação frequente em linhas de trens de alta velocidade, no lugar dos tradicionais lastros ou sublastros de britas, no exterior). Um capítulo sobre “mecânica do pavimento ferroviário” faz parte do livro do autor destas notas e da professora Laura Motta (MEDINA e MOTTA, 2005).

Não se pode esquecer os elos tradicionais com a engenharia de pavimentação de aeroportos. Há muitos pontos conceituais e, também, práticos em comum, porém focos diferentes pela natureza da ação das aeronaves sobre os pavimentos. Na vida da ABPv, vários colegas da Diretoria de Engenharia da Aeronáutica participaram da gestão da ABPv. Bem representativos são os nomes dos Engenheiros Ozéas Nunes Amorim e Samuel Henthequeste Cardoso. Recomenda-se, aqui, o capítulo VI do livro do Engenheiro Atahualpa.

Os pavimentos de concreto de cimento Portland em placas interconectadas constituem um acervo relativamente pequeno. Tiveram voga no início da pavimentação de

estradas e pistas de aeroportos no país. A Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP – prestou inestimáveis serviços por intermédio de seus cursos e publicações, com base nos ensinamentos da PCA – *Portland Cement Association* –, dos Estados Unidos. Também neste tipo de pavimento as diferenças climáticas deste país e dos Estados Unidos se manifestam na curvatura das placas sob o efeito de temperaturas e umidades diferenciais no topo e na base. No capítulo 2 do livro que o autor escreveu com a professora Laura, aborda-se esta questão. Num país de dimensões continentais como o nosso, estamos habituados a verbas escassas e horizontes de projeto restritos, o que não favorece, via de regra, o pavimento de concreto – uma opção que se perde.

Há um capítulo que não pode escapar da Memória da Pavimentação. São as estradas de baixo custo, onde se encontra muito da arte da engenharia de pavimentação não codificada.

Felizmente, temos na literatura técnica brasileira a importante obra *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*, dos professores Job Shuji Nogami e Douglas Fadul Villibor, 1995. São 240 páginas de rico conteúdo científico e de vivência prática indiscutível. Foi lançado na Reunião Anual da ABPv de 1995. Costumava recomendar aos alunos da área de geotecnia esse livro. Mesmo que não enveredassem pela pavimentação, as 60 primeiras páginas lhes permitiriam aprofundar o conhecimento dos solos tropicais. A feitura do livro é primorosa e a redação exemplar. Na minha modesta opinião, esse livro mereceria uma versão para o inglês de modo a divulgá-lo no exterior. Bastaria um gesto de saudável mecenato de uma empresa de renome. Outros volumes voltados para a divulgação desta técnica, atualmente até estendida a construção urbana com argilas lateríticas como base, têm sido sempre lançados e distribuídos em eventos da ABPv, por iniciativa do Douglas Villibor e cooperação da empresa LENC.

A Assembleia Geral Ordinária de fundação da ABPv realizou-se, como já disse, a 15 de setembro de 1959. Local: Rua Debret nº 23, 12º andar, grupos 1203/5, Rio de Janeiro, Distrito Federal. Assinaram a Ata de fundação: Mário Kabalem Restom, Saul Birman, Aldenor Ribe-

ro Campos, Jacques de Medina, Francisco Bolívar Lobo Barbosa Carneiro, Paulo Alvim Monteiro de Castro, Manoel Ribeiro Alves Filho, Décio Nascentes da Silva, Fernando da Fonseca Martins e Washington Juarez de Brito. Éramos 10.

Até o início de 2009, contabilizam-se 39 Reuniões Anuais de Pavimentação, sediadas em várias cidades, 16 Reuniões de Pavimentação Urbana, três Simpósios Internacionais de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, um Simpósio Internacional de Pavimento de Baixo Volume de Tráfego e um de Aeroportos. Centenas de cursos de curta duração já foram promovidas na sua sede e noutras cidades.

O destino da ABPv esteve sempre nas mãos de uns poucos abnegados – diretores, funcionários e colaboradores. A sobrevivência financeira deve-se, essencialmente, às taxas de inscrição dos participantes de eventos técnicos, cursos de curta duração e anuidades dos sócios. Poucos são os sócios coletivos. A cada evento a diretoria percorre a via-crúcis da obtenção de recursos para sua realização. O anfitrião que se antecipa pressuroso e confiante na sua oferta de sediar o evento logo se abate diante da escassez de verbas. Improvisa-se uma operação “tapa-buraco” dos furos orçamentários. Este cenário aflitivo é, em geral, ignorado pelas empreiteiras e consultoras.

Igual dificuldade tem-se na manutenção da Revista PAVIMENTAÇÃO, parte do sonho que se tornou realidade na gestão do Engenheiro Eduardo Alberto Ricci. Faltam anunciantes e apoio de órgãos de fomento à pesquisa, estes, talvez, por preconceito quanto aos requisitos de excelência científica. Se por um lado a Revista realça a prática da engenharia de pavimentação tão rica em detalhes, fácil é perceber que muitos artigos são relatos resumidos de teses universitárias. Sob este ângulo atenderiam aos requisitos do apoio oficial de um órgão governamental de fomento à pesquisa. A Revista estava no seu 12º número, em dezembro de 2008, ao final de três anos de edição. Com boas parcerias e alguns ajustes de conteúdo, poderia tornar-se um periódico latino-americano de pavimentação. Há o exemplo edificante da revista *Solos e Rochas* que começou na área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ em

1978, tendo sido adotada dois anos depois pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS – e, em 1986, pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE. Em 1996, transformou-se em latino-americana e, em 2008, internacional: *Soils and Rocks*, isto após 30 anos de existência. Recebe o apoio do CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil.

Penso que todos já perceberam que os grandes saltos de qualidade no projeto de pavimentos decorrem, principalmente, de pistas e trechos experimentais. Sabemos da repercussão da pista experimental da AASHTO, no fim da década de 1950, e, principalmente, do projeto mais recente que envolveu mais de mil trechos experimentais na América do Norte. Interessam-nos, sobremaneira, os dois resultados importantes da pesquisa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), do TRB, referentes às novas normas de ensaios e especificações de ligantes e misturas asfálticas – Superpave (*Superior Performance Asphalt Pavements*) e o novo Guia de Dimensionamento de Pavimentos da AASHTO, resultado da pesquisa LTPP – (*Long Term Pavement Performance*).

Deverão ser dadas muita atenção e prioridade ao planejamento e à execução de trechos experimentais, mas estes parecem ser o “nó górdio” das futuras pesquisas de pavimentação no país. Trabalhos universitários já chegaram a métodos mecanísticos-empíricos bem estruturados. Os trechos experimentais devidamente monitorados permitirão calibrar os modelos de laboratório.

O autor resumiu numa monografia intitulada “Inovação da Pesquisa de Pavimentos Rodoviários; Diagnóstico e Propostas. Estados Unidos, 1982, o *Special Report 202 – América’s Highways – Accelerating the Search for Innovation*” – TRB, 1984, 179 p. A monografia de 31 páginas é de 06/01/2009 e destina-se à reflexão de nos-

os alunos de pós-graduação que no futuro estarão envolvidos com o trabalho em trechos experimentais. Explica as razões e os meios utilizados para lançar o SHRP. Além da necessidade de dotações orçamentárias específicas; há de se garantir o empenho de instituições e pessoas nos compromissos de médio e longo prazo – de 3 a 5 anos – que o empreendimento exige. Ora, este período pode ultrapassar o do mandato das governanças estaduais. A operação do trecho experimental deve ficar a cargo de uma aliança: DER – empresas de consultoria – pesquisadores universitários.

Cabe lembrar que as grandes realizações referentes a pesquisas de trechos experimentais nos Estados Unidos contaram com a participação decisiva dos DOTs – Departamentos de Transportes estaduais. Na Califórnia, por exemplo, trabalham coordenadamente nos projetos de pesquisa o Caltrans (DOT estadual) e a Universidade da Califórnia (*campi* de Berkeley e Davis). O fortalecimento dos DERs é fundamental para a difusão dos conhecimentos desenvolvidos nas universidades. Esta difusão se beneficiará da expansão dos *campi* universitários interioranos e das escolas técnicas. Nossa esperança está nos 26 núcleos que hão de tecer no território nacional a grande teia de novos conhecimentos da engenharia de pavimentação dentro da Rede Temática de Asfalto, financiada e concebida pelo Cenpes/ Petrobras e apoio ANP. A Associação Brasileira de Pavimentação estará presente neste processo.

Mensagem final aos participantes do IV Simpósio Internacional da ABPv reunidos em Fortaleza: “Um agradável esforço de memória de fatos e sentimento, nada mais. Bem-vindos ao fórum livre de debates sobre a pavimentação. Não apenas saberes expostos, mas gestos de solidariedade com a ABPv nos entreatos”.

E o sonho continua!

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 redacao@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.

Inserção de paradas de ônibus em pavimento de concreto em meio à pavimentação asfáltica

Av. Juca Batista, em Porto Alegre/RS

Larry Rivoire Junior

Eng^o Civil, M.Sc.

rivoire@smov.prefpoa.com.br

RESUMO

Neste artigo, mostra-se que nos centros urbanos as solicitações do tráfego nos pavimentos são diferentes das rodoviárias em geral, no que diz respeito às mudanças bruscas de velocidade, com frenagens e acelerações frequentes, muitas vezes localizadas em pequenas áreas, tais como próximas aos semáforos ou nos pontos de ônibus. Também as curvas acentuadas das esquinas, com esforços cisalhantes excessivos, são exemplos de diferenças. Muitos projetos de pavimento que atendem à via no seu contexto global de solicitação podem não satisfazer em pontos críticos. Mostra-se uma aplicação prática aplicada para solucionar um problema que ocorre em vias urbanas de grande fluxo de transporte coletivo, pavimentadas em concreto asfáltico, na cidade de Porto Alegre, que são os danos ocorrentes em paradas de ônibus. Estes locais requerem reiteradas manutenções corretivas, que

geram custos, resíduos sólidos, poluição e risco de acidentes. O caso de estudo restringe-se às obras de duplicação da Avenida Juca Batista, onde houve a oportunidade de implantar pavimentação com placas de concreto de cimento Portland nas paradas de ônibus e pavimento asfáltico nas outras partes da avenida. Desta forma, foram mesclados dois tipos de materiais com o objetivo de aumentar a longevidade do pavimento e diminuir os custos, tanto de construção quanto de conservação. Apresenta-se a avaliação desta solução após quatro anos de serviço, comparando-se o desempenho de quatro pontos mantidos em concreto asfáltico e 27 em placas de concreto de cimento Portland, mostrando bom resultado até o momento das placas.

PALAVRAS-CHAVE

Asfalto; concreto; pavimento; parada de ônibus.

É comum em centros urbanos, em ruas e avenidas pavimentadas em concreto asfáltico que possuem intenso tráfego de ônibus que haja um recorrente problema de

manutenção corretiva, nos segmentos junto às paradas de ônibus. Problemas como afundamento de trilha de rodas, escorregamentos, ondulações, trincas e panelas, como

ilustrados nas Figuras de 1 a 4, aparecem com frequência trazendo uma série de inconvenientes, tanto a setores do poder público quanto aos usuários.

Os transtornos são muitos, tais como ilustrado nas Figuras 5 a 8 e listados a seguir:

- a água que se acumula em frente ao abrigo e que molha os usuários a cada passagem de veículo em dia de chuva;



Figura 1 – Exemplo de trincas e ondulações em rua

- as ondulações e deformações do pavimento que podem levar o pedestre a tropeçar ao atravessar a rua;
- a poluição sonora gerada pelas manutenções corretivas;
- a geração de resíduos sólidos retirados dos locais dos consertos;
- os problemas de segurança viária e de pedestres durante as manutenções;
- os custos das correções frequentes etc.



Figura 2 – Exemplo de afundamento de trilha de roda em parada de ônibus



Figura 3 – Exemplo de afundamento de trilha de roda e escorregamento em parada de ônibus



Figura 4 – Exemplo de manutenção corretiva tipo remendo em ponto de ônibus



Figura 5 – Exemplo de transtorno devido aos defeitos nos pontos de ônibus ou locais de mudança de velocidade acentuada



Figura 6 – Exemplo de resíduos gerados nas correções sucessivas no mesmo ponto e poluição sonora dos equipamentos usados



Figura 7 – Aspectos de segurança em pontos de ônibus



Figura 8 – Exemplo de manutenção corretiva de longa extensão refazendo todo o ponto de ônibus

Num trecho de aproximadamente 4km, trafegam diariamente um grande número de linhas de transporte coletivo, conforme discriminado a seguir, segundo a Empresa Pública de Transporte e Circulação – EPTC:

- Vinte e nove linhas no sentido bairro-centro com 688 viagens diárias;
- Trinta linhas no sentido centro-bairro com 677 viagens diárias.

O projeto de duplicação desta avenida previa duas pistas, cada uma com 9m de largura em média (Fig. 9), pavimentada em concreto asfáltico, sem, no entanto, ter pista exclusiva de corredor de ônibus, com os abrigos localizados junto ao passeio. Logo veio a preocupação com o pavimento nas paradas de ônibus devido ao elevado número de veículos de transporte coletivo que passava pelo local, agravada pela variação térmica típica intensa entre inverno e verão em Porto Alegre e o uso de ligante asfáltico convencional relativamente pouco consistente para esta situação. Para efeitos de licitação pública, a obra foi dividida em quatro lotes, dois lotes com trechos pequenos que não serão abordados neste artigo e dois lotes de maior extensão, mostrados nas cores vermelho e verde da figura 9.

O primeiro trecho construído, indicado na cor vermelha na figura 9, com 1.260m de comprimento, foi pavimentado conforme projeto na sua totalidade em concreto asfáltico. Após pouco tempo de pavimentação, em virtude do intenso tráfego

de ônibus do local, os danos junto às paradas de ônibus já eram notados, porém no restante da pista o pavimento apresentava-se satisfatório, visto que ao longo do trecho as mudanças de velocidade são menores e os esforços cisalhantes menos intensos.

Observando este aspecto, o autor do presente trabalho, juntamente com o Eng. José Carlos Keim, engenheiros da Prefeitura responsáveis pela obra, sugerimos a mudança do projeto: uso de placas de concreto de cimento Portland nos trechos de pista junto às paradas de ônibus no segmento ainda a ser construído, com extensão de 3.330m, representado em verde na figura 9.

Em toda a extensão da via duplicada foram implantados ao fim da obra quatro paradas de ônibus em concreto asfáltico e 27 paradas de ônibus em concreto de cimento, lembrando que somente as paradas foram feitas em

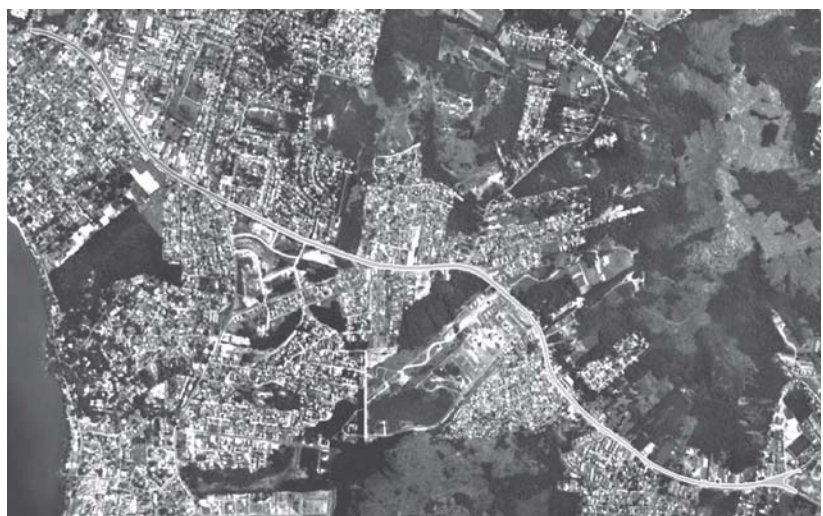


Figura 9 – Foto aérea mostrando a localização da obra de duplicação da Av. Juca Batista objeto deste trabalho (Fonte: Google Earth consultado em 01/06/2009)

concreto de cimento Portland. Nas demais partes da pista, onde a velocidade e fluxo dos veículos são mais bem distribuídos, com ausência das frenagens e acelerações intensas que ocorrem nas paradas de ônibus, bem como a ausência de corredor de ônibus segregado, os danos ao pavimento, da forma que ocorrem

nas paradas de ônibus, até o momento não se manifestaram, porém em alguns pontos já aparecem sinais de fadiga.

Nos pontos de ônibus onde foram feitas as trocas de concreto asfáltico por concreto cimento Portland, a mudança representou um acréscimo de valor pontual de 58% (somente naqueles pontos onde foi feita a troca de revestimento). Porém, a alteração representou um acréscimo em torno de 2% ao valor final de toda a obra, percentual razoável em face do benefício esperado, pois a área de mudança de projeto foi pequena.

Em sua execução, a parada de ônibus padrão utilizada teve extensão de 45m de comprimento por 3,5m de largura, dividida em nove placas de 5m x 3,5m conforme Figura 10; os abrigos foram instalados prevendo preferencialmente de 30 a 35m de extensão para frenagem e 10 a 15m para aceleração, conforme esquema representado na Figura 10.

A sub-base foi feita de concreto compactado a rolo – CCR, ultrapassando 3,5m além das cabeceiras e 0,5m em sua lateral para servir de transição ao pavimento asfáltico que foi construído com base de brita graduada. Nas Figuras 11 a 13, mostram-se aspectos da obra em andamento num dos pontos de ônibus acompanhado pelo autor do presente trabalho.

Na entrada e saída do pavimento em placas de concretos, foram feitos espessamentos das bordas, visando melhorar a resistência onde há mudança de rigidez do pavimento (de flexível para rígido e de rígido para flexível), evitando a quebra das placas de concreto nestes pontos, conforme ilustrado nas Figuras de 14 a 17. O corte transversal da figura 18 mostra como foi feita a transição lateral dos pavimentos em concreto e asfalto e das bases em CCR e brita graduada.

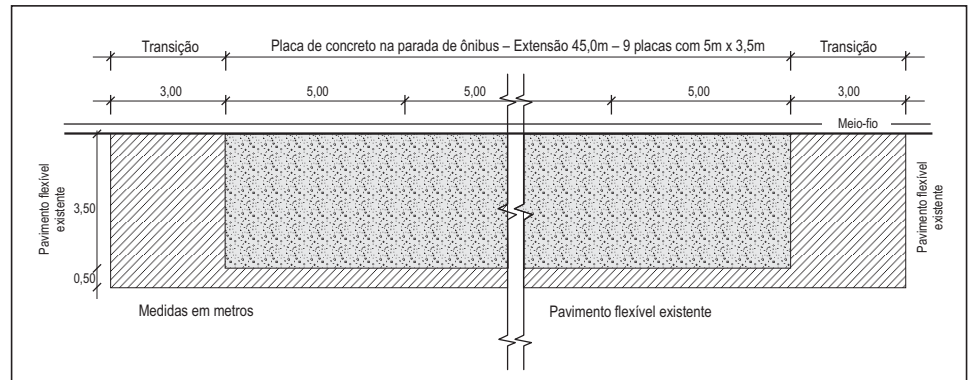


Figura 10 – Esquema da parada de ônibus tipo implantada na Av. Juca Batista – Porto Alegre/RS



Figura 11 – Preparação da parada de ônibus



Figura 12 – Sub-base de CCR



Figura 13 – Colocação das formas

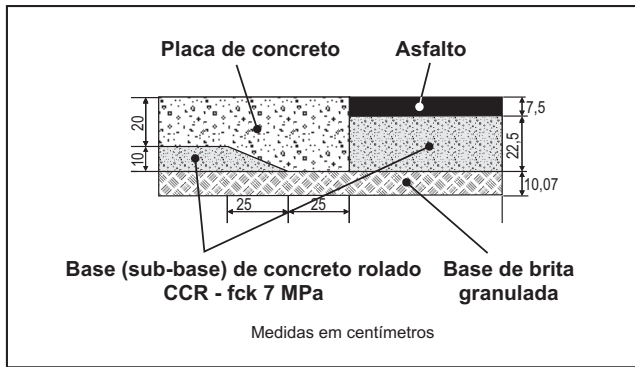


Figura 14 – Projeto de espessamento da borda da placa de concreto



Figura 15 – Espessamento da borda



Figura 16 – Detalhe do espessamento da borda

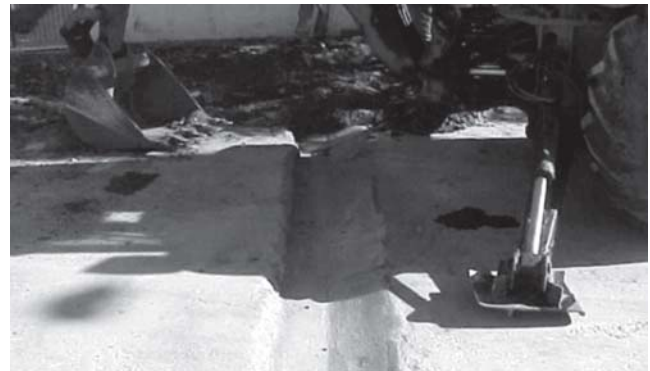


Figura 17 – Detalhe do espessamento da borda

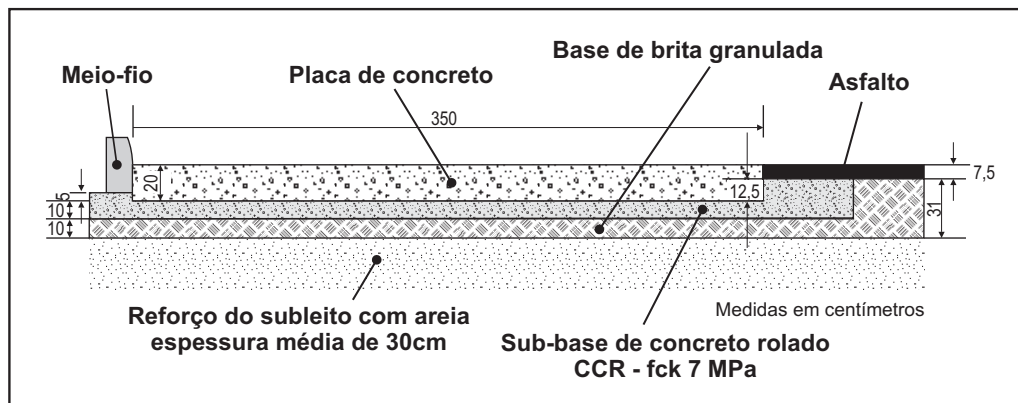


Figura 18 – Seção transversal do pavimento rígido da parada de ônibus – Av. Juca Batista

As concretagens e asfaltamentos foram feitos posteriormente conforme estão ilustrados na Figura 19 (a, b, c, d, e, f), sendo que a placa foi executada como primeira etapa, ficando o acabamento para ser feito com a pavimentação em concreto asfáltico.

No fim das obras, as paradas ficaram com a aparência indicada nas fotos ilustrativas mostradas na Figuras 20 (a, b, c, d).

Esta obra foi concluída em dezembro de 2004. Passados aproximados quatro anos de sua implantação, o

autor do presente trabalho, que participou da concepção do projeto e da fiscalização das obras, apresenta aspectos da situação atual após vistoria para analisar como está o pavimento, tanto na pista como nas paradas de ônibus (nas 27 feitas em concreto de cimento e nas quatro feitas em concreto asfáltico).

Sabendo-se o volume diário médio de ônibus que trafegam sobre a pista, adotando-se que todos eles passam sobre as placas de concreto, considerando o período já solicitado de 54 meses (4,5 anos) e o carregamento



a – Concretagem



b – Cura química



c – Ranhuras da placa



d – Pista, transição e placas



e – Nivelamento da transição



f – Asfaltamento da pista

Figura 19 – Etapas construtivas de um dos pontos de ônibus da Av. Juca Batista

legal, sendo 6tf no eixo dianteiro e 10tf no eixo traseiro para os ônibus, chega-se a um número N de repetições do eixo padrão de 8,2tf em torno de 10^6 , levando em conta que o N de projeto foi de 10^7 .

Como não existe divisão física que impeça o tráfego de caminhões comerciais sobre estas paradas, existe uma carga adicional que não está sendo computada, mas que serve para equilibrar alguma distorção em função de haver, fora de horários de pico, ônibus com capacidade de carga reduzida. Primeiramente pode-se observar que a

construção desta avenida foi de fundamental importância para o desenvolvimento da zona sul da cidade de Porto Alegre, um grande número de chácaras e fazendas que davam uma característica rural à região estão sendo transformados em novos bairros. Há construção de loteamentos, aumentando significativamente a circulação, não só de pessoas, como de caminhões, sugerindo que a previsão de crescimento da região foi superior à esperada inicialmente.

Atualmente, no trecho onde as paradas de ônibus não foram executadas em concreto, o pavimento mostra-se



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 20 – Aspectos de alguns dos pontos de ônibus implantados em 2004, na Av. Juca Batista, logo após a construção

danificado e com sinais de repetidas manutenções corretivas, conforme pode-se observar nas Figuras 21 e 22.

Nos pontos de ônibus construídos em concreto de cimento Portland, de maneira geral, como são mostrados nas Figuras 23 e 24, as placas de concreto vêm tendo um desempenho dentro do esperado, estando em sua grande maioria intactas, evitando com isto os transtornos já citados. Em 28 placas de concreto, das 243 construídas, fo-

ram encontradas trincas transversais e diagonais (quebras de canto) conforme ilustrado nas Figuras 25 a 28, não são tão severas que já interferiram na estabilidade do pavimento, mas já requerem manutenção corretiva. Quanto às trincas transversais, algumas foram seladas com emulsão asfáltica de ruptura rápida RR1C e vêm mantendo um bom desempenho. O mesmo tratamento será dado inicialmente nas trincas de quebra de canto (diagonais) como manu-



Figura 21 – Exemplo de estado atual de uma das paradas de ônibus da Av. Juca Batista em concreto asfáltico



Figura 22 – Outro exemplo de estado atual de uma das paradas de ônibus da Av. Juca Batista em concreto asfáltico



Figura 23 – Exemplo de estado atual de uma das paradas de ônibus da Av. Juca Batista em concreto cimento Portland



Figura 24 – Exemplo de estado atual de outra das paradas de ônibus da Av. Juca Batista em concreto cimento Portland

tenção parcial até que existam condições de se executar uma correção completa nas placas danificadas.

As quebras de canto indicam falta de suporte localizada, embora a sub-base tenha sido de concreto compactado a rolo. Poderia ser feito um exame geral das placas com uso de *Ground Penetration Radar* (GPR) para verificar outros possíveis pontos de descalçamento de placas para tentar intervir antes da quebra. Notar que todos os

casos de quebra de canto ocorreram nas placas externas, as de contato com a transição com o pavimento asfáltico.

Pelo fato de se ter pequena extensão, relativamente, em cada segmento correspondente a um ponto de ônibus, fez-se somente uma vistoria visual recentemente, correspondente aos dados relatados neste artigo. Da mesma forma não se aplicou nenhum método sistemático de avaliação do pavimento asfáltico geral da via, o que é



Figura 25 – Exemplo de trinca transversal ocorrente numa placa de concreto



Figura 26 – Exemplo de trinca de quebra de canto ocorrente numa placa de concreto



Figura 27 – Exemplo de trinca transversal ocorrente numa outra placa de concreto



Figura 28 – Exemplo de quebra de canto ocorrente numa outra placa de concreto



Figura 29 – Vista geral do estado atual de um trecho do pavimento asfáltico



Figura 30 – Detalhe de trincas na capa asfáltica posterior à parada de ônibus



Figura 31 – Detalhe de trincas na capa asfáltica anterior à parada de ônibus



Figura 32 – Manutenção corretiva executada na capa asfáltica anterior à parada de ônibus

feito por outro setor da Prefeitura de Porto Alegre seguindo procedimentos próprios. No entanto, pode-se, com a vistoria visual realizada pelo autor do presente trabalho, afirmar que o estado geral da capa asfáltica é bom. Porém, em alguns trechos a fadiga já é evidente, ocorrendo principalmente antes ou ao lado das placas de concreto, sugerindo ainda interferência de zonas de frenagem e aceleração nestes pontos. Muitas vezes os motoristas podem não parar exatamente no ponto ou até ter mais de um ônibus parado (Figuras 29 a 32). Esta lição deve remeter ao projeto de novos pontos de ônibus considerando extensões maiores para os pavimentos de concreto.

Considerações finais

Neste trabalho está descrita, de maneira sucinta, uma experiência considerada aceitável dentro dos objetivos estabelecidos, visando documentar uma pequena contribuição à prática de pavimentação urbana, na qual os problemas são de cunho um pouco diferente dos rodoviários, mais

enfocados nos artigos. Sempre se buscam melhores resultados com menores custos, mas esta análise deve incluir a manutenção e não só o custo inicial.

Entende-se que a experiência no âmbito geral foi positiva, até o momento se mostrou acertada sob o ponto de vista de desempenho os pontos de ônibus em placas de concreto e trouxe alguns benefícios indiretos. Ressaltam-se alguns aspectos adicionais: melhor identificação dos locais das paradas de ônibus, pequeno ganho na iluminação destes locais pela cor do concreto (clara) em relação à do asfalto (escura), menor taxa de manutenção em relação ao que foi feito nos pontos de ônibus em asfalto. Enquanto nos pontos de concreto asfáltico houve necessidade de correções do tipo remendos e há deslocamentos de massa, nas placas de concreto até o momento foram feitas somente algumas selagens de trincas e nas bordas das placas, com menor transtorno geral. É necessário prosseguir na avaliação dos segmentos e tornar estas medidas de serventia numericamente referenciadas em métodos estabelecidos de avaliação, o que será o próximo passo.

Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro

Jorge Barbosa Soares

LMP/UFC, Fortaleza

Angel Mateos Moreno

CEDEX Transport Research Center, Madri, Espanha

Laura Maria Goretti da Motta

COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro

RESUMO

Este trabalho contém uma revisão de aspectos envolvidos em métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos. São abordados, além de itens de métodos usados no Brasil, aqueles relativos ao método americano e aos seguintes países europeus: Alemanha, Áustria, Bélgica, Espanha, França, Itália, Portugal, Reino Unido e Suíça. No caso da Europa, a quase totalidade dos métodos se apresenta na forma de catálogos com estruturas predefinidas, o que evita cálculos. Vale, contudo, notar que estes catálogos são, via de regra, baseados em métodos analíticos. A importância da análise da resposta estrutural de pavimentos é reconhecida nos países investigados, sendo hoje a teoria elástica linear a base geral. A resposta de ensaios de carga repetida gera modelos de comportamento dos materiais, principalmente

fadiga e deformação permanente. Destaca-se a tendência na Europa de harmonização dos métodos de dimensionamento. A motivação desta revisão é, no ano em que se comemoram os 50 anos da ABPV, contribuir para uma discussão inicial e ampla sobre um novo método padronizado de dimensionamento de pavimentos asfálticos no Brasil. Esse método deve aproveitar a experiência de outros países e o desenvolvimento já adquirido no país no uso dos ensaios de carga repetida nos últimos 30 anos e na aplicação de programas de cálculo de tensões e deformações. Deve ainda ser construído de modo prático e a permitir revisões sistemáticas que incluam avanços no campo da pavimentação.

PALAVRAS-CHAVE

Pavimentos, dimensionamento, critérios, asfalto

INTRODUÇÃO

A motivação para analisar métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de países diferentes é o início recente no Brasil de um projeto com vistas ao desenvolvimento e à subsequente normalização de um mé-

todo de dimensionamento mecanístico deste tipo de pavimento. O projeto envolve diversas universidades, o DNIT e a Petrobras e pretende formar uma base de dados com características dos materiais de pavimentação de diversos estados do país, assim como informações provenientes da execução de pistas experimentais. À luz da carac-

terização de solos, agregados, cimentos asfálticos e misturas asfálticas e da construção e acompanhamento destas pistas, pretende-se propor um método mais próximo das abordagens mecanicistas hoje existentes.

Há de se mencionar limitações do método empírico de dimensionamento de pavimentos novos utilizado há décadas no país, qual seja, o método do DNER, atual DNIT, que é o método do Engenheiro Murillo Lopes de Souza (SOUZA, 1966, 1981). Nesse método, determina-se a espessura total do pavimento capaz de proteger o subleito quanto à ruptura por cisalhamento ou por acúmulo de deformações permanentes. Com o aumento do chamado número N, que representa a magnitude e o volume de tráfego, crescem as deformações permanentes. Contudo, observa-se que estas se dão, sobretudo, devido à contribuição do revestimento, o que não é considerado de forma específica no método em questão. A fadiga do revestimento em concreto asfáltico também não é considerada, embora se constate na prática em muitos trechos que os pavimentos vêm apresentando deformações resilientes excessivas, levando a um trincamento prematuro. O referido método empírico está associado a uma série de especificações de características de materiais e a coeficientes estruturais a eles associados. Assim, não permite que se tire proveito das significativas mudanças de avaliação da qualidade de um solo, tal como as trazidas pela classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995), e da melhoria nos materiais de revestimento ao longo dos anos com o surgimento dos ligantes asfálticos modificados e novas tecnologias de dosagem (BERNUCCI *et al.*, 2007).

A utilização de métodos mais modernos de dimensionamento, que fazem uso da resposta estrutural do pavimento, já possui um histórico no Brasil (MOTTA, 1991; MOTTA e MEDINA, 1991; BENEVIDES, 2000; MEDINA e MOTTA, 2005; FRANCO, 2007). Contudo, o uso de métodos mecanísticos tem sido restrito a algumas empresas consultoras, mais como verificação do dimensionamento oficial que utiliza o CBR e eventualmente de forma completa em poucas obras, sendo mais comum em vias concessionadas. Porém, têm sido aplicados diferentes critérios de desempenho e programas de cálculo de tensões, não havendo ainda em nenhum órgão rodoviário no país uma metodologia devidamente formalizada ou de uso corrente. Acrescente-

se a este panorama a grande complicação existente também na parte dos métodos de projeto de reforço estrutural. Para estes são oficialmente adotados quatro procedimentos que têm origens e critérios bem distintos, levando a resultados divergentes na maioria das situações. No entanto, curiosamente, para esta condição de projeto, é parâmetro fundamental a medida da deflexão do pavimento. Ou seja, a consideração da deformação elástica e a consequente fadiga do revestimento são consideradas, mesmo que indiretamente. No caso de projeto de reforço, também já existe uma prática entre projetistas brasileiros do uso da retroanálise e consequente estimativa dos módulos elásticos dos materiais. Esta técnica permite dimensionar por um método mecanístico a nova camada a ser adicionada e mesmo considerar outras técnicas, tais como a reciclagem do revestimento antigo ou de mais de uma camada.

Diante do exposto, há a necessidade urgente de uma revisão dos procedimentos atualmente em vigor, tanto de pavimentos novos como de projeto de reforço. A fadiga e a deformação permanente podem ser levadas em consideração por meio de uma adequada caracterização dos materiais (por exemplo, como proposto para solos e britas em GUIMARÃES, 2009) e da análise estrutural do sistema de camadas que é um pavimento. Procedimentos com estas considerações são, há bastante tempo, reconhecidos na literatura (YODER e WITCZAK, 1975; HUANG, 1993, 2004; entre outros).

Avanços recentes no que diz respeito a procedimentos de dimensionamento de pavimentos nos Estados Unidos, em particular, e a busca de uniformização de procedimentos na União Europeia motivaram o presente trabalho, que objetiva contribuir para as discussões que surgirão no Brasil para o desenvolvimento de um novo método. O método da AASHTO (NCHRP, 2004) nos Estados Unidos e a compilação feita pelo CEDEX (2006) sobre os métodos europeus formam a base principal da presente revisão.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Breve histórico dos métodos de dimensionamento

Durante as duas últimas décadas houve uma clara tendência na Europa e nos Estados Unidos para a substituição

dos métodos empíricos tradicionais pelos ditos métodos mecânicos (ou analíticos) de dimensionamento de pavimentos. Os métodos empíricos proporcionam, normalmente por meio de catálogos ou soluções similares, a seção de pavimento necessária para suportar certo tráfego sob determinadas condições de projeto (usualmente qualidade do subleito, materiais e condições climáticas). A base dos métodos empíricos é a acumulação de experiências sobre o comportamento dos pavimentos em estradas com tráfego real, pistas experimentais com tráfego especial ou pistas de ensaio acelerado.

A primeira estrada com pavimento asfáltico foi construída nos Estados Unidos em 1870, em Newark. Como para as demais estradas que havia até esta data, a experiência acumulada se constituía na base principal para o projeto. Esta situação continuou até os anos 20 do século XX, quando Terzaghi desenvolveu a classificação de solos *Public Roads*. Pela primeira vez se classificava a qualidade do subleito baseada nas características dos materiais. Essa classificação foi posteriormente modificada pelo *High Research Board* (HRB) mediante a introdução de sete grupos, de A1 a A7, dentro dos quais se classificavam os diferentes solos em função da sua qualidade. Nos anos 30, o Departamento de Transportes da Califórnia introduziu pela primeira vez um parâmetro de projeto do tipo mecânico, que viria a se denominar *California Bearing Ratio* (CBR). Este procedimento foi utilizado pelo Corpo de Engenheiros Americano durante a Segunda Guerra Mundial e teve um importante papel durante os anos seguintes.

Na metade do século XX, o HRB americano realizou uma série de testes de pistas com grande repercussão: a pista experimental de Maryland no começo dos anos 40, a da WAHSO no começo dos anos 50 e a da AASHO no fim da mesma década. Esses testes estabeleceram bases para o projeto estrutural dos pavimentos, que guiaram os métodos de projeto durante boa parte da segunda metade do século XX.

As pistas da AASHO foram executadas em Ottawa, estado de Illinois, Estados Unidos. Foram construídos e monitorados vários trechos experimentais, num total de mais de 300 seções de pavimentos rígidos e flexíveis cobrindo uma ampla gama de materiais e condições estruturais. Para a simulação de tráfego se utilizaram veículos

com diferentes tipos de eixo e níveis de carga. O dano no pavimento foi quantificado em termos funcionais: um grupo de avaliadores qualificou o estado de cada seção com um índice que indicava, de forma subjetiva, a qualidade da circulação, ou dirigibilidade. A esta foi designada uma nota (PSR: *Present Serviceability Rating*) de 0 a 5, correspondendo 0-1 a muito ruim e 4-5 a muito bom. A perda de qualidade de dirigibilidade, refletida pelo PSR, foi correlacionada estatisticamente com o número de passadas dos veículos e com outros fatores, tais como o tipo de eixo, o nível de carga, a capacidade estrutural etc.

A pista da AASHO (atual AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*) levou ao desenvolvimento de importante conceito: o de Serventia. De acordo com o DNER: “Serventia atual é a capacidade de um trecho específico de pavimentos de proporcionar, na opinião do usuário, rolamento suave e confortável em determinado momento, para quaisquer condições de tráfego.” Os resultados foram utilizados até poucos anos no guia de projetos da AASHTO (1993), sendo esse guia uma base importante para métodos ainda hoje existentes em diversos países.

No que diz respeito à análise estrutural de sistemas de camadas, o problema de uma carga pontual aplicada sobre um semiespaço indefinido foi resolvido por Boussinesq em 1885. Posteriormente, ele estendeu sua aplicação a cargas circulares. No entanto, somente em 1943 Burmister resolveu o problema de uma carga circular aplicada sobre um sistema de duas camadas; e, em 1945, o mesmo Burmister resolveria também o problema para sistemas de três camadas. Kerkhoven e Dormon (1953) foram os primeiros a sugerir o uso da deformação vertical de compressão no topo do subleito como critério de falha para controlar as deformações permanentes. Saal e Pell (1960) recomendaram o uso da deformação horizontal de tração no fundo do revestimento betuminoso como critério para controlar a fadiga. O uso de ambos estes conceitos para o dimensionamento de pavimentos foi apresentado por Dormon e Metcalf (1965).

Os métodos de dimensionamento mecânicos (ou analíticos) consideram o pavimento como um sistema multicamadas, de modo a obter a resposta deste sistema, em termos de tensões e/ou deformações, originadas pe-

las solicitações de tráfego. Essa resposta estrutural é então utilizada para prever a deterioração do pavimento, usualmente mediante a utilização das chamadas funções de transferência (HUANG, 2004).

As abordagens empírica e mecânica não são excludentes. Boa parte dos métodos empíricos também foi verificada analiticamente com aproximações, além de não raro utilizar considerações analíticas para a introdução de melhorias, variações, extrapolação de resultados etc. Os métodos mecânicos por sua vez necessitam de observações do comportamento real de pavimentos para a sua calibração. Portanto, o termo “mecânico-empírico”, que é utilizado com frequência, é mais apropriado. O termo “dimensionamento analítico” (*analytical design*) é usado frequentemente na Europa, enquanto nos Estados Unidos se utiliza o termo “dimensionamento mecânico-empírico” (*mechanistic-empirical design*).

Durante as duas últimas décadas tem-se observado na Europa uma clara tendência de substituição dos métodos de dimensionamento empíricos pelos métodos mecânicos (analíticos). Uma pesquisa realizada no Projeto COST 333 – *Development of New Bituminous Pavement Design Method* – em 1999 (COMISIÓN EUROPEA, 1999, 2000), envolvendo os órgãos oficiais responsáveis pelas estradas em diferentes países europeus, indicou que 60% destes órgãos já usavam métodos analíticos de dimensionamento. Nos dias de hoje, os métodos analíticos estão generalizados na Europa.

Durante os primeiros anos deste milênio, várias entidades de investigação de estradas têm colocado formalmente a necessidade de se abordar o dimensionamento dos pavimentos considerando mecanismos específicos de deterioração. A pesquisa mencionada anteriormente (COST 333) registrou os mecanismos de deterioração mais frequentemente observados nas estradas europeias. Os resultados deixaram claro que as falhas do tipo estrutural consideradas na prática habitual do dimensionamento analítico de pavimentos, quais sejam, o trincamento por fadiga iniciado no fundo do revestimento e as deformações permanentes provenientes do subleito, não eram as mais relevantes nas principais malhas viárias dos diferentes países europeus. Estes eram mecanismos de falha que afetavam de forma exclusiva o revestimento. Por or-

dem de relevância foram apresentadas as seguintes falhas pelas entidades investigadas: (1) Deformações permanentes na mistura asfáltica; (2) Perda de resistência ao deslizamento (aderência); (3) Trincamento superficial; (4) Irregularidade longitudinal; (5) Afundamento longitudinal na trilha de roda; (6) Trincamento por fadiga iniciado no fundo do revestimento; (7) Descolamento dos agregados; (8) Deformações permanentes provenientes do subleito; (9) Levantamento devido ao gelo/trincamento térmico/dano causado por pneus para neve.

No entanto, deve-se considerar que esta lista de fatores mistura defeitos tipicamente estruturais, ou seja, vinculados às espessuras das camadas e à rigidez relativa das mesmas, com defeitos que são de dosagem ou de ações climáticas, que não possuem uma correspondência óbvia com os primeiros. Em outras palavras, a combinação destes tipos de defeito (estrutural e não estrutural) não é uma simples somatória que pode ser prevista em função do incremento do carregamento dos veículos.

A necessidade de se incorporar, nos métodos de dimensionamento mecânicos ou analíticos, novos mecanismos de falha não necessariamente ligados ao pavimento como estrutura está também indicada na última edição do guia da AASHTO – *The Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* – MEPDG (NCHRP, 2004). Esse guia incorpora, entre outros, modelos de falha para as trilhas de roda e trincamento térmico.

Mas todos estes critérios não estruturais necessitam de modelos empíricos difíceis de serem gerados e calibrados de forma a serem empregados com eficácia em curto prazo. Podem, no entanto, ser abordados num primeiro momento com a melhoria dos próprios métodos de dosagem e de seleção dos materiais de cada camada.

Situação em diferentes países

A partir dos documentos CEDEX (2006) e NCHRP (2004), apresentam-se a seguir breves resumos de diferentes métodos europeus e do método americano de dimensionamento de pavimentos asfálticos. A ideia dos resumos é fornecer uma base de informações relevantes para que se consiga o desenvolvimento mais eficiente de um novo método no Brasil, a partir da experiência de outros países. As informações buscadas são, entre outras: (i) data

do método e período decorrente desde a versão anterior; (ii) órgão competente para editá-lo; (iii) formato de apresentação do método para utilização na prática; (iv) considerações acerca da análise estrutural; (v) aceitação de métodos alternativos; (vi) considerações acerca do tráfego e do subleito; (vii) caracterização dos materiais.

Para efeito de simplificação, o item (vii), pela sua abrangência, foi consolidado ao final numa seção específica. O intuito foi evitar o detalhamento sobre a forma de consideração dos materiais das diversas camadas em cada país. Fornecer detalhes dos métodos ou variações dos mesmos quando se consideram pavimentos novos ou já existentes também está fora das possibilidades de uma publicação com a presente limitação de tamanho. Deixou-se intencionalmente de fora a questão relativa a gelo-degelo, por não ser compatível com o clima brasileiro. O leitor é referido às publicações originais para maiores detalhes em cada caso, inclusive as considerações sobre pavimentos semirrígidos (capa asfáltica e bases estabilizadas quimicamente) e pavimentos de concreto-cimento. A intenção dos autores deste trabalho é possibilitar uma visão geral das variáveis e a forma de tratá-las quando se considera o projeto da estrutura de um pavimento asfáltico.

Informações gerais, tráfego e subleito na Europa

Alemanha

Neste país, o dimensionamento é regido pelo documento "Diretrizes para normalização de pavimentos em estradas RStO 01" (*Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, RStO 01*), editado pelo Centro de Investigação de Estradas e Transportes (*Forschungsgesellschaft für strassen und Verkehrswesen, FGSV*), estando vigente desde 2001, e que substituiu o texto de 1989. O método é apresentado por meio de um catálogo com tabelas distintas para pavimentos asfálticos, pavimentos de concreto-cimento e pavimentos com bases estabilizadas quimicamente, cada uma contendo subtipos de pavimentos. A única entrada na tabela é o tráfego. As soluções se baseiam na experiência prática, em investigações e em cálculos analíticos.

O subleito deve alcançar uma capacidade de suporte mínima de 45MPa, medida a partir do ensaio de

placa estática com 300mm de diâmetro (equipamento usado em raras ocasiões no Brasil, e apenas para pavimento de concreto-cimento). Este parâmetro é o chamado módulo de compressibilidade e é dado pela razão entre (i) uma diferença de pressões aplicadas consecutivamente (digamos, 1^o e 2^o ciclos de carga) pelo equipamento sobre a camada de interesse (DPI, MPa) e (ii) a diferença entre os respectivos deslocamentos causados por estas pressões (DSi, mm), sendo essa diferença ainda dividida pelo diâmetro da placa (D, mm). Ou seja, unidade de pressão no numerador (MPa) e deformação adimensional no denominador (DSi/D). Não conseguido o valor mínimo referido, deve-se adotar medidas corretivas como substituição de solo, compactação ou estabilização química. Quando o subleito supera 80MPa, admite-se redução nas espessuras do catálogo.

Com relação ao tráfego, este é obtido a partir do número de eixos padrão de 10ton, acumulados em 30 anos de projeto, considerando-se as diferentes faixas da pista. O tráfego é classificado em sete categorias distintas.

Áustria

O dimensionamento, neste país, é regido pelo documento "Dimensionamento de pavimentos" (*Oberbaubemessung RVS 3.63*), editado pelo Grupo Austríaco de Investigação de Estradas e Transportes (*Osterreichischen Forschungsgemeinschaft Strasse und Verkehr, ÖFSV*), estando vigente desde 1998, que revisou a anterior de 1986. O método é apresentado em forma de catálogo com três tabelas (pavimento asfáltico, pavimento de concreto-cimento e pavimento semirrígido). O catálogo tem entrada para o tipo de pavimento e o tráfego. As seções do catálogo foram desenvolvidas a partir de métodos analíticos elástico-lineares, considerando temperaturas em cada mês do ano e fazendo uso da Lei de Miner, que representa o consumo de resistência à fadiga. Os resultados foram calibrados a partir de dados da rede austríaca.

O subleito deve alcançar uma capacidade de suporte mínima de 35MPa, medido no segundo ciclo de carga do ensaio de placa. A norma indica a possibilidade de métodos alternativos em casos especiais, sem maiores informações sobre estes. O tráfego é obtido a partir do número de aplicações do eixo padrão equivalente a car-

ga de 100kN na faixa de projeto e durante o período de projeto. São consideradas seis categorias.

Bélgica

Apesar de, a depender da região, neste país haver mais de um método em utilização, seguindo CEDEX (2006), considera-se aqui o documento “Características de Estradas e Autopistas” (*Caractéristiques routières et autoroutières: Circulaire, N° A/WA/205/91/02685*), editado pelo Ministério de Infraestruturas e Transportes e vigente desde 1991, substituindo o anterior de 1981. As soluções são apresentadas em forma de catálogo com duas tabelas – (i) pavimentos flexíveis e semirrígidos; e (ii) pavimentos de concreto-cimento. Entra-se também com o tráfego. Não constam informações acerca da origem do catálogo ou tampouco se admite métodos alternativos.

Com respeito ao subleito, são dadas espessuras de reforço em função do CBR do terreno natural. A espessura mínima para reforço sobre subleitos, por exemplo, com CBR de 8% é de 15cm.

O tráfego é considerado pelo volume médio diário após 10 anos, sendo considerados para veículos pesados os percentuais de 30% para autovias e 25% para outras vias. São definidas cinco categorias.

Espanha

Na Espanha, o dimensionamento é regido pela “Norma 6.1-1C Seções de Pavimentos” (*Secciones de firmes*), editada pela Direção Geral de Estradas do Ministério do Fomento e vigente desde 2003, substituindo a anterior de 1989. O método é apresentado por meio de catálogo com entrada de tráfego e subleito e tem uma base analítica para pavimentos flexíveis e empírica para os casos de pavimento rígido e semirrígido. Permite-se método alternativo analítico para casos não presentes no catálogo.

São definidas três categorias de subleito de acordo com o módulo de compressibilidade no segundo ciclo do ensaio de placa. Para cada tipo há um deslocamento padrão máximo. São dadas espessuras de reforços para cada tipo em função das características do terreno natural. Na Espanha, são definidas oito categorias de tráfego

em função do volume médio diário de veículos pesados na faixa de projeto e no ano de início de funcionamento da via.

França

O método francês consta no documento “Catálogo de estruturas tipo pavimentos novos” (*Catalogue des structures types de chaussées neuves*), editado conjuntamente pela Direção Geral de Estradas do Ministério de Equipamento, Transportes e Alojamento e pelo Laboratório Central de Pontes e Estradas (LCPC). A edição é de 1998, sendo uma atualização da versão de 1988. O método é apresentado em forma de catálogo, separando-se a rede estruturante da rede não estruturante. Deixa-se aberta a possibilidade de uso de modificações do catálogo, seguindo procedimentos analíticos que constam no Guia de Dimensionamento de Pavimentos.

Na França, as chamadas plataformas (subleito) devem cumprir requisitos no curto (tráfego de obra) e no longo prazo. São tabelados valores mínimos de capacidade de suporte medidos pelo módulo de compressibilidade com placa de carga ou Dynaplate (MPa) ou pela deflexão máxima medida com deflectógrafo Lacroix ou viga Benkelman com eixo de 130kN. Existem três tipos de categoria desta camada.

As categorias de tráfego são definidas a partir do número de veículos pesados acumulados na faixa mais carregada durante o período de projeto. São oito categorias, embora algumas destas correspondam a tráfegos tão baixos que não se encontram na rede viária francesa.

Aspectos deste método, inclusive um exemplo de uma das fichas, podem ser vistos em Ramos (2003).

Itália

O documento italiano se intitula “Catálogo de pavimentos de estradas” (*Catálogo delle pavimentazioni stradali*), editado pelo Conselho Nacional de Investigação em 1995, sendo o primeiro documento desta natureza neste país. O método é apresentado em forma de catálogo para soluções de predimensionamento. Deixa-se o projetista responsável pelo ajuste da solução a partir de condições de tráfego, subleito e materiais. No catálogo são definidos oito tipos de estradas, sendo que para cada tipo são definidas quatro tabelas correspondentes a

quatro tipos de pavimentos (flexível, semirrígido, rígido sem e com armadura). As entradas são o tráfego e o subleito. As seções do catálogo foram determinadas a partir de cálculos elástico-lineares, considerando a Lei de Miner. Permite-se método alternativo, sem que se indique um em particular.

O subleito é definido pelo seu módulo de resiliência obtido em ensaio triaxial de carga repetida. Na impossibilidade deste, admite-se categorizar o subleito por meio do seu valor de CBR ou módulo de reação obtido no ensaio de placa. São definidas três categorias que vão de $MR=30\text{MPa}$ (ou $CBR=3\%$) a 150MPa (15%).

O tráfego, dividido em seis categorias, é medido pelo número de veículos pesados na faixa mais carregada durante o período de projeto.

Portugal

A norma de dimensionamento de pavimentos em Portugal é o "Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional", editada pela Junta Autónoma de Estradas em 1995, sendo a primeira norma deste tipo no país.

As soluções são apresentadas em forma de catálogo, contendo oito tabelas correspondentes a diferentes tipos de pavimentos (flexíveis, semirrígidos e rígidos com diferentes bases), para os seis tipos de tráfego, aos quais o método se aplica e para as quatro classes de fundação.

No método são definidas quatro classes para a fundação (subleito) do pavimento em função do tráfego, correspondendo as piores fundações aos níveis de tráfego menores, enquanto que as melhores fundações podem ser aplicadas em qualquer nível de tráfego. A obtenção dessas fundações pode ter de ser conseguida pela aplicação de uma camada de reforço, a depender do material presente na fundação do pavimento (o manual define cinco tipos de solos de fundação). Às várias classes de fundação é atribuído um módulo de rigidez, função do CBR, o qual é considerado em termos de cálculo da estrutura do pavimento. Esse módulo de rigidez corresponde ao módulo dinâmico em ensaio triaxial, sendo em Portugal determinado frequentemente pela fórmula da Shell ($E=10^7 \text{ CBR, N/m}^2$) ou $E=16,7\text{CBR}^{0,64}$.

O manual define oito classes de tráfego, função do tráfego médio diário de veículos pesados (em cada senti-

do e na via mais solicitada), para um período de vida de 20 anos para pavimentos flexíveis e semirrígido e 30 anos para os pavimentos rígidos. Dessas classes, o método não se aplica à de tráfego mais e menos intenso, para as quais é requerido um estudo específico de tráfego.

As estruturas de pavimento que são apresentadas como solução do dimensionamento foram desenvolvidas a partir de um procedimento analítico, utilizando o método empírico-mecanicista de dimensionamento de pavimentos que considera tanto a fadiga na base da camada betuminosa como as deformações permanentes no nível do solo de fundação. Vale notar que em Portugal é usual a utilização das leis de fadiga da Shell, tanto para a fadiga das misturas asfálticas como para controle da deformação permanente no subleito. A temperatura das misturas é também considerada recorrendo à metodologia da Shell.

Reino Unido

O método se encontra no documento "Manual de projeto de estradas e pontes" (*Design manual for roads and bridges*), editado conjuntamente pela Agência de Estradas Britânica, o Departamento de Desenvolvimento do Gabinete Escocês, o Gabinete Galês e o Departamento Nacional do Meio Ambiente da Irlanda do Norte. O manual é de 2001, substituindo a versão de 1994. Esse método faz uso de ábacos que indicam a espessura total das camadas segundo o tráfego acumulado e uma única capacidade de suporte de subleito. São considerados quatro tipos de pavimentos (flexíveis simples e compostos; rígidos simples e compostos). O método foi construído a partir de cálculos analíticos, e são aceitos métodos alternativos analíticos.

Os subleitos são caracterizados pelo CBR, ainda que se indique que o mais adequado seja obter o módulo de rigidez e a resistência ao cisalhamento. O subleito deve ter CBR maior que 15%, sendo necessário um reforço quando este requisito não é atendido.

O tráfego é considerado em milhões de eixos de 8t na faixa mais carregada, não sendo estabelecidas categorias para o mesmo.

Suíça

O método se encontra em várias normas, especialmente na SN 40324a, "Dimensionamento: superestrutu-

ra das estradas" (*Dimensionnement: superstructure des routes*), editado pela Associação Suíça de Profissionais de Estradas (*Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, VSS*). O documento é de 2001, revisando o anterior de 1971. O método se apresenta em forma de catálogo, com seis tabelas para pavimentos flexíveis e semirrígidos e quatro para pavimentos rígidos. Em cada uma delas se entra com o tráfego e com dados do subleito. O catálogo é considerado uma referência, mas se admite dimensionar seções distintas pelo método da AASHTO (1993), cujos coeficientes são incluídos na própria norma.

São considerados cinco tipos de subleito que podem ser classificados por um dos seguintes parâmetros: ensaio de carga com placa (módulo de compressibilidade, MPa), CBR e módulo de reação semelhante ao usado para caracterização das camadas de suporte dos pavimentos de concreto-cimento (MPa/m).

O tráfego é dado em eixos equivalentes em um dia médio (eixos acumulados divididos pelo período de projeto) e são consideradas seis categorias.

Considerações sobre os materiais na Europa

Materiais granulares

Todos os métodos de dimensionamento europeus mencionados anteriormente permitem o emprego de camadas granulares sob revestimento asfáltico. O papel que essas camadas têm no pavimento, contudo, não é sempre o mesmo. No caso do Reino Unido e Itália, o papel da camada granular é de prover uma superfície adequada para as camadas de misturas asfálticas e, em todo caso, diminuir as deformações permanentes dos centímetros imediatamente abaixo da mistura. Para o resto dos países, a camada ou camadas granulares colaboram com uma parte significativa da capacidade de suporte do pavimento. Assim, as referidas camadas possuem espessuras mínimas da ordem de 200mm: 200mm em Portugal e na Espanha, 240mm na Bélgica, 250mm na França e 180mm na Áustria.

Os materiais usados para as camadas de base procedem principalmente de britagem, embora seja habitual o emprego de agregados naturais em diferentes proporções. A normativa espanhola exige o uso de materiais

britados – no passado era prática habitual se colocar uma base granular de material britado sobre uma sub-base de agregados naturais. Esta última foi eliminada em 2004 em virtude da reduzida colaboração para a capacidade de suporte global do pavimento, assim como devido às considerações relativas ao meio ambiente.

Espanha, Alemanha e Áustria estabeleceram prescrições a respeito da capacidade de suporte medida sobre as camadas granulares por meio do ensaio de carga com placa. A Alemanha fixa um valor mínimo de 150MPa, a Áustria, de 75-120MPa, em função do tipo de material (britado ou natural), e a Espanha, de 80-180MPa, em função do tráfego.

Materiais tratados com cimento

Todos os métodos de dimensionamento mencionados permitem também seções com materiais tratados com cimento na camada de base. Essas seções proporcionam uma elevada capacidade de suporte e possibilitam uma redução considerável da espessura do revestimento asfáltico. Em algumas ocasiões se permite a estabilização química de solos e materiais granulares como camada granular de base.

Uma prática generalizada é o emprego de solos granulares e britados com a adição de cimento. Entretanto, a qualidade do material resultante varia consideravelmente entre os diferentes países. Alemanha, Portugal e Reino Unido prescrevem o uso, como camada de base, de um material do tipo concreto magro, produzido em usina a partir de solos não plásticos, material granular britado e um elevado percentual de cimento, da ordem de ou acima de 5%. Esses materiais resultam em resistência a compressão mínima da ordem de 10MPa aos sete dias. No caso da Bélgica, prescreve-se o uso de concreto magro, usinado, com teor de cimento de 4 a 6% e com resistência mínima a compressão de 6MPa aos 90 dias. Áustria, Espanha, Itália e Suíça utilizam solos não plásticos (à exceção da Espanha) e/ou materiais granulares britados, usinados, mediante a adição de uma quantidade de cimento mínima da ordem de 3%. Esses materiais resultam em resistência a compressão mínima da ordem de 2MPa aos sete dias. A normativa francesa considera o emprego dos materiais mencionados anteriormente,

permitindo desde solos de qualidade inferior devidamente estabilizados *in situ* até materiais do tipo concreto, com 2MPa de resistência à tração e módulos de até 40.000MPa.

As espessuras mínimas das camadas de base tratadas com cimento são aproximadamente 150 - 200mm: 150mm na Alemanha e Reino Unido, 160mm na Suíça, 190mm na França, 200mm na Áustria, Bélgica, Espanha e Itália e 210mm em Portugal. As espessuras máximas destas são em qualquer caso iguais ou inferiores a 300mm.

É habitual na prática europeia a disposição de camadas granulares de qualidade, inclusive camadas estabilizadas com cimento, como sub-base dos pavimentos semirrígidos. Nestes casos é normal permitir-se a redução da qualidade do material da camada de base. Alguns países, como França e Portugal, contemplam o uso de pavimentos invertidos, constituídos por uma camada asfáltica, uma sub-base de material tratado com cimento de alta qualidade e um material granular britado como camada de base. O objetivo desta configuração é evitar que o trincamento por retração dos materiais se reflita para o revestimento asfáltico. A espessura da camada chamada anti-trincas é de 120mm no caso da França e de 150mm no caso de Portugal. A reflexão de trincas de retração é sem dúvida uma das principais desvantagens deste tipo de pavimento na Europa. Pelo menos França, Espanha e Reino Unido prescrevem a abertura de juntas ("pré-trincamento") das mesmas com espaçamentos da ordem de 3 a 4m (juntas). A Alemanha exige a abertura de juntas sempre que o material empregado tenha uma resistência a compressão, aos 28 dias, superior a 12MPa.

Misturas asfálticas

As espessuras mínimas do revestimento em mistura asfáltica a quente para pavimentos sujeitos a tráfegos pesados (mesmo em níveis mais baixos) são de aproximadamente 100mm na maioria dos países europeus. As exceções são o Reino Unido, onde o mínimo é de 200mm, e a Espanha, onde se permite o emprego de espessuras de somente 50mm. Com respeito às espessuras máximas destas camadas, existem diferenças importantes entre os países. Não obstante, na maior parte dos casos a espessura máxima do conjunto de misturas asfálticas a

quente está ao redor de 300 ou 350mm, como segue: 380mm no caso da França, 350mm da Espanha, 340mm na Alemanha, 290mm na Suíça. No limite inferior está Portugal, com 260mm, Áustria, com 250mm, e Bélgica, com 210mm. No limite superior está o Reino Unido, com 390mm, e a Itália, com até 420mm.

As prescrições europeias para misturas asfálticas estão em duas séries normativas: EN-13108 e EN-12697. Esta última contém os métodos de ensaio, enquanto que a primeira tem por objetivo estabelecer as especificações das misturas asfálticas, tendo sido elaborada por ordem da Comissão Europeia (Diretiva 89/106/CEE sobre produtos de construção) e, por conseguinte, possuindo caráter obrigatório desde março de 2008. A tipologia de misturas usadas é suficientemente ampla para atender às necessidades específicas dos diferentes países europeus; até porque sua elaboração parte do consenso entre os mesmos. A série EN-13108 contém sete tipos de misturas asfálticas (a terminologia em inglês foi mantida, com as respectivas traduções para o português):

- *Asphalt Concrete (AC)* – concreto asfáltico.
- *Asphalt Concrete for very thin layers (BBTM)* – concreto asfáltico para camadas delgadas.
- *Soft Asphalt (SA)* – asfalto mole.
- *Hot Rolled Asphalt (HRA)* – asfalto a quente rolado.
- *Stone Mastic Asphalt (SMA)* – matriz pétreas asfáltica.
- *Mastic Asphalt (MA)* – matriz asfáltica.
- *Porous Asphalt (PA)* – asfalto poroso.

O tipo mais comum de mistura asfáltica é o denominado *Asphalt Concrete* na normativa europeia. Esse tipo de mistura, cujo comportamento mecânico depende tanto do ligante como do esqueleto mineral, tem um teor de asfalto de 4 a 6% e um teor de vazios de 3 a 6%. Nesse tipo se incluem as misturas de módulo elevado (MME), com granulometria contínua e asfaltos de baixa penetração, cuja rigidez (módulo dinâmico) se encontra acima de 11.000MPa a 20°C e 10Hz.

Nos países nórdicos é muito comum o uso das misturas denominadas *Soft Asphalt* na normativa europeia. Esse tipo de mistura, embora mantenha uma granulometria dos agregados similar, se diferencia dos concretos asfálticos convencionais por utilizar um asfalto menos consistente. Proporciona maior resistência à fadiga em zo-

nas de baixas temperaturas, nas quais as trilhas de roda não são um modo de falha crítico.

O segundo tipo de mistura comumente utilizada pelos diferentes países europeus é o denominado *Porous Asphalt* e corresponde ao tipo conhecido no Brasil como CPA – camada porosa de atrito. Com um agregado de alta qualidade, com granulometria bem diferente daquela do concreto asfáltico, de característica uniforme e mediante o uso de ligantes modificados, resulta em teores de vazios superiores a 20%.

Na Espanha, França e Portugal é muito habitual o uso de misturas tipo BBTM como camada de rolamento. Esse material apresenta uma descontinuidade granulométrica entre os tamanhos de 2 a 6mm e requer o uso de ligante modificado. Na Espanha, seu uso é obrigatório para os tráfegos pesados mais elevados. Pode resultar em um teor de vazios elevado, de até 15%, tendo neste sentido propriedades de rolamento similares a das misturas drenantes (*porous asphalt*), porém com maior resistência e durabilidade.

As misturas tipo *Stone Mastic Asphalt* são muito utilizadas na Alemanha como camada de rolamento. Essas misturas dispõem de um elevado teor de agregado grosso como as anteriores (BBTM), porém dispõem de maior teor de finos (abaixo da # 0,063mm) e de ligante.

As misturas tipo *Mastic Asphalt*, denominadas ‘asfaltos fundidos’ na Espanha, são constituídas por uma elevada proporção de filer mineral (30-40%) e ligante (10-20%), sendo o resto de partículas minerais (agregado grosso e fino) dispersas na massa sem que haja contato entre elas. Não existem praticamente vazios na mistura, sendo praticamente impermeáveis. As propriedades mecânicas desse tipo de mistura são devidas à coesão do *mastic* (fíler-ligante). Para suportar as tensões do tráfego sem que se produzam deformações plásticas, necessita-se de uma grande rigidez do *mastic*, o que se consegue com fileres minerais de grande atividade e o emprego de ligantes muito consistentes, geralmente conseguidos com a incorporação de Asfalto de Trinidad. Essas misturas de alta qualidade não se empregam geralmente em estradas porque o processo de fabricação é trabalhoso e a sua execução em obra é manual. Seu emprego é restrito a vias urbanas especiais, estacionamentos ou pa-

vimentos industriais, onde se requer grande impermeabilidade, resistência a agentes químicos e a cargas estáticas.

No Reino Unido é habitual o emprego das misturas denominadas *Hot Rolled Asphalt*, que são constituídas fundamentalmente por agregado fino duro, filer mineral e um ligante de alta viscosidade. Neste conjunto se introduz uma proporção de agregado grosso de granulometria superior a 8mm, o que dá lugar a uma granulometria descontínua entre os tamanhos entre 2 e 8mm. O ligante é de alta viscosidade porque se costuma empregar uma mistura de asfalto e Asfalto de Trinidad, e a relação filer/asfalto é mais elevada que nos concretos asfálticos. Esse tipo de mistura possui boas características mecânicas, devido fundamentalmente às excelentes propriedades do conjunto, e estas são suficientes para suportar todo tipo de tráfego; são menos críticas com respeito ao teor de ligante que os concretos asfálticos e sua execução em obra é mais fácil. O maior inconveniente está em sua baixa textura superficial, sendo necessário em camadas de rolamento incrustar agregados miúdos preenvolvidos (*chippings*) para melhorar esta característica. A Figura 1 apresenta a curva granulométrica para cada um dos sete tipos de mistura asfáltica mencionados na normativa europeia.

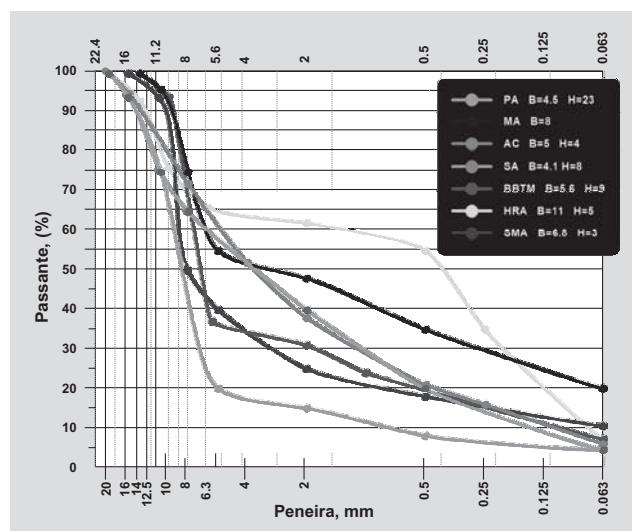


Figura 1 – Curvas granulométricas de misturas asfálticas europeias (EN-13108)

Quanto ao projeto da mistura asfáltica, há uma série de ensaios para avaliação do comportamento mecânico. No concreto asfáltico, por exemplo, recomendam-se o ensaio de trilha de roda em laboratório (EN 12697-22 – Parte

22) e o ensaio de sensibilidade à água (EN 12697-12 – Parte 12). O primeiro se realiza sobre placas compactadas por vibração durante 120 segundos (EN 12697-33 – Parte 33) e o segundo em corpos de prova moldados com 50 golpes no compactador Marshall (EN 12697-30 – Parte 33). O controle de qualidade da mistura terminada é principalmente em termos de densidade para misturas do tipo concreto asfáltico (mínimo de 98% da densidade de projeto) e do teor de vazios (máximo desvio de 2%).

Para as misturas de módulo elevado, exige-se ainda um módulo mínimo de 11.000MPa a 20°C no ensaio de tração indireta (EN 12697-26 – Parte 26 – Anexo C), assim como uma deformação mínima de 100 $\mu\epsilon$ no ensaio de fadiga de quatro pontos (EN 12697-24 – Parte 24 – Anexo D).

Estados Unidos

Embora haja variações significativas entre os métodos de dimensionamento nos diferentes estados norte-americanos, um guia geral de referência é o da AASHTO, conforme já mencionado. A versão de 1993 (AASHTO, 1993) foi recentemente revisada. O guia atual, frequentemente referido como 2002 AASHTO Design Guide (*Guide for Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*), foi apresentado no relatório final do Projeto 1-37A do *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP, 2004).

Baseado em princípios mecanísticos, o guia tem como objetivo criar uma ferramenta adequada para o dimensionamento de pavimentos novos e existentes. Dois métodos de análise de pavimentos flexíveis são incorporados: método de análise elástica linear de multicamadas e o método dos elementos finitos. Basicamente, quatro categorias de parâmetros de entrada são apresentadas: tráfego, caracterização de materiais, clima e confiabilidade.

O método usa uma abordagem hierárquica na determinação dos parâmetros de entrada. Três níveis de entrada (*input*) podem ser adotados dependendo da importância do projeto e da disponibilidade dos dados: (i) O nível 1 se baseia em propriedades obtidas do material especificamente utilizado no projeto por meio de ensaios mecânicos, como o ensaio de módulo complexo (ou dinâmico) das misturas asfálticas; (ii) No nível 2, usam-se correlações para se determinar os dados de entrada. O módulo dinâmico, por exemplo, pode ser estimado com

base em resultados obtidos para ensaios de ligantes, agregados e propriedades de misturas. Neste nível tem-se uma precisão intermediária dos parâmetros de entrada; (iii) No nível 3, usam-se dados obtidos com menor precisão. Nesse nível 3 os parâmetros de entrada se baseiam em valores tipicamente usados nas diferentes regiões do país, caracterizando o material asfáltico a partir de suas propriedades físicas (granulometria) e tipo de ligante utilizado, bem como os materiais das outras camadas têm seu módulo de resiliência estimado por correlações.

O método de análise de tráfego proposto no Guia de 2002 elimina o fator de equivalência de carga, presente no guia de 1993, e usa o espectro completo de cargas dos eixos aplicadas sobre a estrutura do pavimento baseado no fluxo de tráfego do projeto. Dessa forma, é permitido ao projetista analisar o comportamento do pavimento quando submetido a configurações de eixo especiais e não convencionais. Entretanto, a fim de permitir a utilização de antigos modelos matemáticos baseados no fator de equivalência de carga, é incluído um método de conversão do fator de equivalência de carga. Outro importante parâmetro de entrada para o dimensionamento do pavimento se refere à velocidade operacional do veículo no projeto. Esse parâmetro influencia diretamente na resposta viscoelástica da camada asfáltica.

Propriedades como módulo elástico e coeficiente de Poisson são consideradas quando da determinação da resposta estrutural do pavimento. Para o módulo elástico para as misturas asfálticas é considerado o módulo dinâmico (AASHTO TP 62-03, 2005). Para os materiais das camadas granulares, usa-se um modelo elástico não linear (AASHTO T307, 1999; NCHRP 1-28A, 2002). Fatores climáticos considerados incluem a temperatura e a umidade. Por fim, funções de transferência são usadas para se estabelecer critérios para a utilização do material de projeto. O guia usa modelos empíricos para se prever o tipo e a extensão dos defeitos no pavimento ao longo do tempo. Modelos de trincamento por fadiga, deformação permanente, trincamento térmico e irregularidade são usados.

Brasil

Como é do conhecimento geral, o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis (revestimentos asfál-

ticos sobre camadas granulares) e semirrígidos (base cimentadas) do DNER, hoje DNIT, foi elaborado pelo Engenheiro Murillo Lopes de Souza no início da década de 1960. Baseou-se na adaptação para rodovias do método do USACE, originalmente destinado a pavimentos de aeroportos, e que utiliza o ensaio de CBR, que havia sido normatizado pelo DNER em 1964. As curvas de dimensionamento e o procedimento de consideração do tráfego real por conversão em número N feitos por Turnbull *et al.* (1962) foram a base, acrescida do conceito de coeficiente de equivalência estrutural das camadas estabelecido na pista experimental da AASHO (CAREY e IRICK, 1962).

O critério de ruptura embutido no método do CBR é a consideração de afundamento de trilha de roda admissível, a partir de observações de desempenho de trechos no campo. Nenhum critério de fadiga é considerado, admitindo-se que os pavimentos flexíveis e semirrígidos sempre falham somente por deformação permanente acumulada ou ruptura por cisalhamento do subleito.

A adoção de espessuras de revestimento fixadas de acordo com o tráfego expresso pelo número N foi uma necessidade devido ao fato da inclusão do conceito de coeficiente estrutural adicionado ao método do Corpo de Engenheiros (TURNBULL *et al.*, 1962), feita pelo Engenheiro Murillo L. de Souza. Este fator também é um dos problemas relevantes da inadequação da continuidade de aplicação do método do DNER ainda hoje. Houve mudanças substanciais nos ligantes asfálticos e nas dosagens das misturas, nas cargas e pressões de inflação dos pneus, assim como houve a constatação de que o mecanismo de fadiga é predominante nos pavimentos nacionais. Esses aspectos não são adequadamente expressos pelo conceito de coeficiente estrutural em uso.

Os detalhes das origens das curvas de dimensionamento empregadas pela totalidade dos órgãos públicos brasileiros até hoje e a tabela de coeficientes estruturais, que resultaram das interpretações e adaptações de Souza (1966, 1981), podem ser vistos com detalhes, por exemplo, em Medina e Motta (2005).

Para o dimensionamento de projeto de reforço, no Brasil a totalidade dos órgãos federais, estaduais e municipais utiliza um dos quatro métodos desenvolvidos pelo DNER (com as datas originais): PRO 10 (1979), PRO 11

(1979), PRO 159 (1985) e PRO 269 (1994). Cada um desses métodos tem: origens distintas, diretrizes de definição da necessidade ou não de reforço ou reconstrução e critérios para estabelecer as espessuras necessárias de nova camada de revestimento. No caso de reforço, a ampla diferença entre as soluções propostas pelos quatro métodos para um mesmo projeto deixa a questão da decisão final de escolha mais complicada do que para pavimentos novos. Novas tecnologias, tais como a fresagem de pequena a grande profundidade, reciclagem, incorporação de materiais às camadas existentes, emprego de geossintéticos etc., que hoje são realidade em muitas obras de restauração no país e que não têm como ser consideradas nesses métodos, tornam urgente a revisão dos mesmos, além das origens empíricas de três deles. O método PRO 269 teve origem em princípios mecânicos (PREUSSLER, 1983), embora de forma muito simplificada.

A proposição de uma nova geração de método de dimensionamento de pavimentos asfálticos – método mecânico-empírico –, a ser adotado no país em substituição ao método do CBR para pavimentos novos e aos procedimentos de projeto de reforço, foi inicialmente feita por Motta (1991) e Motta e Medina (1991).

O dimensionamento de um pavimento por um método mecânico-empírico pode seguir o fluxograma apresentado na Figura 2 (MOTTA, 1991), que indica: os dados de entrada (fatores ambientais, tráfego, materiais e técnicas construtivas), o processamento por via mecânica e os critérios de decisão para evitar que a degradação por qualquer um dos mecanismos de ruptura atinja valores maiores que os estabelecidos para o trecho específico, antes que o tráfego de projeto seja alcançado. Parte-se de espessuras admitidas e calcula-se o estado de tensões e deformações, que se compararam a valores limites estabelecidos, de acordo com a classe da via. Por verificações sucessivas chega-se a uma estrutura satisfatória.

Mecanismos de degradação devem ser considerados, como fadiga das camadas de maior rigidez (revestimento de concreto asfáltico e camadas cimentadas), afundamento de trilha de roda (deformação permanente acumulada) e ruptura plástica (a poucas repetições). O conhecimento do tráfego por pesagens sistemáticas

permite que o método mecanístico trate com maior racionalidade os efeitos das várias cargas por eixo, e não mais avaliá-lo pelo número N de repetições de eixo de referência de 80kN de rodas duplas.

O fluxograma da Figura 2 é bastante genérico e pode ser usado para representar o processo de dimensionamento de qualquer tipo de pavimento, seja de concreto de cimento Portland ou de concreto asfáltico, seja rodoviário, aeroportuário ou ferroviário. Os ajustes em cada caso se-

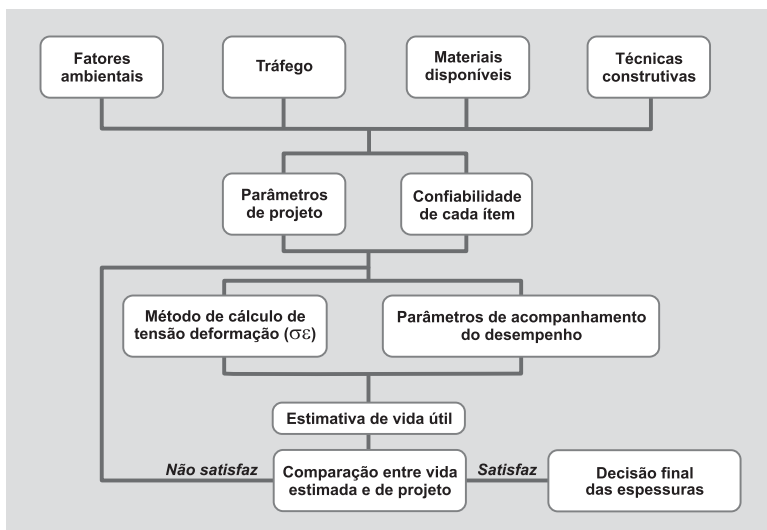


Figura 2 – Fluxograma do esquema de um método mecanístico de dimensionamento de pavimentos (MOTTA, 1991)

rão feitos especialmente na consideração do tráfego e no método de cálculo das tensões e deformações. Também é válido para a restauração de pavimentos.

As condições particulares de aplicação deste esquema para o caso brasileiro podem ser vistos em Medina e Motta (2005). Comparações entre as proposições deste método com condicionantes específicas, denominado “método da COPPE”, e o método do DNER para algumas estruturas de alguns trechos foram feitas, por exemplo, por Benevides (2000), Darous (2003) e Bezerra (2003). Não se trata de definir se um método é melhor ou pior do que outro, ou aquele que indica espessuras maiores ou menores. A opção pelo método mecanístico é feita considerando: coerência teórica, versatilidade, formas adequadas de seleção de materiais locais, capacidade de incluir novos materiais e novos procedimentos de campo, critérios semelhantes para pavimentos novos e restaurados, de vários tipos de revestimento

e consideração de critérios de ruptura mais adequados para pavimentos de todos os tipos.

ANÁLISE GLOBAL

Dos documentos de outros países aqui brevemente apresentados, o mais recente é o norte-americano de 2004, seguido do espanhol (2003), Alemanha e Reino Unido (2001). Os mais antigos têm 14 anos (Portugal e Itália).

Isso deixa clara a necessidade de revisão no Brasil, cujo método é de 1966 (a atualização de 1981 foi basicamente no cálculo do número N, com a inclusão dos fatores de carga de eixo triplo), portanto, com mais de 40 anos. A frequência de revisão dos métodos é de aproximadamente 10 anos, o que indica a importância de um método novo ser construído já pensando-se na possibilidade de revisões mais frequentes.

No que diz respeito ao tráfego, o seu cálculo é a parte mais detalhada dos métodos de dimensionamento, sendo inclusive muitas vezes uma norma independente. A maioria dos países quantifica esta variável considerando veículos pesados e o período de projeto, sen-

do os resultados apresentados na forma de eixos equivalentes acumulados (Alemanha, Áustria e Reino Unido), veículos pesados acumulados (França e Itália), eixos equivalentes em um dia médio (Suíça), volume médio diário em um ano médio (Bélgica) e volume de veículos pesados no ano em que a via é posta em serviço (Espanha e Portugal). Tráfego é certamente um dos fatores que compromete a comparação entre os métodos, dado que são consideradas distintas definições de veículo pesado e coeficientes de equivalência. A maioria dos países define como veículo pesado aquele com mais de 3,5t. Quanto ao eixo padrão, encontra-se 8t (Reino Unido e Suíça), 10t (Alemanha e Áustria) ou 13t (Espanha e França). Portugal define 8 e 13t para o dimensionamento de pavimentos flexíveis e rígidos, respectivamente. A carga máxima por eixo simples estabelecida na Diretiva Europeia 96/53/CE de julho de 1996 é de 11,5t, embora ainda não seja adotada em diversos países. No que diz respeito a coefi-

cientes de equivalência, é bastante utilizada a chamada lei da quarta potência.

Com relação ao período de projeto, há países que não o definem, como Espanha e Itália. Vários países usam 20 anos (Bélgica, Suíça e a rede não estruturante da França), outros usam 20 anos para pavimentos flexíveis e semirrígidos e 30 para pavimentos rígidos (Áustria e Portugal), e há os que usem 30 anos para todos os tipos de pavimentos (Alemanha e rede estruturante da França). O Reino Unido fixa 40 anos para pavimentos da rede principal, exceto os semirrígidos. Portugal indica 20 anos, mas recomenda um cálculo econômico considerando 40 anos, de modo a fixar o período mais adequado. Os países que adotaram maiores períodos o fizeram por razões econômicas, num planejamento de maior durabilidade e menos gastos com conservação. Finalmente no tocante à taxa de crescimento de tráfego, são definidos estudos específicos em cada caso. Os valores se encontram entre 1 e 5%.

Os subleitos são definidos em função da capacidade de suporte, medida pelo módulo de compressibilidade (ou deformabilidade) obtido a partir do ensaio de carga com placa ou CBR, mais comumente, ou ainda pelo módulo de resiliência. Em geral, admite-se que o módulo de compressibilidade de um solo em MPa é aproximadamente 10 vezes o valor do CBR (na Suíça esse valor é de 20 – 25 vezes). Valores mínimos absolutos mencionados são 30MPa (Itália, Suíça e Portugal), 35MPa (Áustria), 45MPa (Alemanha), 50MPa (França), 60MPa (Espanha) e 150MPa (Reino Unido). Para tráfego mais pesado, os mínimos são 80MPa (Portugal), 90MPa (Itália), 120MPa (França) e 300MPa (Espanha).

Independente dos detalhes, a maioria dos países europeus e os Estados Unidos possuem em comum o fato de considerarem a resposta estrutural, sendo os resultados calibrados por ensaios de laboratório ou dados de campo (pistas existentes ou experimentais). Os países europeus, à exceção do Reino Unido (embora neste caso se tenha um método de catálogo desenvolvido para uso nos países africanos), utilizam catálogos com seções predefinidas para o dimensionamento. Entre as vantagens dos catálogos, citam-se: uso simples; evitam-se soluções não experimentadas e torna-se mais homogênea a prática no país. Com o ábaco usado no Reino Unido, no qual

se entra com dados de subleito e tráfego, mantêm-se as duas primeiras vantagens e pode-se advogar que se ganha em economia, dado que os catálogos se definem para as condições mais desfavoráveis. Tanto catálogos como ábacos apresentam o inconveniente de não facilitar a compreensão do comportamento dos pavimentos (nem sempre estão explícitos os critérios e os fatores laboratório-campo admitidos para definir as espessuras), incluindo aí uma percepção mais afinada do efeito das diferentes variáveis de projeto. Além do que limitam enormemente o uso de novos materiais ou tipos de pavimentos.

Proposição de um novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos para o Brasil

A tendência de simplificação apresentada por outros países na forma de catálogo de estruturas ou ábacos de dimensionamento não é a linha que se pretende propor no caso brasileiro, e sim a adoção de um sistema de dimensionamento, fechado quanto: ao método de cálculo de tensões, forma de caracterização dos materiais e critérios de limites aceitáveis dos parâmetros de dimensionamento propriamente ditos. No entanto, um sistema aberto no sentido que as características dos materiais e do tráfego sejam dados de entrada, de cada projeto em particular. Isto porque, diferente de outros locais, o Brasil tem: dimensões continentais, uma malha pavimentada ainda bastante modesta em relação ao seu tamanho, variações de clima, solo e condições de frota de tráfego, pouca experiência em algumas regiões de obter os parâmetros necessários etc., que não permitem uma simplificação por catálogo. Nada impede, porém, que, aplicando-se um sistema de dimensionamento particularmente para uma cidade ou região específica, este passe a ter um banco de projetos, com espessuras e materiais prefixados.

Uma proposição de sistema de dimensionamento é o SisPav (FRANCO, 2007). Por meio de trechos experimentais será possível definir melhor os fatores laboratório-campo regionais que permitam maior precisão das previsões de desempenho. Os princípios deste método são bastante parecidos com os propostos no método da AASHTO (NCHRP, 2004), e um resumo dos principais pontos deste método pode ser visto em Franco e Motta (2008). Baseia-se nos ensaios de carga repetida para obtenção dos módulos de

resiliência dos materiais, porém considera a matriz do tráfego por eixos diretamente pesados e previstos, sem necessidade de conversão em número N, e as diferenças do clima nas características dos revestimentos asfálticos e nos materiais. A Figura 3 mostra o esquema do método, considerando a principal diferença do carregamento por superposição de eixos e consumo de fadiga ao longo do período de projeto, estes atuando com consideração de deslocamento transversal, e com o envelhecimento do revestimento com o tempo e o clima local. É um programa

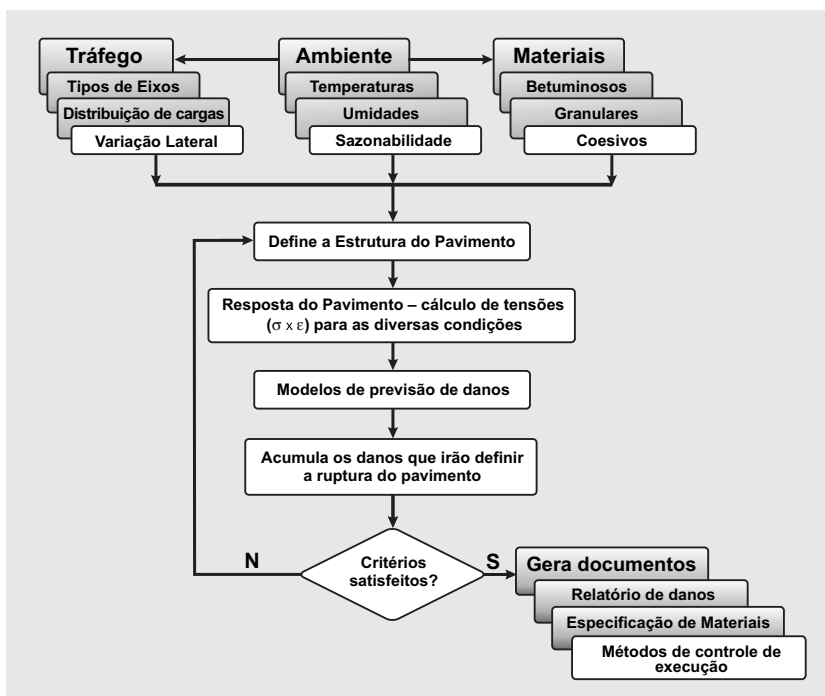


Figura 3 – Fluxograma de um método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos para o Brasil – SisPav (FRANCO, 2007)

amigável, que permite: considerar comportamento elástico linear e não linear dos materiais, vários níveis de confiabilidade, verificar uma estrutura proposta ou dimensionar a mesma, caso esta não satisfaça o período de projeto, modificando as espessuras de uma das camadas a critério do projetista. Também permite a aplicação a reforço, dispondo de uma ferramenta de retroanálise de bacias de deflexão.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta de modificação urgente dos métodos de dimensionamento de pavimentos atualmente em vigor no país prende-se à constatação de que, em todos os países

pesquisados, o tempo de vigência de um método tem sido de cerca de 20 anos e que a maioria já adota método mecanístico-empírico há uma década ou mais. Os métodos atuais cumpriram um papel fundamental no estabelecimento da malha pavimentada brasileira, mas reconhecidamente tem inadequações provenientes da própria fase em que foram estabelecidos. A utilização de um sistema mais adequado de dimensionamento virá favorecer a gestão mais adequada dos recursos escassos do setor. Esse método permite utilizar diversos materiais, conheci-

dos, especificados ou sobre cujo desempenho de campo ainda não se tem experiência, mas se conhecem resultados de laboratório comparáveis aos especificados. Essa vantagem do método se traduz diretamente em economia de recursos financeiros e ambientais, possibilitando ao projetista utilizar materiais disponíveis próximos às obras que, até então, não poderiam compor uma camada de pavimento por não se enquadrarem em alguma especificação técnica. O método de dimensionamento a ser eventualmente proposto deve avaliar os danos causados no pavimento por diversos tipos de eixos, buscando eliminar a consideração do carregamento equivalente a um eixo padrão. Além disso, deve permitir atualizações a cada nova conquista desenvolvida nos diversos estudos e pes-

quisas em andamento, principalmente em relação ao desenvolvimento dos modelos de comportamento e de critérios de desempenho.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Centro de Estudos de Transporte do Centro de Estudos e Experimentos de Obras Públicas (CEDEX, em Madri, Espanha). Agradecimentos também são devidos ao Eng. Pedro Custódio, do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP/ UFC), e ao Prof. Jorge Pais da Universidade do Minho, pela cessão de material bibliográfico e correspondentes resumos.

REFERÊNCIAS

- AASHTO (1993) AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Department of Transportation, U.S., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO (1999) Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T307, Washington, D.C.
- AASHTO (2002) Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures – AASHTO 2002. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO (2005) Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures, American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO TP 62-03, Washington, D.C.
- Benevides, S. A. S. (2000) Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos – empírico do DNER e resiliência da COPPE/UFRJ – em rodovias do Ceará. Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Bernucci, L.B., Motta, L.M.G., Ceratti, J.A.P. e Soares, J.B. (2007) Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros, Rio de Janeiro, RJ.
- Bezerra, R. (2004) Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS). Dissertação de Mestrado USP/SC.
- Burmister, D. M. (1943) The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways. Proceedings, Highway Research Board, v. 23.
- Burmister, D. M. (1945) The general Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems. Journal of Applied Physics, v. 16.
- CEDEX (2006) Convenio sobre estudio comparado de los métodos de dimensionamento de firmes de carretera em los estados membro de la Unión Europea (UE) y países de su entorno. Comparación de fatiga de los materiales. Centro de Estudios des Transporte, Madri.
- Comisión Europea (1999) Action COST 333: Development of New Bituminous Pavement Design Method. Final Report. Comisión Europea, Bruxelas.
- Comisión Europea (2000) AMADEUS project: Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures. Comisión Europea, Bruxelas.
- Darous, J. (2003) Estudo comparativo dos métodos de cálculo de tensões e deformações para o dimensionamento de pavimentos novos. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER (1996) Manual de pavimentação. Ministério dos Transportes.
- Dormon, G. M. e Metcalf, C. T. (1965) Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory. Highway Research Record 71, Highway Research Board.
- Franco, F. A. C. P. e Motta, L. M. G. (2008) Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2008, Búzios, Rio de Janeiro. Co BRANSEG.
- Franco, F.A.C.P. (2007) Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Guimarães, A. C. R. (2009) Um método mecanístico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimento. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HRB (1962) The AASHO Road Test. Highway Research Board.
- Huang, Y. H. (2004) Pavement Analysis and Design. Ed. Prentice Hall, New Jersey, EUA,
- Kerkhoven, R. E. e Dormon, G. M. (1953) Some Considerations on the California Bearing Ratio Method for the Design of Flexible Pavements. Shell Bitumen Monograph N° 1, Amsterdam.
- Medina, J. e Motta, L. M. G. (2005) Mecânica dos Pavimentos. 2. ed. Rio de Janeiro: Edição dos autores, v. 1., 570 p.
- Motta, L. M. G. (1991) Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Motta, L.M.G. e Medina, J. (1991) Um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis desenvolvido no Brasil. In: 25ª Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo.
- NCHRP (2002) Recommended Standard Method for Routine Resilient Modulus Testing of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils, National Cooperative Highway Research Program – NCRHP 1-28A.
- NCHRP (2004) Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Vilibor, 1995.
- Preussler, E. S. (1983) *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Ramos, C. R. (2003) Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do Município do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Saal, R. N. e P. S. Pell (1960) Kolloid-Zeitschrift MI, Heft 1.
- Souza, M. L. (1966) Método de projeto de pavimentos flexíveis. *MVPO/DNER*, 1 ed., Rio de Janeiro.
- . (1981) Método de projeto de pavimentos flexíveis. *IPR Publ. 667*, 3 ed. revis. e atual., Rio de Janeiro.
- Turnbull, W.,J., Foster, C.R. e Ahlvin, R.G. (1962) Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Proceedings. University of Michigan, Ann Arbor, Estados Unidos.
- Yoder, E.J. e Witzcak, M.W. (1975) Principles of pavement design. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Estudo de viabilidade técnica da utilização das cinzas da queima da casca de *Pinus* em obras de pavimentação asfáltica

Vivian Silveira dos Santos Bardini

vibardini@yahoo.com.br

José Leomar Fernandes Jr.

leomar@sc.usp.br

Universidade de São Paulo

RESUMO

O processo industrial para fabricação de MDF – Medium Density Fiberboard – utiliza como combustível a casca de madeira *Pinus*, de cuja queima resulta um resíduo – cinzas de granulometria fina, que constitui um problema ambiental por conter algumas substâncias em quantidade acima da permitida pela NBR 10004:2004, que o classifica como resíduo de classe II A – não inerte. A produção de 1 m³ de chapas de MDF gera aproximadamente 2,5 kg de cinzas, sendo que a produção de MDF em 2005 e 2006 foi, respectivamente, de 1,4 e 1,7 milhão de m³. O objetivo geral desta pesquisa é testar a hipótese de que as cinzas-resíduo podem ser utilizadas como filer em misturas asfálticas. Propriedades mecânicas de misturas asfálticas contendo as cinzas-resíduo são comparadas com as de misturas asfálticas possuindo filer mineral de basalto: resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, vida de fadiga, dano por umidade induzida e o comportamento à fadiga de misturas asfálticas por meio de uma análise mecanística. As dosagens Marshall, para as mistu-

ras contendo resíduo, resultaram em um teor ótimo de ligante praticamente constante, independentemente do teor utilizado. Quanto às propriedades mecânicas, os maiores valores de resistência à tração foram obtidos com as misturas contendo 3,5% de filer mineral, enquanto as misturas com cinzas-resíduo apresentaram os menores valores. Os maiores valores de módulo de resiliência foram das misturas contendo maiores teores de filer, sendo que o filer mineral resultou em maior módulo de resiliência. Na avaliação do dano por umidade induzida, apenas as misturas contendo 6,0% de filer mineral atenderam às especificações. Os resultados deste trabalho mostram que a utilização do resíduo em pavimentos com camada de revestimento asfáltico com pequena espessura e com um teor de cinzas de 3,5% não compromete o comportamento mecânico quando comparado aos resultados de misturas asfálticas produzidas com filer mineral.

PALAVRAS-CHAVE

Mistura asfáltica; filer mineral; Superpave; cinzas residuais; reutilização.

1. INTRODUÇÃO

Desenvolvimento sustentável é atender às necessidades da geração atual sem comprometer as futuras gerações no atendimento das suas próprias necessidades,

sendo que essa preocupação passa pela necessidade das empresas compatibilizarem o desenvolvimento econômico com a preservação do meio ambiente.

Uma vez que toda atividade econômica industrial gera resíduos, o ideal é a redução dessa geração por intermédio

de tecnologias limpas, com processos que reduzam a emissão de poluentes, mas a recuperação e reciclagem desses resíduos, para serem utilizados em outros processos ou produtos, também constituem alternativas que devem ser desenvolvidas. Com base nesse conceito e na utilização de técnicas de reuso e reciclagem, muitos dos rejeitos, outrora considerados lixo, podem se tornar matéria-prima, fazendo com que a exploração dos recursos naturais e o montante de resíduo descartado no meio ambiente diminuam.

O MDF (*Medium Density Fiberboard*) é um dos painéis à base de madeira mais avançados tecnologicamente, sendo formado por prensagem a seco de madeira desfiada termomecanicamente e resina sintética, geralmente ureia-formaldeído, além de outros aditivos em menor quantidade. No Brasil, a primeira indústria iniciou sua produção no segundo semestre de 1997, de propriedade da empresa Duratex, unidade Agudos-SP. Posteriormente, começaram a operar a Tafisa, no final de 1998, localizada em Pien-PR, a Masisa, em 2001, em Ponta Grossa-PR, e, no final de 2001, a Placas do Paraná, em Jaguariaíva-PR.

Efetivamente, o mercado brasileiro de produtos de origem florestal já está extremamente atrativo, por causa das altas taxas de crescimento apresentado, sendo também importante destacar o uso de espécies de reflorestamento, que têm apresentado resultados bastante satisfatórios, sem comprometer as propriedades físico-mecânicas dos painéis. Segundo a ABIPA – Associação Brasileira da Indústria de Painéis de Madeira –, a produção de MDF nos anos de 2005 e 2006 foi, respectivamente, de 1,4 e 1,7 milhão de m³ (BARDINI, 2008).

Porém, o processo industrial para fabricação de MDF utiliza como combustível a queima da casca de madeira *Pinus*. Após a queima, é gerado um resíduo, cinzas, de granulometria fina, classificado como resíduo Classe II A – não inerte. Atualmente, as cinzas são despejadas indevidamente nos campos de reflorestamento das indústrias. O reaproveitamento das cinzas no reuso ou reciclagem pode trazer benefícios para o meio ambiente e para as indústrias, contribuindo para a diminuição da poluição e da quantidade de recursos naturais utilizados, além de minimizar o problema de destinação final do resíduo, pois a remoção das cinzas para aterros industriais contribui

para aumentar o custo final do produto, em virtude do custo do transporte e do pagamento de taxas para disposição.

A malha rodoviária nacional, segundo uma pesquisa da Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2007), em seus diversos níveis (federal, estadual e municipal), é de aproximadamente 1,6 milhão de quilômetros, porém somente 196 mil quilômetros estão pavimentados, ou seja, pouco mais de 10% do total. Com o potencial que o Brasil possui no setor de estradas, a grande quantidade de resíduo gerado e a expansão do mercado de painéis de madeira motivaram o estudo da inserção das cinzas em misturas asfálticas.

2. PAINÉIS DE MADEIRA

A utilização de produtos de madeira e de seus derivados apresenta uma série de vantagens em relação a outros materiais de construção: é um material renovável, disponível abundantemente, biodegradável ou durável, dependendo do tratamento a que é submetido, reciclável e que imobiliza carbono proveniente da atmosfera em sua estrutura. Por sua vez, a utilização de painéis à base de madeira permite manter muitas vantagens da madeira sólida, adicionando outras como: dimensões dos painéis não estritamente relacionadas às dimensões das árvores; pode-se agregar valor a materiais de baixa aceitação, como resíduos de serrarias e desbastes; possibilidade de eliminação de muitos defeitos provenientes da anatomia da árvore, como nós, medulas e desvios da grã, conferindo ao produto final homogeneidade maior do que a encontrada na madeira serrada (MALONEY, 1989).

Observa-se, mundialmente, com a substituição de florestas nativas por florestas plantadas, um aumento expressivo na produção e consumo de painéis à base de madeira. Entre eles, destaca-se o MDF (*Medium Density Fiberboard*), um dos painéis à base de madeira mais avançados tecnologicamente.

O MDF destina-se, principalmente, à indústria moveleira. O uso do MDF é frequentemente como componente de móveis para partes que requerem usinagens especiais. Na construção civil, pode ser utilizado como pisos finos, rodapés, almofadas de portas, divisórias, portas usinadas, batentes, balaústres e peças torneadas.

2.1 Geração de cinzas pela queima da casca de *Pinus*

O processo de produção de MDF inclui: desfibramento mecânico da madeira (transformação dos cavacos em fibras), refino das fibras, secagem, mistura das fibras com resina, formação de colchão de um material resinado e prensagem a quente. Todas as partes da madeira são utilizadas, ou seja, até mesmo a casca, descartada para a transformação em fibras, é utilizada como combustível para a geração de energia para o processo de fabricação.

A queima da casca de *Pinus* produz energia térmica, utilizada em três etapas da fabricação do MDF:

- aquecimento da água e geração do vapor (caldeira) utilizado no desfibramento da madeira;
- aquecimento do ar utilizado na secagem das fibras;
- aquecimento do óleo térmico utilizado para aquecer a prensa de MDF.

Porém, a queima da biomassa é incompleta, gerando cinzas, que ficam suspensas no ar, sendo captadas por multiciclones posicionados junto aos fornos de combustão. Além disso, as cinzas consistem em um problema ambiental, pois apresentam algumas substâncias em quantidade acima da permitida, segundo a NBR 10004:2004, sendo classificadas como resíduo Classe II A– não inerte.

O reaproveitamento das cinzas resultantes da queima da casca de *Pinus* pode trazer benefícios para o meio ambiente e para a indústria, pois a destinação das cinzas para aterros industriais é dispendiosa. As cinzas apresentam granulometria fina, sendo classificadas como fíler (material de enchimento) em caso de utilização em projetos de pavimentação asfáltica.

3. FÍLER EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Por definição, fíler é um material mineral inerte em relação aos demais componentes da mistura asfáltica, finamente dividido, passando pelo menos 65% na peneira de 0,075mm de abertura de malha quadrada (DNER – EM 367/97). Santana (1995) define fíler de uma maneira mais geral: material finamente dividido, que se incorpora à mistura asfáltica, constituído de partículas minerais provenientes dos agregados graúdos e/ou miúdos

empregados na mistura asfáltica, ou de outras fontes, como, por exemplo, pó calcário, cal hidratada e cimento Portland.

Santana (1995) também discute dois pontos de vista da influência do tipo de fíler sobre o ligante asfáltico: mástique com fíler total (segundo Ruiz) e mástique com fíler ativo (segundo Puzinauskas). Segundo o ponto de vista de Ruiz, em um mástique bem dosado, todas as partículas do fíler ficam em suspensão no asfalto, e suas partículas não se tocam, formando um mástique homogêneo. Sob o ponto de vista de Puzinauskas, uma parte do fíler ainda se comporta como um agregado muito fino, e suas partículas se tocam, formando um esqueleto mineral, enquanto a outra parte fica em suspensão, formando um mástique.

Craus *et al.* (1978) consideram duas formas de atuação do fíler em misturas asfálticas densas:

- As partículas maiores constituem parte do agregado mineral e preenchem os vazios e interstícios dos agregados graúdos, promovendo o contato pontual entre as partículas maiores e dando maior resistência às misturas;
- As partículas menores se misturam com o ligante asfáltico, aumentando sua consistência, cimentando as partículas maiores e constituindo o que alguns autores chamam de mástique.

A AASHTO (1991) mostra que um fíler ultrafino, com porcentagem significativa de material menor que 20 μ m e até com alguma porção menor que 5 μ m, pode ser incorporado pelo ligante asfáltico e envolver as partículas de agregados, mas, se a maior parte do fíler mineral for relativamente grossa, este vai cumprir a função de encher os vazios do esqueleto mineral e alterar o teor ótimo de ligante asfáltico.

De modo a evitar os danos causados pelo excesso ou pela ausência de fíler, McGennis *et al.* (1994) estipularam, para as especificações Superpave de dosagem de misturas asfálticas, a razão, em peso, entre o fíler e ligante asfáltico (*dust proportion*), que deve estar entre 0,6 e 1,8 para todo tipo de mistura.

As propriedades físicas e químicas de cada fíler têm efeito direto nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas, e a alteração que cada fíler provoca ocorre por meio de mudanças nas propriedades químicas e físi-

cas do ligante, que depende do tipo de fíler (gradação, forma dos grãos etc.), natureza do fíler e sua concentração na mistura (KAVUSSI e HICKS, 1997).

4. MATERIAIS

4.1 Ligante asfáltico

Foi utilizado na pesquisa um CAP 50/70, cujas propriedades, obtidas de ensaios de laboratório realizados na própria refinaria (REPAV), são apresentadas na Tabela 1.

4.2 Agregado

Foi utilizado um agregado basáltico, proveniente da pedreira Bandeirantes, localizada na cidade de São Carlos-SP. Os resultados dos ensaios de caracterização estão na Tabela 2. A granulometria, determinada por meio de peneiras recomendadas pelo método Superpave, encontra-se na Figura 1.

4.3 Cinzas-resíduo

As cinzas utilizadas, resultantes da queima da casca de *Pinus* em algumas etapas da fabricação de MDF

Tabela 1 – Caracterização do ligante asfáltico CAP 50/70.

Característica	Resultado	Especificação
Penetração	6,2mm	5,0 a 7,0
Ponto de Amolecimento	47,5°C	46 mín.
Viscosidade Brookfield – 135°C	336 cP	274 mín.
Viscosidade Brookfield – 150°C	168 cP	112 mín.
Viscosidade Brookfield – 177°C	62 cP	57 a 285
RTFOT Penetração Retida	56%	55 mín.
RTFOT Aumento do Ponto de Amolecimento	4,3°C	8 máx.
RTFOT Ductilidade a 25°C	> 150cm	20 mín.
RTFOT Variação em Massa	0,270%	0,5 máx.
Solubilidade no Tricloroetileno	100% em massa	99,5 mín.
Ductilidade a 25°C	> 150cm	60 mín.
Ponto de Fulgor	298°C	235 mín.
Índice de Suscetibilidade Térmica	-1,3	-1,5 a 0,7
Densidade	1,013	–

Tabela 2 – Características físicas dos agregados

Ensaio	Pedra 1	Pedrisco	Pó	Fíler Mineral
Massa específica real (g/cm ³)	2,965	2,976	3,068	2,853
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,828	2,810	2,844	–
Absorção (%)	1,635	1,986	2,570	–

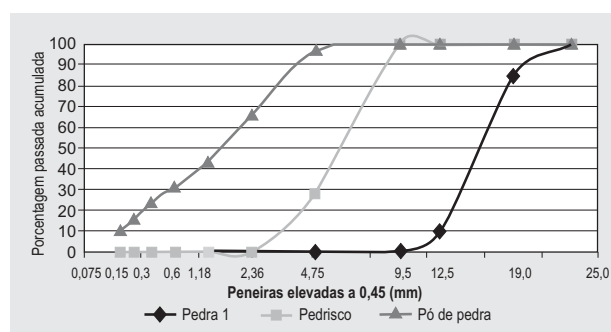


Figura 1 – Granulometria dos Agregados – representação de acordo com a Especificação Superpave

(Medium Density Fiberboard), apresentam granulometria fina, sendo classificadas como filer para emprego em misturas asfálticas. Foi utilizado um resíduo proveniente da empresa Duratex, Unidade Agudos-SP, Divisão de Madeiras, recolhido de depósito localizado no pátio da fábrica.

O material foi utilizado após secagem em estufa, até constância de massa, para a realização dos ensaios de caracterização e das misturas asfálticas. Primeiramente, foi realizado o ensaio de determinação da massa específica, de acordo com a norma DNER-ME 085/94, mas o material flutuou no líquido, o que-rosene, que tem densidade média de 0,8. Foi realizada nova tentativa, com outro líquido de baixa densidade, o álcool, mas o resíduo também flutuou.

Decidiu-se, então, realizar o ensaio de picnometria de gás hélio, geralmente não executado em laboratórios de estradas e de pavimentação. Foi seguida a norma ISO 1183-3 – “Plastics – Methods for determining the density of non-cellular plastics – Part 3: Gas pycnometer method”, e o ensaio foi realizado no laboratório do Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais (CCDM), da Universidade Federal de São Carlos. A Tabela 3 apresenta os valores de cinco medidas e da média da densidade real do resíduo-cinzas.

Tabela 3 – Valores de densidade real do resíduo – cinzas

Medidas					Média
1	2	3	4	5	
2,463	2,343	2,286	2,264	2,256	2,322 ± 0,086

5. MÉTODO

5.1 Curvas granulométricas das misturas asfálticas

Foram compostas curvas granulométricas de acordo com a especificação Superpave, ou seja, respeitando-se os pontos de controle e passando-se acima da zona de restrição. As misturas foram realizadas para quantidades de filer, ou seja, conforme considerado neste trabalho,

Tabela 4 – Curvas granulométricas acima da zona de restrição (3,5 e 6,0% de filer)

Abertura peneiras (mm)	Porcentagem que passa (com 3,5% de filer)	Porcentagem que passa (com 6,0% de filer)
25	100	100
19	95	95
12,5	85	85
9,5	75	75
4,75	55	55
2,36	40	40
1,18	30	30
0,6	21	21
0,3	16	16
0,15	10	10
0,075	3,5	6,0

para teores de material totalmente passante na peneira de abertura 0,075mm de 3,5 e 6,0% (Tabela 4).

5.2 Ensaios exploratórios

Na etapa inicial, em que se procurou substituir o filer mineral pelo resíduo, para a determinação do teor ótimo de ligante, encontrou-se dificuldade na adoção do valor da massa específica do resíduo, pois a massa específica determinada pela picnometria de gás hélio foi muito superior à aparente, cuja determinação não foi possível com os fluidos usuais (água, querosene e álcool).

Inicialmente, foram feitas misturas com o resíduo empregando-se, para substituição em volume, o valor de massa específica real (2,322). Porém, calculando-se a massa específica do resíduo após a determinação da Densidade Máxima Teórica pelo Método Rice, foi obtido um valor em torno de 0,8. Fez-se, então, a substituição do filer mineral pelo resíduo considerando-se um valor aproximado para a massa específica aparente do resíduo, admitindo-se relação de massas específicas de 1:3 (filer mineral: cinzas) para a substituição em volume. Os teores ótimos de ligante asfáltico assim obtidos foram de 6,2 e 6,3%, respectivamente para quantidades de resíduo de 3,5 e 6,0%.

5.3 Dosagem Marshall das misturas asfálticas

Nas dosagens das misturas asfálticas, realizadas pelo Método Marshall, foi considerado como teor ótimo de

ligante asfáltico aquele correspondente a um volume de vazios de 4%. Os resultados das médias dos parâmetros da dosagem Marshall estão apresentados nas Tabelas 5 e 6, respectivamente para os teores de filer mineral de 3,5% e 6,0%. Deve-se destacar que os teores ótimos de ligante asfáltico foram de 5,85% e 5,0%, respectivamente para os teores de filer mineral de 3,5% e 6,0%.

5.4 Análise mecânica

Para a avaliação do comportamento das misturas em relação à vida de fadiga, foi realizada análise mecânica com quatro estruturas de pavimento, cujas propriedades mecânicas são apresentadas na Tabela 7. Deve-se destacar que as estruturas 1 e 2 apresentam maiores espessuras das camadas de base e sub-base e maiores valores de módulo de resiliência das camadas de base e sub-base e do subleito, em relação às estruturas 3 e 4. Os módulos das camadas de revestimento asfáltico foram obtidos em ensaios laboratoriais.

As respostas estruturais (tensões, deformações e deslocamentos) foram calculadas com o programa computacional ELSYM5 (*Elastic Layered System 5*), sendo que, para cálculo do número de solicitações admissíveis, a partir das curvas de fadiga, foram determinadas as diferenças de tensões na fibra inferior da camada do revestimento asfáltico. Quanto ao carregamento, foram simuladas ro-

das duplas em um eixo simples, distantes, de centro a centro, 33,3cm, com pressão de enchimento de pneus de 563 MPa e com carga por eixo de 80 KN. Os pontos de análise das tensões foram sob o centro de uma das superfícies de carregamento e entre as rodas.

6. RESULTADOS

6.1 Estabilidade e Fluência Marshall

Na Tabela 8, estão apresentados os valores médios, referentes a três determinações de Estabilidade e Fluência Marshall. Pode-se perceber que as misturas contendo 6,0% de filer mineral apresentaram os maiores valores de estabilidade e de fluência e que as misturas com resíduo, resultados praticamente iguais para diferentes quantidades do material.

6.2 Resistência à Tração e Módulo de Resiliência

Na Tabela 9, estão apresentados os valores médios, referentes a três determinações, de Resistência à Tração e de Módulo de Resiliência por compressão diametral. Pode-se perceber que a mistura com 3,5% de filer mineral apresenta o maior valor de resistência à tração e que as misturas com resíduo proporcionam valores de resistência à tração inferiores aos das misturas com filer

Tabela 5 – Dosagem Marshall para teor de filer de 3,5%

%CAP	Dap	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade(N)	Fluência (mm)
4,0	2,456	7,839	17,5	55,3	11800	2,2
4,5	2,444	7,464	18,3	59,3	10525	2,3
5,0	2,448	6,509	18,6	65,0	10875	2,7
5,5	2,464	5,194	18,6	72,0	10057	2,2
6,0	2,494	3,406	18,2	81,3	10585	2,9

Tabela 6 – Dosagem Marshall para teor de filer de 6,0%

%CAP	Dap	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade(N)	Fluência (mm)
4,0	2,462	7,427	17,2	56,7	12155	2,5
4,5	2,478	6,014	17,0	64,8	13075	2,8
5,0	2,513	4,013	16,4	75,6	13050	3,3
5,5	2,521	3,013	16,7	82,0	13300	2,5
6,0	2,525	2,330	17,3	86,5	10925	2,7

Tabela 7 – Características das camadas das quatro estruturas utilizadas na análise mecânica

	ESTRUTURA 1		
	Espessura (cm)	Coefficiente Poisson	Módulo de Resiliência (MPa)
Capa	5	0,35	variável
Base	25	0,40	350
Sub-base	30	0,40	200
Subleito	semi-infinito	0,45	50
	ESTRUTURA 2		
	Espessura (cm)	Coefficiente Poisson	Módulo de Resiliência (MPa)
Capa	10	0,35	variável
Base	25	0,40	350
Sub-base	30	0,40	200
Subleito	semi-infinito	0,45	50
	ESTRUTURA 3		
	Espessura (cm)	Coefficiente Poisson	Módulo de Resiliência (MPa)
Capa	5	0,35	variável
Base	15	0,40	250
Sub-base	20	0,40	100
Subleito	semi-infinito	0,45	35
	ESTRUTURA 4		
	Espessura (cm)	Coefficiente Poisson	Módulo de Resiliência (MPa)
Capa	10	0,35	variável
Base	15	0,40	250
Sub-base	20	0,40	100
Subleito	semi-infinito	0,45	35

Tabela 8 – Valores médios de Estabilidade e Fluência Marshall

Quantidade de Fíler (%)	Estabilidade (N)		Fluência (mm)	
	Fíler Mineral	Resíduo	Fíler Mineral	Resíduo
3,5	10430	8590	2,69	2,34
6,0	13050	8650	3,33	2,47

Tabela 9 – Valores médios de Resistência à Tração e Módulo de Resiliência

Teor de Fíler (%)	Resistência à Tração (MPa)		Módulo de Resiliência (MPa)	
	Fíler Mineral	Resíduo	Fíler Mineral	Resíduo
3,5	1,74	1,45	7273	6280
6,0	1,58	1,48	8022	6815

mineral, embora, no caso das misturas com resíduo, não haja diferença na função do teor.

Quanto ao módulo de resiliência, os valores são maiores para as misturas com fíler mineral do que para as misturas com resíduo e, também, são maiores para as misturas com maior teor de material passado na peneira nº 200.

6.3 Dano por umidade induzida

Para avaliação do dano por umidade induzida determinou-se a resistência à tração retida (RTR), que é a razão entre a resistência à tração após o condicionamento (RTC) e a resistência à tração antes do condicionamento (RT). O valor mínimo de resistência à tração retida é de 80%, de acordo com a AASHTO T-283, que foi a norma seguida para o condicionamento dos corpos de prova. Os resultados dos ensaios para avaliação do dano por umidade induzida estão na Figura 2. Apenas a mistura contendo 6,0% de fíler mineral exibiu valores de RTR superior ao exigido (80%), enquanto as misturas contendo o resíduo apresentaram-se mais suscetíveis aos danos por umidade induzida.

6.4 Vida de fadiga

Foram realizados ensaios de fadiga sob tensão controlada, com valores de carga correspondentes a 10, 20, 30 e 40% da resistência à tração. Os modelos de

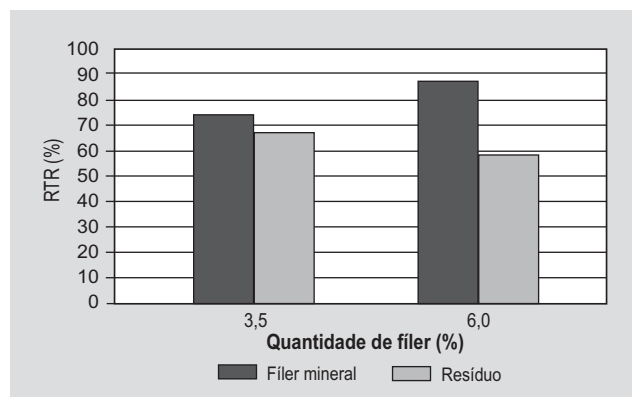


Figura 2 – Valores de resistência à tração retida (RTR) das misturas asfálticas

vida de fadiga, obtidos para as misturas analisadas, são apresentados na Tabela 10.

Deve-se destacar que as curvas de fadiga são determinadas pelas Equações 1 e 2:

$$N_T = k_1 \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{k_2} \quad (1)$$

$$N_D = k_3 \times \left(\frac{1}{\epsilon_r} \right)^{k_4} \quad (2)$$

em que:

N_T : número de aplicações de carga até a ruptura do corpo de prova, em função da diferença de tensões;

N_D : número de aplicações de carga até a ruptura do corpo de prova, em função da deformação resiliente;

Tabela 10 – Modelos de vida de fadiga em função da diferença de tensões e da deformação resiliente

Mistura	MODELO	
	Função da diferença de tensões	Função da deformação resiliente
3,5% Fíler Mineral	$N = 4087,1 \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{3,2957}$	$N = 4 \times 10^{-12} \times \left(\frac{1}{\epsilon_r} \right)^{3,3798}$
6,0% Fíler Mineral	$N = 7139 \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{3,527}$	$N = 3 \times 10^{-11} \times \left(\frac{1}{\epsilon_r} \right)^{3,1729}$
3,5% Resíduo	$N = 2814,3 \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{2,5928}$	$N = 5 \times 10^{-9} \times \left(\frac{1}{\epsilon_r} \right)^{2,6723}$
6,0% Resíduo	$N = 2374,4 \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{2,8568}$	$N = 2 \times 10^{-9} \times \left(\frac{1}{\epsilon_r} \right)^{2,7021}$

$\Delta\sigma$: diferença de tensões no centro do corpo de prova (MPa);
 ϵ_r : deformação resiliente;
 k_1, k_2, k_3, k_4 : parâmetros determinados por análise de regressão dos resultados dos ensaios de vida de fadiga.

6.5 Análise mecânica

Para a avaliação estrutural, foram calculadas as respostas estruturais, em cada uma das quatro estruturas, considerando-se as propriedades (módulo de resiliência e vida de fadiga) de cada uma das quatro misturas asfálticas analisadas. Com as diferenças de tensões calculadas com os resultados obtidos com o programa computacional ELSYM5, foram determinados os parâmetros k_1 e k_2 e, principalmente, o número de ciclos correspondente à vida de fadiga do material (Tabelas 11 a 14).

Em todas as estruturas analisadas, as maiores vidas de fadiga foram obtidas com as misturas contendo 3,5% de resíduo (estruturas 3 e 4, menores espessuras e rigidez) e 6,0% de filer mineral (estruturas 1 e 2, maiores espessuras e rigidez). Para todas as estruturas, a mistura asfáltica que teve o pior resultado, ou seja, menor vida de fadiga, foi a mistura com 6,0% de resíduo.

7. CONCLUSÕES

Os resultados do ensaio de resistência à tração das misturas contendo as cinzas indicam que a utilização do

resíduo não compromete o comportamento de uma mistura asfáltica, pois, apesar dos resultados terem sido inferiores aos obtidos pelas misturas contendo filer mineral, mantiveram-se acima dos recomendados por normas de organismos rodoviários.

Quanto à avaliação das misturas em termos de vida de fadiga, as análises mecânicas realizadas indicam que é possível a utilização do resíduo estudado neste trabalho em misturas asfálticas, particularmente em estruturas de pavimento com camadas menos espessas e com materiais com valores de módulo de resiliência mais baixos, pois nessas condições a mistura com 3,5% de resíduos foi a que apresentou melhor comportamento, superando, inclusive, a mistura com 6,0% de filer mineral.

Para todos os ensaios realizados, o comportamento das misturas contendo o resíduo foi inferior ao das misturas com filer mineral. Porém, os valores de resistência à tração e módulo de resiliência mantiveram-se acima dos exigidos por norma, e, apenas no ensaio de dano por umidade induzida, as misturas com resíduo apresentaram resultados abaixo do recomendado.

Portanto, os resultados apresentados e discutidos neste trabalho não inviabilizam o uso das cinzas-resíduo como agregado fino de misturas asfálticas densas, mas indicam a necessidade de estudos adicionais antes de sua utilização em escala industrial.

Tabela 11 – Vida de fadiga das diferentes misturas para a estrutura 1

Mistura	$\Delta\sigma$ (MPa)	k_1	k_2	N
3,5% resíduo	1,463	2814,3	2,593	1049
6,0% resíduo	1,521	2374,4	2,857	717
3,5% filer mineral	1,563	4087,1	3,296	938
6,0% filer mineral	1,640	7139,0	3,527	1247

Tabela 13 – Vida de fadiga das diferentes misturas para a estrutura 3

Mistura	$\Delta\sigma$ (MPa)	k_1	k_2	N
3,5% resíduo	1,736	2814,3	2,593	673
6,0% resíduo	1,846	2374,4	2,857	412
3,5% filer mineral	1,964	4087,1	3,296	442
6,0% filer mineral	2,132	7139,0	3,527	494

Tabela 12 – Vida de fadiga das diferentes misturas para a estrutura 2

Mistura	$\Delta\sigma$ (MPa)	k_1	k_2	N
3,5% resíduo	1,196	2814,3	2,593	1769
6,0% resíduo	1,252	2374,4	2,857	1249
3,5% filer mineral	1,300	4087,1	3,296	1721
6,0% filer mineral	1,375	7139,0	3,527	2322

Tabela 14 – Vida de fadiga das diferentes misturas para a estrutura 4

Mistura	$\Delta\sigma$ (MPa)	k_1	k_2	N
3,5% resíduo	1,723	2814,3	2,593	687
6,0% resíduo	1,799	2374,4	2,857	443
3,5% filer mineral	1,867	4087,1	3,296	523
6,0% filer mineral	1,963	7139,0	3,527	662

REFERÊNCIAS

- AASHTO (1991). *Handbook of hot-mix asphalt paving*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- BARDINI, V.S.S. (2008). *Estudo de Viabilidade Técnica da Utilização de Cinzas da Queima da Casca de Pinus em Obras de Pavimentação Asfáltica*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 162p. São Carlos.
- CRAUS, J.; ISHIAI I.; SIDES A. (1978). *Guidelines for use of dust in hot-mix asphalt concrete mixtures*. Proceedings of Asphalt Association of Paving Technologists. v. 56, pp. 492-516.
- DNER-EM 367/97 (1997). *Material de Enchimento para Misturas Betuminosas*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.
- DNER-ME 085/94 (1994) *Material finamente pulverizado – determinação da massa específica real*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.
- KAVUSSI, A.; Hicks, R.G. (1997) *Properties of bituminous mixtures containing different fillers*. Proceedings of Asphalt Association of Paving Technologists.
- McGennis, R.B.; Anderson, T.M.; Kennedy, T.W.; Solaimanian, M. (1994). *Background of Superpave asphalt mixture design and analysis*. Asphalt Institute Report FHWA-SA-95-003.
- MALONEY, T.M. (1989). *Modern Particleboard & Dry-Process Fiberboard Manufacturing*. San Francisco: Miller Freeman. 672p.
- SANTANA, H. (1995). *Considerações sobre os Nebulosos Conceitos e Definições de Filer em Misturas Asfálticas*. 29ª Reunião Anual de Pavimentação, Cuiabá. Associação Brasileira de Pavimentação.

.....

Cartas dos leitores

A Seção de Cartas destina-se a colher opiniões dos leitores sobre as matérias veiculadas na Revista, bem como críticas, elogios e manifestações de assuntos inerentes ao objeto da publicação. A Coordenação da Revista reserva-se, no entanto, o direito de publicar o conteúdo das cartas no todo ou em parte, bem como fazer uma seleção das mesmas devido às limitações de espaço.

e-mail: redacao@revistapavimentacao.org.br



Senhores Diretores

Já tendo merecido da ABPv, anos atrás, a emocionante homenagem de Engenheiro do Ano, durante a 22ª Reunião de Pavimentação, em Alagoas, receber agora a placa “Homenagem Eng^o Mario Kabalem Restom” é uma honra imensurável. Concedidas ambas as distinções a um só engenheiro em cada ano, entre tantos nomes ilustres do setor, a honraria me deixa não só reconhecido à ABPv, mas indescritivelmente emocionado. Honrado, por ter sido reconhecido pelo que pude realizar, com esforço, dedicação, estudos, entusiasmo, no âmbito das atividades da ABPv, e por entidade que pode com plena autoridade declarar esse reconhecimento – a mais importante entidade brasileira em pavimentação. Emocionado, porque me sinto vinculado à Associação desde os primórdios de suas atividades e esforços permanentes pelo constante desenvolvimento do setor de estradas, logradouros públicos e aeroportos. A ABPv tem como política apontar seus homenageados sob rigorosos critérios de mérito e proficiência em mais de uma área, incluindo a do ensino e da publicação de obras especializadas. Isso me deixa por demais grato e envaidecido.

Daí externar publicamente a minha gratidão a todos os que se manifestaram pelo outorga que me faz a ABPv da *Homenagem ao Mário*, amigo e colega que me distinguiu sempre com a mais elevada consideração, e até com convites para diferentes missões técnicas, e a quem tanto ficou devendo o País, em setor da maior importância para o seu desenvolvimento econômico.

Esta é uma noite imemorável: revi amigos rodoviários de cujo companheirismo e ideais desfrutei e participei longamente, recebi deles abraços fraternais e elogios pelo que a Associação Brasileira de Pavimentação me conferiu. É uma noite feliz! Registro com satisfação e sinceridade o meu muito obrigado ao Presidente Eng. Eduardo Alberto Ricci e a todos os dirigentes e coordenadores da nossa Associação.

Daltro Barbosa Leite – Belo Horizonte, MG

Revisão crítica dos conceitos e reminiscências sobre o módulo de reação do subleito em pavimentos de concreto

José Tadeu Balbo

Professor da Universidade de São Paulo
jotbalbo@usp.br

RESUMO

A determinação do valor do módulo de reação do subleito em fases de projeto de pavimentos de concreto (placas) sempre levanta preocupações por se tratar de parâmetro obtido por meio de ensaio de difícil realização em termos de prazos e custos. Mormente, durante décadas utilizaram-se como forma de sua determinação correlações com outros parâmetros afetos aos solos, que apresentam dispersão razoável, a ponto de gerar graves questionamentos sobre sua validade e não refletir a melhor maneira de solucionar a questão de interação estrutural entre as camadas dos pavimentos. Há também de se considerar que, de modo equivocado, essas correlações induziram muitos engenheiros associar uma resposta elástica a questões de deformações plásticas. O parâmetro k , como é conheci-

do, ainda não se trata de um valor homogêneo sob toda a área da placa, bem como apresenta paradoxalmente uma influência negativa no desempenho do sistema placa + subleito dependendo do tipo de carga que causa momentos fletores nas placas. Todos esses aspectos são discutidos, e uma abordagem experimental recente permite concluir, sem ressalvas, que o módulo de reação do subleito não se trata de uma propriedade dos solos de fundação ou de sistemas de apoio, mas da estrutura de pavimento como um todo, dependente até mesmo da temperatura na qual se encontra o sistema.

PALAVRAS-CHAVE

Pavimentos de concreto; módulo de reação do subleito; raio de rigidez relativa.

1. Colocação do problema e parâmetros para placas em flexão

A equação geral de equilíbrio de placas medianamente delgadas, formalizada e conhecida por equação de Poisson-Kirchoff, relaciona a função que descreve a linha elástica (ω) ou deformada da placa com as forças aplicadas, conforme se segue:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad [1]$$

Na equação acima, D é chamado de módulo de rigidez em flexão ou simplesmente rigidez da placa em

flexão, sendo dado em função da espessura da placa de concreto (h), do módulo de elasticidade do material (E) e do coeficiente de Poisson (μ), conforme se segue:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \quad [2]$$

O valor de q na equação de equilíbrio [1] representa um escalar que congrega a atuação de forças ativas e reativas aplicadas perpendicularmente à superfície média da placa, à exceção daquelas geradas por empenamento térmico e higroscópico; assim, q pode ser descrito como a soma das ações das forças verticais (q') sobre a placa e das reações verticais sob a placa, nesse

caso, a reação do sistema de apoio, ou do subleito. Essa reação, considerado o modelo do líquido denso de Winkler, é admitida como seguindo a lei de Hooke e determinada por meio do produto do deslocamento vertical (ω) sofrido no ponto pela rigidez de uma mola, representada pela letra k . A equação de equilíbrio [1], nessas circunstâncias, pode ser reescrita na forma:

$$D \left[\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right] = q' - k \cdot \omega \quad [3]$$

Essa equação foi resolvida por Hertz (1884), de modo pioneiro, para o cálculo de deformações verticais sofridas por placas de gelo de dimensões infinitas motivada pela ação de carga pontual atuando no centro da placa, que se apoiava sobre uma camada de líquido muito denso (que seria a água próxima de seu ponto de congelamento). A deflexão no centro da placa de gelo flutuante foi determinada como:

$$\omega(r/\ell) = \frac{P \cdot \ell^2}{k \cdot D} \text{kei}(r/\ell) \quad [4]$$

O modelo de Hertz apresentava um inconveniente importante para sua aplicação prática, pois, embora fosse capaz de prever deslocamentos verticais finitos no domínio da placa, resultava em tensões extremamente elevadas e irrealistas sob a carga, mesmo para pequenas cargas (KHAZANOVICH e TOMPKINS, 2005). Tal limitação seria vencida, passadas cerca de quatro décadas, por Westergaard (1925), quando restabeleceria a modelagem para uma carga distribuída sobre uma área circular com raio de contato real ou equivalente. Observe-se que na equação proposta por Hertz, além da carga pontual P , da rigidez da placa D , da constante de Winkler k para o sistema de apoio e da distância r a partir do ponto de aplicação da carga para a qual se deseja calcular a deflexão (ω), surge o parâmetro ℓ que seria mais tarde alcunhado por “raio de rigidez relativa”, por proposta de Westergaard.

2. O que representa o módulo de reação do subleito: elasticidade ou plastificação?

O Prof. Westergaard definiu k empregando a expressão “módulo de reação do subleito”, que é mundialmente

empregada e consistentemente entendida, embora possam existir outras denominações não tão precisas quanto esta (e às vezes mesmo inconsistentes), como, por exemplo, em Childs (1947), que empregou “módulo de rigidez do subleito”. O valor de k , qualquer que seja das duas expressões acima, é uma medida da rigidez do subleito, ou seja, sua oposição à sua própria deformação, que assim é expressa em unidade de pressão (força dividida por área) dividida por deformação (deflexão). Está-se, portanto, no campo da lei de Hooke e das deformações elásticas ou resilientes. Westergaard foi orientado em seu (segundo) doutorado pelo Prof. Arhur Talbot na Universidade de Illinois, tendo posteriormente se tornado seu genro. É possível que Westergaard tenha se referido à expressão em analogia a outra expressão, “módulo de reação de via” ou “módulo de Talbot”, já empregada na época em estudos e projetos de vias permanentes ferroviárias. O emprego da expressão “coeficiente de recalque”, como por vezes ocorre no Brasil, não é motivada por tradução a partir da língua inglesa do termo *settlement coefficient*, uma vez que se refere de fato a recalque por consolidação, ou seja, deformação plástica de larga escala; esta expressão é bastante conhecida na Mecânica dos Solos e em problemas de fundações, a exemplo de *coeficiente de recalque de Mindlin*, *coeficiente de consolidação de Terzaghi*, *coeficiente de recalque de Biot* etc. Este termo é errôneo, já que a expressão original em inglês é *subgrade reaction modulus*, conforme empregado por Westergaard, sendo amplamente designado também no meio internacional por *k-value*. Em língua inglesa não ocorre nesse caso a confusão entre *settlement* (recalque) e *elastic displacement* (deslocamento elástico). Uma vez que a expressão original diz respeito, conceitualmente, à deformação elástica, recusamos nesse artigo, até mesmo por rigor acadêmico, o emprego da expressão “coeficiente de recalque” conforme mencionada, pois é equivocada.

A Teoria de Placas Isótropas usada, em seus fundamentos, para o cálculo de deformações e momentos em placas de concreto empregadas em pavimentação, sob diversos matizes de diferentes métodos de cálculo, tem por hipótese que as deformações verticais na placa de concreto, associadas a tensões verticais perpendiculares à superfície média da placa, são nulas. De tal sorte que, quando a superfície da placa se dobra em flexão, essa

linha elástica é assim, por se dizer, *imposta*, sobre a superfície da camada inferior, admitindo-se que não existam vazios ou descontinuidades entre o fundo da placa e a camada subjacente, estando ambas em pleno contato. Ora, torna-se imperativo assim reconhecer que: (1) *k depende da deformação sofrida; como a placa apresenta variação na deformação vertical (linha elástica) e o subleito, por hipótese de comportamento monolítico, apresenta idêntica deformada, k naturalmente responderia diferentemente em diferentes pontos da placa;* (2) *a deformação do subleito, em termos de sua superfície deformada, está muito condicionada pela deformação da placa trabalhando em estado plano de tensões, de onde se induz que é provável que k tenha menor significância para a linha de deformação do subleito que a própria deformação da placa para o subleito: a relação entre as rigidezes é muito grande.* Há uma intensa relação entre a superfície deformada da camada subjacente e a linha elástica da placa em flexão, observando as hipóteses que cerceiam as teorias em questão, de tal forma que podemos considerar que a resposta da camada subjacente, em termos de sua linha elástica superficial, não depende de si mesma somente, mas de sua interação com a placa rígida superior. Westergaard reconhece tais limitações de *k* não ser valor constante a partir de estudos teóricos anteriormente realizados por Goldbeck (1919).

3. O que significa o Valor de ℓ ?

Outro aspecto que norteia as deduções de Westergaard é a presença do conceito de “raio de rigidez relativa” do sistema estrutural, ou seja, placa mais sistema de apoio (bases e subleitos), que surge a partir de uma conveniência analítica; da Teoria de Placas, Westergaard tomou a expressão para determinação do momento fletor (M_x ou M_y) em função da linha elástica ou deformação da superfície média da placa (w):

$$M_y = -\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \quad [5]$$

Eliminando-se o efeito da curvatura (deformação) que ocorre na direção *x*, reduzindo o problema a uma dimensão principal, e também se desconsiderando efeitos de deformações causadas por diferenciais térmicos e

higrométricos ao longo da profundidade do concreto, a equação acima pode ser reescrita na forma:

$$M_y = -\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \quad [6]$$

A reação do subleito ($k \cdot \omega$) é a única força externa atuante, sendo o deslocamento negativo e mantido o contato entre a placa e o subleito (WESTERGAARD, 1926). De acordo com a Teoria das Placas, o equilíbrio no elemento de placa requer a condição:

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -k \cdot \omega \quad [7]$$

Pela equação [6] a segunda derivada do momento fletor com relação à direção de interesse (*y*) resulta em:

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) \quad [8]$$

Substituindo-se então [8] em [7] obtêm-se:

$$k \cdot \omega - \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) = 0 \quad [9]$$

Dividindo-se todos os termos da equação [9] por *k* chega-se a:

$$\omega - \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k} \cdot \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) = 0 \quad [10]$$

A solução da equação diferencial [10] para determinação do deslocamento ω na realidade ocorre para a condição na qual o momento fletor na direção considerada se anula. Note que o valor da rigidez da placa (*D*) encontra-se dividido pela rigidez do sistema de apoio (*k*), o que é chamado de “rigidez relativa”, sendo expresso pela quarta potência de unidade de comprimento (*E* é dado em MPa, *h* em metro e *k* em MPa/m, por exemplo). Ao “raio de rigidez relativa” definiu Westergaard como sendo a raiz quarta da relação entre a rigidez da placa e aquela do subleito, conforme a expressão que já aparecera no modelo de Hertz:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad [11]$$

O motivo de ocorrência da raiz quarta na relação era apenas para conveniência das deduções a partir da

equação diferencial de quarta ordem para as placas em flexão. Desta definição infere-se que quanto maior a rigidez da placa e menor o módulo de reação do subleito, maior será o raio de rigidez relativa da placa, portanto, mais distante da carga encontrar-se-á o ponto de inflexão da deformada (inversão do momento fletor). Observe que nos procedimentos dedutivos empregados por Westergaard a noção de uma placa semi-infinita sempre prevaleceu.

O raio de rigidez relativo da placa é destarte um indicador estrutural no qual se relacionam comprimento e espessura de uma placa, sendo possível, por meio desse parâmetro, verificar quais relações entre comprimento e espessura que conduzem a incrementos apreciáveis nas deflexões, aproximando-se de placas finas. Tal limite foi tomado teoricamente (IOANNIDES *et al.*, 1985) como a relação entre o comprimento da placa e seu raio de rigidez relativo (um adimensional), sendo que para um valor de tal relação inferior a cinco a magnitude das tensões de tração na flexão decairia, com acréscimo nas deflexões em contrapartida. Em situações dessa natureza, as tensões de cisalhamento deveriam ser verificadas também, como no caso de placas longas e delgadas (cascas). Na prática dialética e oratória, costuma-se ouvir que a relação entre comprimento e espessura da placa deve estar próxima de 25, não se apresentando, no entanto, justificativas teóricas ou com base na análise de desempenho em pista para se estabelecer tal assertiva, a não ser o fato de que comumente tinha-se espaçamento entre juntas de 5m e espessuras de 0,18 a 0,22m, se conduz a relações entre 22 e 27, o que não é justificativa alguma, pois, para pavimentos de pistas de aeroportos e mesmo pavimentos rodoviários mais espessos (com cerca de 0,30m) encontrados na prática internacional, tal relação cai para 15. Portanto, os 25 soam como um valor a ser buscado dentro de bases econômicas e não consistentemente técnicas.

O raio de rigidez relativa ou "comprimento característico" do pavimento é um parâmetro familiar para os conhecedores de análise estrutural, sendo que Westergaard adotou tal denominação para esse parâmetro por se tratar de uma variável de dimensão linear, bem como por recordá-lo do raio de giração empregado em análises de pilares e colunas (IOANNIDES, 2006). O valor do raio

de rigidez relativa diminui à medida que a espessura da placa também diminui. Isto também ocorreria se pensado em termos de elasticidade: a rigidez da placa depende de ambos os valores, E e h. O módulo de reação do subleito, à proporção que aumenta sua rigidez, faz com que o valor do raio de rigidez relativa diminua, indicativo de inversão do momento em posição mais próxima da carga. Essa influência é mais sentida para valores de k inferiores a 100 MPa/m, ou seja, para condições típicas oferecidas por solos de fundação.

4. As limitações físicas do parâmetro de Winkler (k)

No século XIX, Winkler (1867) publicara artigo no qual propusera um modelo simplificado para o cálculo de esforços de reação de subleitos abaixo de fundações rasas que teria importante impacto nos procedimentos analíticos de cálculo de tensões em placas totalmente apoiadas sobre meio elástico. Seu método de cálculo consistia na simplificação do sistema de apoio (solo) por conjunto de molas de Hooke com constantes elásticas (k) idênticas (formando um colchão de molas), sendo que tais molas trabalhariam independentemente uma das outras dentro do conjunto, ou seja, não haveria transmissão de esforços de cisalhamento entre tais elementos (Figura 1), de tal sorte que a reação em cada mola seria idêntica às

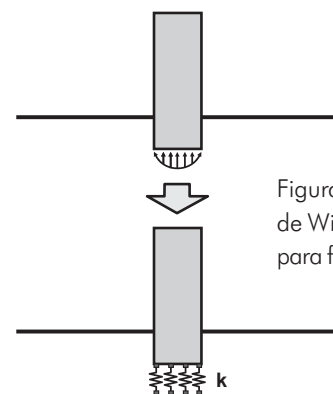


Figura 1 – Modelo de Winkler para fundações.

demaís. Assim, a pressão de reação seria medida pelo produto entre o deslocamento vertical sofrido (em pavimentação, entenda-se por deflexão) e a constante elástica dessas molas. Evidentemente, tal modelo foge bastante da realidade, posto que o comportamento de um solo de

fundação não pode transigir com a questão de esforços de cisalhamento entre suas partes, gerando reações de apoio distintas daquela prevista no modelo de Winkler. Pelos modelos gráficos apresentados na Figura 2, pode ser intuído que, junto às bordas, as reações do subleito seriam maiores, bem como haveria continuidade nos deslocamentos da borda para o entorno da placa (região externa). Para Hall e Darter (1994), o modelo de Winkler retrata apenas um aspecto da reação da fundação, enquanto o modelo de sólido elástico retrataria outras condições, sendo que o comportamento real do solo estaria entre tais extremos.

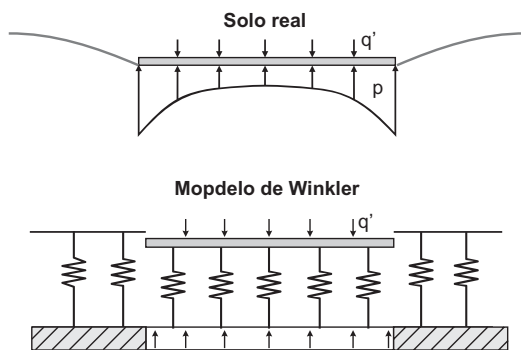


Figura 2 – Diferenças de respostas da fundação entre o modelo de Winkler e o solo real.

O modelo de Pasternak foi apresentado na Rússia em 1954 e durante anos não disponível ao conhecimento da comunidade de engenharia internacional, tratou-se de uma sofisticação avançada em termos de consideração da interação da fundação quanto às reações de cisalhamento na camada de apoio. O autor, segundo Kerr (1994), interpôs uma camada fictícia entre a placa de concreto e o conjunto de molas de Winkler, que pudesse responder diferencialmente pela curvatura da placa de concreto, transmitindo, portanto, diferentes esforços sobre o colchão de molas inferiores (Figura 3). Neste caso, a camada intermediária é parametrizada por seu módulo de deformação transversal ou em cisalhamento (G). Tendo em vista tais elementos, Pasternak propôs a seguinte formulação para a reação do subleito em placas em flexão, em contraposição ao modelo de Winkler (dado pela equação [3]):

$$D \left[\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right] = q' - (k \cdot \omega + G \cdot \nabla^2 \omega) \quad [12]$$

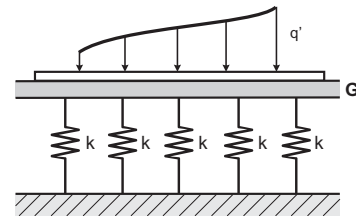


Figura 3 – Modelo de Pasternak para suporte de placas de concreto

Note que, no modelo da equação [12], fica clara que a reação da superfície de apoio à placa é dependente da linha elástica (ω). No modelo de Pasternak, o mais conhecido além do modelo de líquido denso de Winkler, tem-se uma reação complementar proporcional à rotação sofrida pelo sistema de apoio quando uma deformação vertical é imposta. Observe-se também que, quando o valor do módulo em cisalhamento G tende para zero, o modelo de Pasternak recai no modelo de Winkler. Pronk e van den Bol (1998) apresentam situações para as quais a fundação conforme o modelo de Pasternak apresenta resultados mais colimados com resultados práticos, em especial para as condições de contorno nas proximidades de juntas entre placas. Van Cawelaert *et al.* (1994), com base em ensaios com FWD e retroanálises, sugerem que o valor de G seja determinado pela expressão:

$$G = 5000 \cdot e^{\frac{2h}{a}} \cdot k^{\frac{h}{4a}} \quad [13]$$

sendo h a espessura da placa de concreto (mm), a o raio da carga aplicada (mm) e k o módulo de reação do subleito (N/mm^3).

A adoção do modelo do líquido denso, conforme proposta por Hertz e posteriormente por Westergaard, embora de grande facilidade para seus estudos analíticos e mesmo para finalidades de ordem prática na atualidade, leva a distorções na determinação da deformada teórica de superfície, o que pode ser visualizado na Figura 4. Yang (1972) apresentou uma comparação entre soluções obtidas teoricamente, para deflexões na superfície de placas apoiadas sobre meio elástico contínuo, sendo essa fundação tomada como um conjunto de molas elásticas (Winkler) ou como um sólido elástico, revelando a tendência de se obter menores valores de deflexão para o primeiro caso, ou seja, indicativo de soluções de tensões críticas inferiores quando se aplica a

hipótese de Winkler. Na Figura 5, são apresentadas comparações entre bacias de deflexões estimadas a partir de modelo com base na Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas (TSCE), modelo de Westergaard e modelo de Pasternak (VAN CAWELAERT *et al.*, 1994), de onde se conclui que a fundação de Pasternak proporciona, para cargas interiores à placa (no centro), resultados semelhantes à TSCE.

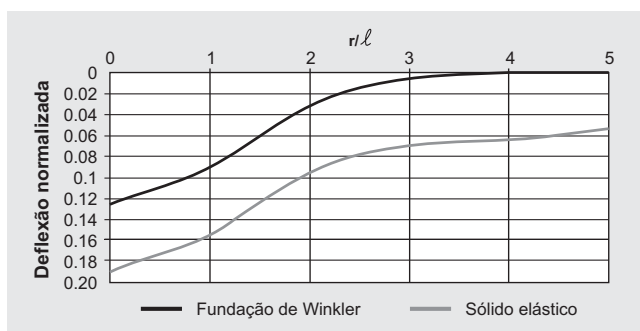


Figura 4 – Deflexões em placas sobre fundação de Winkler ou elástica

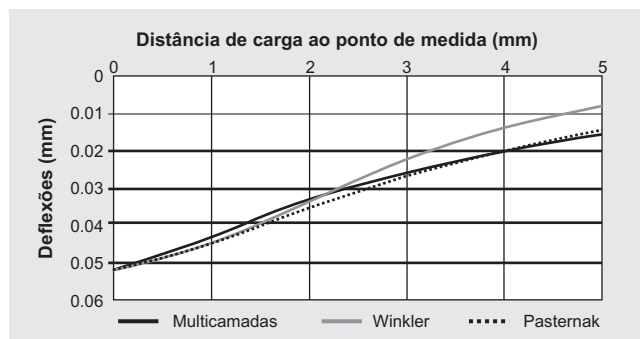


Figura 5 – Deflexões em placas sobre diversos modelos de fundação

Apresentados os conceitos anteriores, não restam dúvidas sobre a incapacidade de o modelo de Winkler, também chamado por modelo do líquido denso, como hipótese de fundação, representar fidedignamente a realidade; é mesmo um mero modelo, apenas. Por outro lado, do ponto de vista de modelagem analítica, é uma hipótese bastante simplificadora, com a qual se deverá conviver em ambientes de projeto, uma vez que a determinação de parâmetros como o módulo em cisalhamento dos solos nos parece algo irreal para os dias atuais em fases de projetos viários.

5. O ensaio de carga sobre placa para determinação de k e suas implicações

O ensaio para determinação do módulo de reação do subleito se consolidou durante os experimentos realizados

na década de 1930 na *Arlington Experimental Farm*, patrocinados pelo *Bureau of Public Roads* (TELLER e SUTHERLAND, 1935). Dentre outros aspectos, a pesquisa tinha por objetivo a verificação (e mesmo calibração empírica) dos modelos propostos por Westergaard (1925) para cômputo de tensões e de deformações, bem como o estudo dos efeitos da reação do subleito (fundação) sobre as deformações nas placas de concreto. Quanto à medida do módulo de reação, os pesquisadores procuravam também entender os efeitos da umidade excessiva e do empenamento nesse parâmetro. Observou-se, com emprego do ensaio de prova de carga sobre placa rígida, que o módulo de reação era muito sensível à dimensão da placa circular empregada durante o teste, com valores estabilizando somente para placas com raio próximo a cerca de 400mm, conforme se observa na Figura 6. Diga-se de passagem, que a partir desses resultados é que foram estabelecidos os padrões para ensaios de carga sobre placas da *American Society for Testing of Materials* (ASTM) e da *American Association of Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

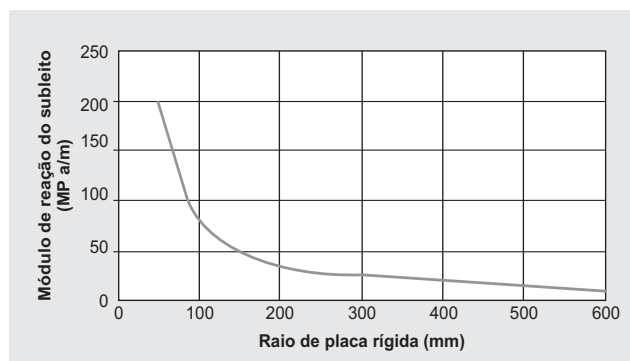


Figura 6 – Sensibilidade do valor k em função da área de aplicação de carga

Segundo os resultados obtidos naquela época, encontrou-se também a necessidade de aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento sobre o solo, uma vez que os mesmos sempre apresentavam parcela de deformação plástica durante o ensaio, tendo em vista que se pretendia estabelecer um valor de resposta estritamente elástica da fundação. Assim, era necessário tal procedimento para se obter um equilíbrio elástico nos registros definitivos dos ensaios (ou seja, acomodação plástica total e final antes das leituras elásticas definitivas). Durante os experimentos se procurou estabelecer padrões específicos

para níveis de carga de modo a se definir os valores de k , como sendo a relação entre a pressão aplicada (carga dividida pela área de placa rígida) e a deflexão medida sobre a superfície da placa rígida, resultando k na unidade pressão/deslocamento. Os deslocamentos máximos medidos durante esses testes eram entre 5 a 7,5mm. Fixado o diâmetro de placa rígida de 760mm para os testes, restava determinar a qual nível de deformação (deslocamento) se deveria calcular o valor de k . Para isso, foram determinados para as placas testadas os valores de k retroanalisados empregando-se as equações de Westergaard. O valor de deslocamento de 1,25mm resultava em valores de k muito próximos àqueles valores retroanalisados, o que foi determinante para a fixação desse padrão de deformação, o que viria inclusive a ter testes confirmatórios realizados pelo U.S. Corps of Engineers (USACE) na década de 1940 (HALL e DARTER, 1994). Se, como já foi mencionado, o próprio Westergaard (1926) e Splanger (1935) já admitiam não existir constância no valor de k sob a placa de concreto, os experimentos de Spangler (1942) não deixam dúvidas quanto à questão na medida em que são aferidos em verdadeira grandeza tais valores, que nunca foram contestados. Aplicando a carga em diversas posições sobre uma placa de concreto real e tendo-se as leituras de pressão e de deformação vertical sofridas (a deformação na superfície da placa, por hipótese da Teoria de Placas, é idêntica à deformação na interface placa/fundação), o valor de k decresceu à medida que a carga se distanciava das extremidades (bordas) da placa. Um dos resultados de Spangler (1942), para referência, foi uma variação no valor de k de 180 MPa/m medido no canto de uma placa para 14 MPa/m medido a uma distância de aproximadamente um metro desse mesmo canto, mantida a mesma carga aplicada. Ora, isso apontou mais tarde para a necessidade de modelos mais elaborados que permitissem a estimativa de tensões no concreto adotando-se diferentes valores de k sob a placa: valores de centro e valores de borda, como a propósito formulou Tia (1986) em seu programa de elementos finitos.

Desta forma, a realidade nos aponta para uma incompatibilidade entre os modelos analíticos de Westergaard, por exemplo, e a resposta mecânica real do conjunto pla-

ca/fundação de apoio, como já discorrido no item anterior. Percebe-se também, a partir de tais resultados, que o valor do módulo de reação do subleito depende de outros fatores e não exclusivamente das características físicas dos sistemas de apoio às placas: dimensão da placa, posição da carga, espessura da placa etc., o que nos coloca em contraponto com os modelos analíticos que empregam um valor de k único como uma grande simplificação do problema. Por outro lado, recorda-se que para os clássicos já se percebia que, teoricamente, o valor de k não influenciava em demasia as tensões na placa de concreto. Portanto, podem-se suportar com segurança as afirmações de Ioannides (1999): *“A fundação de líquido denso de Winkler é um modelo simplificado em relação do mais realista e complexo modelo de fundação de sólido elástico de Boussinesq.”* Ora, é necessário aqui evitar a retórica, o que pode ser feito por meio intuitivo e de modo pragmático. Uma das hipóteses da Teoria de Placas nos diz que: *“As tensões normais, perpendiculares ao plano médio da placa, são desprezíveis em relação às demais tensões (estado plano de tensões), sendo que a superfície média da placa flete sem sofrer deformações; isto implica dizer que as pressões aplicadas nas superfícies (topo e fundo) da placa são pequenas comparadas com outras tensões no sistema.”* Quando se analisam tensões verticais sobre o subleito, por meio da TSCE, comparando-se pavimentos de comportamento flexível com aqueles semirrígidos, observa-se que tais tensões, no caso de pavimentos com bases rígidas, são muito pequenas, mesmo inferiores a 5% das tensões sobre o mesmo subleito quando a base, de mesma espessura, é granular. Isto de fato configura o estado plano de tensões, ou seja, as tensões perpendiculares ao plano médio da placa são desprezíveis em face das tensões horizontais. Considere-se assim que a placa de concreto, nas hipóteses de cálculo, não apresenta deformações específicas verticais que compo-nham uma deformação vertical ao longo de sua espessura. Mas então quem se deforma? O subleito? Bem, essa não é uma resposta exatamente correta. Note que a própria teoria, empregando o valor de k compondo o esforço resistente e de equilíbrio, não permite a determinação das tensões no subleito, pois k não permite isso na análise: apenas equilibra o sistema e, por isso, deve ser escolhido

de modo conveniente. Mas a placa se deforma? Bem, ela se curva, ela flete; e assim, sendo tão rígida em relação à camada de apoio, sua curvatura após flexão é imposta à superfície do solo, que por razões de continuidade apresentará a mesma deformada da superfície da placa, desde que não ocorram vazios. Somente um sistema de apoio muito rígido controlaria as deformações verticais da placa em flexão.

Este modelo mental não é perfeito, mas muito mais próximo da realidade, além do que permite entender na Teoria de Westergaard o porquê da falta de sensibilidade do valor de k sobre as tensões normais que ocorrem na placa de concreto. Também nos permite afirmar sem hipocrisias que, excluídos solos (moles) de fundação sujeitos a recalques, a resistência ao cisalhamento do solo não se trata de um fator restritivo de emprego de placas de concreto em pavimentação como alguns, precipitadamente, poderiam pensar em afirmar. Recorde-se que as pressões impostas sobre o subleito pela condição de deformação das placas são muito pequenas, como mencionado, comparadas a outras condições (pavimento flexível), o que em tese permite, porquanto tão baixas tensões, baixos valores de CBR para os solos de fundação em pavimentos de concreto. Afirmção antagônica seria contrária aos conceitos e princípios mecânicos expostos até aqui.

6. Efeitos de k nas tensões em placas de concreto

Na Figura 7, são apresentadas algumas simulações para as tensões obtidas pelos modelos para cálculo de tensões de Westergaard (1925) para uma mesma carga

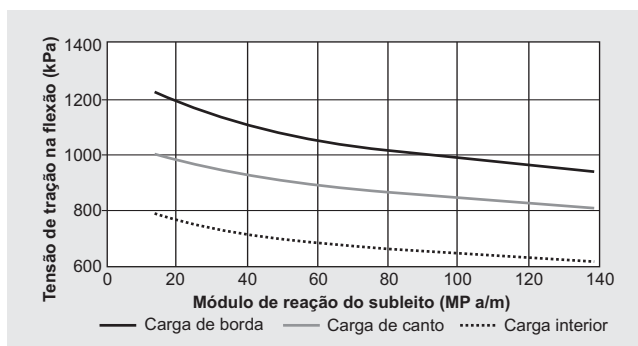


Figura 7 – Variação de tensões com a posição da carga segundo Westergaard (1925)

circular posicionada sobre o interior, a borda e o canto da placa, de onde se infere que a carga de borda seria o caso mais crítico e a carga interior à placa o caso menos crítico; além disso, nota-se a pouca interferência do valor do módulo de reação do subleito (k) nas tensões na faixa entre 55 a 138 MPa/m, em outras palavras, entre um solo pouco deformável elasticamente e bases do tipo cimentada. Mais recentemente, Ioannides *et al.* (1992) inclusive encorajam que seja proscrito o conceito empírico e teoricamente questionável de um “módulo de reação do sistema de apoio corrigido (melhorado)” pela presença de bases cimentadas.

Westergaard (1948) apresentou, duas décadas após sua teoria inicial, novas fórmulas para aplicação ao cálculo de tensões críticas em bordas de placas de concreto, com rigorosa dedução teórica (que mais tarde seriam o fundamento do método de projeto de pavimentos de concreto da *Portland Cement Association* em sua versão de 1966). Na Figura 8, é apresentada a variação da tensão máxima em função da espessura da placa de concreto ($E = 30.000$ MPa; $m = 0,15$; $p = 0,65$ MPa) para carga aplicada sobre área circular na borda da placa. Observa-se de fato pouca influência do módulo de reação do subleito nos resultados (note-se que um valor é o dobro do outro), sendo que inclusive esta diferença tende a ser muito pequena para placas de grande espessura (acima de 300mm), muito comum em portos e aeroportos. Para concluir o tema, é fundamental recordar e ressaltar que o próprio autor das formulações analíticas reconhecia explicitamente várias limitações para o emprego dos modelos que propunha, dentre as quais: (1) não se aplicavam aos subleitos moles, ou com vazios, ou com

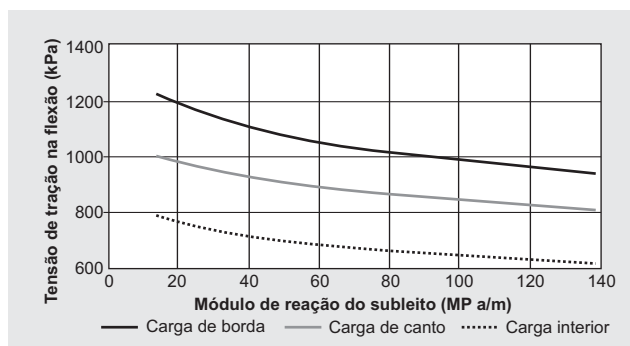


Figura 8 – Influência de k nas tensões segundo modelo de Westergaard (1948)

descontinuidades; (2) não permitiam considerar reações horizontais no subleito; (3) não permitiam considerar os efeitos dinâmicos nos pavimentos, expressos em termos de inércia das placas ou dos subleitos em face dos carregamentos aplicados.

A falta de sensibilidade do parâmetro k foi também descrita a partir do experimento da *AASHTO Road Test* (AASHTO, 1993), cujo modelo empírico-observacional de desempenho de pavimentos de concreto simples denota claramente que o módulo de reação do subleito não se trata do parâmetro preponderante para a degradação dos pavimentos, conforme análise de sensibilidade apresentada na Figura 9. Nela, estão representados os efeitos das três principais variáveis na espessura da placa de concreto. Observa-se que o tráfego de projeto, expresso pelo número de repetições do eixo padrão de 80 kN, bem como a resistência do concreto apresentam efeitos muito mais importantes que variações no valor de k , pois

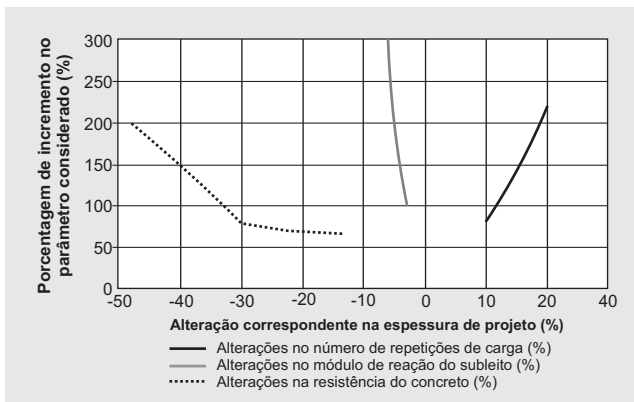


Figura 9 – Efeitos de variações de parâmetros na espessura do pavimento com base no modelo da AASHTO (1993).

a variação (aumento) de 300% no valor do módulo de reação do subleito seria capaz de causar alteração de apenas 8% (redução) na espessura da placa de concreto. Ou seja, o experimento em pista comprovava que k é de pouca relevância para o desempenho da estrutura de pavimento, o que significa pouco influência no estado tensional das placas de concreto. O que parece comandar o desempenho, conforme observado em pista na *AASHTO Road Test*, é a espessura da placa, o número de repetições de carga (processo de fadiga) e a resistência do concreto. Além disso, é relatado que mesmo placas sem carregamentos repetitivos dos caminhões de teste circui-

to ó romperam (HRB, 1962), o que se atribuíra então a feitos meramente térmicos, assunto discutido na sequência.

8. Efeito de k no empenamento térmico da placa de concreto

Westergaard (1926) foi pioneiro no estudo sobre os efeitos de diferenciais térmicos entre topo e fundo de placas de concreto, que geram o empenamento do pavimento. As condições de validade para as deduções apresentadas são cercadas pela hipótese de que a placa encontra-se apoiada, que o gradiente térmico possui distribuição linear ao longo da profundidade, sendo nulo na superfície média da placa. Westergaard ainda expandiu sua modelagem para o cálculo de tensões em proximidades das bordas de placas sujeitas a empenamento térmico, para placas infinitas, conforme modelo a seguir apresentado:

$$\sigma_x = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2(1-\mu)} \cdot \left[1 - \mu \sqrt{2} \cdot \text{sen} \left(\frac{x}{l\sqrt{2}} + \frac{\pi}{4} \right) \cdot e^{-\frac{x}{l\sqrt{2}}} \right] \quad [13]$$

Na equação [13], x é a distância considerada a partir da borda e l o raio de rigidez relativa do pavimento; para x igual a zero, a tensão na borda resultaria nula. Note-se que a tensão de tração na flexão resultante de empenamento é dependente inversamente de l . Embora a modelagem de tensões motivadas por empenamento seja comumente atribuída a Bradbury (1938), é conveniente ressaltar que tal autor simplesmente reescreveu as equações de empenamento propostas por Westergaard sob a forma gráfica, empregando coeficientes (“de Bradbury”) para a solução do modelo de Westergaard (para isso simulou diversas larguras de fatias de placa, espessuras, módulos de reação do subleito). A equação de cálculo de tensões de empenamento, utilizando os coeficientes de Bradbury, é:

$$\sigma_x = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2} \left(\frac{C_1 + \mu \cdot C_2}{1 - \mu^2} \right) \quad [14]$$

onde C_1 e C_2 são os coeficientes adimensionais graficamente representados (Figura 10) e definidos em função do adimensional L/l , sendo L o comprimento da placa na direção desejada. Observe-se que os valores dos coeficientes de Bradbury, C_x e C_y , são crescentes com o aumento da relação L/l até nove unidades, mantendo-se mais

ou menos constantes após isto. Quando k aumenta, o valor de l diminui. Em cascata, a relação L/l também aumenta de valor, e, portanto, C_x e C_y aumentam de valor, e por conseguinte o valor da tensão devida exclusivamente ao empenamento aumenta.

Vimos que, para cargas aplicadas perpendicularmente sobre a placa, Westergaard já demonstrara sua pouca sensibilidade ou responsabilidade pelas tensões normais na placa de concreto. Porém, ainda assim, o in-

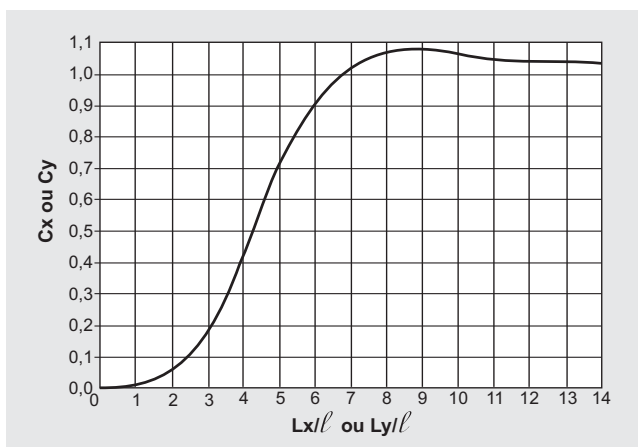


Figura 10 – Valores do coeficiente de tensão C (Fonte: Bradbury, 1938, adaptado por Rodolfo, 2001)

cremento no valor de k diminuiria o valor da tensão causada pela carga aplicada. O que se nota agora é situação oposta: aumenta k , a tensão de empenamento aumenta. Primeiramente, a teoria de empenamento de Westergaard não foi questionada; antes mesmo, é confirmada por modernas técnicas de avaliação numérica por elementos finitos. Também foi diversas vezes verificada experimentalmente. Não há contestações sobre essa teoria, e, pelo contrário, muitos países a empregam em suas diretrizes normativas para projetos de pavimentos de concreto: as tensões de empenamento devidas às cargas ambientais calculadas em complemento às tensões devidas às cargas de veículos, usando exatamente... a teoria de Westergaard! (Holanda, Suécia, Bélgica, Itália, Alemanha, Japão, apenas para mencionar alguns). Segundo, se é necessário o argumento especulativo com base em modelos físicos (reais), em artigo publicado por Darter *et al.* (1994), os autores admitem que o emprego de bases cimentadas sob placas de concreto aumentam a capacidade portante dos pavimentos, no que diz respeito

às cargas dos veículos, e, sendo assim, devem ser tratadas como camadas estruturais que afetam o desempenho do pavimento como um todo. Todavia, explicitam com grande clareza que o aumento da rigidez do apoio da placa de concreto, quando da ação conjunta de cargas e empenamento, pode reduzir o desempenho esperado para o pavimento. Para compensar tal fato e reduzir a tensão de empenamento causada pelo aumento da rigidez do sistema de apoio (base+subleito), é necessário reduzir o espaçamento entre juntas transversais. Além disso, ressaltam que tal definição quanto ao espaçamento é também função do clima da região, o que não permite regras universais e exige... pesquisa!

A razão física para a ocorrência desse incremento da tensão de empenamento devido à presença de uma base cimentada é esclarecida por Hall e Darter (1994): quanto mais rígido o apoio da placa, menos a placa empenada se assenta sobre esse apoio e maior é a área com perda de suporte, o que não só causa maiores tensões de empenamento como também maiores tensões combinadas em virtude das cargas transientes de veículos. Há um desagravante na questão técnica em jogo, em geral pouco conhecida no Brasil: até finais dos anos de 1980, o empenamento não se tratava de assunto embutido nas normas oficiais ou não de projeto nos EUA, as quais geralmente copiamos. E. F. Kelley, chefe da Divisão de Testes do *U. S. Bureau of Public Roads*, publicava há 70 anos (KELLEY, 1939) uma série de resultados de pesquisas que haviam sistematicamente influenciado e desenvolvido o emprego da técnica de pavimentação em concreto. Sobre os efeitos dos diferenciais térmicos nas placas de pavimentos, afirmava: *"Variações no valor do módulo de reação do subleito não possuem influência significativa nas tensões em placas longas. Todavia, para placas curtas os aumentos no valor do módulo de reação do subleito resultam em consideráveis aumentos nas tensões calculadas. ... [] ... O efeito do módulo do subleito nas tensões devidas a temperatura é inverso ao seu efeito nas tensões devidas às cargas de rodas quando valores baixos de módulo (do subleito) fornecem tensões maiores que no caso de valores (de k) elevados."*

Uma das inúmeras comprovações dessa teoria, por caminho teórico diferente, foi apresentada por Nishizawa e Fukuda (1994), que, empregando o Método dos Elementos

Finitos, analisaram uma série de situações de carregamento de placa de concreto, para determinação das tensões em bordas transversais ocasionadas por ações do empenamento térmico. Este estudo teve como motivação a busca de melhorias nos critérios de dimensionamento estrutural de pavimentos empregados no Japão que até então adotavam um método combinando cargas do tráfego com cargas ambientais com os modelos de Westergaard. O estudo contemplou a presença de transferência de cargas nas bordas transversais, coisa que o modelo convencional de Westergaard não permitia considerar (não havia transferência de cargas em juntas no modelo analítico). A simulação do MEF foi levada a termo para 192 combinações de parâmetros, sendo determinadas as tensões críticas em borda transversal para cada caso; posteriormente, por regressão linear múltipla os investigadores determinaram um modelo simplificado para o cálculo dessa tensão de borda devida ao empenamento, que é dado pela equação:

$$\sigma = \frac{\Delta T^{0,65} \cdot B^3 \cdot \sqrt[3]{k}}{2 \cdot h^2} \quad [15]$$

onde ΔT é o diferencial térmico entre topo e fundo de placa, B é o comprimento da placa de concreto, k é o módulo de reação do subleito e h , a espessura da placa. Observe-se que quanto maior a espessura da placa, a tensão de empenamento reduz inversamente conforme o quadrado dessa espessura. Por outro lado, é necessário recordar que quanto maior a espessura da placa, maior o diferencial térmico, sendo assim a variável ΔT dependente de h . Além do comprimento da placa afetar as tensões em questão, razão para o controle estrito desse parâmetro para o caso específico dos pavimentos de concreto simples, observa-se que o aumento no valor do módulo de reação do subleito causa incrementos diretamente proporcionais nas tensões de empenamento. Portanto, valores de k elevados não são obrigatoriamente favoráveis ao bom desempenho de pavimentos de concreto. Isso exige séria avaliação.

9. Qual o sentido de correlações de k com valores de CBR do solo de fundação?

A correlação mais moderna e recentemente aplicada nos EUA é aquela proposta no Guia Suplementar para

Projeto de Pavimentos de Concreto da *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 1998)*, que admite uma faixa de variação do valor de k em função do CBR (*California Bearing Ratio*) do subleito, tendo-se em conta diversos estudos elaborados durante muitos anos em pavimentos rodoviários (*Long Term Pavement Performance – LTPP*), em todo o território dos EUA, o que está representado graficamente na Figura 11. Nessa correlação são propostas faixas de valores de k para um mesmo valor de CBR, sendo assim uma escala mais ampla que aquela originalmente proposta pela PCA, embora em média muito semelhantes. A grande dificuldade conceitual de correlações dessa natureza, embora muito empregadas em projetos de engenharia por décadas, é a incapacidade de o ensaio do CBR prestar informações sobre a capacidade resiliente dos solos, pois, a bem da verdade, tal ensaio mede algo que dentro de determinados limites pode ser considerado resistência ou deformação plástica. Da Figura 11 pode-se extrair que um solo com CBR 10% apresentaria um valor de k entre 20 e 90 MPa/m, ou seja, beirando ao medíocre até um valor bem elevado, o que confirma a dispersão altíssima em tal correlação. Note bem que, em se admitindo o valor de k como o ex-

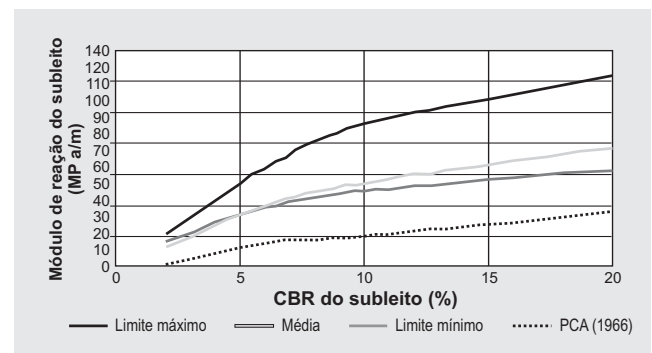


Figura 11 – Correlação entre CBR e k conforme AASHTO (1998)

tremo superior, na hipótese de que ele fosse realmente o limite inferior, ter-se-ia uma placa dimensionada com erro de 10% no cálculo da tensão segundo os modelos de Westergaard discutidos anteriormente. O que é certo nesse tipo de correlação (explicando também a grande dispersão inerente a ela) é que está se admitindo que exista uma relação biunívoca entre k (parâmetro elástico) com CBR (parâmetro de resistência e plastificação), algo conceitualmente difícil de aceitar, além de estar cerceado de empirismos.

10. Como corretamente considerar a contribuição estrutural da base cimentada?

Os métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto desenvolvidos entre os anos 1950 a 1980 eram, na maioria dos casos, omissos quanto à questão dos diferenciais térmicos e também quanto ao fato de que bases cimentadas e bases em concretos compactados eram materiais de elevada rigidez e estariam assim submetidos a esforços de tração na flexão em estado plano de tensões. Desta forma, seguindo-se as receitas de métodos estrangeiros, como aqueles da PCA (1966; 1984), não se consideram os efeitos físicos reais do empenamento térmico e a contribuição estrutural dessas bases cimentadas, tendo em vista as ações do tráfego e do clima. Durante décadas o problema foi equivocadamente cerceado de reducionismo: admitir que a base cimentada aumentasse o valor de k do sistema de apoio, considerando-a como parte integrante do sistema de apoio, respondendo como líquido denso, o que é um contrassenso. Esse erro conceitual deve ser corrigido invertendo-se os papéis: as bases devem ser consideradas como placas (também apresentam fissuras de contração) e dimensionadas à fadiga como as placas de concreto sobre elas; os meios numéricos e analíticos para tanto estão consubstanciados, por exemplo, em Rodolfo e Balbo (2009). As demais camadas granulares e solos, que trabalham também em confinamento e cisalhamento, devem ser exclusivamente tratados, ainda em hipótese simplificadora, como líquido denso, pelo modelo de Winkler (ou modelo melhor, caso possível), sendo, entretanto, uma tarefa ainda complexa definir que valor de k atribuir a esse sistema de apoio, pois, além dos aspectos ao qual esse artigo se dedicou em apresentar o que significa k e sua influência nas placas de concreto, tem-se ainda um efeito a ser considerado: a eficiência de transferência de cargas em juntas.

11. Experimento na pista experimental da USP: k não é uma propriedade do solo!

Colim e Balbo (2009) analisaram diversos parâmetros relacionados aos materiais e às estruturas de pavimentos de concreto simples na pista experimental da USP

(BALBO e SEVERI, 2002), dentre os mesmos, os valores de módulo de reação do subleito para cargas aplicadas no centro e nas juntas das placas de concreto. O estudo empregou o *falling weight deflectometer* (FWD) para os estudos de campo e o programa de elementos finitos ISLAB2005 (KHAZANOVICH *et al.*, 2005) para as retroanálises das bacias de deflexões medidas em campo. Um dos produtos desse estudo foi a verificação das diferenças entre valores de k nas bordas e nos centros de placas (Figura 12) e a comparação entre valores de k de borda entre períodos do dia com diferentes temperaturas no concreto (Figura 13).

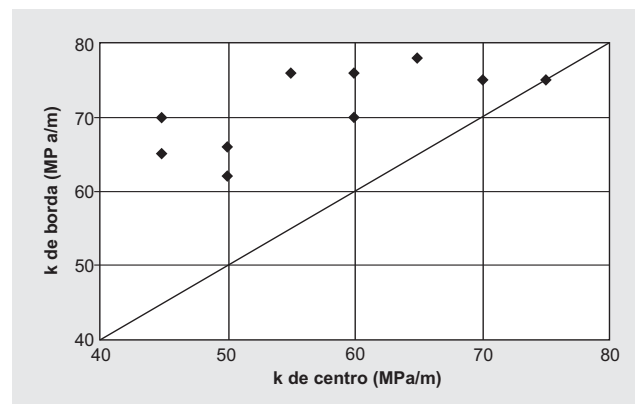


Figura 12 – Valores de k no centro e na borda da placa no mesmo horário (não publicado)

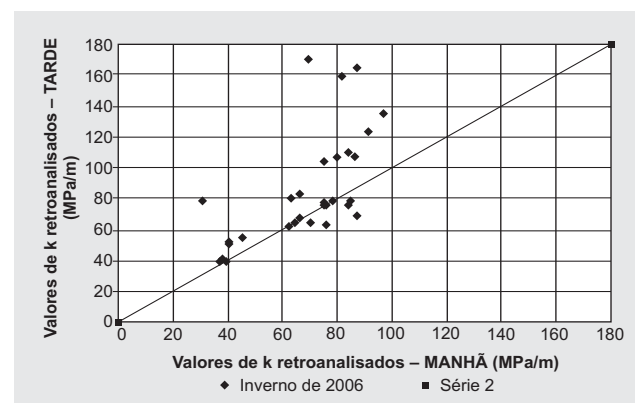


Figura 13 – Valores de k retroanalizados em diferentes horários (não publicado)

O solo de fundação (argila-siltosa avermelhada) da pista experimental é muito homogêneo para as 15 placas de concreto dispostas em uma área de estacionamento de 17m por 17,5m. Não há variação nesse solo de aterro. Na Figura 12, observa-se que todos os valores de k de borda foram superiores aos valores de k de centro de placas, confirmando os resultados de Spangler (1942).

A relação $k_{\text{borda}}/k_{\text{centro}}$ variou entre 1,01 e 1,56, o que mostra a variação do k à medida que a carga se aproxima da junta; esse efeito é causado pela transferência de cargas na junta entre as placas, ou seja, dependente do conjunto dos elementos estruturais formados pela placa de concreto e pelas barras de transferência de carga. Na Figura 13, observa-se que na maioria dos casos analisados houve significativo, quando não expressivo, acréscimo no valor de k_{borda} no período da tarde (próximo das 15h, com temperatura média no concreto próxima de 40°C) em relação ao período da manhã (próximo das 10h30min, com temperatura média no concreto próxima de 28°C). O que explica tal resultado é o fechamento das juntas por causa da expansão térmica do concreto, fazendo com que o intertravamento de agregados seja bem mais intenso nessas juntas. Destarte, conclui-se que o valor do k de borda é também dependente da temperatura do concreto, que varia diariamente e ao longo das estações climáticas. A média da relação entre valores de k_{borda} entre tarde e manhã foi de 1,26 com desvio padrão de 0,43, atingindo o máximo valor individual de 2,55.

Ainda, Colim e Balbo (2009) analisaram os efeitos da variação da carga aplicada com equipamento tipo FWD nas juntas em termos da transferência de carga ocorrida, sendo tais resultados apresentados na Figura 14. As três cargas de FWD, de aproximadamente 47, 74 e 84 kN, foram aplicadas duas vezes em cada uma das 10 juntas

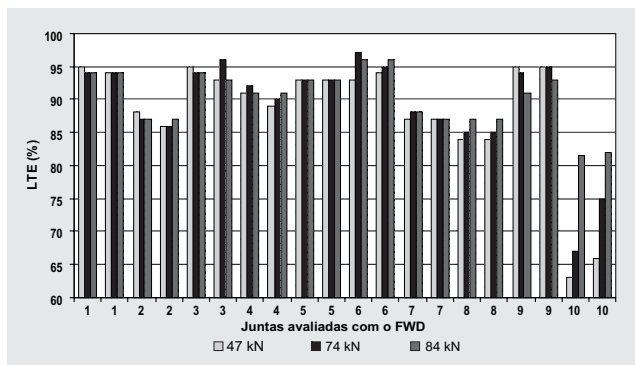


Figura 14 – Valores de transferência de cargas em juntas em função da carga aplicada.

avaliadas, sendo as juntas de 1 a 9 com barras de transferência de carga e a junta 10 sem barras de transferência de carga. Observou-se que a eficiência de transferência de carga (LTE) não se altera na prática para as

juntas com barras, em função do aumento da carga. Já no caso de juntas sem barras, a carga desempenha um papel importante na resposta da junta, aumentando a transferência de carga para as cargas mais elevadas. Outro parâmetro indicador de que o módulo de reação do subleito é dependente também da carga aplicada, como o próprio ensaio original de carga sobre placa permitia concluir.

12. Conclusões

O propósito desse artigo era realizar uma revisão conceitual sobre o parâmetro módulo de reação do subleito empregado inicialmente por Westergaard no desenvolvimento de teorias para pavimentos em concreto, bem como revisar os trabalhos mais importantes publicados em termos de aprofundamento de tal conceito, fosse de forma experimental ou teórica. Por fim, foram apresentados recentes resultados de determinação do valor do módulo de reação do subleito em pista experimental, quando se considerou o efeito das temperaturas atuantes nos pavimentos e a resposta de juntas às cargas aplicadas. Com base nos argumentos apresentados, pode-se afirmar:

- Não houve uso do termo *settlement* (consolidação ou recalque) por Westergaard ou outros estudiosos para descrever o parâmetro elástico designado por módulo de reação do subleito para tratativa da fundação como um modelo de Winkler ou do líquido denso, apoiado na lei de Hooke;
- O módulo de reação do subleito, como modelo de líquido denso, foi uma conveniência inicial para a solução analítica apresentada por Westergaard, não sendo o melhor modelo de representação da resposta dos subleitos às cargas aplicadas sobre os pavimentos de concreto;
- O módulo de reação do subleito, como parâmetro simplificado de cálculo, tem efeitos contrários em função do tipo de carga atuante no pavimento de concreto: se a carga é do tráfego, seu aumento é pouco favorável ao decréscimo de tensões no concreto; se a carga é ambiental, causando empenamento, seu aumento é amplamente desfavorável quanto à redução de tensões na placa de concreto, ou seja, elas aumentam com o aumento do valor de k ;
- O valor de k depende da posição da carga sobre a placa de concreto, podendo resultar bem maior quando

a carga está na borda da placa como resultado da transferência de carga nas juntas;

- O valor de k nas bordas das placas é bastante dependente da temperatura das placas, que quanto maior causam uma melhoria na transmissão de esforços em juntas por intertravamento de agregados; assim, o valor de k varia diariamente e sazonalmente durante a vida de serviço do pavimento de concreto.

- Como k é dependente da eficiência de transferência de carga, o próprio valor do carregamento afeta o resultado de k , que não deveria ser tomado como um valor fixo também sob esse ponto de vista: k é dependente da carga aplicada.

A mais importante conclusão desse estudo é a comprovação de que o módulo de reação do subleito não é

um parâmetro associado exclusivamente aos solos de fundações, mas também à estrutura do pavimento de concreto como um todo, em especial às juntas. Portanto, é um parâmetro cuja determinação não é possível exclusivamente pelo ensaio de carga sobre placa. Além disso, a determinação de k por meio de correlações com tipo de solo ou com a resistência ao cisalhamento dos solos, em geral de grande dispersão, não é capaz de prever o comportamento real e a resposta estrutural dos pavimentos de concreto em placas. Eis aqui uma necessidade de alteração premente dos critérios de projeto, que não consideram tais fatos, levando a soluções bastante reducionistas quanto às espessuras de placa desejáveis, o que afeta certamente o desempenho desses pavimentos sob serviço.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993) *Guide for the design of pavement structures*. Washington, D.C.
- _____. (1998) *Supplement to the AASHTO guide for design of pavement structures – part II – rigid pavement design & rigid pavement joint design*. American Association of Highway and Transportation Officials, ISBN 1-56051-078-1, Washington D.C.
- BALBO, J. T.; SEVERI, A. A. (2002) *Thermal gradients in concrete pavements in a tropical environment: experimental appraisal*. In: Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, n. 1809, pp. 12-22, Washington D.C.
- BRADBURY, R.D. (1938) *Reinforced concrete pavements*. Wire Reinforced Institute, Washington, D.C.
- CHILDS, L.D. (1947) *A study of slab action in concrete pavements under static loads*. Proceedings of the 27th Annual Meeting of the Highway Research Board, pp. 64-84, Washington, D.C.
- COLIM, G.M.; BALBO, J.T. (2009) *Estudo dos fatores que afetam a transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples*. Artigo técnico depositado na Secretaria de Pós-Graduação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (não publicado), São Paulo.
- DARTER, M.L.; HALL, K.T.; CHE-MING, K.; COVARRUBIAS, J.P. (1994) Base and subgrade support effects on concrete pavement performance. Proceedings of the 3rd International Workshop on the Design and Evaluation of Concrete Pavements, pp.279-289, Krumbach.
- GOLDBECK, A.T. (1919) *Thickness of concrete slabs*. Public Roads, vol. 1, nº 12.
- HALL, K.; DARTER, M.I. (1994) *Development of k value concepts and procedures*. Proceedings of the 3rd International Workshop on the Design and Evaluation of Concrete Pavements, CROW, pp. 449-462, Krumbach.
- HALL, K.; DARTER, M.I.; HOERNER, T.E.; KHAZANOVICH, L. (1997) *LTPP data analysis: Phase I: validation of guidelines for k-value selection and concrete pavement performance prediction*. U.S. Department of Transportation, FHWA-RD-96-198, Washington, D.C.
- HERTZ, H. (1884) *Über das gleichgewicht schwimmender elastischer platten*. Widemanns Annalen der Physik und Chemie, vol. 22.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD (1962) *The AASHTO Road Test – report 5 – pavement research*. Highway Research Board, Special Report 61E, Washington D.C.
- IOANNIDES, A.M.; THOMPSON, M.R.; BARENBERG, E.J. (1985) *Westergaard solutions reconsidered*. Transportation Research Record 1043, pp. 13-22, Washington, D.C.
- IOANNIDES, A.M.; KHAZANOVICH, L.; BECQUE, J.L. (1992) *Structural evaluation of base layers in concrete pavement systems*. Transportation Research Record 1370, pp. 20-28, Washington, D.C.
- IOANNIDES, A. M. (1999) *CEE607 – pavement design: supplementary class notes*. University of Cincinnati.
- _____. (2006) *Concrete pavement analysis: the first eighty years*. International Journal of Pavement Engineering, Vol. 7, pp.233-249.
- KELLEY, E.F. (1939) *Application of the results of research to the structural design of concrete pavements*. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 35, pp.437-464, Detroit.
- KERR, A.D. (1994) *The evolution of foundation models and analyses for concrete pavements*. Proceedings of the 3rd International Workshop on the Design and Evaluation of Concrete Pavements, CROW, pp. 61-70, Krumbach.
- KHAZANOVICH, L.; TOMPKINS, D. (2005) *Singularities in concrete pavement analysis*. In: Proceedings on Fractures Mechanics for Concrete Pavements: Theory to Practice. International Society for Concrete Pavements, Copper Mountain,

- KHAZANOVICH, L.; SHATS, E.; YU, T.; RAO, S.; GALASOVA, K.; GOTLIF, A.; MATELLA, J. (2005) ISLAB2005. Applied Research Associates Inc., Champaign.
- NISHIZAWA, T.; FUKUDA, T. (1994) Warping stresses equation of transverse joint edge of concrete slab based on FEM analysis. Proceedings of the 3rd international workshop on the design and evaluation of concrete roads, Krumbach.
- PICKETT, G.; RAY, G.K (1951) *Influence charts for concrete pavements*. Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 116, pp. 49-73.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1966) *Thickness design for concrete pavements*. Portland Cement Association, HB-35, Chicago.
- _____. (1984) *Thickness design for concrete highway and street pavements*. Portland Cement Association, EB 109.01P, Skokie.
- PRONK, Ad. C.; VAN DEN BOL, M. E. (1998) Winkler, Pasternak, Kerr foundations. Notes on boundary conditions. Reprint of paper presented at the BCRS conference, Trondheim.
- RODOLFO, M.P (2001) Dissertação (mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- RODOLFO, M.P.; BALBO, J.T. (2009) "Novo critério de dimensionamento de pavimentos de concreto simples para as cargas ambientais e do tráfego". *Revista Pavimentação*, Associação Brasileira de Pavimentação, n. 13, março, Rio de Janeiro.
- SPANGLER, M.G. (1935) *Stresses in concrete pavement slabs*. Proceedings of the 15th Annual Meeting of the Highway Research Board, pp. 122-146, Washington, D.C.
- _____. (1942) *Stresses in corner region of concrete pavements*. Bulletin 157, Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames.
- TELLER, L.W.; SUTHERLAND, E.C. (1935) *The structural design of concrete pavements*. Public Roads, 23, pp. 167-211, Washington, D.C.
- TIA, M.; WU, C.L.; RUTH, B. E.; BLOOMQUIST, D.; CHOUBANE, B. (1989) *Field Evaluation of Rigid Pavements for the Development of a Rigid Pavement Design System*. PHASE IV. Final Report. Department of Civil Engineering. College of Engineering. University of Florida, Gainesville.
- VAN CAWELAERT, F.; THEWESSEN, B.; PRONK, A.; CALLENS, G.; ONRAEDT, N. (1994) *Investigation by FWD measurements of the value of Pasternak's parameter in a Winkler foundation*. Proceedings of the 3rd International Workshop on the Design and Evaluation of Concrete Pavements, CROW, pp. 71-80, Krumbach.
- YANG, N. C. (1972) *Design of functional pavements*. McGraw-Hill Book Company, New York.
- WESTERGAARD, H.M. (1925) *Computation of stresses in concrete roads*. Proceedings of the Fifth Annual Meeting of the Highway Research Board, v.5, p.90-112, Washington D.C.
- WESTERGAARD, H.M. (1926) *Analysis of stresses in concrete pavements due to variations of temperature*. Proceedings of the 6th Annual Meeting of the Highway Research Board, pp. 201-215, Washington, D.C.
- _____. (1948) *New formulas for stresses in concrete pavements of airfields*. Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 113, pp. 425-439.
- WINKLER, E. (1867) *Die lehre von der elasticitaet und festigkeit*. Prag, Dominicus.



TERCEIRIZAÇÃO

Opção inteligente dentro de novos paradigmas Gerenciais

Com a globalização da economia e o acirramento da concorrência em todos os setores de atividades, os empresários tiveram que adaptar suas estratégias às novas exigências do mercado. Hoje, as empresas precisam ser cada vez mais eficientes e capazes de oferecer a seus clientes produtos e/ou serviços com qualidade e preços competitivos.

A Engenharia Civil não fugiu à regra. Para atender com menores prazos e melhores resultados, empresas atuantes na construção vêm incessantemente buscando a excelência em seus sistemas de controle organizacional e operacional. É na base estrutural desse posicionamento que a TERCEIRIZAÇÃO se tornou uma ferramenta concreta na estrutura administrativa das empresas em todo o mundo, minimizando custos e maximizando resultados.



PROCESSOS DER / MG Parceria ERG Engenharia / CPA 2005 / 2008

PROCESSOS DER / MG Parceria Direção Engenharia / CPA 2005 / 2008

"Nosso Compromisso é com a Qualidade do seu Projeto ou Obra"

Nossas Especialidades

A CPA Engenharia e Tecnologia Ltda. fundada em 1989, prestadora de serviços de engenharia civil, se estruturou nos últimos anos, instalando em prédio próprio (500 m²) seu laboratório de materiais de construção, com pessoal técnico qualificado para atender às necessidades de construtoras, empreiteiras de construção, projetistas, consultorias e órgãos públicos, nas áreas de solos, asfaltos, concretos e materiais.

- Sondagem • Deflecometria Rodoviária • Inventário de Pavimentos
- Projetos: Terraplenagem, Pavimento (Flexível, Rígido, Pisos, CCR)
- Restauração • Implantação Rodoviária • Drenagem • Prova de Carga
- Ensaios de Solos, Asfaltos, Concretos • Contagem de Tráfego
- Controle Tecnológico de Solos, Concreto e Asfalto
- Assessoria Técnica, Acompanhamento, Fiscalização e Supervisão de Obras Rodoviárias, Cíveis e Industriais
- Inspeções e Pareceres Técnicos • Operação de Laboratório em Canteiro-de-Obras.

"Qualidade em Ensaios de Materiais e Controle Tecnológico."



Linha Verde Lote II BH-MG / Segmento: Túnel Lagoinha à MG-010 (2005 / 2009)

CPA Engenharia & Tecnologia Ltda.

Rua Aveiro, 301 São Francisco B. Hte. / MG - CEP: 31255-060 - Telefax (31) 3443-3777
Site: www.cpaengtec.com.br / E-mail: cpaeng@uai.com.br

Avaliação do impacto ambiental prévio: poluição sonora

Elaine Carvalho da Paz

Eng^a Civil/M.Sc. em Construção Civil
pazelaine@hotmail.com

Paulo Henrique Trombetta Zannin

Dr. –Ing.– em Engenharia Mecânica
zannin@demec.ufpr.br

RESUMO

Este artigo apresenta o estudo de impacto ambiental prévio sonoro do trecho urbano sul do Eixo Metropolitano da Rede Integrada de Transportes, na cidade de Curitiba. Para tanto, foram realizadas medições in situ e simulações computacionais para obtenção dos níveis sonoros das situações atual, de implantação de obras e de operacionalização. A análise preliminar foi feita a partir da classificação da poluição sonora formulada para uma área mista de aproximadamente 20km², em função da Lei Municipal Nº 10.625 e da Norma Brasileira de Conforto Acústico NBR-10.151, em termos de percentagem aceitável. Para determinação do impacto ambiental, foi realizada uma avaliação em função de atributos de impacto, ou seja, classificação das características qualitativas da atividade desenvolvida, a partir da observação dos mapas acústicos simulados e das informações obtidas da classificação da poluição sonora local, com elaboração de Matrizes Preliminares de Impacto Ambiental. Após análise, os resultados mostraram que prevalecerá o impacto sonoro negativo neste processo de readequação, caso não sejam adotadas medidas mitigadoras ainda em sua fase de projeto. A funcionalidade estrutural e operacional deste projeto de readequação viária somente será alcançada se este projeto englobar também a sua funcionalidade ambiental e concordância com o novo equadramento legal e normativo a que estará sujeita a nova via. Em adição, são propostas medidas de controle que devem auxiliar na mitigação e/ou compensação do impacto negativo.

ABSTRACT

This article presents the study of environmental impact prior to passage sound urban southern axis Metropolitan Integrated Transport Network, in the city of Curitiba. Thus, measurements were performed in situ and computer simulations to obtain the noise levels of current situations, deployment and operation of works. A preliminary analysis was made from the classification of the noise made for a mixed area of approximately 20 square kilometers, in percentage terms acceptable according to the Municipal Law No. 10,625 and the Brazilian Standard of Acoustic Comfort NBR-10151. To determine the environmental impact an evaluation has been conducted on the basis of attributes of impact, i.e. classification of quality characteristics of the activity developed, from the observation of the simulated noise maps and information obtained from the classification of local noise, with development of Preliminary Environmental Impact Matrices. After analysis, results showed that the negative noise impact will prevail in this process unless mitigating measures are not adopted at the beginning. The structural and operational features of this project will be reached, only if, it also includes the functionality and environmental compliance in agreement with the new law and standards, in which, the new road will be subjected. In addition, control measures are proposed which should assist in mitigation and/or offsetting the negative impact.

PALAVRAS-CHAVE – Ruído de tráfego, impacto ambiental prévio, poluição sonora urbana.

1. INTRODUÇÃO

A poluição sonora é atualmente uma das principais formas de poluição ambiental, sendo responsável por impactos negativos com prejuízos ao meio ambiente e à qualidade de vida da população (BERGLUND *et al.*, 1999; RAMALINGESWARA RAO & SESHAGIRI RAO, 1992; ROBINSON, 1971).

O agente caracterizador da poluição sonora urbana é denominado de ruído urbano ou ruído ambiental (WHO, 2003; ZANNIN *et al.*, 2002a).

O ruído provocado pelo tráfego de veículos, em áreas urbanas, é considerado a parcela mais significativa em termos de contribuição ao aumento do ruído ambiental (ZANNIN *et al.*, 2002b), por exemplo, uma via com tráfego intenso gera níveis sonoros de cerca de 80 dB(A) à sua margem (ALVES FILHO *et al.*, 2004; GOLEBIEWSKI *et al.*, 2003). Em termos de magnitude, uma pessoa exposta à situação supracitada, pelos critérios da Organização Mundial de Saúde (OMS), estaria no nível de desgaste do organismo (WHO, 2003).

A execução de uma obra em uma via agrega ao ruído de tráfego um novo componente, o ruído gerado pelo tráfego de equipamentos de construção. Este tipo de ruído pode provocar uma redução no fluxo de tráfego normal de até 60%, conseqüentemente, reduzindo as emissões sonoras da função de passagem a mais da metade de seu valor total (FHWA, 2004; DANTAS, 1996), contudo estes equipamentos apresentam um nível de emissão sonora bastante elevado, cerca de ≥ 90 dB(A) (PAZ *et al.*, 2004; PAZ, 2004).

Sendo assim, uma intervenção construtiva em uma rodovia pode causar variações em algum parâmetro ou variável determinante nos processos de emissão e imissão sonora, devendo ser avaliado previamente os efeitos que esta ação poderá provocar no meio onde se insere (WTEZEL *et al.*, 1999).

1.1. Impacto Ambiental Sonoro

O ruído proveniente do tráfego de veículos é considerado um agente causador de impacto ambiental, responsável por impactos que afetam diretamente a saúde (PAZ *et al.*, 2005; WHO, 2003), dentre outros, como, por exemplo, impactos de ordem socioeconômica, tais como

a desvalorização imobiliária (LAKE *et al.*, 1998; TAYLOR *et al.*, 1982). Logo, o ruído de tráfego deve ser considerado no desenvolvimento de Estudos de Impacto Ambiental e Saúde (EIAS) (SORDIA & DÍAZ, 1999).

Assim, o Estudo de Impacto Ambiental Sonoro é um instrumento técnico-científico de caráter multidisciplinar, capaz de definir, mensurar, monitorar, mitigar e corrigir as possíveis causas e efeitos de determinada atividade que produz níveis sonoros excessivos sobre determinado ambiente (CARVALHO, 1999).

1.2. Parâmetros para Mensuração do Ruído de Tráfego

O nível equivalente de pressão sonora (L_{eq}) é um nível constante médio que equivale, em termos de energia acústica, aos níveis variáveis do ruído durante o período de medição, seja em medidas de emissão ou de imissão sonora, expresso em decibel na curva de ponderação "A" (dB(A)) (HARRIS, 1998; SCHULTZ, 1972).

Nos estudos de ruído de tráfego para a cidade de Curitiba-PR, podem ser adotados dois parâmetros comparativos para o L_{eq} , a nível nacional, a norma brasileira NBR-10.151, e, a nível municipal, a Lei Municipal de Curitiba N° 19.625 (PMC/SMMA, 2002; ABNT, 2000).

Para uma área mista, a NBR-10151 recomenda o seguinte valor limite para o nível de imissão sonora nas fachadas das edificações de 65 dB(A) para o período diurno. Para áreas com edificações especiais, como educacional, a norma recomenda para o período diurno o valor limite de imissão sonora de 55 dB(A) (ABNT, 2000).

Para a área de transição da BR-476 (SE-BR-476, trecho urbano), a Lei Municipal de Curitiba N° 10.625 fixa o valor limite para o nível de imissão sonora nas fachadas das edificações de 65 dB(A) para o período diurno. Quando da ocorrência de estabelecimento educacional (ZE-E), a Lei Municipal fixa para o período diurno o valor limite de imissão sonora de 60 dB(A) (PMC/SMMA, 2002).

1.3. O Trecho Urbano da BR-476 (Eixo Metropolitano) como objeto de estudo

O trecho urbano sul da rodovia federal BR-476, na cidade brasileira de Curitiba-PR, se insere no contexto exposto nos itens anteriores. Denominado de "rodovia-grande

avenida” (CALIXTO *et al.*, 2003) por ser uma via de acesso e passagem à cidade, suas áreas lindeiras se transformaram em bairros com densas concentrações demográficas.

Com o aumento na demanda do fluxo viário deste trecho, uma via de contorno à cidade – Contorno Leste – foi construída e operacionalizada em setembro de 2002 (CALIXTO, 2002). O fluxo de veículos pesados em relação ao fluxo total de veículos no trecho decresceu significativamente em 13,53% (PAZ *et al.*, 2004). A Tabela 1, a seguir, mostra esta situação em relação às imissões sonoras e ao tráfego de veículos na região, antes e após a abertura do Contorno Leste.

Da observação da Tabela 1, pode-se verificar que o trecho é um local poluído acusticamente, de acordo com a Lei Municipal vigente Nº 10.625 (PMC/SMMA, 2002).

região. A área selecionada para o estudo apresentou as seguintes características consideradas na simulação computacional: trecho plano em sua grande maioria no sentido longitudinal da via, isto é, sem bruscas variações de greide; rampa inferior a 5%; rodovia Classe I-A; região em sua grande maioria plana, às margens da via; pistas com três faixas, com 3,60m de largura; existência de via marginal de mão única em quase toda a extensão oeste; acostamento com largura de 1,50m; canteiro central com larguras de 0,50m entre pistas principais, e 20,00m em relação à marginal; existência de sistema de drenagem eficiente em todo o trecho; pavimento considerado aceitável para o tráfego, com existência de mínimos defeitos estruturais; revestimento em concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ); existên-

Tabela 1 – Imissões Sonoras e Fluxo de Veículos na BR-476, período 2001 a 2002

Ano de avaliação	% veículos pesados em relação ao fluxo total	Nível equivalente médio de imissão sonora Leq [dB(A)]	Estabelecido (Lei Municipal 10.625, período diurno) Leq [dB(A)]	Classificação da situação do local
2001	31,38	73,1	65	Existência de poluição sonora
2002	17,85	66,8	65	Existência de poluição sonora

Fonte: PAZ *et al.*, 2004.

Com o objetivo de integrar a malha viária das zonas adjacentes ao trecho supracitado, o mesmo será transformado em um corredor viário, denominado de Eixo Metropolitano da Rede Integrada de Transportes, passando ao domínio público da esfera municipal, com a construção de estações coletoras e um sistema de metrô de superfície.

A presente pesquisa apresenta um estudo prévio de impacto ambiental sonoro para a efetivação desta obra, utilizando simulações computacionais. Em adição, são propostas medidas mitigadoras e/ou compensatórias para os impactos identificados.

2. MÉTODOS E MATERIAIS

Na primeira fase, procedeu-se a escolha da área objeto de estudo, trecho urbano sul da BR-476, com coleta em campo de suas características construtivas principais, necessárias à elaboração do mapa acústico da

cia de sinalização vertical e horizontal funcionais e em boas condições; tráfego misto; zona de localização considerada mista, com predominância de estabelecimentos comerciais e com existência de edificações de uso especial, como, por exemplo, educacional, e residências de médio a alto padrão; velocidade média fixada para o tráfego de 60km/h; velocidade média real verificada de 80km/h para veículos leves e 70km/h para veículos pesados; tráfego de veículos de transporte coletivo de regiões metropolitanas.

Dentro desta área, foi selecionado um local com presença de edificação para fins especiais, no caso uma edificação educacional, com a finalidade de se analisar uma situação de impacto imediato.

Após a escolha do local, na segunda fase foram elaborados os mapas acústicos das situações atual e de implantação e operacionalização da obra, com consideração de todas as características da área, anteriormente citadas, utilizando um software de análise gráfica em SIG,

que consiste, na simulação da propagação sonora do ruído gerado pelo tráfego (Tabela 2).

A aplicabilidade da norma alemã RLS-90 foi validada ao estudo de vias brasileiras em pesquisas anteriores ao presente trabalho, que utilizaram o software SOUNDPLAN 6.0, que tem seu algoritmo de cálculo baseado nesta nor-

físicos da área foram adquiridos a partir de fotogrametria, avaliação local e projetos existentes.

As medições foram efetuadas entre 15-25,00m distantes perpendicularmente ao eixo da pista e a uma altura de 1,20m, nos dois sentidos da via, utilizando o medidor sonoro modelo BK 2238, classe I, fabricado pela Brüel

Tabela 2 – Algoritmo de Cálculo do Mapeamento Acústico

Algoritmo	Procedência	Software de análise	Dados de entrada para geração de Mapas Acústicos
<i>RLS 90 (Richtlinien Für Den Lärmschutz An Straßen)*</i>	Ministério Federal de Tráfego da Alemanha	<i>SOUNDPLAN 6.0</i>	Fonte linear, classe de rodovias, tipo de revestimento, composição do tráfego, velocidade, topografia, elementos construtivos

Fonte: SoundPLAN User's Manual, 1999; DBV, 1990. *Norma Alemã.

ma, como as de Diniz & Zannin (2005), Diniz (2003) e Calixto (2002).

O algoritmo da RLS-90 que estima o nível de pressão sonora gerado pelo tráfego em uma rodovia longa, plana e com tráfego contínuo, em cada pista, é dado pela expressão (DBV, 1990):

$$L_m = L_{m,E} + D_{S\perp} + D_{BM} + D_B \quad [\text{dB(A)}]$$

onde,

$L_{m,E}$ = nível equivalente médio de emissão

$D_{S\perp}$ = atenuação devida à distância e absorção do ar

D_{BM} = atenuação devida aos efeitos atmosféricos e do solo

D_B = atenuação devida à topografia e às dimensões dos edifícios

A entrada de dados da simulação de predição acústica agrega ainda um grande número de variáveis, como, por exemplo: 1) cálculo de fenômenos de propagação (difração etc.); 2) adoção de fatores de correção (efeitos do solo e áreas de atenuação); 3) tipo de fonte; e 4) características estruturais e de tráfego da via.

O processo de geração dos mapas acústico ocorre por interpolação dos níveis sonoros, em função de sua propagação desde a fonte geradora até uma distância predeterminada, representados em escala de cores relacionada aos níveis de ruído.

Para elaboração do mapa acústico da situação atual, foram medidos em campo os níveis equivalentes de pressão sonora e realizada a contagem de veículos. Os dados

& Kjaer, fixado em um tripé, com microfone tipo 4188 da Brüel & Kjaer, aplicativo ENCHANCED (plataforma de análise BZ 7125), que fornece o valor para o nível sonoro equivalente, tempo de medição fixado em cinco minutos, modo de resposta *fast* e avaliação na curva de ponderação A, em uma faixa dinâmica de 40 a 120 dB.

A contagem de veículos foi manual, considerando veículos leves (automóveis, caminhonetes de pequeno porte até 6t por eixo e motocicletas) e veículos pesados (caminhões, ônibus e caminhonetes de grande porte acima de 6t por eixo), com tempo de contagem de 15 minutos, conforme recomendação do DNER (DANTAS, 1996), com posterior cálculo dos valores efetivos.

Para elaboração do mapa acústico simulado da situação de implantação da obra, foram medidos em campo os níveis sonoros equivalentes gerados pela movimentação e trabalho de dois tipos de equipamentos de terraplenagem mais comuns, a saber, uma motoniveladora modelo 12H *Standard Caterpillar* e uma retroescavadeira 580H CASE, ambas sobre rodas pneumáticas, com um nível equivalente de pressão sonora (L_{eq}) em funcionamento de 91 dB(A) e 92 dB(A), respectivamente.

Na simulação da implantação das obras considerou-se também a existência de "apito de sinalização", o qual está acoplado aos equipamentos de terraplenagem e que gera um L_{eq} de 90dB(A), considerando o equipamento somente em operação de marcha a ré.

Considerou-se um fluxo de 1.724 veículos/hora, na via sentido Curitiba-Porto Alegre, e de 2.196 veículos/hora,

na via sentido Porto Alegre-Curitiba, com uma percentagem de veículos pesados em relação ao total de veículos de 22,74% e 18,76%, respectivamente, para ambas as situações de implantação e operacionalização da obra. A velocidade considerada tanto para veículos pesados quanto para veículos leves, durante a fase de implantação da obra, foi de 40km/h.

Para elaboração do mapa acústico simulado da situação de operacionalização da obra, foi considerado o projeto básico para o Eixo Metropolitano da Rede Integrada de Transportes, que prevê: a priorização do transporte coletivo, com implantação de uma canaleta exclusiva para linhas expressas; vias laterais destinadas à circulação de veículos em geral, do tráfego entre diversos bairros de Curitiba e de municípios metropolitanos; vias locais para o acesso às atividades lindeiras; e implantação e remodelação de ciclovias e áreas verdes. Foram ainda considerados veículos de transporte coletivo com dupla e tripla articulações, com intervalos entre itinerários de três minutos.

A Tabela 3, a seguir, apresenta o resumo da entrada de dados no programa *SOUNDPLAN 6.0*, para as três fases.

Para determinação do impacto ambiental, foi realizada uma avaliação em função de atributos de impacto, ou seja, classificação das características qualitativas da atividade desenvolvida, a partir da observação dos mapas acústicos simulados.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir, são apresentados os mapas acústicos gerados na simulação computacional para as situações atual, de implantação e operacionalização. Os mapas são apresentados em forma sequencial, precedidos de informações sobre suas características principais identificadas, sendo a classificação da poluição sonora formulada para uma área mista de aproximadamente 20km², em função da Lei Municipal N^o 10.625 e da Norma Brasileira de Conforto Acústico NBR-10151, da seguinte forma em termos de percentagem aceitável de propagação sonora por área em planta:

- de 0% a 20% – claramente poluído;
- de 21% a 50% – parcialmente poluído;

Tabela 4 – Atributos de Impacto Ambiental devido às emissões e imissões sonoras

Atributo	Qualificação
Fase de ocorrência	Implantação (fase de obras) Operacionalização
Área de abrangência	Local Regional
Natureza	Positiva Negativa
Ordem	Primeira ordem (origem direta) Segunda ordem (origem indireta)
Probabilidade de ocorrência	Incerta Certa
Início	A curto e médio prazos Em longo prazo Imediato
Duração	Temporária Permanente
Importância	Pequena Média Grande
Possibilidade de reversão	Reversível Irreversível
Sinergia com outros impactos*	Existente Inexistente

* Especificar quando “existente”

- de 51% a 70% – meramente poluído;
- de 71% a 100% – ideal.

Ao final é apresentada a matriz de impacto ambiental da área em estudo.

3.1. Situação Atual

Os níveis sonoros medidos nas imediações das pistas estão na faixa de 74-76 dB(A).

Há a existência de zonas concentradas, calculadas pelo software, ao longo da via na faixa de 76-78 dB(A), devido à redução do canteiro central entre vias principais, como também presença de uma zona potencializada entre as faixas principais da via de 72-74 dB(A), por causa da existência de talude sem recobrimento divisando estas faixas.

Os níveis sonoros calculados nas fachadas das edificações à margem da via estão na faixa de 66-68 dB(A), com

Tabela 3 – Resumo da entrada de dados do Mapeamento Acústico

Fase	Algoritmo selecionado	Software de análise	Dados de entrada para geração de Mapas Acústicos	Variáveis calculadas	Condições de contorno
OPERACIONALIZAÇÃO	Norma Alemã <i>RLS 90</i> $L_m = L_{m,E} + D_{S,L} + D_{BM} + D_B \quad [dB(A)]$	<i>SOUNDPLAN 6.0</i>	Fonte linear (tráfego), nível equivalente de pressão sonora medido, classe de rodovias, tipo de revestimento, projeto topográfico (altimetria e planimetria), projeto geométrico, projeto urbanístico, características dos elementos construídos (pavimentos e edificações), fatores de correção (efeitos do solo e áreas de atenuação)	Níveis equivalentes de pressão sonora (Leq) propagados, fenômenos de propagação (difração, reflexão, transmissão, absorção, refração e Efeito <i>Doppler</i>)	Techo plano, rampa máxima de 5%; rodovia Classe I-A, fluxo em ambos os sentidos da via, sistema de drenagem eficiente, pavimento aceitável para o tráfego, revestimento em CBUQ, tráfego misto, velocidade para o tráfego de 80km/h para veículos leves e 70km/h para veículos pesados. Condição de contorno de Dirichlet para processamento de interpolação no cálculo da propagação dos níveis sonoros.
IMPLANTAÇÃO (OBRA)			Fonte linear (tráfego), fontes pontuais (potência sonora calculada de equipamentos de terraplenagem em operação), classe de rodovias, tipo de revestimento, composição do tráfego, velocidade, projeto topográfico (altimetria e planimetria), projeto geométrico, projeto urbanístico, características dos elementos construídos (pavimentos e edificações), fatores de correção (efeitos do solo e áreas de atenuação)	Níveis equivalentes de pressão sonora (Leq) pontuais, em fonte, em linha e propagados, fenômenos de propagação (difração, reflexão, transmissão, absorção, refração e Efeito <i>Doppler</i>)	Techo plano, rampa máxima de 5%; rodovia Classe I-A, fluxo em apenas um sentido da via, sistema de drenagem eficiente, pavimento aceitável para o tráfego, revestimento em CBUQ, tráfego misto, velocidade para o tráfego de 40km/h. Condição de contorno de Dirichlet para processamento de interpolação no cálculo da propagação dos níveis sonoros.

imissões sonoras calculadas em fachadas de edificações mais distantes na faixa de 62-64 dB(A).

Para o estabelecimento educacional, a imissão sonora calculada em sua fachada principal encontra-se na faixa de 66-68 dB(A) (Figura 1, a seguir).

O trecho não atende em sua grande maioria às prerrogativas normativas e legislativas para o período diurno (Tabela 5, a seguir).

Os níveis sonoros da situação atual já se encontram acima do L_{eq} máximo permitido de 65 dB(A), valor este citado por Maschke (1999) como o limiar de conforto acústico para a medicina preventiva.

3.2. Fase de Implantação (Obras)

Os níveis sonoros calculados nas imediações dos pontos que representam os equipamentos de terraplenagem

(motoniveladoras e retroscavadeiras) são da ordem de 90,5 dB(A) a 94 dB(A), sendo uma zona concentrada.

No canteiro de obras, os níveis sonoros calculados irão variar de 76,5 dB(A) a 94 dB(A). Os níveis sonoros calculados que incidirão nas fachadas das edificações à margem da via estarão na faixa de 73-76,5 dB(A).

As imissões sonoras calculadas para as fachadas de edificações mais distantes estarão na faixa de 66-73 dB(A).

Para o estabelecimento educacional, a imissão sonora calculada em sua fachada frontal será de 73-76,5 dB(A) (Figura 2).

O trecho não atende em sua grande maioria às prerrogativas normativas e legislativas para o período diurno (Tabela 6, a seguir).

A estes níveis, problemas de ordem psicológica e fisiológica podem ser desencadeados pela exposição contínua

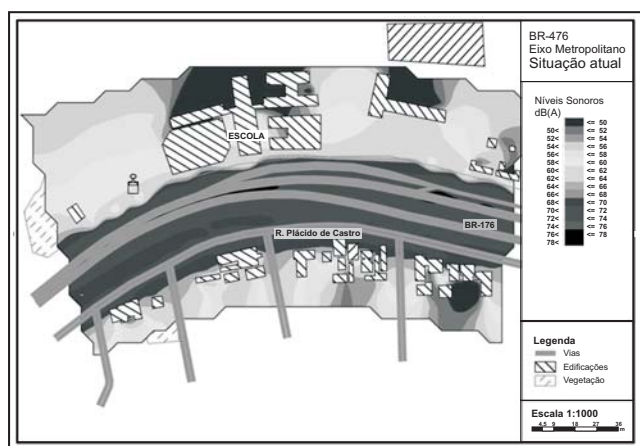


Figura 1 – Mapa acústico da BR- 476 para a situação atual

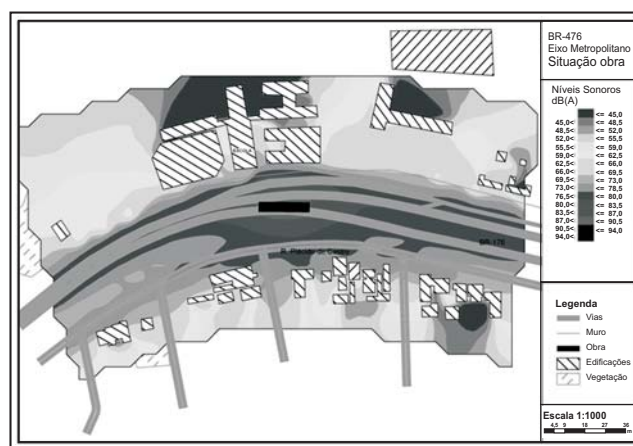


Figura 2 – Simulação da fase de implantação das obras, serviços de terraplenagem

Tabela 5 – Comparação com valores limites, situação atual, diurno

Prerrogativa	Período	Valor Limite [dB(A)]	% atendida	Situação Acústica
Lei Nº 10.625 (SE-BR-476)	Diurno	65	16	Claramente poluído
Lei Nº 10.625 (ZE-E)	Diurno	60	0	Claramente poluído
NBR-10151 (zona mista)	Diurno	65	16	Claramente poluído
NBR-10151 (com edificação especial)	Diurno	55	0	Claramente poluído

Tabela 6 – Comparação com valores limites, fase de implantação, diurno

Prerrogativa	Período	Valor Limite [dB(A)]	% atendida	Situação Acústica
Lei Nº 10.625 (SE-BR-476)	Diurno	65	13	Claramente poluído
Lei Nº 10.625 (ZE-E)	Diurno	60	0	Claramente poluído
NBR-10151 (zona mista)	Diurno	65	13	Claramente poluído
NBR-10151 (com edificação especial)	Diurno	55	0	Claramente poluído

a níveis elevados de ruído segundo Maschke (1999) e Belojevic *et al.* (1997).

3.3. Fase de Operacionalização

Para esta fase serão considerados somente os valores limites para áreas com edificação de uso especial, pois, após a implantação do projeto, a área deixará de ser um trecho urbano de rodovia e passará a ser uma via municipal, enquadrando-se apenas como ZE-E na área em estudo, conforme a legislação municipal de Curitiba vigente.

Os níveis sonoros contínuos calculados nas imediações da via estarão na faixa de 72-74 dB(A), representando uma redução em relação à situação atual.

Para fachadas das edificações à margem da via, os níveis sonoros calculados estarão na faixa de 68-70 dB(A), representando um acréscimo em relação à situação atual. Já as imissões sonoras calculadas em fachadas de edificações mais distantes se encontrarão na faixa de 62-64 dB(A), semelhante à situação atual. Para o estabelecimento educacional, a imissão sonora calculada em sua fachada frontal será da ordem de 68-70 dB(A) (Figura 3).

O trecho não atende às prerrogativas normativas e legislativas para o período diurno. (Tabela 7, a seguir). Embora, em comparação com a situação atual (Figura 2),

tenha sido verificada uma diminuição na faixa de níveis sonoros nas imediações da via, devida à melhoria da infraestrutura viária, e uma constância com relação à faixa de níveis sonoros em fachadas mais distantes, a operacionalização do projeto ainda estará inserida em um quadro de poluição sonora, em função do novo enquadramento legal e normativo a que estará sujeita esta via.

3.4. Matriz Preliminar de Impacto Ambiental

As Tabelas 8 e 9, a seguir, apresentam as Matrizes Preliminares de Impacto Ambiental, correspondente às

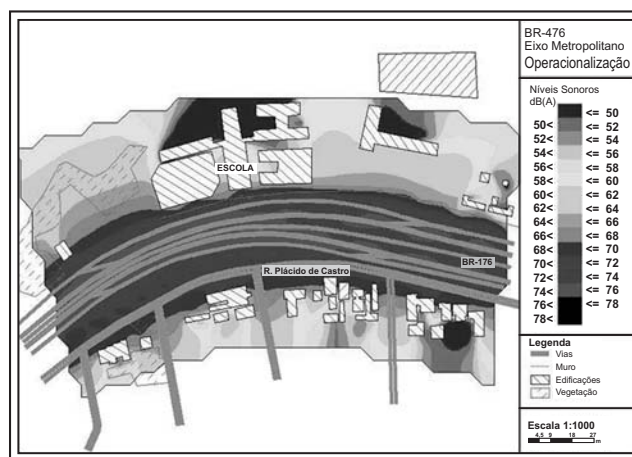


Figura 3 – Simulação da fase de operacionalização do projeto

Tabela 7 – Comparação com valores limites, fase de implantação, diurno

Prerrogativa	Período	Valor Limite [dB(A)]	% atendida	Situação Acústica
Lei Nº 10.625 (ZE-E)	Diurno	60	0	Claramente poluído
NBR-10151 (com edificação especial)	Diurno	55	0	Claramente poluído

Tabela 8 – Matriz de Impacto para a situação de Implantação

Atributo	Qualificação
Fase de ocorrência	Implantação
Área de abrangência	Local
Natureza	Negativa
Ordem	Primeira ordem
Probabilidade de ocorrência	Certa
Início	Imediato
Duração	Temporária
Importância	Grande
Possibilidade de reversão	Reversível
Sinergia com outros impactos	Aumento da poluição do ar local devido ao aumento da emissão de poeira não metálica, poeira contendo metais e gases

Tabela 9 – Matriz de Impacto para a situação de Operacionalização

Atributo	Qualificação
Fase de ocorrência	Operacionalização
Área de abrangência	Local
Natureza	Negativa
Ordem	Primeira ordem
Probabilidade de ocorrência	Certa
Início	Em curto prazo
Duração	Permanente
Importância	Grande
Possibilidade de reversão	Reversível
Sinergia com outros impactos	<p>Aumento da poluição do ar local devido ao aumento da emissão de poeira não metálica, poeira contendo metais e gases pelo tráfego constante de veículos.</p> <p>Aumento da poluição térmica por causa do aumento da sensação térmica, provocada pela poluição do ar e redução de área permeável.</p> <p>Impacto econômico, com possível desvalorização imobiliária de residências de médio e alto padrão.</p>

situações de implantação e operacionalização do projeto de readequação, em função dos níveis sonoros equivalentes encontrados.

4. CONCLUSÕES

A implantação do projeto de readequação irá potencializar o quadro de poluição sonora existente, implicando impacto ambiental sonoro negativo de caráter local com sinergia com impactos de outras ordens.

A operacionalização do projeto, embora minimize o quadro de poluição sonora em relação à situação atual, devido à melhoria da infraestrutura viária, ainda será agente causador de impacto ambiental sonoro negativo, em função do novo enquadramento legal e normativo a que estará sujeita esta via.

A ordem deste impacto em termos de aumento de nível sonoro será de 28%, representando condição de insalubridade de grau médio para permanência em edificações lindeiras.

Logo, para uma região que já apresenta níveis sonoros superiores aos limites normativos e legislados estabelecidos, este aumento é considerado de atenção, implicando adoção de medidas mitigadoras e/ou compensatórias imediatas, que deverão ser definidas ainda na fase de projeto. Em adição, se concluiu que: a funcionalidade estrutural e

operacional de um projeto de readequação viária somente serão alcançadas se este projeto englobar também a sua funcionalidade ambiental e coerência com enquadramento legal e normativo futuro do objeto projetado; intervenções indiretas, como a construção de vias alternativas que absorvam parte da demanda viária da via que está saturada, mesmo causando redução nos níveis de poluição sonora desta, são apenas medidas compensatórias, pois transpõem parte do problema para outro projeto.

Existem várias medidas de caráter preventivo, corretivo e preditivo que podem ser utilizadas no controle da emissão de ruídos, sendo a sua escolha função da eficiência, do fator econômico e da aceitação da população.

Estas medidas de controle de ruídos de tráfego poderão ocorrer de duas formas:

1) redução da fonte de ruído, por controle da emissão sonora veicular, uso de pavimentos absorventes, controle da velocidade do tráfego, manutenção do pavimento executado, controle da qualidade da frota de veículos particulares e públicos;

2) limitação da transmissão sonora por meios naturais utilizando as condições topográficas e vegetação existente, ou por meios artificiais, como, por exemplo, o uso de barreiras acústicas com materiais absorventes, uma vez que a propagação sonora na via operacionalizada terá característica progressiva contínua.

5. REFERÊNCIAS

- ALVES FILHO, J. M.; LENZI, A.; ZANNIN, P. H. T. Effects of traffic composition on road noise: a case study. *Transportation Research Part d: Transport and Environment*, v. 9, n. 1, p. 75-80, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR-10.151: Avaliação do Ruído em Áreas Habitadas visando o Conforto da Comunidade. Rio de Janeiro, 2000.
- BELOJEVIC, G.; JACOVLEVIC, B.; ALESKSC, O. Subjective Reaction for Traffic Noise with Regard to some Personality Traits. *Environmental International*, v. 23, n. 2, p. 221-226, 1997.
- BERGLUND, B.; LINDVALL, T.; SCHWELA, D. H. Guidelines for Community Noise. World Health Organization – WHO. Geneva, p. 1-21, 1999.
- CALIXTO, A. O Ruído gerado pelo Tráfego de Veículos em “Rodovias-Grandes Avenidas”, situadas dentro do perímetro urbano de Curitiba, analisados sobre parâmetros acústicos objetivos e seu impacto ambiental, Curitiba. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica), Universidade Federal do Paraná, 125 p.
- CALIXTO, A.; DINIZ, F. B.; ZANNIN, P. H. T. The statistical modeling of road traffic noise in a urban setting. *Cities*, v. 20, n. 1, p. 23-29, 2003.
- CARVALHO, C. G. Introdução ao Direito Ambiental. 2 ed., São Paulo: Editora Letras e Letras, 320 p., 1999.
- DANTAS, G. H. G. Manual de Pavimentação. 2 ed. Rio de Janeiro: DNER, 320 p., 1996.
- DINIZ, F. B.; ZANNIN, P. H. T. Calculation of Noise Maps around Electrical Substations. *Applied Acoustics*, v. 66, p. 467-477, 2005.
- DER BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR – DBV. RLS/90: RICHTLINIEN FÜR DEN LÄRMSCHUTZ AN STRAßEN (Diretrizes para Controle do Ruído em Rodovias). Norma Alemã, Bonn, 1990.
- DINIZ, F. B. Impacto Ambiental Sonoro Gerado por Subestações de Energia Elétrica na Cidade de Curitiba, Curitiba. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica), Universidade Federal do Paraná, 136 p.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION/USA – FHWA. Measurement of Highway – Related Noise (1996), Highway Traffic Noise Prediction Vehicle emission Levels (1999). Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/environment/noise/mem_nois.htm/> Acesso em: 14 abr 2004.
- GOLEBIEWSKI, R.; MAKAREWICK, R.; NOWAK, M.; PREIS, A. Traffic Noise Reduction due the porous Road Surface. *Applied Acoustics*, v. 64, p. 481-494, 2003.
- HARRIS, C. M. Handbook of Acoustical Measurements and Noise Control. 3 ed. New York: McGraw-Hill, 1646 p., 1998.
- LAKE, I. R.; LOVETT, A. A.; BATEMAN, I. J.; LANGFORD, I. H. Modeling Environmental influences on property prices in an urban environment. *Comput., Environ. And Urban System*, v. 22, p. 121-136, 1998.
- MASCHKE, C. Preventive Medical Limits for Chronic Traffic Noise Exposure. *Acustica*, v. 85, p. 448-461, 1999.
- PAZ, E. C.; ZANNIN, P. H. T.; DINIZ, F. B.; FERREIRA, J. A. C. Prognóstico de Impacto Ambiental Sonoro em uma grande avenida na cidade de Curitiba-PR. *Engenharia e Construção*, v. 96, p. 43-46, 2004.
- PAZ, E. C. Estudo de um Modelo de Avaliação e Predição para o Ruído de Tráfego, Curitiba. 2004. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná, 417 p.
- PAZ, E. C.; FERREIRA, A. C.; ZANNIN, P. H. T. Estudo comparativo da percepção do ruído urbano. *Revista de Saúde Pública/Journal of Public Health*, v. 39, p. 467-472, 2005.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE CURITIBA – PMC, SECRETARIA MUNICIPAL DO MEIO AMBIENTE – SMMA. Lei No. 10.625, de 19 de Fevereiro de 2002: Dispõe sobre ruídos urbanos, proteção do bem-estar e do sossego público e dá outras providências. Curitiba, 2002.
- RAMALINGESWARA RAO, P.; SESHAGIRI RAO, M. G. Community Reaction to Road Traffic Noise. *Applied Acoustics*, v. 37, p. 51-54, 1992.
- ROBINSON, D. W. Towards a unified system of noise assessment. *Journal of Sound and Vibration*, v. 14, n. 3, p. 279-298, 1971.
- SCHULTZ, T. J. Community Noise Rating. 2 ed. New York: Elsevier Applied Science, 415 p., 1972.
- SOUNDPLAN LLC. User’s Manual of SoundPLAN 6.0. Berlin: Braunstein + Berndt GmbH, 208 p., 1999.
- SORDIA, D. S. R.; DÍAZ, V. I. P. Criterios de Salud en la Evaluación del Impacto Ambiental de Proyectos de Desarrollo. In: *Higiene y Epidemiología. Revista Cubana*, v. 37, p. 15-18, 1999.
- TAYLOR, S. M.; BRESTON, B. E.; HALL, F. L. The effect of road traffic noise on house prices. *Journal of Sound and Vibration*, v. 80, n. 4, p. 523-541, 1982.
- ZANNIN, P. H. T.; CALIXTO, A.; DINIZ, F. B.; FERREIRA, J. A. Incômodo causado pelo ruído urbano à população de Curitiba, PR. *Revista de Saúde Pública/Journal of Public Health*, v. 36, n. 4, p. 521-524, 2002a.
- ZANNIN, P. H. T.; DINIZ, F. B.; BARBOSA, W. Environmental Noise Pollution in the city of Curitiba, Brazil. *Applied Acoustics*, v. 63, n. 4, p. 351-358, 2002b.
- WORLD HEALTH ORGANIZATION – WHO (UK). Résumé d’Orientation des Directives de l’OMS Relatives au Bruit dans l’Environmental. Disponível em: <<http://www.who.int/home.page/>> Acesso em: 05 abr 2003.
- WTEZEL, E.; NICOLAS, J.; ANDRE, P.; BOREAUX, J. J. Modeling the Propagation Pathway of Street Traffic Noise: practical comparison of German Guidelines and Real World Measurements. *Applied Acoustics*, v. 57, p. 97-107, 1999.



História da dragagem no Brasil

Atahualpa Schmitz da Silva Prego

Até 1952, no Brasil somente o antigo DNPVN – Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis, o DEPREC – Departamento Estadual de Portos, Rios e Canais do Estado do Rio Grande do Sul e a Companhia Docas de Santos possuíam dragas, que as utilizavam apenas na manutenção e melhoramentos dos portos e das vias navegáveis de acesso.

No mesmo ano, o Engenheiro Mário Paranhos, Diretor-Técnico da antiga empresa de engenharia Sociedade Técnica de Engenharia e Representações STER S.A., adquiriu a draga de sucção e recalque “Las Cruces”, que operava no Canal de Panamá e era de propriedade do Exército americano. No Brasil passou a se chamar “STER I”.

A draga “STER I” era um verdadeiro navio, com cerca de 4 mil toneladas, com duas estacas (*spuds*) de cerca de 100 toneladas cada, quatro motores à diesel principais e dois auxiliares, geradores de corrente contínua, casa de força e oficina completa, podendo dragar até 24 metros de profundidade e abrir um canal de 60 até 160 metros de largura em uma passada.

Para o DNPVN, o DEPREC e a Companhia Docas de Santos, as dragas eram consideradas navios que por aca-

so tinham equipamentos de engenharia, sendo tripulados por pessoal marítimo, inclusive oficiais da Marinha reformados, não existindo a bordo engenheiro.

Para a STER, a draga era um equipamento de engenharia que por acaso flutuava, sendo operada por técnicos e chefiada por um engenheiro, tendo como objetivo a execução de obras de engenharia.

Após vencer o leilão e superar todas as dificuldades para conseguir a posse da draga, a STER contratou uma firma holandesa para aparelhar e transportar a draga para Porto Alegre, aonde tinha um contrato com o DNOS para a construção do dique de proteção da cidade, que foi executado como aterro hidráulico, que deve ter sido o primeiro do Brasil.

Na ocasião, o DAER tinha construído cinco pontes no delta do Guaíba e contratou a draga “STER I” para fazer o aterro hidráulico de ligação entre elas, que era a alternativa viável.

Com estas duas obras, a STER e seu corpo técnico, com o Engenheiro Mário Paranhos à frente, aprenderam a operar a draga, após várias tentativas. A presença da draga

no Rio de Janeiro decorreu de um contrato com a Marinha para dragar o canal de acesso ao dique seco do Arsenal da Marinha, para poder receber o porta-aviões *Minas Gerais*.

Construção da nova Praia de Botafogo

No governo Carlos Lacerda do então Estado da Guanabara, o comandante do Corpo Marítimo de Salvamento procurou o auxílio do Arsenal da Marinha para dragar o canal de acesso ao píer existente no fim da Praia de Botafogo, que indicou a draga "STER I", que estava no dique.

Com muito expediente, o comandante do Corpo Marítimo de Salvamento procurou a STER e negociou a dragagem, que foi aprovada pelo governador, mas, por razões burocráticas, o contrato foi assinado, por preço global, com a SURSAN, que tinha a estrutura administrativa necessária.

A dragagem do canal foi iniciada junto ao píer com o despejo da dragagem lançado no enrocamento existente junto às pistas da Praia de Botafogo, a partir do píer, que era a única alternativa.

Com o aparecimento casual da nova praia, o público começou a frequentá-la, tendo o pessoal da SURSAN deslocado duas peças do muro de granito para facilitar o acesso, com os jornais da época dizendo que pela primeira vez um governo estava construindo praia e não aterrando a Baía de Guanabara.

Com a conclusão do canal de acesso, a SURSAN providenciou novo contrato para o prosseguimento e conclusão da nova Praia de Botafogo.

Assim, pode-se dizer que as dragagens e as praias artificiais na Baía de Guanabara tiveram um início fortuito, a partir da dragagem corriqueira de um simples canal de acesso ao píer do Corpo Marítimo de Salvamento.

Aterro do Flamengo e Praia do Flamengo

Enquanto a construção da Praia de Botafogo prosseguia, a construção do Aterro do Flamengo estava num impasse, pois o aterro estava sendo construído com o desmonte do Morro de Santo Antônio que ficou concluído faltando aterrar em torno do Morro da Viúva. Em decorrência, a SURSAN assinou novo contrato com a STER, para execução da conclusão do Aterro do Flamengo como

aterro hidráulico. Nesse ínterim, a SURSAN tinha contratado com o LNEC, de Lisboa, o estudo para a construção da nova Praia do Flamengo e da Marina da Glória, e, após o término do Aterro do Flamengo, a draga "STER I" foi deslocada para a execução da Praia do Flamengo.

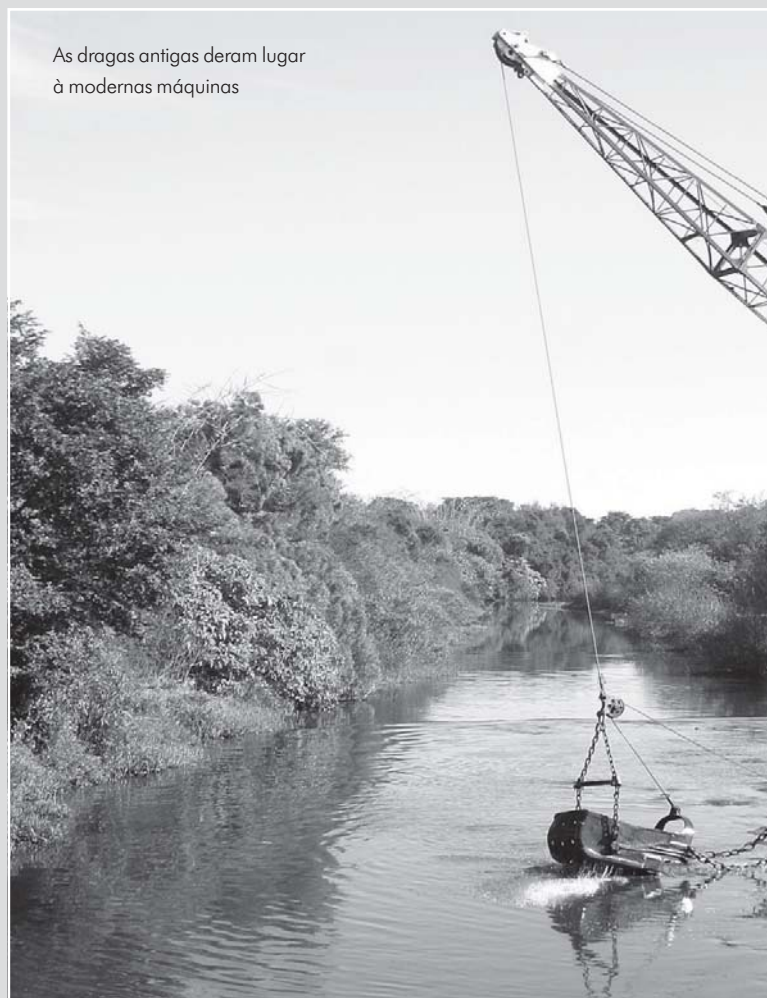
É importante salientar que a D.LOTA foi a administradora da fase dos aterros hidráulicos do Flamengo e da Marina da Glória.

Alargamento da Praia de Copacabana

O alargamento da Praia de Copacabana foi a obra de dragagem de maior repercussão que a STER realizou no Rio de Janeiro, tendo sido executado com jazidas da Enseada de Botafogo, as mesmas já exploradas pela STER, com uma distância de recalque de mais de 4.000 metros, exigindo um *Booster* permanentemente ou mesmo dois para o trecho além do Posto 5.

A implantação da linha de recalque terrestre constituiu a maior dificuldade técnica e exigiu cuidados especiais e contatos com diversas autoridades oficiais e particulares. Foram construídas duas linhas terrestres de 24",

As dragas antigas deram lugar à modernas máquinas



com tubulação com espessura de 1/2", toda soldada e examinada com Raios X, numa área que era a de maior tráfego da cidade.

A operação dos equipamentos era sincronizada por meio de rádios portáteis, acompanhada e supervisionada com o máximo cuidado, pois qualquer falha poderia ter consequências imprevisíveis. Felizmente os serviços foram concluídos sem o menor problema.

Obras de dragagem no Rio de Janeiro

As outras principais obras executadas pela STER no Rio de Janeiro são descritas a seguir.

- Prolongamento da pista do antigo Aeroporto do Galeão
- Praia de Ramos
- Praias na Ilha do Governador e da Ilha de Paquetá
- Dragagem do canal de acesso ao late Clube
- Praça de Pedágio da Ponte Rio–Niterói
- Dragagem do lodo para a construção do Aeroporto Internacional do Galeão
- Projeto Praia Grande para a nova urbanização do centro de Niterói



- Alargamento das praias de São Francisco e de Charitas
- Ligação entre as Ilhas Mocanguê Grande e Mocanguê Pequeno
- Canal de refrigeração da REDUC
- Dragagem para instalação dos dois diques flutuantes da RENAVE
- Construção do trecho marítimo da Rodovia Niterói–Manilha
- Construção do Aeroporto de Jacarepaguá
- Implantação das Vias 4 – 5 e 9
- Aterro hidráulico para a implantação parcial da atual Avenida Ayrton Senna
- Implantação do corta-rio do Arroio Fundo
- Dragagem do canal de ligação entre as Lagoas de Camorim e Jacarepaguá

Conclusão

O Engenheiro Mário Paranhos e o corpo técnico da STER da época foram os pioneiros da dragagem no Brasil, em termos da utilização da draga flutuante de sucção e recalque como um equipamento para execução de projetos de engenharia.

Como a dragagem é uma invenção holandesa que não se encontra em livros, pode-se dizer que, ao longo dos anos, o corpo técnico da STER acumulou um grande acervo de experiência negativa, ou seja, um grande conhecimento em como *não fazer* determinados procedimentos, porque tinham feito sem obter sucesso.

Entretanto, durante mais de 10 anos, a draga “STER I” permaneceu operando no sul, não havendo repercussão da sua utilização em obras de engenharia entre os engenheiros projetistas ou administradores do governo ou particulares.

Somente quando a draga “STER I” passou a operar no Rio de Janeiro é que passou a frequentar os jornais, e a utilização de draga de sucção e recalque em obras de engenharia passou a ser divulgada e utilizada.

Com a grande repercussão da construção das praias de Botafogo, do Flamengo e de Copacabana, o nome da STER ficou na memória dos administradores e técnicos dos governos, que passaram a considerar a dragagem e o aterro hidráulico nos projetos e obras de engenharia.

Normas Básicas para submissão de artigos e contribuições técnicas

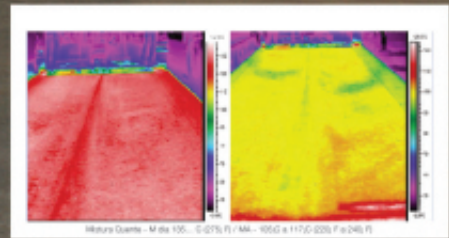
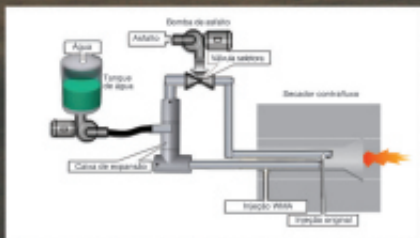
1. A Revista PAVIMENTAÇÃO é uma publicação técnica e científica de divulgação da ABPv. As contribuições para a revista devem ser de caráter exclusivamente técnico e estão abertas aos sócios e aos profissionais da Engenharia Rodoviária, Ferroviária e Aeroportuária nacional e internacional.
2. A Revista pode também apresentar eventualmente matérias especiais redigidas pelo seu corpo técnico editorial e pela diretoria da ABPv como forma de divulgação de opiniões ou comentários considerados relevantes como “voz” da ABPv.
3. Os artigos e contribuições como nota técnica, inéditos, podem ser enviados em qualquer época do ano para serem publicados em uma das quatro edições anuais ou até no ano seguinte dependendo do número de matérias selecionadas.
4. Os trabalhos, sejam científicos, sejam técnicos ou de outra natureza encaminhados para eventual publicação, serão submetidos a avaliação de três profissionais que compõem o Comitê Técnico-Científico da Revista, escolhidos de acordo com o perfil do material a ser julgado. Aos avaliadores não será dado a conhecer os autores do artigo ou trabalho antes da avaliação e também é vedada a divulgação para os autores da identidade dos avaliadores.
5. Os avaliadores recebem da ABPv um questionário indicativo dos itens a serem avaliados em cada contribuição para Revista PAVIMENTAÇÃO, podendo sugerir três opções de encaminhamento:
 - (I) O trabalho é aceito para publicação;
 - (II) O trabalho não é aceito para publicação e será então devolvido aos autores;
 - (III) O trabalho poderá vir a ser aceito caso os autores concordem em fazer algumas modificações sugeridas por um ou mais avaliadores.
6. Cabe à Diretoria da ABPv julgar os casos omissos e autorizar a publicação de contribuições de caráter não técnico, eventualmente, em função dos assuntos abordados e da disponibilidade de espaço.
7. O resultado da avaliação de qualquer material encaminhado à Revista PAVIMENTAÇÃO será levado ao conhecimento dos autores dos mesmos informando o destino que será dado à sua contribuição, que pode ser: publicação imediata no próximo número a ser lançado, publicação em número subsequente devido ao excesso de contribuições ou não publicação.
8. O autor ou autores das contribuições aceitas para publicação devem concordar com a reprodução de seu material sem nenhum direito a qualquer custo de direitos autorais, já que a ABPv é uma entidade sem fins lucrativos e a Revista PAVIMENTAÇÃO destina-se preferencialmente aos sócios e não será utilizada para venda com fins lucrativos.
9. As contribuições para a Revista PAVIMENTAÇÃO devem ser encaminhadas de preferência por meio digital, podendo estar em formato PDF somente na fase de julgamento pelo Comitê. Os originais deverão ser produzidos em programa Microsoft Word. As figuras deverão ser fornecidas em separado, com resolução mínima de 300dpi. Caso a foto seja digital, a resolução deverá ser de no mínimo de 3.2 mega pixels. Não sendo as fotos do(s) autor(es), este(s) será(ão) responsável(is) por declarar os créditos das mesmas e obter a autorização para publicação. Nos gráficos, evitar utilizar cores e dar preferência a símbolos que possam distinguir claramente as informações relevantes da figura.
10. As contribuições podem ser de no mínimo duas e de no máximo 15 páginas em formato A4, editoradas em fonte Times New Roman, tamanho 12, espaço simples. Número maior de páginas poderá ser aceito em casos excepcionais a critério da Editoria da Revista.
11. Os textos deverão ser escritos em português, em linguagem adequada e correta, sendo de responsabilidade do(s) autor(res) a revisão ortográfica. As referências bibliográficas devem seguir o padrão ABNT, tipo por citação de sobrenome e ano (ex. MATHEUS, 1994) e preferencialmente os artigos devem apresentar um resumo de 200 a 300 palavras e indicar de três a cinco palavras-chaves. Artigos em outros idiomas podem eventualmente ser aceitos a critério da Editoria da revista.
12. Estas especificações podem ser eventualmente revistas a critério da Editoria da Revista e da Diretoria da ABPv a qualquer tempo, cabendo aos artigos e contribuições já submetidos se adequarem seguindo as regras existentes à época da submissão do seu material.

Basic Guidelines for submitting articles and technical contributions

1. PAVIMENTAÇÃO Journal is a technical-scientific publication by ABPv. All contributions to the Periodical must be exclusively technical and must be open to partners and professionals of the Road, Railroad and Airport Engineering, both national and international.
2. The Journal may eventually also present special contents, written by your editorial technical staff and by the board of directors of ABPv, as a way of publishing opinions or comments that are considered relevant as the “voice” of ABPv.
3. All articles and contributions such as unpublished technical notes may be sent all year long so that they can be published in one of the four annual editions or in the following year, depending on the number of selected contents.
4. All papers, whether scientific, technical or any other issue forwarded to eventual publication will be evaluated by three professionals who are members of the Technical-Scientific Committee of the Journal, and will be chosen according to the profile of the content to be evaluated. Those who evaluate the papers will not be able to know either authors or papers before the evaluation, and authors will not be allowed to know the identity of those who will be chosen to evaluate their papers.
5. The experts who evaluate papers receive from ABPv a questionnaire that indicate the items to be evaluated in each contribution/paper sent to PAVIMENTAÇÃO Journal, and they may suggest three options in order to forward them:
 - (I) The paper is accepted and sent to publication;
 - (II) The paper is not accepted to publication and will be sent back to the author;
 - (III) The paper might be accepted, if the author agrees with making some changes which may be suggested by one or more experts.
6. It is up to the Board of Directors to judge all negligent cases and allow the publication of papers and contributions that are not all technical, eventually, due to approached subjects and space availability.
7. The evaluation result of any contents sent to PAVIMENTAÇÃO Journal will be informed to the authors and they will also be informed of what will happen to their contribution, which could be: immediate publication in the next edition; publication in the following editions, due to excessive papers; no publication at all.
8. Author or authors of the accepted contributions must agree with publicizing their contents with no copyrights, since ABPv is a non-profitable entity and PAVIMENTAÇÃO Journal is preferably destined to its partners and it won't be used to make profits.
9. All contributions to PAVIMENTAÇÃO Journal must be preferably sent over the internet, and they may be written in PDF format, only while the Committee evaluates the papers. All the original papers must be produced in Microsoft Word. All figures must be on separated sheets, and at least 300dpi resolution. If it's a digital figure, then the resolution must be that of at least 3.2 mega pixels. If those figures do not belong to the author, they will be responsible for both credits and references and authorization for publicizing them. On graphics, authors must not use colors and must use symbols which can clearly distinguish all relevant information of the figure.
10. Contributions must be of at least 2 pages and 15, at most, in A4 format, Times New Roman, size 12, single spacing. A bigger number of pages might be accepted in extraordinary cases, depending on the Journal's Editor.
11. Foreign papers should be sent in their native language, and it is up to the author to translate it into Portuguese. Writing and language must be appropriated and correct, and authors are responsible for proofreading and bibliographic references. Articles must also present an abstract of about 200-300 words and indicate up to 5 keywords.
12. These specifications might eventually be reviewed, at any-time, by the Journal's Editor and by the Board of Directors of ABPv, being necessary for all sent articles to have followed the existing rules at the time they were submitted.

Normas básicas para la admisión de artículos y contribuciones técnicas

1. La Revista PAVIMENTAÇÃO es una publicación técnica y científica de divulgación de la ABPv. Las contribuciones para la revista deben ser de carácter exclusivamente técnico y están abiertas a los socios y profesionales de Ingeniería de Carreteras, Ferroviaria y Aeroportuaria nacional e internacional.
2. La Revista también puede presentar eventualmente notas especiales redactadas por su cuerpo técnico editorial y por la dirección de ABPv como forma de divulgación de opiniones o comentarios considerados relevantes como “voz” de la ABPv.
3. Los artículos y contribuciones como nota técnica, inéditos, pueden ser enviados en cualquier época del año para que sean publicados en una de las cuatro ediciones anuales o incluso en el año siguiente dependiendo del número de notas seleccionadas.
4. Los trabajos, sean científicos, sean técnicos o de otra naturaleza enviados para una eventual publicación, serán sometidos a la evaluación de tres profesionales que componen el Comité Técnico Científico de la Revista, elegidos de acuerdo con el perfil del material a ser examinado. A los evaluadores no les será dado a conocer los autores del artículo o trabajo antes de la evaluación y también será vedada la divulgación de los evaluadores para los autores.
5. Los evaluadores reciben de la ABPv un cuestionario indicativo de los ítems a ser examinados en cada contribución para la Revista PAVIMENTAÇÃO, pudiendo sugerir tres opciones de encaminamiento:
 - (I) El trabajo es aceptado para publicación;
 - (II) El trabajo no es aceptado para publicación y entonces será devuelto a los autores;
 - (III) El trabajo podrá ser aceptado caso los autores concuerden en hacer algunas modificaciones sugeridas por uno o más evaluadores.
6. Cabe a la Dirección de la ABPv dictaminar los casos omisos y autorizar la publicación de contribuciones de carácter no técnico, eventualmente, en función de los asuntos abordados y de la disponibilidad de espacio.
7. El resultado de la evaluación de cualquier material encaminado a la Revista PAVIMENTAÇÃO será llevado al conocimiento de los autores de los mismos informando el destino que se le dará a su contribución que puede ser: publicación inmediata en el próximo número a ser lanzado, publicación en número subsiguiente debido al exceso de contribuciones o la no publicación.
8. El autor de las contribuciones aceptadas para publicación debe concordar con la reproducción de su material sin ningún derecho a cualquier costo de derechos de autor ya que la ABPv es una entidad sin fines de lucro y la Revista PAVIMENTAÇÃO se destina preferentemente a los socios y no será utilizada para la venta con fines de lucro.
9. Las contribuciones para la Revista PAVIMENTAÇÃO deben ser dirigidas preferentemente a través de medio digital, pudiendo estar en formato PDF solamente en la fase de examen del Comité. Los originales deberán ser producidos en programa Microsoft Word. Las figuras deberán entregarse por separado, con resolución mínima de 300dpi. Caso la foto sea digital, la resolución deberá ser como mínimo de 3.2 mega pixels. No siendo las fotos de el(los) autor(es), este(estos) será(n) responsable(s) por declarar los créditos de las mismas y obtener la autorización para la publicación. En los gráficos, evitar utilizar colores y dar preferencia a símbolos que puedan diferenciar claramente las informaciones relevantes de la figura.
10. Las contribuciones pueden ser como mínimo 2 y como máximo 15 páginas en formato A4, editadas en fuente Times New Roman, tamaño 12, espacio simple. Número mayor de páginas podrá ser aceptado en casos excepcionales según criterios de la Editora de la Revista.
11. Los artículos extranjeros deberán ser enviados en el idioma original, quedando facultativo al autor encaminar la debida traducción para el idioma portugués. El lenguaje debe ser adecuado y correcto, siendo responsabilidad de el(los) autor(res) la revisión ortográfica y las referencias bibliográficas. Los artículos también deberán presentar resumen de 200 a 300 palabras e indicar de 3 a 5 palabras claves.
12. Estas especificaciones pueden ser eventualmente revisadas según criterio de la Editorial de la Revista y la Dirección de la ABPv a cualquier tiempo, cabiendo a los artículos y contribuciones ya sometidos adecuarse siguiendo las reglas existentes a la época de la admisión de su material.



INOVAÇÃO EM TECNOLOGIA, REVOLUÇÃO EM CONCEITOS



WMA Foam

- Utiliza asfalto espumado como ligante. As características excepcionais da mistura resultante permitem que se reduza a temperatura de compactação para um intervalo de 90 a 130 °C, gerando até **30% de economia no consumo de combustível da usina**.
- **Aumenta a durabilidade e garante maior qualidade** dos pavimentos, devido a melhor compactação da massa alfáltica e da **redução da oxidação do ligante** (asfalto).
- **Reduz a emissão de gases nocivos ao meio ambiente**, como CO², CO e NO², melhora a qualidade do ar durante sua produção e diminui os riscos de exposição dos trabalhadores.



VDA 700SM

- Tecnologia Terex Cedarapids - múltiplas vezes premiada nos EUA pelo **excelente nível de acabamento da superfície**.
- Melhor relação custo/benefício atualmente do mercado - **altíssima qualidade de acabamento**, componentes de larga vida útil, além de permitir facilidade de operação e manutenção.
- Suavidade de direção, traduzida em ganho em manobrabilidade.



PR 260

- Única no mercado, da classe de 1 m com **profundidade de corte de 30 cm** em uma só passada;
- **Carregamento frontal** - eleva a produtividade, facilita a operação da máquina e oferece maior segurança do processo de fresagem, além de ampla visibilidade do trabalho pelo operador.
- Ferramenta de corte tem **sistema de troca rápida e simples dos bits**, o que diminui os intervalos de paradas para manutenção, aumentando, conseqüentemente, o rendimento do equipamento.
- **Maior potência de motor (260 hp)**, oferece qualidade superior e maior desempenho.

TEREX ROADBUILDING LATIN AMERICA

Rua Comendador Clemente Cifali, 530 | Distrito Industrial Ritter | Cachoeirinha/RS | Brasil
Fone: +55 (51) 2125 6677 | Fax: +55 (51) 3470 6220 | www.terex.com.br



TEREX[®]
Roadbuilding



Há 50 anos...

O andamento das obras da construção da Capital Federal

Arquivo pessoal de José Francisco Azevedo
Fotógrafo Souza