

REVISTA

ABRV

Associação Brasileira de Pavimentação



PAVIMENTAÇÃO

ANO VIII - Nº 28 - Abril a Junho de 2013 - www.abpv.org.br - ISSN 1809-1865



Correlação "Deflexão Benkelman vs. Deflexão Fwd": Riscos, Cuidados e confiabilidade entre duas Grandezas

João Vicente Falabella Fabricio

REVISTA PAVIMENTAÇÃO

Ano VIII – Nº 28 – Abr-Jun de 2013

ISSN 1809-1865



Rua Miguel Couto, 105 – Sobrelojas 204 e 205
20070-030 – Rio de Janeiro – RJ
Tel: (21) 2233-2020 / 2263-5794 – Fax: (21) 2233-0709

CONSELHO EDITORIAL

Diretoria da ABPv

COORDENAÇÃO GERAL

Arqtª Georgina Libório Azevedo
georgina@abpv.org.br
MTb 31365-RJ

JORNALISTA RESPONSÁVEL

Jean Pierre M. Santiago
jpierrem@abpv.org.br
MTb 27170-RJ

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente: Engº José Pedro dos Santos Vieira Costa

Vice-Presidente: Engº Eduardo Alberto Ricci

Diretor Financeiro: Arqtª Georgina Libório Azevedo

Diretor Administrativo: Engº Fernando Augusto Júnior

Diretor Técnico: Engª Michéle Dal Toé Casagrande

Diretor de Divulgação: Engº Cristiano da Costa Moreira

COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

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

Tradução: Mariana Ricci

Capa: Alvaro Magalhães

Editoração: Algo+ Soluções – Maristela Carneiro

Revisão: Eveline Vieira Machado

Impressão: Gráfica e Editora Cruzado Ltda.

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



Nossa capa

Rodovia estadual Emanuel Pinheiro (MT-251), que liga Cuiabá ao Parque Nacional da Chapada dos Guimarães.

Foto: Georgina Libório

Sumário

2 EDITORIAL

3 SEÇÃO DE NOTAS

5 MATO GROSSO

O Calor que vem do coração da América do Sul

9 ESPAÇO JURÍDICO

Algumas Considerações Sobre a CFEM face as Orientações Normativas Publicadas pelo DNPM

Lucas Martins Sanson

ARTIGOS TÉCNICOS

11 Avaliação de dois Solos Modificados com Cimento para Dimensionamento de Pavimentos

Rodrigo Fidelis Viana de Oliveira
Laura Maria Goretti da Motta

24 Correlação "Deflexão Benkelman vs. Deflexão Fwd": Riscos, Cuidados e Confiabilidade entre duas Grandezas

João Vicente Falabella Fabrício

30 Avaliação Visual do Desgaste da Sinalização Horizontal Urbana em um Município de Médio Porte

Fernando Augusto Baptistini Pestana
Cassio Eduardo Lima de Paiva

41 Avaliação Técnica e de Custos de Execução de Misturas de Solo-Cimento para Bases de Pavimentação da Região Sul do Estado do Rio Grande do Sul

Cesar Alberto Ruver
Cezar Augusto Burkert Bastos
Cíntia Rodales Machado
Carlo Zaro Custódio
Melissa Monteiro Casarini

EDITORIAL

O Brasil vive um ano importante na revitalização e renovação e sua infraestrutura nos mais variados setores de base. É recorrente este tópico na Revista PAVIMENTAÇÃO, uma vez que a ABPv segue atenta à aplicabilidade das melhores técnicas no que concerne à engenharia de pavimentos nas obras de infraestrutura rodoviária, aeroportuária e ferroviária.

Ademais, a durabilidade destas obras é um fator que merece destaque, pois toda obra possui tempo estimado para sua vida útil. Neste sentido, o rigor da aplicação das técnicas que confirmem a previsão de durabilidade na utilização do pavimento, por exemplo, faz toda a diferença.

Com estas observações, a edição de nº 28 traz quatro artigos inéditos que cuidam de avançar da qualidade das técnicas. O primeiro traz uma avaliação de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos. Um trabalho produzido por Rodrigo Fidelis Viana de Oliveira, dos Engenheiros e Economistas Consultores S.A. – Enecon, e da Professora Laura Maria Goretti da Motta, da COPPE/UFRJ.

O segundo artigo, nossa capa, observa a correlação “Deflexão Benkelman versus Deflexão FWD”, ponderando riscos, cuidados e confiabilidade entre as duas grandezas. O estudo é de autoria de João Vicente Falabella Fabrício.

O terceiro trabalho apresenta uma avaliação visual do desgaste da sinalização horizontal urbana em município de médio porte, dos autores Fernando Au-

gusto Baptistini Pestana, e do Professor Cássio Eduardo Lima de Paiva, ambos das UNICAMP.

Por fim, o quarto artigo trata-se de uma avaliação técnica e de custos de execução de misturas de solo-cimento para bases de pavimentação da Região Sul do Estado do Rio Grande do Sul. Um trabalho produzido pelos Professores-Pesquisadores da FURG, César Alberto Ruver e Cezar Augusto Burkert Bastos, e pelos acadêmicos do Curso de Engenharia Civil da FURG, Cíntia Rodales Machado, Carlos Zaro Custódio e Melissa Monteiro Casarini.

No Espaço Jurídico, seguimos abordando os aspectos legais da atividade da mineração e suas implicações no nosso setor.

No âmbito geral, gostaríamos que o leitor interagisse mais com a Redação da Revista PAVIMENTAÇÃO. Estamos abertos à sugestão pautas e assuntos que são de interesse da comunidade profissional. Ao leitor, cabe comunicar-se através do e-mail, cartas ou mensagens no Facebook da ABPv. Acreditamos que esta interação contribui sobremaneira para que possamos produzir uma Revista cada vez mais próxima dos colegas engenheiros e demais profissionais que dela se servem.

Conselho Editorial

Seção de notas da Revista PAVIMENTAÇÃO

revistapavimentacao@abpv.org.br

IX CONGRESSO NACIONAL DE EXCELÊNCIA EM GESTÃO



Nesta edição da CNEG 2013, será realizado em conjunto a 12th International Conference on Corporate Social Responsibility e ocorrerá dos dias 20 a 22 de junho na FIRJAN, Rio de Janeiro. Ambos os eventos têm em comum o propósito de compartilhar estudos e iniciativas que vêm sendo realizadas no âmbito de sistemas de gestão sustentável, duradouros e de responsabilidade socioambiental.

Mais informações em www.excelenciaemgestao.org

19ª RPU - REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA



A Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) realizará a 19ª Reunião de Pavimentação Urbana (RPU) entre os dias 03 e 05 de julho de 2013 na cidade de Cuiabá, MT, e já conta com a parceria da UFMT (Universidade Federal de Mato Grosso) e o apoio da Prefeitura Municipal de Cuiabá e do Governo do Estado de Mato Grosso, entre outros. A 19ª RPU constituir-se-á numa oportunidade de discussão e reflexão sobre a pavimentação urbana no País, no momento em que a sociedade exige mais atenção das atividades para a conservação, ampliação e segurança da malha viária, e garantia da mobilidade no meio urbano.

Mais informações em www.rpu.org.br

CBR&C BRASVIAS



7º PRÊMIO ABCR DE JORNALISMO

O Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões (CBR&C) e a Exposição Internacional de Produtos para Rodovias (Brasvias) compõem o mais importante evento promovido pela iniciativa privada para discutir sobre os aspectos relevantes da infraestrutura rodoviária brasileira.

Em 2013, a oitava edição do evento será realizada em Santos (SP), no período de 12 a 14 de agosto, no Mendes Convention Center.

O congresso terá como foco temático os desafios institucionais e tecnológicos para a melhoria da infraestrutura rodoviária brasileira, abrindo portas para a participação de congressistas, conferencistas, patrocinadores, expositores, visitantes, imprensa e meio acadêmico.

Mais informações em www.cbrcbasvias.com.br

CONCRETE SHOW 2013



7ª Feira Internacional de soluções tecnológicas que reúne toda a construção civil com a cadeia produtiva do concreto e ocorrerá de 28 a 30 de agosto no Centro de Exposições Imigrantes (SP). O evento reúne anualmente empresários e profissionais de toda a cadeia produtiva do concreto e da construção civil. Neste grande encontro, são apresentados maquinários, equipamentos, sistemas construtivos, novas soluções e tecnologias, além de seminários técnicos que discutem e indicam os rumos do setor.

Mais informações em www.concreteshow.com.br

NAVALSHORE



Além de promover a concretização de negócios e o fortalecimento do *networking*, a Navalshore – Marintec South America 2013 promoverá um programa de conferências e a 2ª série de *workshops* técnicos ministrados por *experts* do setor para o aprimoramento das estratégias de gestão e produção na indústria naval e *offshore*, e também realizará a 2ª Conferência WorkBoat South America, com mais casos práticos para os setores de apoio marítimo. O evento ocorrerá de 13 a 15 de agosto no Centro de Convenções SulAmérica (RJ).

Mais informações em www.ubmnavalshore.com.br

EVENTOS PELO MUNDO

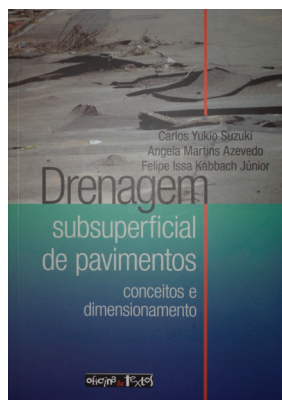
8º CONGRESSO MEXICANO DEL ASFALTO

O evento tem como objetivo apresentar a experiência mexicana e internacional no uso de pavimentos asfálti-

cos na construção e na manutenção de estradas e rodovias do ponto de vista técnico, ambiental e financeiro. O evento ocorrerá de 28 a 30 de agosto em Cancun.

Mais informações em www.congresoamaac.com

PUBLICAÇÕES



Drenagem Superficial de Pavimentos, Conceitos e dimensionamento dos engenheiros Carlos Yukio Suzuki, Angela Martins Azevedo e Felipe Issa Kabbach Junior. A publicação da Oficina de Textos relata a experiência dos três renomados autores, mostrando que a drenagem superficial é de suma importância no projeto

de uma rodovia. Sendo um dos principais problemas na pavimentação, desta forma analisam a origem da água nos pavimentos e mostram como a prevenção pode ser feita e exemplificam os diversos tipos de drenos.

Cursos ABPv

Curso de Drenagem Rodoviária

Período de 22 a 25 de Abril

Prof. Francisco José d' Almeida Diogo

Curso de Pavimentos de Aeroportos

Período de 03 a 06 e 24 a 27 de Junho

Brasília - DF



Foram dados dois cursos de *Pavimentos de Aeroportos* em Brasília para os engenheiros do Banco do Brasil nos períodos de 3 a 6 de junho e de 24 a 27 de junho totalizando 70 alunos. O curso foi ministrado pelos Professores e engenheiros Luciana Nogueira Dantas, Osvaldo de Albuquerque Fonseca, Francisco José d' Almeida Diogo e José Leomar Fernandes Junior.



Parque Nacional da Chapada dos Guimarães

Foto: Georgina Libório

O calor que vem do coração da América do Sul

Tricentenária, a capital de Mato Grosso é uma cidade com um povo acolhedor cercada de belezas naturais.

Anderson Pinho

CUIABÁ – Ela é uma cidade verde e quente, onde o calor predomina praticamente o ano todo. Além das funções político-administrativas, é o polo industrial, comercial e de serviços do Estado. Nasceu da corrida do ouro atraída pelos bandeirantes paulistas e está localizada no coração da América do Sul. Cuiabá, a capital de Mato Grosso, é assim: grandiosa, acolhedora, a perfeita tradução de uma cidade que cresce em desenvolvimento e importância para o País.

Cortada pelo rio que dá nome à cidade e um dos principais afluentes do Rio Paraguai, Cuiabá possui uma população de 561.329 habitantes, segundo dados relativos a 2012 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Considerando a área das cidades situadas no seu entorno – que formam o Vale do Rio Cuiabá – esse contingente populacional sobe para quase 1 milhão de habitantes.

Uma das sedes da Copa de 2014, Cuiabá é um imenso canteiro de obras. A construção da Arena Pantanal – palco de partidas válidas pelo Mundial – transforma posi-



Foto: Nilda Xavier

Viola-de-Cocho é um instrumento musical encontrado nos estados de Mato Grosso e Mato Grosso do Sul, no centro-oeste brasileiro.

tivamente o cenário cuiabano. As obras de mobilidade urbana e de construção e implantação do VLT darão um salto de desenvolvimento na cidade, antes nunca visto

em seus 294 anos de história. Nada mal para a capital do Estado do agronegócio brasileiro.

Graças ao seu passado e presente, a capital foi enredo da Estação Primeira de Mangueira no carnaval carioca de 2013, que levou para a Marquês de Sapucaí “Cuiabá, um paraíso no Centro da América”. “Mangueira no trem da emoção, viaja na imaginação, teu samba é madeira, é jequitibá. É poesia dedicada a Cuiabá”, diz um trecho da canção que embalou o País.

A capital é a porta de entrada para o Pantanal mato-grossense, a maior planície alagada do planeta. É vizinha da bela, mística e enigmática Chapada dos Guimarães, cidade localizada a 61 km da cidade, local onde os cuiabanos buscam o refúgio do Parque Nacional da Chapada dos Guimarães – ambiente propício para a prática de esportes de aventura com suas trilhas, cachoeiras e temperatura amena.

Culinária – Sabores, temperos e aromas fazem da gastronomia cuiabana o retrato da influência da miscigenação brasileira. Os pratos tradicionais da culinária local utilizam matéria-prima encontrada no próprio cerrado mato-grossense. Pacu assado recheado com farofa de couve é um dos símbolos da gastronomia local. Diz o ditado que quem come a cabeça de pacu não vai mais embora da cidade. O peixe é uma iguaria tão sagrada e apreciada que a enorme quantidade de restaurantes expressa esse amor do cuiabano pelo pescado.

Outra vedete da gastronomia é a Maria Izabel (carne seca com arroz) sempre servida com farofa de banana ou feijão empamonado. Tem também a paçoca de pilão, pixé (milho torrado socado com canela e açúcar). O guaraná ralado é um excelente afrodisíaco e substitui em energia o cafezinho. Os doces também vêm dos frutos locais: caju e mangabas, por exemplo. O furrundú é um doce feito do pau (caule) do mamoeiro e rapadura. Os licores são diversos: jenipapo, pequi, bocaiúva, entre outros.



Farofa de banana



Maria Izabel



Pacu assado

Turismo – Cuiabá apresenta diversas possibilidades de turismo por estar situada em uma região de variadas paisagens naturais na própria cidade, tais como, as localidades ribeirinhas, e no seu entorno. A noite cuiabana é animada por causa dos muitos bares para todos os gostos, estilos e bolsos. A capital já foi considerada a primeira do país em consumo *per capita* de cerveja. Na música, o rasqueado é a marca do cuiabano e divide espaço com o “lambadão”, ritmos estritamente locais.

O QUE ENCONTRAR EM CUIABÁ

Centro Geodésico da América do sul – Demarcado pela Comissão Rondon, em 1909, o centro geodésico da América do Sul fica no antigo campo do Ourique – hoje, a Praça Moreira Cabral, onde também fica a Câmara Municipal.



Igreja do Bom Despacho – Inaugurada em 1919, a “No- tre Dame Cuiabana” foi construída no estilo gótico, inédi- to em boa parte do País.



Museu do Rio Cuiabá e Aquário Municipal – O ponto turístico abriga exemplares de peixes do Pantanal mato- grossense, tais como, pacu, dourado, jaú e barbado, além de tartarugas.

Cine Teatro Cuiabá e Museu do Cinema – Inaugurado em 23 de maio de 1942, o Cine Teatro Cuiabá é um centro cultural – com 511 assentos – destinado à produção da informação e do conhecimento nas mais diversas lingua- gens artísticas.

Basílica Catedral Metropolitana Senhor Bom Jesus de Cuiabá – Inaugurada em 1973, a atual catedral foi cons- truída sobre os escombros da antiga. É um dos cartões postais da cidade.

Igreja do Rosário e Capela de São Benedito (Padroeiro da Cidade) – Esta é a única igreja barroca de Cuiabá. Foi fundada por escravos em 1764. É local da tradicional festa de São Benedito que acontece sempre no mês de julho.

Parque Estadual Mãe Bonifácia – Trata-se de um parque urbano com área verde de 77,16 hectares. O espaço foi inaugurado em dezembro de 2000 e está localizado na Avenida Miguel Sutil. O nome é uma homenagem a uma curandeira, escrava refugiada.

SESC Arsenal – Inaugurado em 1832, como Arsenal de Guerra da Capitania de Mato Grosso, tornou-se um sím- bolo da nacionalidade brasileira. Restaurado, foi transfor- mado num espaço cultural.

Casa do Artesão – Espaço que possui uma bela amos- tra da cultura mato-grossense. Há um Museu do Arte- sanato com exposição permanente de peças caboclas e indígenas.



Fotos Nilda Xavier

UM ACABAMENTO LISO EXIGE UMA VIAGEM SUAVE.



	Garantia de 48 meses para a correia Mobil-Trac	Alta Velocidade de transporte	Design de chassioscilante	Viagem suave e cobertura lisa	Excelente tração
Cat® Mobil-Trac™	✓	✓	✓	✓	✓
Esteira de aço Cat			✓	✓	✓
Esteira de aço rígida					✓

CAT® PAVIMENTADORAS COM CHASSIS™ MOBIL-TRAC OFERECEM A VIAGEM MAIS SUAVE DO SETOR... SEM MENCIONAR O ACABAMENTO MAIS LISO.

Tecnologias inovadoras minimizam o movimento dos pontos de reboque, resultando em coberturas mais lisas.

- ✓ Chassi oscilante
- ✓ Grande área de contato com o solo
- ✓ Correia com Autotensionamento
- ✓ Correia de barra trançada ou lisa

Disponível em AP555E, AP655D e AP1055E.

Para obter mais informações e saber quais máquinas estão disponíveis na sua área, consulte seu Revendedor Cat local ou visite cat.com.

PAVIMENTANDO O DIA TODO, TODOS OS DIAS.



Lucas Martins Sanson

Algumas Considerações Sobre a CFEM face as Orientações Normativas Publicadas pelo DNPM

Como é sabido, o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) é o órgão responsável pela fiscalização, cobrança e edição de atos administrativos reguladores da Compensação Financeira pela Exploração de Recursos Minerais, a CFEM.

Em 18 de maio de 2012, a referida autarquia federal publicou 11 novas Orientações Normativas, trazendo, na maioria delas, considerações acerca desta compensação. Todavia, nessas orientações é utilizada uma linguagem muito técnica, o que dificulta o entendimento do contribuinte não acostumado com esse linguajar, razão pela qual se faz necessário tecer breves reflexões do jurídico para o empresarial e operacional.

A CFEM tem previsão legal na Constituição Federal, mais especificamente em seu art. 20, parágrafo 1º, tratando da contraprestação pela utilização econômica dos recursos minerais nos respectivos territórios onde há exploração dessa natureza, sendo uma contribuição não tributária devida por empresas que exploram jazidas minerais.

Com efeito, os bens minerais, em território brasileiro, pertencem à União e o particular que promove a exploração desses deve contribuir com a CFEM, que tem sua receita repartida aos Estados, ao Distrito Federal, aos municípios e aos órgãos da administração desta.

Todavia, é imperioso ressaltar que antes da publicação dessas novas orientações do DNPM, havia muita divergência e discussão com relação a alguns aspectos desta compensação financeira, tais como, a constitucionalidade, natureza jurídica (se constitui tributo ou não), aferição da base de cálculo, competência fiscalizatória, bem como a legalidade da sistemática que envolve a cobrança da CFEM, englobando, inclusive, a legislação e os dispositivos infralegais que foram editados para instituir e regulamentar este instituto.

Nesse diapasão, viu-se imprescindível editar e publicar algumas orientações com o fito de esclarecer e regulamentar as nuances que cercam toda a sistemática da fiscalização e cobrança da CFEM.

Pois bem, como já era esperado, o DNPM, com a publicação da ORIENTAÇÃO NORMATIVA Nº 1/PF- DNPM, consignou ser devida toda a legislação que envolve a CFEM, com respaldo em vários precedentes (julgados no mesmo sentido acerca da matéria) do Supremo Tribunal Federal, onde esta Corte declarou a constitucionalidade dessas legislações que disciplinam a compensação financeira.

Extrai-se do teor de um destes julgamentos que o STF considerou ser a CFEM uma forma de indenizar, reparar os entes políticos pela exploração dos recursos mine-

rais, ou seja, pelo fato dessa atividade (exploração) ser danosa ao Estado, assim seria justo uma recomposição expressa em valor monetário dos prejuízos suportados, razão pela qual declarou constitucional a cobrança deste instituto.

As orientações seguintes também trazem informações com respaldo em reiteradas decisões do Superior Tribunal de Justiça, inclusive onde foi pacificado o entendimento de que cabe realmente ao DNPM promover a fiscalização e a cobrança da compensação aqui tratada.

Isso é relevante, pois havia várias discussões judiciais acerca da competência do DNPM.

Consta ainda das Orientações Normativas seguintes que é legal a dedução dos valores referentes a despesas efetuadas com transporte e seguro na base de cálculo da CFEM.

Nesse contexto, a empresa que está sujeita ao recolhimento da referida contribuição pode descontar da base de cálculo os valores gastos com o transporte e o seguro das mercadorias, limitando-se às vendas do produto mineral, que corresponde à substância mineral já lavrada, destinada à distribuição, ao comércio e ao consumo após o beneficiamento.

Um dos pontos que também merece destaque, pois ocorre corriqueiramente, é com relação aos prazos de cobrança da CFEM.

Sabe-se que a compensação possui natureza jurídica de receita patrimonial e não de tributo. Desta forma, quando se busca estabelecer os prazos decadencial (perda do direito de constituir o crédito pelo lançamento) e prescricional para a sua cobrança, a fonte legal é a Lei nº 9.636/98, que trata dos bens da União.

Essa legislação, em seu art. 47, dispõe que o prazo decadencial para o DNPM constituir e promover o lançamento do crédito é de 10 anos, sendo o prazo prescricional a metade, cinco anos. A cobrança que extrapola esse prazo já não é mais devida.

De fato, quis a autarquia federal competente sanar e pacificar algumas discussões que rondavam a sistemática fiscalização e cobrança da CFEM. No entanto, pode não ter havido muita novidade com essas orientações, todavia, elas são de suma importância para a transparência com que a União deve agir ao exigir dos contribuintes os respectivos pagamentos.

Em suma, é preciso que o explorador mineral tenha conhecimento e saiba precisar se o valor a qual está sendo compelido a recolher é realmente o devido para aquela operação, caso contrário deverá procurar orientação especializada para não ser prejudicado financeira e cadastralmente (CADIN).

Lucas Martins Sanson

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

Avaliação de dois Solos Modificados com Cimento para Dimensionamento de Pavimentos

Rodrigo Fidelis Viana de Oliveira
Enecon, rodrigofidelis@yahoo.com.br

Laura Maria Goretti da Motta
COPPE/UFRJ, laura@coc.ufrj.br

RESUMO

A execução de pavimentos novos necessita, cada vez mais, do aproveitamento dos materiais existentes ao longo da rodovia. Nem sempre os materiais disponíveis na natureza possuem propriedades técnicas que atendem às necessidades do pavimento, fazendo-se necessária a busca de produtos ou mecanismos que melhorem as características tornando o solo ou o material tratado viável técnica, ambiental e economicamente em relação a outros de locais distantes, considerando também seu transporte. A utilização do cimento como aditivo para melhorar as propriedades dos solos vem, de longa data, sendo boa opção para a construção de pavimentos. O método de dimensionamento tradicional do CBR, utilizado no Brasil, tem grande dose de empirismo e nem sempre seleciona materiais adequados considerando o país tropical, pois se apoia em especificações em geral importadas de países temperados. Este estudo apresenta alternativas de ensaios e de método de dimensionamento que avaliam melhor as características mecânicas e físicas do solo modificado por cimento a ser empregado em camadas de base ou sub-base.

Palavras-chave: dimensionamento de pavimentos, solos modificados por cimento, método mecanístico empírico, dosagem de solo-cimento.

ABSTRACT

The construction of pavements requires, each day more, the use of existing materials along the highway. As these materials available in nature not always have technical properties that meet the needs of the pavement, it is necessary to search for products or mechanisms to improve these characteristics and make the use of the soil or the treated material feasible technically, environmentally and economically, in relation to other materials from distant places, also considering their transportation. The use of cement as an additive to improve soil properties has been for a long time a good option for pavement construction. The method of traditional sizing of CBR used in Brazil, has a great deal of empiricism and not always select suitable materials considering the tropical country, because it is supported by the general specifications imported from temperate countries. This study presents testing alternatives that better evaluate the physical and mechanical characteristics of the cement modified soil to be used in base and sub-base layers.

Keywords: pavement design, soil cement, mechanistic - empiric methods, determining cement content.

I. INTRODUÇÃO

Para o dimensionamento do pavimento, é necessário dispor de determinado grupo de materiais para compor as camadas que atendam às necessidades de cada projeto para que se alcance um bom desempenho final. Deve-se, no entanto, levar em conta que as diversas camadas do pavimento, cujos materiais são diferentes e complexos quanto aos seus comportamentos e suas interações, devem trabalhar em conjunto.

Convém ressaltar que o emprego de materiais existentes próximos à execução da obra, mesmo os que seriam descartados para aterros ou bota-foras, gera economia, principalmente em relação aos gastos com transporte. A exploração de materiais de melhor qualidade, sob determinados critérios, e trazidos de locais distantes da obra pode gerar impactos ambientais e alto custo com o transporte. Assim, a melhoria dos solos locais por processos diversos, chamados de estabilização de solos, é uma solução que deve ser utilizada na construção de pavimentos, gerando alternativas para o aproveitamento de solos locais e a redução de custos. Uma das alternativas de estabilização química parcial ou radical do solo é o uso do cimento.

A utilização de cimento para estabilizar o solo é, de longa data, uma das boas maneiras de conferir a certos materiais as características necessárias ao seu emprego no pavimento. O cimento confere ao solo propriedades que variam conforme a quantidade do produto incorporada ao solo: podem diminuir sua deformação elástica e plástica, possibilitar melhor distribuição granulométrica do material formado e, ainda, um enrijecimento acentuado cuja aplicabilidade, em cada caso, terá que ser avaliada juntamente com o aspecto econômico. O teor de cimento que leva a uma estabilização parcial (solo melhorado) ou radical (solo-cimento) varia com a própria natureza do solo e sua formação. Para melhor avaliar esta alternativa, é necessário aplicar os conceitos da mecânica dos pavimentos, que avalia a estrutura do sistema em camadas de forma integrada.

A atual técnica de dimensionamento de pavimentos com camadas de solos modificados por cimento não utiliza ensaios capazes de verificar as características do material de modo a satisfazer a mecânica dos pavi-

mentos. Esta pesquisa mostra como avaliar o comportamento do solo modificado por cimento, apresentando os ensaios que proporcionam a melhor análise da viabilidade técnica da estabilização do mesmo quanto à mecânica dos pavimentos.

O objetivo principal deste trabalho é contribuir para o melhor conhecimento das propriedades mecânicas e de estabilização química de dois tipos de solos modificados por cimento Portland, utilizando ensaios mais adequados. Assim, é possível avaliar o aproveitamento desses materiais aplicados ao dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos, de forma aplicada a uma obra específica. Conclui-se que é possível constatar por parâmetros mecânicos a melhoria do comportamento do solo com a adição de pequena porcentagem de cimento comparado ao do solo puro melhorado somente pelo emprego mecânico da compactação.

2. CONCEITOS SOBRE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Estabilização é o tratamento a que se submete um solo para melhorar suas características de resistência. As propriedades da engenharia que se visa modificar na estabilização de um solo, de forma geral, são (Medina e Motta, 2004): resistência ao cisalhamento, tornando-a menos sensível às mudanças ambientais, principalmente à umidade, além de torná-la compatível com as cargas que a estrutura vai absorver; permeabilidade, aumentando-a ou diminuindo-a e compressibilidade, reduzindo-a. Os processos de estabilização dos solos, especialmente para a pavimentação, podem ser agrupados didaticamente sob os seguintes aspectos:

- a. Melhoria geral das propriedades do solo – Compactação: é o processo mais simples e que atinge todas as propriedades;
- b. Melhoria radical das propriedades principais – Adição de produtos químicos (cimento Portland, cal com cinzas volantes, ligantes betuminosos, rejeitos industriais etc.);
- c. Melhoria moderada dos solos de fronteira (quase satisfazem a especificações) – Estabilização granulométrica (mistura de um ou mais solos ou materiais). Solo modificado por pequenas porções de produtos químicos (cimento, cal etc.);
- d. Tratamento contra água ou impermeabilização – Asfalto, produtos químicos e membranas;

- e. Tratamento contra poeira e erosão – Cloreto de sódio, cloreto de cálcio etc.

França (2003) considera que a estabilização de um solo consiste em dotá-lo de condições de resistir às ações climáticas, aos esforços e desgastes induzidos pelo tráfego sob as condições adversas consideradas no projeto.

O termo *estabilização do solo* refere-se a qualquer processo, natural ou artificial, pelo qual um solo, sob o efeito de cargas aplicadas, se torna mais resistente à deformação e ao deslocamento do que o solo original. Tais processos consistem em modificar as características do sistema solo-água-ar com a finalidade de obter propriedades de longa duração compatíveis com uma aplicação particular (Houben & Guillaud, 1994).

Guimarães (2002) pontua que a estabilização dos solos pode ser feita com o emprego de várias técnicas, as quais são agrupadas em dois grandes conjuntos:

- a) aquelas que empregam meios mecânicos: correção da granulometria e da plasticidade através da incorporação ou da retirada de determinadas quantidades de frações constituintes dos solos, até a obtenção de parâmetros estabelecidos por normas;
- b) aquelas que empregam meios químicos: utilização de aditivos orgânicos ou inorgânicos, tais como, a cal, cimento Portland, silicatos de sódio, materiais betuminosos, resinas, compostos de fósforos, entre outros.

No caso de se pensar na estabilização por qualquer uma dessas técnicas para o uso em pavimentação, é fundamental lembrar que para todas elas se superpõe a compactação do material. O processo de compactação dos solos é caracterizado como um processo no qual se oferece ao solo não apenas densidade e resistência, mas também estabilidade. Portanto, é importante enfatizar que, independentemente do material utilizado em cada camada, na estabilização química ou não, há a necessidade de se definir o grau de compactação mínimo a ser atingido no campo.

Macedo (2004) diz que a estabilização granulométrica consiste em melhorar o solo natural pela modificação de sua composição, o que se realiza por meio da mistura de dois ou mais solos e/ou a separação de uma das frações de solo. Assim, obtém-se um solo bem graduado, atendendo os requisitos físicos necessários a uma base ou um revestimento primário estabilizado.

É importante mencionar que, segundo a especificação DNER 303/97-ES, os materiais que podem ser constituintes de base são solos, misturas de solos, escórias, misturas de solos e materiais britados ou produtos provenientes de britagem.

A estabilização físico-química é feita através do uso de aditivos que interagem com as partículas do solo, visando a melhoria e a estabilidade das propriedades mecânicas e hidráulicas. Tais aditivos compreendem: cal, cimento, asfaltos ou betumes, produtos químicos industrializados, cloretos, ácidos fosfóricos, entre outros.

Para Marques (2005), a estabilização física pode ser elétrica ou térmica: a estabilização elétrica consiste na passagem de uma corrente elétrica pelo solo, enquanto a estabilização térmica é feita por meio de congelamento, aquecimento ou termo-osmose.

França (2003) pontua que “a estabilização química de um solo refere-se às alterações produzidas na sua estrutura pela introdução de certa quantidade de aditivo, suficiente para melhorar suas propriedades físicas e mecânicas, possibilitando o seu emprego para fins de projeto”.

Gregório (2010) afirma que, na estabilização mecânica, as propriedades do solo são alteradas através do processo de compactação ou estabilização granulométrica. Na compactação, é estabelecida uma condição de densificação máxima relacionada a uma energia de compactação e uma umidade ótima ou à estabilização granulométrica.

O processo de estabilização química com o uso do cimento Portland (por simplificação, será referido neste texto somente como “cimento”) é de longa data conhecido e aplicado em várias obras de pavimentação no País. A ABNT na norma NBR 12023 (1992) define o solo-cimento como um produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, executada conforme a NBR 12253 (1992). A qualidade do solo-cimento está intimamente relacionada a fatores, tais como, a quantidade de água, tipo e grau de compactação, tempo de cura, eficiência da mistura, entre outros.

Ceratti (1991) esclarece que o estudo do solo-cimento teve início em 1935 e que uma constatação importan-

te nessa época foi a verificação da validade da relação densidade *versus* teor de umidade proposta por Proctor também para as misturas de solo-cimento.

O solo melhorado com cimento pode ser definido como um material proveniente da mistura de solo, cimento e água em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência e durabilidade. Os teores usuais de cimento situam-se na faixa de 2 a 4% em peso, em relação ao total da mistura segundo a especificação de serviço DNER-ES 304/97 atualizada para o DNIT ES 142/2010, embora mantendo o mesmo conteúdo. No entanto, a prática rodoviária e as normas brasileiras definem os parâmetros de avaliação desses dois processos de estabilização por critérios e ensaios tradicionais e pouco adequados.

Vários trabalhos brasileiros já enfocaram o uso do solo estabilizado de forma moderna, apresentando resultados de módulo de resiliência como o parâmetro mais adequado para a análise do efetivo ganho de desempenho com cada método ou processo de estabilização. No caso da estabilização com cimento, destacam-se os citados neste breve relato, mas certamente muitos outros já foram apresentados, não sendo possível citar todos no espaço deste trabalho.

3. O PROBLEMA

O estudo de caso que esta pesquisa enfoca é referente a um trecho da rodovia BR-381/MG, lote 03, subtrecho entrº MG-320 (para Jaguarauçu) - Ribeirão Prainha, com extensão 28,6 km, com previsão de término do projeto em setembro de 2010. A empresa responsável pelo projeto de restauração e duplicação, contratada pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) forneceu as informações que serviram de base para este trabalho (Enecon, 2011). O primeiro autor deste artigo trabalha nesta empresa, no setor pavimentação, sendo responsável pelo laboratório de ensaios de materiais para pavimentação, não tendo sido o projetista do contrato.

A implantação e a pavimentação da BR-381 entre Governador Valadares e Belo Horizonte foram executadas em várias etapas há várias décadas. Tiveram início no ano de 1952, a partir de Belo Horizonte e foram con-

cluídas em 1971, com a sua chegada em Governador Valadares. A visão geral do projeto atual é a de ampliar a capacidade e modernizar a ligação rodoviária entre as cidades de Governador Valadares e Belo Horizonte. O empreendimento é considerado de grande porte, visto que prevê a realização de obras de melhoramentos e duplicação na rodovia BR-381, incluindo a execução de viadutos e túneis.

Os estudos técnicos dos materiais e o dimensionamento do pavimento para o projeto foram realizados pelo método empírico do DNER, atual DNIT, portanto, utilizando ensaios convencionais (caracterização, LL, LP, compactação e CBR). Uma das alternativas avaliadas como opção no anteprojeto foi, portanto, a que atendeu o dimensionamento empírico pelo método do DNIT (2006) e a escolha dos materiais das camadas, naturalmente, também está condicionada por esse método.

Para este estudo, cuja fonte completa está em Oliveira (2011), foram selecionadas duas jazidas próximas ao trecho, que não atenderam integralmente a especificação DNER-ES 303/97 para a camada de base quanto à granulometria e ao ISC. Entretanto, supôs-se que, com a modificação por cimento ou, até mesmo, os solos puros avaliados por outro padrão de escolha, e com o dimensionamento por método mecanístico-empírico, talvez houvesse condições de serem utilizados como material adequado para a camada de base do pavimento a ser construído na duplicação.

Para mostrar o dimensionamento alternativo para o local, foram aplicados os conceitos do método mecanístico-empírico e realizados: ensaios de caracterização, método físico-químico de dosagem para o solo-cimento e cal, resistência à compressão simples, determinação do módulo de resiliência por ensaio triaxial de carga repetida dos dois solos puros e com dois teores de cimento. Utilizou-se o programa computacional Sispav para o dimensionamento, com o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos da estrutura das novas seções de pavimentos propostos. Os estudos das alternativas de dimensionamentos foram realizados objetivando que a estrutura do pavimento fosse suficiente para atingir a vida do projeto determinada em 10 anos, realizados ajustes na espessura das camadas para que atendessem essa vida.

4. MATERIAIS

No projeto, em cada jazida pesquisada próxima à obra, foi lançado um reticulado de 30 m e nos vértices, foram realizados os furos de sondagem, a pá e picareta. Todos os furos foram numerados, cobrindo-se toda a área da ocorrência até a profundidade de existência de material utilizável. Para este estudo, de todas as estudadas, foram selecionadas as jazidas 02 e 04, cujos solos não atendem integralmente a especificação DNER-ES 303/97 para o uso como camada de base quanto à granulometria e ao ISC. Esses dois materiais passaram a ser estudados com modificação por cimento e avaliados por outro padrão de escolha, que se refere aos ensaios de carga repetida.

A jazida 02 é um afloramento de saibro arenoso com quartzo, situado numa área de 4.500 m², com volume

utilizável estimado em 72.630 m³ e cobertura vegetal formada por capim. Está à aproximadamente 5,9 km do início do trecho - estaca 0 - no lado esquerdo, às margens da rodovia de acesso à cidade de Jaguará/MG, sendo todo o trajeto pavimentado. Na figura 1, é apresentada a amostra 01 (jazida 02) no seu local de origem e o detalhe do solo em laboratório, destorroado e seco.

Na tabela 1, é apresentada a média dos resultados de ensaios da amostra 01 (jazida 02). Para este solo, foram ensaiadas 15 amostras, compactadas na energia normal, pela empresa consultora em seu próprio laboratório, situado em Belo Horizonte, em função do projeto de restauração e duplicação da rodovia. Utilizando o sistema de classificação de solos TRB (*Transportation Research Board*), o solo da jazida 02 foi classificado como A-1-B nas 15 amostras ensaiadas.



Figura 1 – Aspectos de campo e laboratório da amostra 01 – jazida 02

Tabela 1 – Média dos resultados dos ensaios da amostra 01 (J2) – (Fonte: Enecon, 2011)

Descrição	LL (%)	IP (%)	GRANULOMETRIA – % QUE PASSA							COMPACTAÇÃO		C.B.R	
			2"	1"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	UMID. HOT. (%)	DENS. MAX. (g/cm ³)	EXP. (%)	I.S.C. (%)
Média	NL	NP	0,0	100,0	98,4	94,8	79,0	38,4	4,4	4,0	1,682	0,0	32,9
Desvio médio	–	–	0,0	0,0	1,0	2,1	4,3	4,7	0,8	0,9	0,033	0,0	3,5

A jazida 04 é um afloramento de cascalho de quartzo com predominância laterítica, situado numa área de 31.950 m², com volume utilizável estimado em 66.420 m³ e a cobertura vegetal é constituída por eucaliptos. Na figura 2, é apresentada a amostra 02 no seu local de origem e o detalhe do solo seco em laboratório. Na tabela 2, é apresentada a média dos resultados de 27 amostras ensaiadas pela empresa em seu próprio laboratório. As amostras foram compactadas na energia

normal no caso dos resultados apresentados. Essa jazida está localizada na fazenda Paraguá, a 23,0 km da estaca 596, no lado direito, pelo acesso 1, e a 15,3 km da estaca 1135, no lado direito, pelo acesso 2, sendo que todo o trajeto é de terra, por ambos os acessos. Utilizando sistema de classificação de solos TRB, o solo foi classificado como A-2-4 em 15 amostras das 27 ensaiadas, tendo nas outras amostras, uma variação entre as classificações A-1-A, A-1-B, A-2-6 e A-2-7.

Para verificar se o solo da jazida 04 é laterítico, foi realizado o ensaio para a determinação da relação sílica-sesquióxidos no laboratório da COPPE/UFRJ, tendo como referência a norma DNER-ME 030/94 Solos – determinação das relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos em solos. Os resultados são apresentados na tabela 3. A especificação DNIT ES 098/2007 para a base estabilizada granulometricamente com a utilização de solo laterítico define que os solos lateríticos de graduação graúda são aqueles cuja relação molecular sílica-sesquióxido (Kr) é menor que 2 e que apresen-

tam expansão inferior a 0,2%. Portanto, como o solo da jazida 04 apresentou Kr=0,16 muito abaixo do valor de referência e a média da expansão foi 0 (zero), conclui-se que essa jazida é de solo granular laterítico.

Além dos ensaios apresentados anteriormente, foi realizado o método físico-químico de dosagem para o solo-cimento e cal, resistência à compressão simples, determinação do módulo de resiliência por ensaio triaxial de carga repetida dos dois solos puros e com dois teores de cimento, apresentados no próximo tópico.



Figura 2 – Aspectos de campo e laboratório da amostra 02 – jazida 04 (Fonte: Enecon, 2011)

Tabela 2 – Média dos resultados de ensaios para a amostra 02 (Fonte: Enecon, 2011)

Descrição	LL (%)	IP (%)	GRANULOMETRIA – % QUE PASSA							COMPACTAÇÃO		C.B.R	
			2"	1"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	UMID. HOT. (%)	DENS. MAX. (g/cm³)	EXP. (%)	I.S.C. (%)
Média	31,3	8,8	98,3	89,8	76,7	67,4	51,7	29,4	19,0	8,9	1,820	0,0	76,5
Desvio médio	4,8	1,9	2,8	4,8	6,6	7,2	7,3	5,6	5,5	1,4	0,039	0,0	13,7

Tabela 3 – Resultado do método de ensaio DNER-ME 030/90 realizado na amostra 02 - J4 (Fonte: COPPE/UFRJ)

AMOSTRA	pH		M.O (%)	ATAQUE SULFÚRICO						
	H2O	KCl 1M		ΔP (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	Ki	Kr	Res. (%)
Amostra 02 (Jazida 04)	5,05	4,94	1,65	15,98	3,5	29,3	14,3	0,20	0,16	40,8

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL E RESULTADOS

Os ensaios para a determinação do módulo de resiliência (MR) foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Os ensaios foram feitos com cada solo puro e com adição de 3 e 5% de cimento para os dois solos. Para os solos puros, as amostras foram separadas em bandejas e adicionada água necessária para ficar na umidade ótima. Para os solos com adição de cimento, o solo foi colocado em bandeja e adicionado o

teor de cimento citado, procedida a homogeneização para, depois, adicionar água. A compactação ocorreu alguns minutos após a adição da água e a homogeneização da amostra, e todas feitas com compactador elétrico, ilustrado na figura 3, em molde tripartido de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, com volume de 1.570,8 cm³, preso com braçadeiras. A energia de compactação foi a modificada (energia de 27,3 kgf.cm/cm³). O solo foi compactado em 10 camadas, sendo a

altura de queda de 45,7 cm e peso do soquete de 4,53 kgf, sendo aplicados 20 golpes para as três primeiras camadas e 21 golpes para as demais. Em seguida, cada amostra compactada foi levada para a prensa onde foi realizado o ensaio do módulo de resiliência numa prensa triaxial de carga repetida de fabricação e automação própria da COPPE.

Foi retirado o colar que prende as três partes do cilindro e, logo após, o cilindro foi removido de forma que, cada

parte deslizasse pelo corpo de prova. Foi colocado um filtro de papel entre a base do CP e uma pedra porosa. O CP foi envolvido por uma membrana previamente verificada por equipamento de ar comprimido, garantindo que não houvesse vazamento de ar, para depois ser colocado no equipamento triaxial. Em seguida, foi colocada a célula de carga no topo da amostra e instalados os LVDTs. A câmara foi fechada e os LVDTs ajustados com o auxílio do microcomputador para o início do ensaio.



Figura 3 – Sequência da preparação por compactação de um corpo de prova para o ensaio triaxial de carga repetida (MR) deste trabalho, no Laboratório da COPPE/UFRJ

Para cada um dos solos, com cada teor de cimento escolhido para este ensaio, foi preparado um corpo de prova ensaiado imediatamente após a moldagem para observar este valor em relação ao solo puro e, após, o CP foi colocado em uma câmara úmida. Após sete dias, cada CP foi levado de novo para o ensaio na câmara triaxial. Em seguida, retornou à câmara úmida para mais dois períodos de cura: até 14 dias e até 28 dias. Os autores avaliam hoje que não há vantagem em realizar o ensaio triaxial dinâmico nos corpos de prova modificados por cimento sem o período de cura, pois existe a possibilidade de influenciar as ligações químicas que serão formadas nesse período. Além do mais, o resultado do ensaio, sem um período de cura, não

é relevante para a avaliação do solo modificado por cimento. Portanto, este serviu como estudo relativo tão somente.

O ensaio iniciou com o condicionamento da amostra, com três pares de tensão, aplicando 500 repetições para cada tensão de desvio. Após o condicionamento, iniciou-se o ensaio para a determinação do módulo de resiliência com uma aplicação de sequência de 18 pares de tensões para a obtenção das leituras das deformações após 10 repetições de carga. Estes valores de pares de tensão são os da norma de ensaio DNER ME 133/94 atualizada como DNIT 134/2010 e utilizado pela COPPE desde 1977 para todos os materiais de base, sub-base e subleito.

Pode-se verificar que os valores dos módulos de resiliência indicam que a estabilização do solo com o cimento se dá próximo da porcentagem de 3%, ratificando os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e pelo método físico-químico de dosagem (MFQ: maiores detalhes em Ceratti, 1991; Rodrigues, 1992; Oliveira, 2011) realizados nesta pesquisa para este solo: para o MFQ, o teor de cimento ficou próximo de 3% e para o RCS, igual a 3,6%.

O ensaio de MR para o solo da jazida 04 (laterita) apresentou um ganho de resistência com o teor de 3% de cimento. Porém, o ganho foi mais expressivo com a dosagem de 5% aos 28 dias, ratificando os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa (para o MFQ, o teor de cimento ficou próximo de 7% e para o RCS, igual a 4,6%). Estão mostrados na tabela 6, para dois teores de cimento e quatro idades de cura, os modelos compostos resultantes dos ensaios triaxiais para a amostra 02 deste estudo (jazida 04).

Foi testada a opção de mistura das duas jazidas na proporção de 50% em peso de cada solo sem cimento como alternativa, por exemplo, para o uso na sub-base e o resultado mostrado na Tabela 7 ficou dentro do intervalo referente aos resultados do solo puro de cada uma das jazidas, como esperado. Esse resultado corresponde a mais uma alternativa de projeto da estrutura do pavimento.

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa), utilizando o modelo composto para o saibro deste estudo, com dois teores de cimento e quatro idades de cura

Descrição	Idade (dias)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
Solo puro	0	628,8	0,50	-0,13	0,99
Solo + 3% de cimento	0	786,9	0,54	-0,18	0,98
Solo + 3% de cimento	7	1.909,8	0,53	-0,05	0,98
Solo + 3% de cimento	14	2.086,4	0,56	-0,02	0,96
Solo + 3% de cimento	28	2.865,1	0,51	0,03	0,99
Solo + 5% de cimento	0	771,5	0,51	-0,15	0,99
Solo + 5% de cimento	7	2.934,4	0,59	-0,03	0,95
Solo + 5% de cimento	28	2.350,7	0,44	0,02	0,98

Tabela 6 – Resultado dos ensaios de módulo de resiliência (MPa), utilizando o modelo composto para a laterita deste estudo

Descrição	Idade (dias)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
Solo puro	0	1.173,7	0,55	-0,12	0,98
Solo + 3% de cimento	0	1.053,6	0,44	-0,19	0,99
Solo + 3% de cimento	6	1.201,4	0,27	-0,14	0,97
Solo + 3% de cimento	14	1.931,5	0,50	-0,04	0,99
Solo + 3% de cimento	28	2.389,5	0,55	0,03	0,99
Solo + 5% de cimento	0	1.311,2	0,41	-0,18	0,99
Solo + 5% de cimento	6	2.912,3	0,42	0,00	0,99
Solo + 5% de cimento	14	3.671,4	0,57	0,04	0,99
Solo + 5% de cimento	28	5.073,9	0,64	0,08	0,99

Tabela 7 – Resultado dos ensaios de módulo de resiliência, utilizando o modelo composto para a mistura de solos das duas jazidas deste estudo

Descrição	Idade (dias)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
Mistura de jazidas 50% laterita + 50% saibro	0	979,6	0,59	-0,14	0,98

6. UMA AVALIAÇÃO MECANÍSTICA PARA UTILIZAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO

No estudo de tráfego referente ao estudo de caso, a projetista admitiu o período de projeto de 10 anos (vida útil do pavimento), considerando o ano de abertura ao tráfego em 2014 (ano 01) e o final da vida útil em 2023. O número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf (N), utilizando os fatores de equivalência do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE) para este período, foi de $N=1,62 \times 10^8$.

No caso do uso do programa SisPav, como neste é possível considerar a distribuição do tráfego por tipo de eixo, sem fazer a transformação por fatores de carga, foi utilizada a distribuição de eixos mostrada na figura 4. Internamente, o programa até calcula o N (USACE), a título de informação. Neste caso, o N equivalente foi ligeiramente maior que o da projetista e igual a $1,85 \times 10^8$.

A estrutura final do pavimento dimensionada pelo método do DNIT, feito pela projetista, foi a seguinte: revestimento em CBUQ de 12,5 cm, base granular de 15 cm, sub-base granular de 15 cm e subleito do tipo

II. Esta estrutura, simulada no SisPav, não atenderia a vida do projeto com os materiais modelados nas condições adotadas de módulos e critérios de desempenho. Porém, para uma avaliação adequada e definitiva, seria necessário ensaiar todos os materiais

escolhidos no projeto, inclusive o concreto asfáltico, utilizar os dados reais de ensaios e garantir que, na execução da obra, fossem obedecidos esses critérios de dimensionamento.

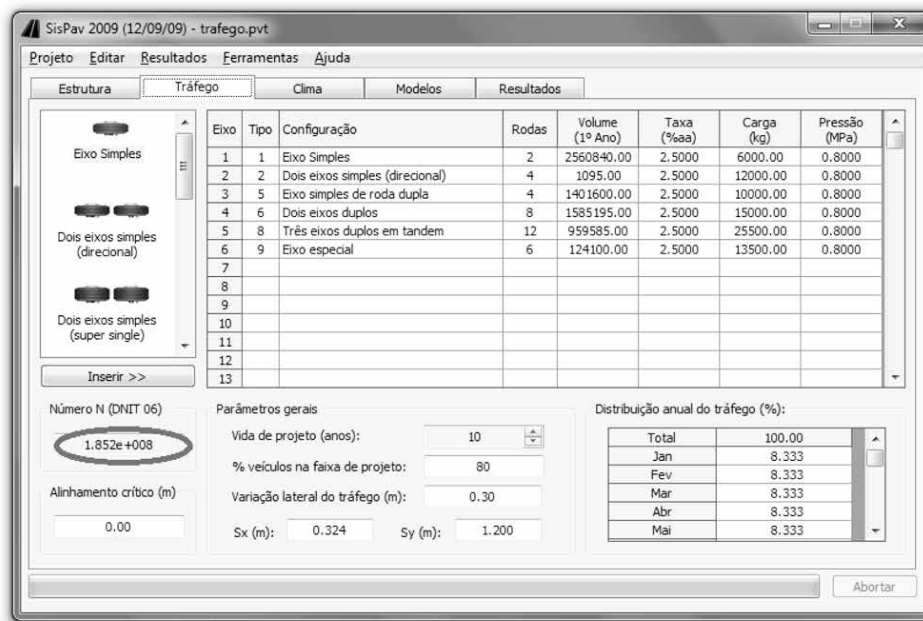


Figura 4 – Tela do SisPav de representação do tráfego utilizado para o cálculo da estrutura dos pavimentos simulados neste trabalho

Cabe comentar que a prática de verificação da estrutura dimensionada pelo método DNIT, com valores de módulos adotados, às vezes, por correlações empíricas com o CBR e critérios de fadiga sugeridos por referências estrangeiras, com o cálculo das tensões feito com o ELSYM 5, é, lamentavelmente, corrente em muitas empresas de projeto brasileiras. Isto não se justifica e não deve ser feito. Isto dá a ilusão de que se realizou o dimensionamento mecanístico-empírico, o que não é confiável. Não há consistência entre os valores adotados, especialmente quando se usam correlações de outros países e os materiais reais são diferentes daqueles usados para a geração das correlações, especialmente se tratando de solos tropicais. Adotando-se valores e critérios, é possível “manipular” os dados até que a estrutura atenda os parâmetros de dimensionamen-

to, mas nada garante que na obra se obterão estes módulos adotados!

Para mostrar a influência na simulação dos parâmetros do projeto, foi escolhida para a camada de base do pavimento uma BGTC (Brita Graduada Tratada com Cimento). Os valores utilizados foram os sugeridos pelo SisPav para efeito de anteprojeto, conforme figura 5. A figura 6 apresenta os resultados do dimensionamento, utilizando como revestimento asfáltico um CBUQ faixa B, na camada de base a BGTC e na camada de sub-base a mistura (50% da amostra 01 + 50% da amostra 02). Pelos critérios de fadiga do SisPav, esta estrutura, com as espessuras mostradas, foi satisfatória, gerando a menor estrutura de pavimento, inclusive a menor espessura de revestimento asfáltico, comparada a todas as estruturas de pavimento simuladas nesta pesquisa completa.

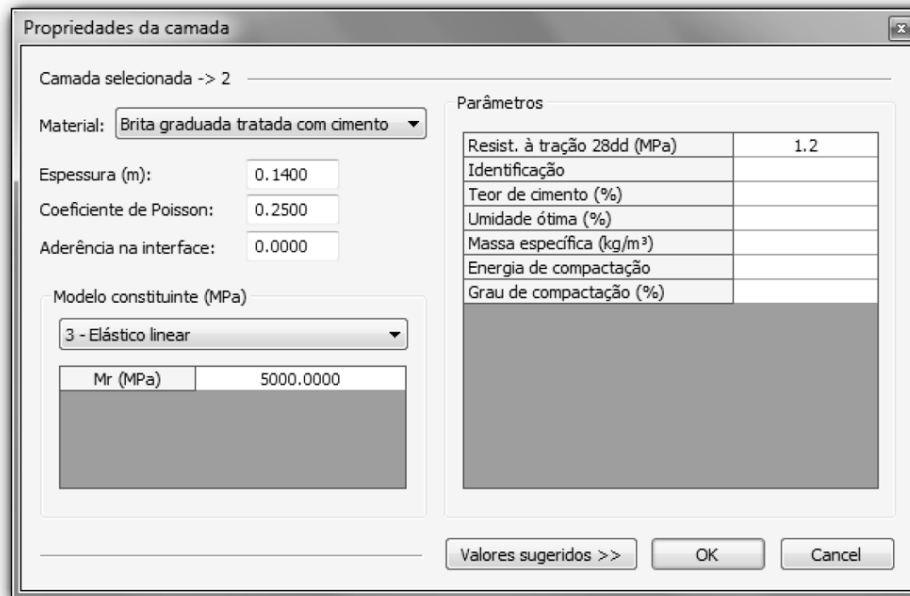


Figura 5 – Parâmetros sugeridos por Franco (2007) para BGTC

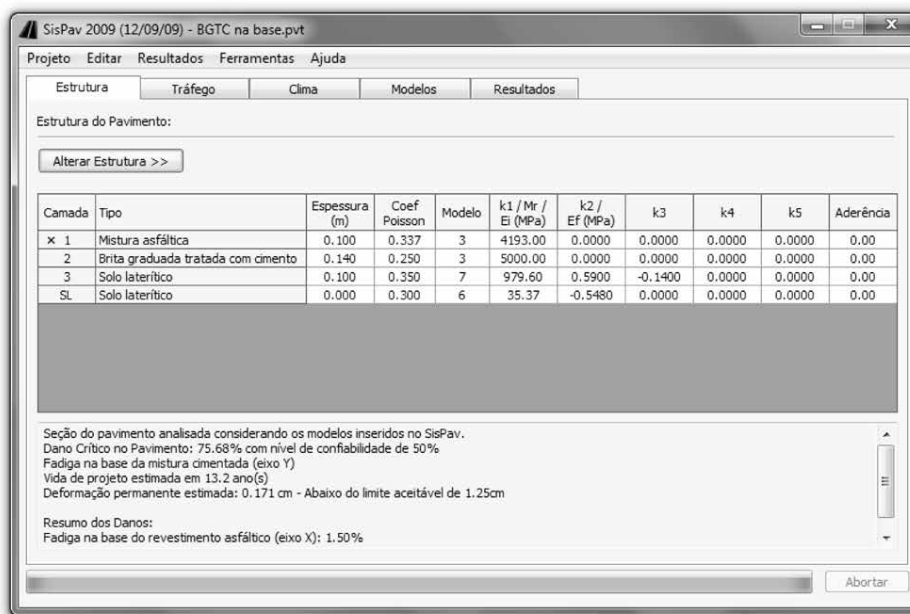


Figura 6 – Dimensionamento utilizando CBUQ na camada de revestimento asfáltico, BGTC na camada de base e mistura (50% da amostra 01 e 50% da amostra 02) na camada de sub-base

Oliveira (2011) mostra várias simulações com todos os materiais ensaiados. O objetivo é mostrar a viabilidade para o aproveitamento do solo modificado por cimento, conjugando com outras camadas de pavimento. O resumo das alternativas testadas para otimizar a estrutura, para o tráfego de projeto, está apresentado na tabela 8. Com esta breve “análise exploratória” da aplicação do método mecanístico com o uso do SisPav, mostrou-se a

versatilidade do método e a diferenciação necessária do comportamento dos materiais de forma adequada para compor o “sistema” em camadas que é um pavimento: a compatibilização das rigidezes dos materiais é fundamental. Naturalmente, muitas alternativas poderiam ser ainda tentadas e uma análise final de custos também deveria ser feita para embasar a escolha final da solução a ser empregada neste estudo de caso. Mas não foi o objetivo “esgotar” o assunto, só ressaltar as possibilidades.

Tabela 8 – Resumo das simulações de dimensionamentos que atenderam o critério de fadiga

Camada	Material	ESPESSURAS (cm)						
		1	2	3	4	5	6	7
1	CBUQ faixa	–	–	32	–	31	–	10
2	Asfalto modificado por polímero	19	–	–	20	–	19	–
3	Asfalto borracha	–	25	–	–	–	–	–
4	Solo amostra 01 + 3% cimento	–	–	–	–	–	10	–
5	Solo amostra 02 + 3% cimento	20	12	10	10	55	10	–
6	50% da amostra 01 + 50% da amostra 02	–	10	10	25	15	–	10
7	BGTC (Brita Graduada Tratada com Cimento)	–	–	–	–	–	–	14
TOTAL (cm)		39	47	52	55	101	39	34

7. CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho foi contribuir para um melhor conhecimento das propriedades mecânicas e de estabilização química dos solos modificados por cimento Portland, aliado à tomada de decisão, explorando as possibilidades apresentadas pelo método de dimensionamento mecânico-empírico (ME), tendo como base um estudo de caso. O dimensionamento ME demonstrou que a utilização dos dois solos modificados por cimento na camada de base do pavimento é uma alternativa a ser considerada, contrariando o método empírico do DNIT (2006), que não permitiria a utilização desses materiais na camada de base. O dimensionamento ME demonstrou que até mesmo o solo laterítico puro seria adequado para o dimensionamento

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – NBR 12023 (1992). *Solo-Cimento – Ensaio de Compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT – NBR 12253 (1992). *Solo-Cimento – Dosagem para o Emprego como Camada de Pavimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Ceratti, Jorge Augusto Pereira (1997). *Estudo do comportamento da fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos*. Tese. Faculdade Federal do Rio de Janeiro, 1991.

DNER ES-303 (1997). *Pavimentação – base estabilizada granulometricamente*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

dimensionamento do pavimento na camada de base, apesar de também não cumprir os requisitos tradicionais para a base, porém, com espessura de revestimento muito alta. A utilização de valores de referência da literatura pode ser inapropriada para muitos materiais e não ser coerente com o material estudado. Verificou-se na literatura que os valores ditos “típicos” dos materiais de pavimentação são muito variados e possibilita a manipulação e interpretações errôneas em alguns casos. As simulações de dimensionamento demonstraram que é importante fazer várias análises das espessuras do pavimento, até mesmo retirando alguma, para verificar possíveis ganhos na estrutura. Uma forma de otimizar a estrutura do pavimento é escolher materiais que atendam a determinados módulos de resiliência e parâmetros que influenciam no seu dimensionamento, e o controle de campo deve ser tal que garanta o atendimento desta condição adotada no projeto. Para os projetos de pavimento, devem ser realizados todos os ensaios necessários e disponíveis para o dimensionamento ME e, quando possível, avaliar as modificações desses materiais, visando conferir melhor relação entre a tensão-deformação para gerar um ganho real na estrutura final do pavimento.

8. AGRADECIMENTOS:

Os autores agradecem à Empresa Enecon pela cessão de dados. Agradecem a colaboração dos engenheiros Mariluce Ubaldo, Maria da Glória Marcondes e Alvaro Vianna, e dos técnicos: Marcos “Bororó”, Allan, Leandro, Rodrigo, Tiago, Roberto e Washington, da COPPE, na realização dos ensaios de carga repetida e químicos.

DNER ES-304 (1997). *Pavimentação – base de solo melhorado com cimento*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro.

DNIT ES 098 (2007) – *Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com a utilização de solo laterítico – Especificação de serviço*.

DNIT ME 134 (2010) – *Ensaio triaxial de carga repetida para a determinação do módulo de resiliência de solos*.

DNIT ES 142 (2010). *Pavimentação – base de solo melhorado com cimento*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro, 2010.

DNIT. Manual de Pavimentação (2006). *Publicação IPR-719*. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

ENECON (2011). *RP-02 Volume 3 – Memória justificativa do projeto básico*. Tomo I – maio/2011.

FAGANELLO, A. M. P. (2006). *Rejeitos de Britagem de Origem Basáltica: caracterização e utilização em solo-cimento na região de Londrina (PR)*. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Londrina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento, Londrina.

FRANÇA, F. C. (2003). *Estabilização Química de Solos para Fins Rodoviários: Estudo de Caso com o Produto "RBI Grade 81"*. 104f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais.

GREGÓRIO, J. (2010). *Estabilização de um Solo da Formação Palermo com Aditivo PZ Solution*. (Trabalho de conclusão de curso). Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), Criciúma.

GUIMARÃES, J. E. P. (2002). *A cal. Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil*, 2ª ed. São Paulo: Pini, pág. 341.

Houben, H., & Guillaud, H., 1994. *Earth Construction: A Comprehensive Guide*. London: Intermediate Technology Publications. Pág. 73, janeiro, RJ, pág. 7. Disponível em <http://www.ufsm.br/>

[engcivil / Material Didático / TRP1002_Mat_para_infraestrutura_de_transp/normas_e_material_complem/ Material_Estabilizado_Granulometricamente_Base.pdf](#) . Acesso em 03 jul. 2011.

MACEDO, Mirtes Maria de (2004). *Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia Civil.

MARQUES, G. L. O. (2005). *Estabilização de solos para fins de pavimentação*. Minas Gerais.

MEDINA, J., Motta, L. M. G. (2004). Notas de aula dos professores Jacques de Medina e Laura Maria Goretti da Motta. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Oliveira, R. F. V. (2011). Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Minas Gerais.

RODRIGUES, M. G. M. (1992). *Contribuição ao Estudo do Método Físico-Químico de Dosagem do Solo-Cimento*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Correlação “Deflexão Benkelman vs. Deflexão Fwd”: Riscos, Cuidados e Confiabilidade entre duas Grandezas

Eng^o João Vicente Falabella Fabrício
Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro

RESUMO

É comum, no meio rodoviário, recorrer-se ao emprego da correlação entre duas grandezas devido à facilidade na obtenção dos dados de uma delas em relação à outra. Geralmente, esta técnica é empregada de forma determinística sem levar em conta os riscos inerentes à mesma. Este artigo aponta para os cuidados que devem ser tomados no emprego da correlação ao serem utilizados os resultados obtidos de forma indireta, ao invés da forma direta, com vistas à manutenção do mesmo nível de confiabilidade. A título de exemplificação, discute-se a correlação “Deflexão Benkelman vs. deflexão FWD” muito empregada nos projetos de restauração rodoviária, apontando-se um caminho possível para a avaliação das incertezas dos dados de um projeto.

Palavras-chave: restauração rodoviária, correlação, nível de confiabilidade.

ABSTRACT

In the road-building area, researchers and technicians frequently resort to the correlation between two input quantities because of the ease with which one can obtain the data concerning one magnitude in relation to the other. Generally, this technique is employed in a deterministic way without taking into account the risks associated with it. This article discusses the care that must be taken when the correlation is used in relation to the results obtained in an indirect way, rather than directly, in order to maintain the same level of reliability. As an example, it explores the widely used correlation in road restoration projects “Benkelman Deflection vs. Deflection FWD”, pointing to a possible path for evaluating the uncertainties raised by the data of a project.

Keywords: road restoration, correlation, level of reliability.

I INTRODUÇÃO

Frequentemente, na Engenharia, recorre-se ao emprego da correlação entre duas grandezas. Por exemplo, muitas vezes, os dados necessários a um projeto são obtidos de forma indireta através de um paralelo entre dois parâmetros devido à dificuldade de disponibilizar as informações na forma direta. Tal procedimento pode ser ilustrado pelas conhecidas correlações a seguir:

- Deflexão Benkelman \times deflexão FWD;
- Módulo resiliente \times CBR;
- K (coeficiente de recalque) \times CBR;
- CBR \times cone de penetração.

Por mais adequada que seja a equação matemática empregada na correlação entre duas grandezas, esta nunca será perfeita, pois há sempre dispersão entre os resultados correlatos e os resultados obtidos na prática.

2. PARÂMETROS IMPORTANTES EM UMA CORRELAÇÃO

Geralmente, as correlações entre duas grandezas são feitas por regressão, empregando-se o Método dos Mínimos Quadrados. Nos modelos lineares, o problema de estimação dos parâmetros cai na questão de resolver um sistema de equações lineares com relação aos coeficientes de regressão desconhecidos. Como existe uma solução única, obtém-se apenas uma forma analítica de estimação dos parâmetros. Essa forma é a mesma para qualquer modelo e qualquer conjunto de dados.

Há, entretanto, muitas situações nas quais não é desejável, ou mesmo possível, descrever um fenômeno através de um modelo de regressão linear. Ao invés de se fazer uma descrição puramente empírica do fenômeno em estudo, pode-se, a partir de suposições importantes sobre o problema (frequentemente dadas através de uma ou mais equações diferenciais), trabalhar no sentido de obter uma relação teórica entre as variáveis observáveis de interesse. O problema, diferentemente do caso linear, é que os parâmetros entram na equação de forma não linear, o que impede a simples aplicação de fórmulas para estimar os parâmetros do modelo. Neste caso, os parâmetros da solução devem ser encontrados numericamente. Uma possibilidade de resolução de problemas de correlação não linear é a utilização de um dos vários programas computacionais disponíveis no mercado cujo objetivo é a solução desses impasses. Outra possibilidade é a transformação do modelo não linear para um modelo linear. Se, por um lado, ele facilita o processo de ajuste, por outro, implica fazer suposições não realísticas sobre o termo dos erros (distribuição normal com variância constante); além disso, perde-se informação sobre os erros padrões dos parâmetros originais. Existem modelos que são intrinsecamente não lineares, isto é, não podem ser linearizados por transformação.

Dois parâmetros importantes na equação que define uma correlação são: o índice de determinação (R^2) e o erro padrão do modelo. O primeiro, variando entre zero e um, indica a precisão da correlação. O valor zero aponta para a ausência de correlação, enquanto o valor um indica uma correlação perfeita. O erro padrão é o desvio padrão dos valores previstos da variável

dependente, ao redor da equação de regressão, segundo uma distribuição normal em relação à equação adotada. Assim, para um R^2 igual a um, o erro padrão do modelo seria igual a zero.

A expressão matemática para o cálculo do erro padrão de uma correlação linear é definida na equação 1:

$$S_e = (\sum (y - y')^2 / (n - 2))^{1/2} \quad \text{Equação 1}$$

na qual S_e = erro padrão;

y = variável dependente determinada no banco de dados;

y' = variável dependente determinada pela equação de correlação;

n = número de pontos analisados.

3. ESTUDO DE CASO

Uma correlação muito empregada nos projetos de restauração rodoviária é a relação entre a deflexão Benkelman e a deflexão FWD. Esta última tem uma vantagem sobre a primeira, devido à rapidez para levantar as medidas. No entanto, os atuais métodos de restauração apontados nos editais do DNIT empregam a deflexão Benkelman no cálculo da camada de reforço. De acordo com os editais do CREMA II, caso o projetista queira utilizar o FWD no levantamento deflectométrico, deverá empregar as seguintes equações apresentadas por Fabrício *et al* (1996) na 30ª RAPV:

- a) para deflexão FWD característica (média + desvio padrão) menor ou igual a 85×10^{-2} mm

$$D_B = 20,645 \cdot (D_{FWD} - 19)^{0,351} \quad \text{Equação 2}$$

- b) para deflexão FWD característica maior que 85×10^{-2} mm

$$D_B = 8,964 \cdot (D_{FWD} - 60)^{0,715} \quad \text{Equação 3}$$

nas quais

D_B = deflexão Benkelman característica

D_{FWD} = deflexão FWD característica

Estas duas fórmulas são empregadas como se a relação entre as duas medidas de deflexão fossem 100 por cento explicadas pelas equações acima. Na verdade, conforme mostrado na figura 1 e na figura 2 abaixo, contendo os dados deflectométricos que serviram de base para o trabalho de Fabrício *et al*, existe

uma dispersão dos pontos levantados no campo em relação às curvas das equações de correlação. Os valores de R^2 encontrados na correlação estão modificados devido ao fato desses parâmetros terem sido calculados empregando a técnica de linearização de equações não lineares. Os valores foram recalculados com o auxílio do programa Lab Fit disponibilizado gratuitamente na Internet na versão em português ou inglês. Os valores encontrados foram 0,78 e 0,95 para a equação 2 e a equação 3, respectivamente. Atualmente, os autores sugerem que a equação 2 e a

equação 3 sejam substituídas em uma única expressão matemática para as deflexões FWD maiores ou iguais a 20×10^{-2} mm:

$$DB = 75,50 + 0,00675 \cdot D^2 FWD - 1.150,93 / DFWD \quad \text{Equação 4}$$

$$R^2 = 0,96$$

Para as deflexões menores que 20×10^{-2} mm, as deflexões Benkelman e FWD têm medidas semelhantes.

Há de se notar, de acordo com o índice de determinação encontrado, um melhor ajuste para essa nova equação. A equação 4 está plotada na figura 3.

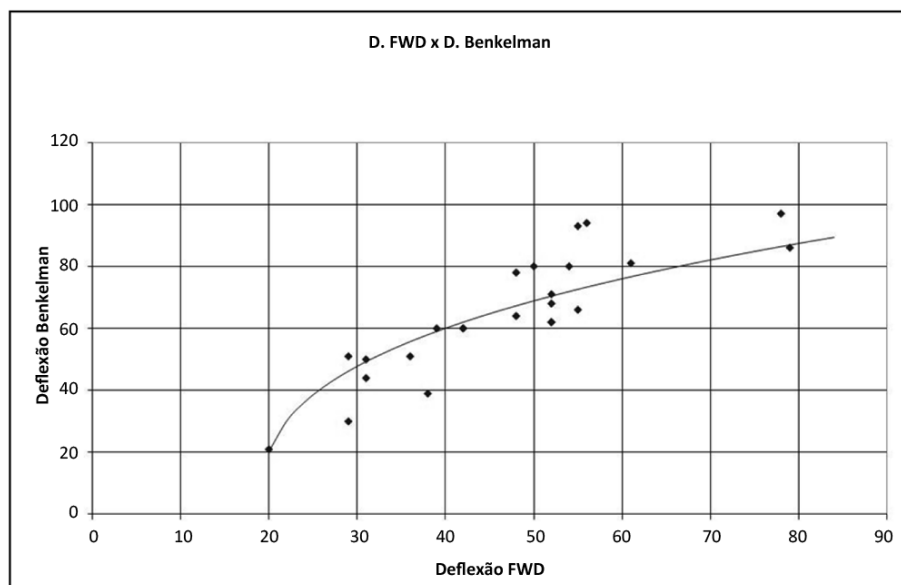


Figura 1 – Curva de correlação para $D_{FWD} \leq 85 \times 10^{-2}$ mm

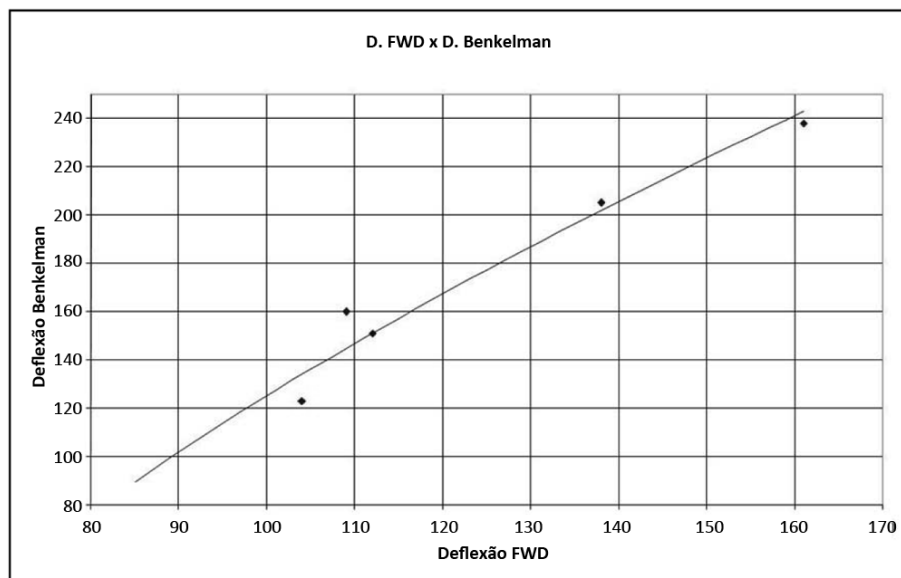


Figura 2 – Curva de correlação para $D_{FWD} > 85 \times 10^{-2}$ mm

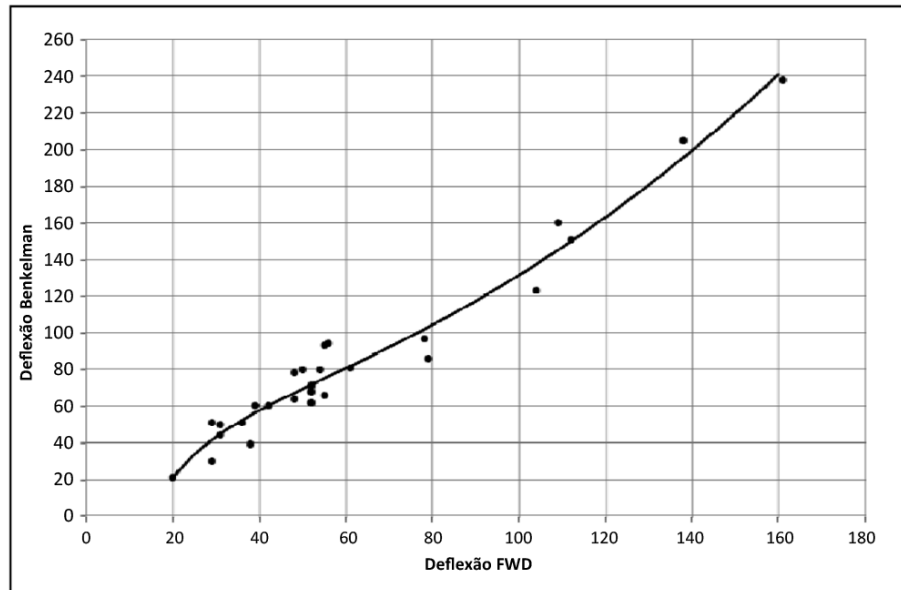


Figura 3 – Nova curva de correlação proposta por Fabrício et al (1996)

Para encontrar o desvio padrão em torno das equações de regressão em relação à deflexão FWD, a equação 2 e a equação 3 foram manipuladas algebricamente da seguinte maneira:

$$D_{FWD} = (D_B/20,645)^{1/0,351} + 19 \quad (D_{FWD} \leq 85 \times 10^{-2} \text{ mm}) \quad \text{Equação 5}$$

$$D_{FWD} = (D_B/8,964)^{1/0,715} + 60 \quad (D_{FWD} > 85 \times 10^{-2} \text{ mm}) \quad \text{Equação 6}$$

Os coeficientes R^2 e os desvios padrões S_e em torno da equação de regressão foram:

$$\text{Para } D_{FWD} \leq 85 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$S_e (\text{FWD}) = 14,2$$

$$R^2 = 0,70$$

$$\text{Para } D_{FWD} > 85 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$S_e (\text{FWD}) = 4,7$$

$$R^2 = 0,96$$

Note que a equação 3 e a equação 6 são pouco representativas devido ao pequeno número de dados fornecidos (5 pontos) para a solução da regressão.

Para a manutenção da mesma confiabilidade do levantamento deflectométrico feito de forma direta com a Viga Benkelman, o valor do desvio padrão em torno da equação de regressão deve ser levado em consideração. Assim, o cálculo da deflexão característica feita com o FWD, levando em conta uma variância cons-

tante em torno da curva de regressão, além do desvio padrão das deflexões FWD, deverá integrar a parcela da incerteza, devido ao emprego da correlação da seguinte maneira:

$$D_{FWD} = \overline{D_{FWD}} + (\sigma_{FWD}^2 + S_e^2)^{0,5} \quad \text{Equação 7}$$

na qual

$\overline{D_{FWD}}$ = deflexão FWD característica corrigida;

D_{FWD} = deflexão FWD média;

σ_{FWD} = desvio padrão das deflexões FWD;

S_e = desvio padrão em torno da equação de regressão.

Quando os métodos de restauração dizem que a deflexão característica (média das deflexões + desvio padrão) nos trechos homogêneos deverá ser empregada nos cálculos das camadas de reforço, corre-se o risco de 15,9% das deflexões levantadas nestes seguimentos estarem acima deste valor, de acordo com uma distribuição normal. Considerando apenas o desvio padrão das deflexões, o risco de haver valores acima das deflexões características será maior. As figuras 3, 4 e 5 ilustram esta situação. A figura 4 representa uma distribuição normal, considerando apenas o desvio padrão das deflexões FWD. A área à direita da abscissa, em relação à média das deflexões somada ao desvio padrão abaixo da curva de Gauss, corresponde a 15,9% da área total desta curva. A figura 5 e a figura 6 levam em conta

os desvios padrão das deflexões e o desvio padrão da equação. Note, na figura 5, que a área abaixo da curva em relação à mesma abscissa é maior. Dessa maneira, para que a área abaixo da curva se mantenha a 15,9% em relação à área total, a deflexão característica deve ser corrigida de acordo com a equação 5.

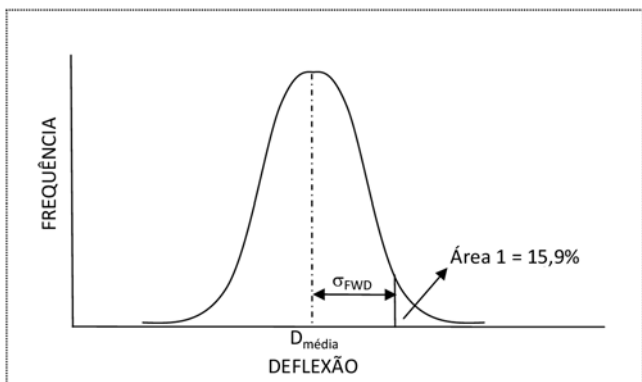


Figura 4 – Distribuição normal das deflexões FWD, considerando apenas o desvio padrão das deflexões

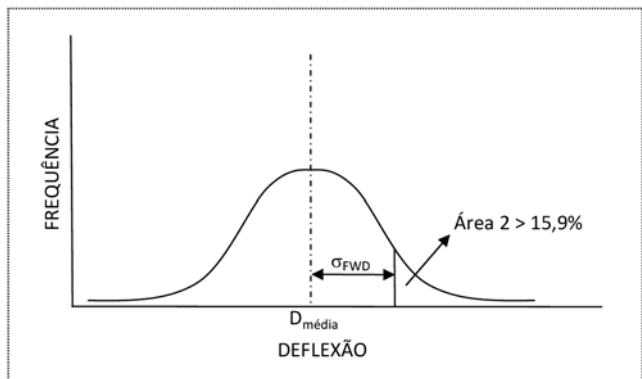


Figura 5 – Distribuição normal das deflexões FWD, considerando o desvio padrão das deflexões e o desvio padrão da equação de correlação. A curva de Gauss, nesta situação, é mais achatada em relação à curva da figura 4.

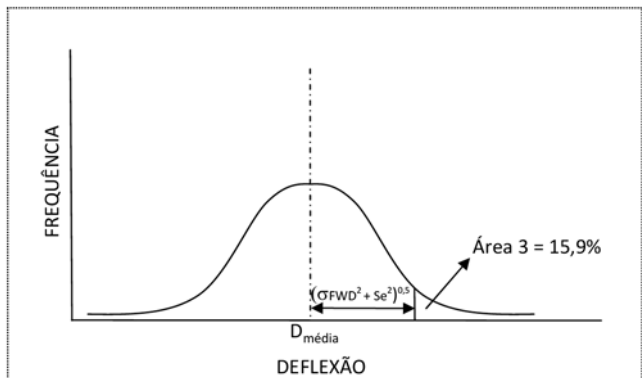


Figura 6 – Distribuição normal das deflexões FWD, considerando o desvio padrão das deflexões e o desvio padrão da equação de correlação.

4. EXEMPLO PRÁTICO

Um exemplo prático é o cálculo para a camada de reforço feito pelo método PRO 11 da BR-356/RJ, trecho na Divisa MG/RJ - São João da Barra, subtrecho Entr. BR-484 (Itaperuna) - São João da Barra, entre a estaca 975 e a estaca 1160. Os dados para este cálculo são:

$$D_{FWD} = 34 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\sigma_{FWD} = 14,0$$

$$D_{FWD \text{ característica}} = 34 + 14,0 = 48 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$D_{\text{Benkelman característica}} = 67 \times 10^{-2} \text{ mm (transformação calculada pela equação 2)}$$

Para um número N de projeto igual a 2×10^7 , de acordo com o método PRO 11, a camada de reforço para esse trecho seria de 4,0 cm. Se for levada em conta a incerteza da correlação, a nova deflexão característica para este segmento seria:

$$D_{FWD \text{ característica}} = 34 + (14,0^2 + 14,2^2)^{0,5} = 54 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$D_{\text{Benkelman característica}} = 72 \times 10^{-2} \text{ mm (transformação calculada pela equação 2)}$$

Desta maneira, a camada de reforço passará para 5,3 cm.

5. CONCLUSÃO

Ao usar uma correlação entre duas grandezas, é preciso procurar saber qual o desvio padrão em torno da equação empregada. Com o auxílio deste dado, é possível avaliar melhor as incertezas dos dados do projeto. Supondo um modelo probabilístico com distribuição normal, além do desvio padrão dos dados encontrados, deverá ser levado em conta o desvio padrão em torno da equação de regressão da seguinte maneira:

$$\sigma = (s^2 + S_e^2)^{0,5} \quad \text{Equação 8}$$

na qual

σ = desvio padrão corrigido a ser empregado na avaliação das incertezas;

s = desvio padrão dos dados encontrados;

S_e = erro padrão da equação de regressão.

Usualmente, o emprego de correlações é feito de forma determinística, não levando em consideração os riscos probabilísticos. No caso do exemplo prático mencionado acima, concluiu-se que para garantir que apenas 15,9% das deflexões Benkelman, compreendidas no trecho re-

trocitado, ficassem abaixo da deflexão característica do projeto, esta precisou ser majorada devido ao emprego da correlação “deflexão Benkelman x deflexão FWD”. Este fato acarretou a mudança na camada de reforço de CBUQ de 4 cm para 5,3 cm. Entretanto, o levantamento defletoométrico, feito com o FWD, economizou tempo

no projeto, mas, em contrapartida, onerou em 32,5% a solução encontrada. Dessa forma, aplicando os procedimentos descritos na equação 6, os riscos probabilísticos poderão ser mais bem avaliados quanto à conveniência ou não de empregar os dados obtidos pela forma direta ou com o uso de alguma correlação.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- FABRÍCIO, J. M.; ALMEIDA DA SILVA, Prepredigna; DUARTE, J. C. *Correlação entre Deflexões Características em Pavimentos Flexíveis Medidos com a Viga Benkelman e com o FWD – Falling Weight Deflectometer*. 30ª Reunião de Pavimentação, Salvador/Bahia, 1996.
- LUMB, P. *Statistical Methods in Soil Investigation*. 5th Australian, New Zealand Conference (SMFE) - Auckland. N.Z., 1967.
- G. N. SMITH. *Probability and Statistics in Civil Engineering*. Cidade: Collins Professional and Technical Books, 1986.
- BERGADO, DENNES T.; PATRON, BUENAVENTURA C. & YOUYONGWATANA, WISIL. *Reanalysis of Embankments Failures on Soft Ground Using Empirical Autocorrelations*. In: LI & LO (eds.) *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema, 1993.
- WONNACOTT, Thomas H.; WONNACOTT, Ronald J. *Introductory Statistics for Business and Economics*, 2nd Ed. Nova York: J. Wiley and Sons, ano?
- RÉTHATI, LÁSZL6, *Probabilistic Solutions in Geotechnics*. Amsterdam: Elsevier, 1988.
- DNER-PRO 11/79 - *Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis*.

Avaliação Visual do Desgaste da Sinalização Horizontal Urbana em um Município de Médio Porte

Dr. Fernando Augusto Baptistini Pestana
UNICAMP

Prof. Dr. Cassio Eduardo Lima de Paiva
UNICAMP

RESUMO

A sinalização horizontal realizada com tintas é utilizada na grande maioria dos municípios brasileiros, os quais, devido às exigências do Código de Trânsito Brasileiro, devem possuir organismo próprio para o gerenciamento do trânsito em sua circunscrição. Os municípios brasileiros, principalmente aqueles de médio e pequeno portes, não possuem equipe técnica especializada nem tampouco ferramentas adequadas para a realização do correto gerenciamento da sinalização horizontal urbana, tornando-se necessário o desenvolvimento de ferramentas de gestão que atendam as demandas e o perfil de tais municípios. Por outro lado, as normas técnicas brasileiras atualmente em vigor são mais aplicáveis a rodovias. Este artigo apresenta uma proposta inédita no nível nacional para a avaliação visual do desgaste da sinalização urbana, sendo o método proposto aplicado e validado através de um estudo de caso real aplicado em alguns locais do município de Sumaré – SP.

Palavras-chave: Sinalização urbana, sinalização horizontal, pintura a frio, durabilidade

ABSTRACT

Pavement markings are used in most of the Brazilian cities, which due to the demands of the Brazilian Traffic Code need to have their own agencies for traffic management. The cities, especially those which are medium and small in size, do not have technical experts and appropriate tools to manage urban pavement markings correctly. So, its necessary to have the development of management tools that meet the demands and the profile of such municipalities. We also have to consider that the Brazilian standards currently in use are more applicable for highways. This article presents a real case-control durability of urban pavement markings with paints from the proposed visual method in some places of Sumaré – São Paulo city.

Keywords: Urban signaling, horizontal markings, cold paint, performance

I. INTRODUÇÃO

Entre os atuais 5.565 municípios brasileiros, a grande maioria pode ser considerada de pequeno e médio

portes (até 600.000 habitantes). Atualmente, inúmeros são os problemas que esses municípios enfrentam pela falta de planejamento à qual foram submetidos durante longos anos. Os problemas crônicos, aliados à

escassez de recursos sejam eles financeiros ou de pessoal, vêm ainda mais agravar a situação.

Segundo Paiva & Pestana (2006), o sistema de trânsito e, por consequência a sinalizações viárias demandam recursos que, na grande maioria dos municípios brasileiros, atingem a ordem de 2 a 3% do orçamento bruto. Desses municípios, pode-se considerar que eles não dispõem de uma gestão adequada do trânsito urbano e, conseqüentemente, sinalização horizontal aplicada.

De maneira geral, o sistema viário urbano dos municípios reflete muitas vezes cenários caóticos, apresentando ruas esburacadas e intransitáveis, com projetos geométricos equivocados, pavimentos mal dimensionados estruturalmente e ausência de manutenção. A sinalização urbana, quando existente, é mal projetada e de péssima qualidade, possuindo na grande maioria das vezes uma durabilidade sofrível. Os responsáveis pelo sistema viário desses municípios geralmente possuem cargo político e não possuem formação técnica na área. Muitas vezes, também não possuem equipe técnica capacitada para lhes fornecer suporte, o que facilita a contratação de obras com os mais variados tipos de problemas, resultando em contratações onerosas, de baixa qualidade e pouco duradouras. O somatório dos inúmeros problemas apontados remete à situação atual, ou seja, municípios de pequeno e médio portes apresentando congestionamentos, um crescente aumento dos indicadores de acidentes com vítimas fatais, leitos hospitalares sendo ocupados com vítimas de acidentes de trânsito, quando poderiam ser disponibilizados para outros tipos de pacientes, entre outros problemas não menos graves.

As normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em vigor são mais apropriadas à utilização em rodovias, sendo que até o momento do presente artigo, nenhuma delas avalia a perda de percentual da película de filme depositada sobre o pavimento. A norma NBR 14723 (2006), a qual avalia o desempenho da sinalização quando exposta ao tráfego, além de ser mais adequada a rodovias conforme citado, é baseada em quesitos de variação apenas de retrorrefletividade, deixando a desejar quanto à definição dos valores mínimos necessários, ficando a critério do contratante a definição de tais valores. Ressalta-se que a avaliação

do desempenho baseada em valores do quesito retrorrefletividade, além de ser objeto de divergências, inclusive no nível internacional, torna-se de difícil utilização pelos municípios brasileiros devido à falta de informações e pesquisas voltadas a áreas urbanas, bem como a necessidade de utilização de equipamentos sofisticados e de alto custo para o poder público municipal.

Além dos problemas e das necessidades apontadas, existem ainda outras questões técnicas a serem estudadas, compreendidas e aperfeiçoadas. Preliminarmente, elaborando uma rápida observação crítica sobre o estado de conservação da sinalização horizontal implantada nas vias urbanas brasileiras, pode-se verificar que alguns elementos naturais ao clima, aliados às características da via e ao tráfego de veículos, atuam sobre a mesma, causando o desgaste acelerado ou pontual, devido a possíveis ações de frenagens, aceleração, desaceleração, tipo de tráfego (comercial ou de passeio), intemperismo, aclive, declive, sujeira, características dos materiais, qualidade dos serviços de pintura, entre outros.

O presente trabalho pretende apresentar uma sugestão de método de avaliação visual para auxiliar os órgãos públicos municipais no planejamento da manutenção da sinalização em áreas urbanas.

2. O EXPERIMENTO

O experimento realizado buscou avaliar a durabilidade da sinalização implantada através da adaptação e da utilização de um método proposto que permitisse identificar visualmente, através de padrões conhecidos e previamente definidos, o grau de desgaste da sinalização aplicada sobre o pavimento quando submetida à ação do tráfego. Não foi objeto do estudo a avaliação da perda de retrorrefletividade da sinalização ao longo do tempo. Foi analisada a durabilidade de três tipos diferentes de tintas mais comumente utilizadas em municípios de pequeno e médio portes à época inicial da pesquisa, quando expostas a determinadas solicitações de tráfego comumente encontradas nas áreas urbanas. Para tanto, escolheram-se locais que apresentavam alterações quanto às características relativas à construção da via, bem como variações de fluxo e tipo de tráfego, sendo que, para fins de simplificação do experimento, foram escolhidos locais

onde as faixas de macrot textura da camada superficial do pavimento fossem próximas, além de possuírem também condições de conservação e limpeza similares.

Com base nos parâmetros definidos anteriormente e através de observações preliminares de campo, foram então escolhidas quatro vias e nove pontos no município de Sumaré, SP, distribuídos conforme abaixo:

1. Avenida Antonio Pereira de Camargo Neto, Jardim Dall'orto - Pontos P_1 e P_2 ;
2. Avenida Júlio de Vasconcellos, Região Central - Pontos P_3 e P_4 ;
3. Avenida Fuad Assef Maluf, Região Central - Pontos P_5 e P_6 ;
4. Avenida 3M, Região Central - Pontos P_7 , P_8 e P_9 .

Inicialmente, realizou-se em cada local escolhido o ensaio da mancha de areia para avaliar a macrot textura dos pavimentos pintados e, uma vez confirmadas as condições de semelhança desejadas, passou-se à caracterização dos pontos de estudo. Detalhes complementares sobre os pontos de estudo são apresentados no Apêndice A - Características relativas aos locais de ensaio. Após a devida caracterização de cada ponto de estudo, foi planejada e implantada a sinalização proposta para o teste; cada local foi sinalizado com três faixas pintadas no sentido perpendicular ao fluxo de tráfego, buscando garantir que todos os veículos que trafegassem pelas vias passassem necessariamente sobre as faixas pintadas.

Os tipos de tintas utilizadas no experimento de campo foram DER 3.09, DER 3.16 e DNIT, cujas características técnicas atendem as especificações contidas na DTM-SUP/DER-004-05 (1997) do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER-SP) (para as tintas DER 3.09 e DER 3.16) e na especificação EM 368 (2000) do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) (para a tinta DNIT); tais tipos de tintas foram escolhidos por apresentarem diferentes durabilidades teóricas quando submetidas à ação do tráfego.

De uma maneira simplista, conforme a expectativa teórica, as tintas utilizadas no experimento (DER 3.09, DNIT e DER 3.16) apresentam durabilidade relacionada ao VDM da via nos seguintes valores: até 5.000 veículos para a DER 3.09, até 3.000 veículos para a DNIT e até 1.000 veículos para a DER 3.16.

A sinalização proposta foi planejada e implantada durante a semana de 20 a 24 de dezembro do ano de 2004, sendo que as tintas foram aplicadas sem adição de microesferas de vidro (*premix* ou *drop on*), pois o objetivo do experimento foi avaliar o desempenho de cada tipo específico de tinta sem a adição de elementos que pudessem alterar sua durabilidade e resistência à ação do tráfego. Quanto à forma de aplicação, as faixas de sinalização foram aplicadas pelo processo de aspersão a frio, com máquina de deslocamento manual (não autopropelida). Durante a aplicação das faixas, foram colhidas três amostras de tinta para cada faixa (borda – eixo – borda), sendo ao todo colhidas 81 amostras durante a pintura das faixas; as espessuras úmidas e secas do filme de pintura depositadas sobre o pavimento nos locais de estudo foram controladas a fim de se obter uma espessura média de filme seco da ordem de 0,3 mm para cada amostra coletada, buscando-se obter o valor mais homogêneo possível. A implantação das faixas, de maneira geral, seguiu as instruções contidas na NBR 15405 (2006).

Uma vez implantadas as faixas, foram então realizados sete registros fotográficos ao longo do período de exposição ao tráfego. Os registros foram efetuados para cada ponto, faixa de tráfego e respectiva faixa do tipo de tinta, visando possibilitar a verificação do desgaste posterior que cada faixa de pintura aplicada apresentou devido à ação do tráfego ao qual estava sujeita. As datas e os dias corridos entre os registros fotográficos são apresentados na tabela 1.

Tabela 1 – Cronologia de coleta das imagens

Número do registro	Data do registro fotográfico das imagens	Dias corridos acumulados
	24 de dezembro de 2004	0 - início
	16 de fevereiro de 2005	54
	20 de abril de 2005	117
	13 de julho de 2005	201
	18 de agosto de 2005	237
	16 de novembro de 2005	327
	04 de abril de 2006	466

As fotos foram obtidas através de uma câmera fotográfica da marca Pentax, modelo MZ-50, com lente objetiva 35 – 80 mm, regulada para o zoom máximo.

As imagens foram registradas utilizando um filme fotográfico com película ISO 400. A altura de captação das

imagens foi de 38,5 cm medidos da lente da câmera ao solo, utilizando, para isso, um tripé. Após a captura das imagens, os filmes foram então revelados e cada registro em papel foi digitalizado através de um *scanner* com resolução de 300 dpi (*dots per inch* – pontos por polegada).

Uma vez digitalizadas as imagens, montou-se um banco de dados contendo todos os registros fotográficos obtidos e submeteram-se tais imagens a um critério de avaliação inicialmente baseado numa adaptação do método contido no *Design Manual for Roads and Bridges* (DEPARTMENT FOR TRANSPORT, 2008). As classes do método tomado como referência inicial foram adaptadas devido à não realização de estudos de visibilidade noturna, e as classes consideradas neste estudo estão apresentadas na tabela 2.

Tabela 2 – Tabela classificatória conforme o desgaste – critérios para a análise da visibilidade diurna

Avaliação da sinalização	Classificação
Não existente	0
Pouco visível	1
Visível, porém com pontos desgastados	2
Algum desgaste visível	3
Desgaste muito pequeno	4
Nenhum desgaste	5

Fonte: Adaptado do *Design Manual for Roads and Bridges* (2008)

Uma vez definido o critério de avaliação, as imagens foram submetidas à classificação pelos autores através de análise visual, os quais atribuíram a cada uma das imagens coletadas uma classe, conforme a tabela 2. As figuras 1 a 6 exemplificam o resultado da classificação inicial realizada pelos autores com amostras em diferentes momentos.



Figura 1 – Foto 014, Classificação 5

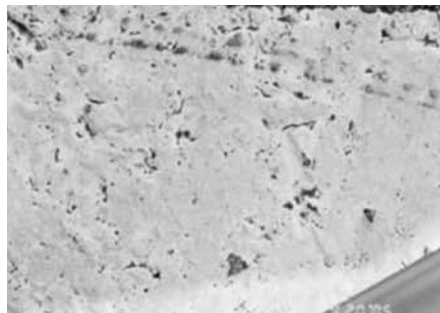


Figura 2 – Foto 130, Classificação 4

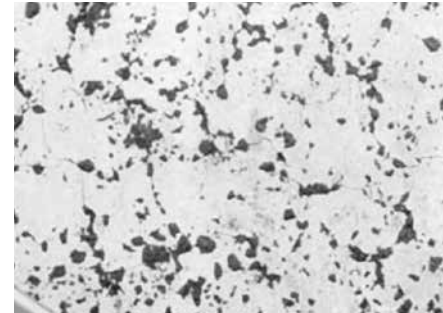


Figura 3 – Foto 271, Classificação 3

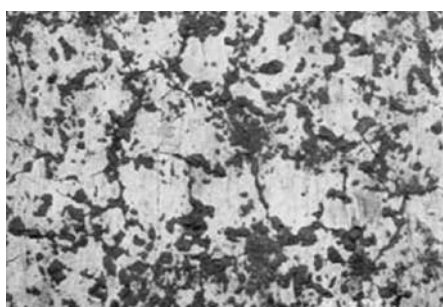


Figura 4 – Foto 325, Classificação 2

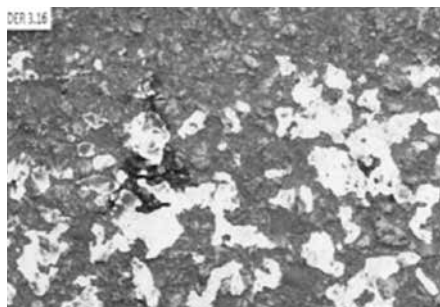


Figura 5 – Foto 343, Classificação 1

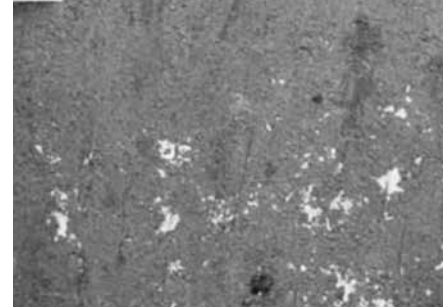


Figura 6 – Foto 328, Classificação 0

Após a classificação das fotos, foi realizada uma análise qualitativa dos resultados, onde foram retiradas algumas imagens que provavelmente foram colhidas de maneira insatisfatória durante o experimento de campo ou que se danificaram durante a revelação do filme fo-

tográfico. Ao todo, não foram aproveitadas 14 imagens (3,7% de perdas), o que foi considerado satisfatório para a realização do estudo. Após a classificação inicial das imagens realizada pelos autores nas seis classes definidas, determinou-se a classe limite, onde a sina-

lização existente ainda seria visível e, portanto, útil na sua função na via pública; para tanto, conforme a tabela 2, definiu-se a classe limite como sendo a de número 2 (figura 4), significando que a sinalização ainda estava visível, porém apresentando pontos desgastados.

Embasado nesses preceitos, avaliaram-se os resultados obtidos para cada tipo de tinta e em cada ponto de estudo em cada uma das campanhas de registros

listadas na tabela 1. Os resultados obtidos durante o período do estudo de campo para cada ponto e sua respectiva faixa de tráfego são demonstrados na tabela 3. Para o preenchimento das respectivas durabilidades, foi considerado o estado que cada tipo de tinta apresentou durante o período do estudo, ou seja, classificação 2 ou superior, conforme tabela 2 e data limite 7 (466 dias), conforme a tabela 1.

Tabela 3 – Durabilidade encontrada para cada tipo de tinta e seu respectivo ponto de estudo

Mapa	Ponto	Faixa	DNIT		DER 3.09		DER 3.16	
			Data	Dias	Data	Dias	Data	Dias
1	1	1	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466
		2	6	327	> 6	396	6	327
	2	1	6	327	≥ 7	≥ 466	6	327
		2	4	201	< 6	282	4	201
2	3	1	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466
		2	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466
	4	1	6	327	≥ 7	≥ 466	6	327
		2	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466
3	5	1	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466
		2	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466
	6	1	6	327	≥ 7	≥ 466	6	327
		2	6	327	≥ 7	≥ 466	6	327
4	7	1	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	4	201
		2	≥ 7	≥ 466	≥ 7	≥ 466	3	117
	8	1	< 2	7	< 2	7	< 2	7
		2	< 2	7	< 2	7	< 2	7
	9	1	3	117	6	327	3	117
		2	5	117	6	327	3	117

Obs. Os sinais de ≥ (maior ou igual) e < (menor) indicam a vida útil aproximada encontrada através da visualização gráfica dos pontos em estudo.

Analisando a tabela 3, percebe-se que a tinta padrão DER 3.09 foi a que apresentou resistência ao desgaste imposto pelo tráfego maior ou igual às demais, conforme já se esperava. Um ponto de destaque foi a resistência apresentada pelas tintas padrão DER 3.16 e DNIT, as quais foram idênticas para vários locais em estudo, inclusive se igualando à DER 3.09 em algumas situações.

Ressalta-se que a tinta DER 3.16 é uma tinta para a utilização em demarcações provisórias. Considerando as características das duas tintas (DER 3.16 e DNIT), esperava-se uma durabilidade diferente para as mesmas devido às diferenças de formulação, o que não ocorreu em algumas situações, uma vez que a tinta DER 3.16

apresentou vida útil idêntica à DNIT nos pontos de 1 a 6 e suas respectivas faixas. Nos pontos 7 e 8 e suas respectivas faixas, a tinta DNIT acompanhou o desempenho da tinta DER 3.09. No ponto 9, a DER 3.09 apresentou um desempenho superior às demais.

Ao elaborar a classificação dos diferentes estados da sinalização horizontal, percebeu-se que algumas classes poderiam exigir uma avaliação por demais subjetiva e dependentes de critérios pessoais do observador, o que pode trazer diferentes interpretações quanto à classificação proposta na tabela 2, principalmente nas avaliações das classes 2 (visível, porém, com pontos desgastados) e 3 (algum desgaste visível), que são

muito sutis, porém, muito importantes. Devido a esses motivos e a fim de aumentar a representatividade da avaliação, foi previsto um estudo complementar com a exposição de uma quantidade de imagens a um grupo de conferência de 132 indivíduos usuários do sistema viário urbano para a validação do método testado no experimento de campo.

Tomando como base o universo de 378 imagens colhidas no experimento de campo, foram, então, selecionadas aleatoriamente, através da utilização de *software*, 90 imagens conforme apresentado na tabela 4, a qual passou a ser considerada a tabela origem do teste.

Tabela 4 – Quadro amostral das seções de pintura horizontal

NM	NR	NM	NR	NM	NR	NM	NR	NM	NR	NM	NR
1	5	16	55	31	125	46	185	61	257	76	328
2	6	17	57	32	142	47	186	62	267	77	330
3	11	18	67	33	143	48	187	63	268	78	355
4	12	19	73	34	144	49	199	64	280	79	357
5	13	20	75	35	147	50	202	65	281	80	358
6	19	21	83	36	148	51	203	66	282	81	360
7	20	22	84	37	152	52	211	67	297	82	363
8	21	23	91	38	153	53	214	68	299	83	364
9	22	24	92	39	154	54	215	69	300	84	366
10	24	25	95	40	155	55	216	70	305	85	373
11	30	26	103	41	156	56	237	71	311	86	374
12	34	27	106	42	158	57	247	72	319	87	375
13	39	28	111	43	161	58	248	73	321	88	376
14	40	29	118	44	181	59	254	74	322	89	377
15	41	30	121	45	182	60	255	75	324	90	378

Obs.:

NM é o número da imagem na tabela – amostra;

NR é o número original da imagem quando obtida no experimento de campo.

Partindo da tabela 4, foram criadas duas outras tabelas, cada uma contendo as mesmas 90 imagens, porém, distribuídas aleatoriamente e com uma cronologia de obtenção de imagens diversificada, já se fossem expostas na ordem original, apresentariam a evolução crescente do desgaste e esta informação poderia alterar a classificação do grupo avaliador complementar. Definidas as 2 tabelas avaliativas, foram geradas 2 sequências de imagens impressas idênticas às imagens das tabelas, respeitando a mesma numeração e sequência. Tais sequências de imagens foram denominadas Teste 1 e Teste 2.

A sequência de imagens denominada Teste 1 foi submetida à avaliação por um grupo de conferência con-

tendo 57 indivíduos do sexo masculino e feminino, todos alunos da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Campus de Araraquara. A sequência de imagens denominada Teste 2 foi submetida à avaliação de outro grupo de conferência contendo 75 indivíduos também do sexo masculino e feminino, igualmente alunos da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Campus de Araraquara, e 43 alunos da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp).

Ainda para a aplicação dos testes, foi elaborado um gabarito contendo seis imagens, as quais foram selecionadas através de critérios visuais pelos autores, buscando caracterizar inequivocamente as situações existentes na tabela 2.

As imagens foram apresentadas via projetor multimídia, sendo que cada indivíduo anotava a classificação da respectiva imagem conforme sua percepção visual e avaliação pessoal. Após a aplicação dos Testes 1 e 2, todos os resultados obtidos foram tabulados, quando se pôde verificar todos os resultados numéricos agru-

pados dos Testes 1 e 2, bem como as demais informações necessárias para as análises emitidas pelos autores. A tabela 5 apresenta como exemplo o tratamento dos resultados das avaliações realizadas nas imagens 05 a 41. O mesmo procedimento foi efetuado para todas as demais 75 imagens que constituem a amostra.

Tabela 5 – Dados compilados das imagens compreendidas entre 05 e 41

Número original da imagem (1)	Classificação (2)						Mediana (3)	Classificação dos autores (4)
	0	1	2	3	4	5		
5	0	0	0	6	16	109	5	5
6	0	0	0	3	26	103	5	5
11	0	0	0	1	33	97	5	5
12	0	2	2	3	61	60	4	5
13	0	0	0	19	96	14	4	5
19	0	0	0	4	59	68	4	5
20	0	0	0	0	22	110	5	5
21	0	0	0	0	0	130	5	5
22	0	0	0	1	41	89	5	5
24	0	0	1	2	19	110	5	5
30	0	1	1	1	7	121	5	5
34	0	0	0	2	42	86	5	5
39	0	0	0	6	70	54	4	5
40	0	0	0	2	63	66	4	5
41	0	0	0	4	64	64	4	5

Visando facilitar a compreensão das tabelas citadas, os cabeçalhos das mesmas estão enumerados e apresentam as seguintes informações:

- (1) Número original da imagem no conjunto universo;
- (2) Classificação: corresponde à classificação fornecida pelos indivíduos do grupo de conferência, com base no gabarito distribuído;
- (3) Mediana: mediana estatística resultante das classificações obtidas por cada uma das imagens do teste. No caso em estudo, a mediana é um número inteiro e corresponde à classificação obtida pela maioria do grupo de conferência;
- (4) Classificação do autor (prévia à exposição do grupo complementar).

Após o agrupamento das informações, verificou-se que algumas imagens não apresentaram dúvidas quanto à sua classificação pelo grupo de conferência, enquanto que outras imagens apresentaram classificação

que gerou dupla interpretação, conforme se esperava quando a imagem correspondia a estado de desgaste intermediário entre dois estados definidos. Tal fato pode ser verificado na comparação entre a mediana obtida pelo grupo de conferência e a classificação fornecida pelos autores, como pode ser visto na avaliação da imagem 12 mostrada da tabela 5.

Considerando a quantidade de imagens (90) analisadas por cada indivíduo, acredita-se que as classificações fornecidas pelos mesmos sofreram variações devido ao cansaço visual, acuidade visual, fadiga, estado psicológico, entre outros fatores humanos que não são objeto de estudo deste trabalho. Porém, baseado nos resultados obtidos do grupo de conferência (132 indivíduos) e através de análises demonstradas, foi possível verificar que a classificação proposta na tabela 2, apesar de aparentemente simples, mostrou-se pouco eficiente.

Assim, ainda no intuito de buscar uma forma de análise visual eficiente e de fácil aplicação, os novos dados colhidos do grupo de conferência foram retrabalhados, de maneira que as classificações obtidas para as imagens fossem apenas duas, visando o conceito absoluto da utilização das faixas pelos usuários da via urbana. Passaram, então, a existir apenas duas classificações possíveis, correspondendo a insatisfatório as classificações 0, 1 e 2 agrupadas e satisfatório as classificações 3, 4 e 5 agrupadas, conforme demonstra tabela 6 – Novo padrão de reclassificação de imagens.

Tabela 6 – Novo padrão de reclassificação de imagens

Classificação conforme tabela 2	Classificação proposta
0, 1 e 2	Insatisfatório
3, 4 e 5	Satisfatório

Assim sendo, a imagem da sinalização classificada como insatisfatório remete a um estado de sinalização cuja visibilidade diurna está comprometida, devendo ser repintada. Analogamente, a classificação satisfatória significa que a sinalização possui visibilidade aceitável durante o período diurno.

A tabela 7 contém um grupo de 15 imagens para exemplificar a nova classificação proposta com apenas duas classes, conforme tabela 6.

Com base no novo critério proposto e analisando os novos resultados obtidos, pode-se notar que a grande maioria das imagens recebeu a mesma classificação, tanto pelo grupo de conferência quanto pelo autor, exceto as imagens de número 91, 121, 144, 181, 254, 255, as quais permaneceram ainda com classificações dispersas e são apresentadas na tabela 8. Tais imagens representam as situações limites da nova classificação simplificada e naturalmente reproduziu a mesma situação anteriormente encontrada no resultado da primeira classificação com seis classes.

Tabela 7 – Nova classificação proposta – imagens de 05 a 121

Imagem original	Classificação	
	Grupo de conferência	Autor
55	Satisfatório	Satisfatório
57		
67		
73		
75		
83		
84		
91		Insatisfatório
92		Satisfatório
95		
103	Insatisfatório	Insatisfatório
106		
111		
118	Satisfatório	Satisfatório
121	Insatisfatório	

Tabela 8 – Imagens que permaneceram com classificação diferente

Imagem original	Classificação agrupada do grupo de conferência		Mediana	Classificação do autor
	Classe – números absolutos			
	≤2	≥3		
91	20	109	3	2
121	70	60	2	3
144	18	110	3	2
181	33	98	3	2
254	60	71	3	2
255	65	66	3	2

3. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS

Conforme verificado pelos autores através dos resultados preliminares obtidos na tabela 3, percebeu-se que a tinta padrão DER 3.09 foi a que apresentou resistência ao desgaste imposto pelo tráfego maior ou igual às demais, conforme já se esperava.

A resistência apresentada pelas tintas padrão DER 3.16 e DNIT foram idênticas para vários locais em estudo, inclusive igualando-se à DER 3.09 em algumas situações, o que foi objeto de surpresa, uma vez que possuem durabilidade teoricamente diferente; ressalta-se que a tinta DER 3.16 é uma tinta para a utilização em demarcações provisórias.

Considerando as características das duas tintas (DER 3.16 e DNIT), esperava-se uma durabilidade diferente para as mesmas devido às diferenças de formulação delas, o que não ocorreu em algumas situações, uma vez que a tinta DER 3.16 apresentou uma vida útil idêntica à DNIT nos pontos de 1 a 6 e suas respectivas faixas. Nos pontos 7 e 8 e suas respectivas faixas, a tinta DNIT acompanhou o desempenho da tinta DER 3.09. No ponto 9, a DER 3.09 apresentou um desempenho superior às demais.

A utilização da classificação para a avaliação visual do estado da pintura proposta inicialmente na tabela 2, demonstrou que, apesar de servir para a avaliação pessoal de apenas um indivíduo, poderia gerar dúvidas quando utilizada por um grupo de indivíduos, fato este que foi verificado durante a aplicação dos testes ao grupo populacional. Após os dados serem re trabalhados de acordo com a nova classificação proposta na tabela 8, pode-se concluir que:

- Todas as seis imagens que geraram maior concentração de dúvidas possuem classificação entre 2 e 3 com base na classificação apresentada pela tabela 2, o que significa que estão próximas ao limite definido como satisfatório e insatisfatório;
- Ao observar a tabela 8 percebeu-se que as imagens 121, 254 e 255 apresentaram classificações

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 14723: Sinalização horizontal viária – Avaliação da retrorrefletividade. Rio de Janeiro, 2005.

_____. NBR 15405: Sinalização horizontal viária – Tintas – Procedimentos para execução da demarcação e avaliação. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER-SP. DTM – SUP/DER – 004-05: Critérios para a uniformização de escolha de materiais para a sinalização horizontal. São Paulo, 1997.

muito próximas entre 2 e 3 (conforme a tabela 2), ficando praticamente o grupo de conferência consultado dividido entre as duas classificações citadas; já as imagens 91, 144 e 181 obtiveram uma classificação claramente diferenciada entre o grupo de conferência e o autor;

- O critério simplificado (duas classes), utilizado na tabela 6, mostrou-se de fácil aplicação e simples interpretação, gerando variações mínimas na classificação das imagens, seja elas pelo grupo de conferência seja pelo autor e, portanto, apresentou-se mais eficiente em relação ao critério proposto inicialmente na tabela 2 (seis classes);
- O conceito satisfatório/insatisfatório utilizado na tabela 6, se repetido ao longo dos anos, apresenta uma ferramenta que pode ser útil para o planejamento da repintura de um determinado tipo de sinalização, uma vez que fornece informações sobre o desgaste da sinalização fáceis de serem visualizadas, sem a necessidade de equipamentos de alto custo e difícil manuseio;
- Importante salientar que, tanto o critério proposto na tabela 6 (duas classes) quanto o proposto na tabela 2 (seis classes), ambos avaliam as condições da sinalização para a situação diurna, necessitando de maiores estudos e testes para as condições de visibilidade noturna, uma vez que a sinalização horizontal deve atender às duas condições (diurna e noturna).

Portanto, a classificação visual do estado de visibilidade diurna da sinalização viária horizontal analisada neste artigo permite que se estabeleça de forma subjetiva o estado de desgaste em que o usuário considera que a sinalização existente não mais permite a sua adequação visualização. Esta informação poderia ser importante para o planejamento de uma futura repintura da sinalização horizontal.

DEPARTMENT FOR TRANSPORT. HIGHWAYS AGENCY. Design Manual for Roads and Bridges. *Traffic Signs and Road Markings Part 2 – TD 26/07 – Inspection and Maintenance of Road Markings and Road Studs on Motorways and all-purpose trunk roads*. London – U.K., 2008. Disponível em: <<http://www.dft.gov.uk/ha/standards/dmrb/vol8/section2.htm>>. Acesso em: 17 maio 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. EM 368/2000: Tinta para sinalização horizontal rodoviária à base de resina acrílica e/ou vinílica. Rio de Janeiro, 2000.

PAIVA C. E. L., PESTANA F. A. B. A pintura horizontal a frio de vias urbanas em cidades de médio e pequeno porte: materiais, execução e controle. In: Revista Pavimentação, ed. 1, Rio de Janeiro-RJ, 2006.

5. APÊNDICE A – CARACTERÍSTICAS RELATIVAS AOS LOCAIS DE ENSAIO

Tabela A. I – Características relativas ao fluxo de tráfego nos locais de ensaio

Local (1)	Ponto (2)	Faixa (3)	Classificação da via (4)	VDM estimado (5)	Tipo de tráfego predominante (6)	Tipo de solicitação predominante (7)	Greide (8)		Traçado (11)	
							Tipo (9)	Ângulo de inclinação (10)		
Av. Antonio Pereira de Camargo Neto, Jardim Dall'orto	P ₁	F ₁	Arterial	8380	VP	AL	Plano	0.00	R	
		F ₂					DL	0.00	R	
	P ₂	F ₁					MU	0.00	R	
		F ₂					AL	0.00	R	
Av. Júlio de Vasconcellos, Região Central.	P ₃	F ₁	Trânsito Rápido	9844	VL	AM	Plano	0.00	CM	
		F ₂					Plano	0.00	CM	
	P ₄	F ₁					MU	Declive	4.72	R
		F ₂					MU	Declive	4.72	R
Av. Fuad Assef Maluf, Região Central.	P ₅	F ₁	Arterial	7554	VP	AL	Plano	0.00	R	
		F ₂					Plano	0.00	R	
	P ₆	F ₁		13280			Plano	0.00	R	
		F ₂					Plano	0.00	R	
Av. 3M, Região Central.	P ₇	F ₁	Arterial	14080	VL	AM	Plano	0.00	R	
		F ₂					Plano	0.00	R	
	P ₈	F ₁					Aclive	8.85	CA	
		F ₂					Aclive	8.85	CA	
	P ₉	F ₁					Aclive	14.72	R	
		F ₂					Aclive	14.72	R	

Obs.: Em todos os pontos de estudo, a macrotextura superficial do revestimento obtida através do ensaio da mancha de areia caracterizou-se como fina ou fechada.

Os campos e as abreviaturas contidos na tabela A.1 são descritos a seguir:

- (1) Local: identifica o nome da avenida ou da rodovia na qual os dados foram colhidos;
- (2) Ponto: identifica o número do ponto ao qual os dados de referem;
- (3) Faixa: identifica o número da faixa à qual os dados de referem;
- (4) Classificação da via: indica a classificação da via conforme determinado pela Autoridade Municipal de Trânsito do município e conforme o CTB (Código de Trânsito Brasileiro) (1997);
- (5) VDM estimado: volume diário médio, obtido através de levantamentos realizados pela Prefeitura Municipal de Sumaré para os locais do estudo;

(6) Tipo de tráfego predominante: apresenta a percepção visual dos autores quanto ao tipo de tráfego predominante nos locais em estudo, através de observações de campo, sendo:

- a. VL - Veículos leves (automóveis e camionetas);
- b. VP – Veículos pesados.

(7) Tipo de solicitação predominante: representa a percepção dos autores através de observações realizadas durante o experimento de campo sobre o comportamento dos veículos quanto à aceleração, desaceleração ou movimento uniforme dos mesmos ao trafegarem pelos locais de estudo;

- a. AL - indica a aceleração progressiva leve dos veículos, resultando em um pequeno aumento de velocidade ao trafegarem pelos locais de estudo;

- b. AM - indica a aceleração progressiva moderada dos veículos, resultando em um moderado aumento de velocidade ao trafegarem pelos locais de estudo;
 - c. DL - indica a desaceleração progressiva leve, resultando em uma pequena diminuição de velocidade ao trafegarem pelos locais de estudo;
 - d. MU - indica o comportamento dos veículos quanto à tendência de permanecerem em movimento uniforme, sem acelerações ou desacelerações.
- (8) Greide: neste campo, são apresentadas as características do greide da via, tais tipo (aclive, declive e trecho plano) e ângulo de inclinação da via;
- (9) Tipo: são apresentados neste campo os tipos de inclinação da via encontrados no ponto em estudo e associados ao fluxo de tráfego;
- (10) Ângulo de inclinação: é o ângulo de inclinação do pavimento, fornecido através de leituras topográficas para os trechos em estudo;
- (11) Traçado: neste campo, são apresentadas as características relativas ao traçado das vias (curva ou reta) no ponto de estudo, sendo:
- a. CM - indica que o ponto em estudo está situado em um trecho de curva moderada, com ângulo central $> 0^\circ$ e $< 45^\circ$;
 - b. CA - indica que o ponto em estudo está situado em um trecho de curva acentuada, com ângulo central $\geq 45^\circ$;
 - c. Reta: indica que o ponto em estudo está situado em um trecho retilíneo.

Avaliação Técnica e de Custos de Execução de Misturas de Solo-Cimento para Bases de Pavimentação da Região Sul do Estado do Rio Grande do Sul

Dr. Cesar Alberto Ruver

Professor-pesquisador da FURG

Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos

Professor-pesquisador da FURG

Cíntia Rodales Machado

Acadêmica do curso de Eng. Civil da FURG

Carlo Zaro Custódio

Acadêmico do curso de Eng. Civil da FURG

Melissa Monteiro Casarini

Acadêmica do curso de Eng. Civil da FURG

RESUMO

As camadas de base dos pavimentos rodoviários podem contemplar diferentes soluções, que vão desde a graduação de materiais soltos (solos até rochas britadas) até solos estabilizados quimicamente por agentes cimentantes. Independentemente do tipo de solução, esta deve atender uma série de requisitos técnicos, entre os quais se podem destacar a resistência mecânica, durabilidade, expansão, contração, distribuição granulométrica, plasticidade e/ou outros. Do ponto de vista da resistência mecânica, o solo-cimento deve apresentar uma resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa e os materiais soltos estabilizados granulometricamente, um Índice de Suporte Califórnia de 60% ou 80% (dependendo do número de operações equivalentes). Do ponto de vista técnico-econômico, a escolha da solução depende de fatores, tais como, disponibilidade de jazidas e sua localização, condicionantes ambientais e custos envolvidos. No caso da região sul do Estado do Rio Grande do Sul, em particular na planície costeira, cuja camada superficial do subsolo é basicamente formada por solos sedimentares arenosos finos, verifica-se que os solos locais *in natura* não atendem as especificações rodoviárias para o emprego como base de pavimentos. Logo, para viabilizar o uso desses, a estabilização quimicamente pode ser uma alternativa. Caso contrário, deverão ser importados materiais com características adequadas de outras regiões geomorfológicas.

Desta forma, o presente trabalho visa apresentar os resultados da dosagem de solo-cimento com três areias locais (de origem sedimentar) e um solo residual de granito de um município próximo (DMT = 80 km), comparando os custos financeiros dessas soluções com a tradicional solução de brita graduada empregada na região de estudo. Como resultado, em termos de custo de execução de base, verifica-se que somente um dos solos estabilizados torna-se competitivo: a areia argilosa laterítica (chamado de ARMAR) com teor de 7% de cimento.

Palavras-chave: solo-cimento, análise técnica e de custos, camada de base

ABSTRACT

The layers of bases of road pavements can have different solutions, ranging from the graduation of disaggregated materials (soils until crushed rocks) to chemically stabilized soils by cementing agents. Regardless of the solution, it must satisfy some technical requirements: compression strength, durability, expansion, contraction, particle size distribution, plasticity and/or others. The soil-cement should need unconfined compression strength of at least 2.1 MPa and disaggregated materials stabilized granulometrically a California Bearing Ratio of 60% or 80% (depending on the number of equivalent operations). The choice of the solution depends on factors such as availability of deposits and their

location, environmental restrictions and costs involved. In the case of the southern state of Rio Grande do Sul, located in a coastal plain, whose subsoil is basically formed by sedimentary fine sands, it turns out that the local natural soils do not follow the road specifications as a base of pavement. In this case, it is necessary to stabilize those sands chemically. Otherwise, should be imported materials with appropriate characteristics from other geologic regions. Thus, the present work aims at presenting the results of different soil-cement

mixture with three local sands and a residual soil from a near municipality (DMT = 80 km) and comparing the financial cost of these solutions with the traditional solution of graduated gravel, typically used in the study region. The study shows that only one stabilized soil become competitive: the clayey lateritic sand (called ARMAR) with 7% of cement.

Keywords: soil stabilization, technical and cost analysis, base layers.

I. INTRODUÇÃO

Uma estrutura típica de pavimentos (figura 1), segundo Souza (1981) e Bernucci *et al* (2010), é composta por um conjunto sucessivo de camadas: (a) revestimento (rígido, semirrígido ou flexível) – camada de rolamento ou de tráfego; (b) camada de ligação; (c) base – camada de suporte estrutural; (d) sub-base – camada estrutural complementar com a mesma função da base; (e) reforço de subleito – camada adicional ao subleito composto por material estabilizado granulometricamente; e (f) subleito (leito estradal) - terreno natural conformado que serve de fundação.

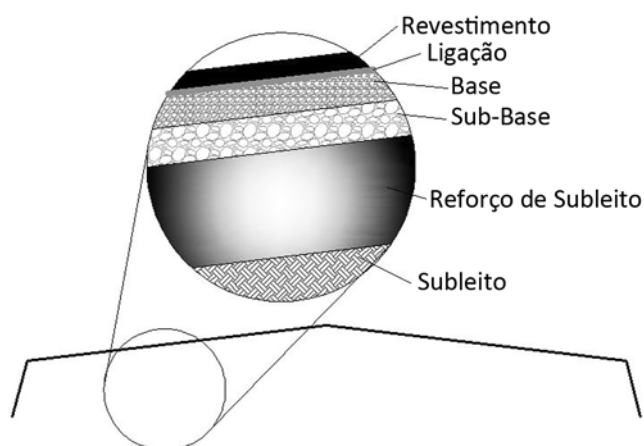


Figura 1 – Estrutura típica de um pavimento flexível

Conforme o DNIT (2010c), norma 142/2010 ES, a base constitui uma “...camada de pavimentação destinada a resistir aos esforços verticais oriundos dos veículos, distribuindo-os adequadamente à camada subjacente, executada sobre a sub-base, subleito ou reforço do subleito devidamente regularizado e compactado...”.

A base pode ser composta (a) pela mistura de diferentes materiais, estabilizados granulometricamente, de origem natural (como solos de comportamento laterítico, solos saprolíticos ou rochas alteradas) ou oriunda da britagem de rochas alteradas ou sãs; (b) solo melhorado com cimento; ou (c) solo estabilizado com cimento (ou solo-cimento), segundo as especificações das normas rodoviárias 098 (DNIT, 2007), 139 (DNIT, 2010a), 141 (DNIT, 2010b), 142 (DNIT, 2010c), 143 (DNIT, 2010d). Quanto às especificações técnicas, levando em consideração a resistência, os materiais estabilizados granulometricamente devem possuir um Índice de Suporte Califórnia (ISC) igual ou maior a 80% (ISC \geq 80%) para um número de operações equivalentes a um eixo padrão de 8,2 toneladas superior a $(N >) 5 \times 10^6$, ou igual ou maior a 60% (ISC \geq 60%) para um número de operações equivalentes de um eixo padrão de 8,2 toneladas menor ou igual $(N \leq)$ a 5×10^6 (DNIT, 2007; 2010b). No caso do solo-cimento, é exigido um teor de cimento, por meio de dosagem em laboratório, suficiente para uma resistência à compressão simples (RCS) igual ou superior a 2,1 MPa (DNIT, 2010d; ABNT, 1992).

Analisando o mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul (figura 2a), pode-se verificar que os municípios localizados mais ao sul do Estado, tais como, Chuí, Santa Vitória do Palmar, Rio Grande, Pelotas e São José do Norte (figura 2b), localizam-se na região geomorfológica denominada de Planície Costeira, que possui uma formação geológica recente (período neogeno), composta por depósitos coluvionares, aluvionares, deltaico, lagunar, eólico, praias e/ou turfosos (CPRM, 2006). Essa formação geológica é caracteri-

Os materiais para a construção rodoviária, que atendem as especificações rodoviárias e são empregados na região sul do Estado do Rio Grande do Sul, são transportados de municípios vizinhos como, por exemplo, Capão do Leão, Cerrito ou Pedro Osório. Estes últimos integram a região geomorfológica denominada de Embasamento Cristalino (figura 2a), formada basicamente por rochas graníticas e gnaisses. Os solos formados sobre as rochas são, essencialmente, residuais (saibros e argilas vermelhas). Embora esses municípios sejam limítrofes, as distâncias médias de transporte (DMT) podem chegar até a 300 km, o que onera consideravelmente os custos das obras rodoviárias.

Assim, considerando a geologia da região costeira sul do Estado do Rio Grande do Sul, formada por depósitos sedimentares inconsolidados, que não apresentam características técnicas adequadas para o emprego como camadas de base e sub-base de pavimentos, realizou-se uma pesquisa que tem por objetivo avaliar a viabilidade técnica da estabilização dos solos característicos locais com a adição de cimento Portland. Uma vez estabelecida a dosagem, verificou-se se o solo-cimento é economicamente viável (custo somente dos materiais e custo com a execução do serviço de base - incluído materiais, mão de obra, ferramentas e equipamentos) em comparação com a brita graduada, que é normalmente empregada na região.

2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS E METODOLOGIA

Como a pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), localizado no centro da cidade do Rio Grande, tomou-se o município como referência (localização na figura 2b) quanto à escolha dos solos a serem estudados, como para fins de custos com compra e entrega de materiais. Assim, para a realização do estudo foram utilizados quatro diferentes tipos de solo. Destes, três são areias finas representativas da geologia do município do Rio Grande/RS: (a) areia eólica de dunas (chamada de areia “limpa”), (b) areia eólica coletada em zona de várzea (chamada de areia “contaminada”) e (c) areia argilosa laterítica (chamada de ARMAR). O quarto solo é uma mistura de solo residual (horizontes B e C) com fragmentos de saprólito

(chamado de saibro), de origem granítica, proveniente do município de Capão do Leão/RS (distante cerca de 80 km do centro da cidade do Rio Grande/RS - localização na figura 2b). A figura 2c apresenta a região geológica do estudo realizado. As areias denominadas “limpa” e “contaminada”, do ponto de vista geológico, são identificadas como provenientes de depósitos eólicos recentes, caracterizadas como areias quartzosas, integrantes de barreiras holocênicas (recentes) (Q4), conforme CPRM (2006) (figura 2c). De uma forma geral, as duas areias são as mesmas, sendo inclusive coletadas em locais próximos. Enquanto a areia “limpa” foi coletada no topo de uma formação eólica (duna), sendo isenta de material pulverulento, a areia “contaminada” foi coletada em uma região de baixada, várzea, estando sujeita ao acúmulo de sedimentos finos e material orgânico. Também vale frisar que essas areias são comercializadas como sendo o mesmo material, sendo utilizadas, basicamente, para a construção de aterro em obras de construção civil e rodoviária. O solo ARMAR, como pode ser visto na figura 2c, abrange uma faixa que se estende de norte a sul, entre os municípios do Rio Grande/RS e Pelotas/RS. Do ponto de vista geológico, corresponde a uma formação de barreira pleistocênica (Q2pe2), composta por “areia quartzosa fina bem selecionada, laminação plana paralela e cruzada, areia média a fina bem arredondada e selecionada, rara laminação plano-paralela ou estratificação cruzada”, conforme CPRM (2006) (figura 2c). O saibro, do ponto de vista geológico, é proveniente da alteração de rochas da formação Granito Capão do Leão (NP3γ cl), caracterizado, conforme a CPRM (2006) (figura 2c), como “sieno a monzogranito médio, com granada almandina como *varietal*”.

A tabela 1 mostra a caracterização geotécnica de cada um dos solos estudados. Na figura 3, é mostrada a distribuição granulométrica. A figura 4 apresenta o gráfico da classificação geotécnica MCT, segundo Nogami e Villibor (1995). Quanto às areias, verifica-se uma diferença granulométrica somente na parcela de finos (silte e argila) e apesar desta diferença, as propriedades e as características geotécnicas entre ambas são semelhantes.

Conforme a classificação geotécnica MCT (Nogami e Villibor, 1995), as areias de classificação NA apresentam média a excelente capacidade de suporte (mini-ISC acima de 4%) no estado não imerso, com pouca perda de resistência quando imersas (sendo

obtidos índices de suporte de Califórnia entre 14% e 19% nas energias normal e intermediária, respectivamente); apresentam baixa contração (< 0,5%) e baixa expansão (< 0,5%); médio a elevado coeficiente de permeabilidade ($k > 10^{-6}$ cm/s). O saibro, cuja fração ≤ 2 mm foi classificada como NA' (areia siltosa não laterítica) pela classificação MCT, segundo Nogami e Villibor (1995), tende a apresentar uma elevada capacidade de suporte (mini-ISC acima de 12%) no estado não imerso, com pouca perda de resistência quando imerso, sendo obtidos índices de suporte de Califórnia de 35% e 55% nas energias normal e intermediária, respectivamente; tende a apresentar baixa a média contração (< 3%) e baixa expansão (<

0,5%); e baixo coeficiente de permeabilidade ($k < 10^{-6}$ cm/s). O ARMAR, classificado como LA' (areia argilosa laterítica) pela classificação MCT, segundo Nogami e Villibor (1995), tende a apresentar uma capacidade muito elevada de suporte (mini-ISC maior que 12%) no estado não imerso, com pouca perda de resistência quando imerso, sendo obtido um índice de Suporte de Califórnia de 19% e 31% nas energias normal e intermediária, respectivamente; tende a apresentar baixa a média contração (< 3%) e baixa expansão (< 0,5%); e baixo coeficiente de permeabilidade ($k < 10^{-6}$ cm/s). Vale lembrar que a classificação MCT leva em consideração somente a parcela do solo com partículas menores que 2,0 mm.

Tabela I – Características geotécnicas dos solos estudados

Parâmetro	Solo	ARMAR	Saibro	Areia	
				Contaminada	Limpa
D ₁₀		< 0,0015	0,015	0,078	0,120
D ₃₀		0,075	0,380	0,120	0,150
D ₆₀		0,130	2,700	0,180	0,160
C _u		> 86,7 (Desuniforme)	180,0 (Desuniforme)	2,3 (Uniforme)	1,3 (Uniforme)
C _c		> 28,8	3,6	1,0	1,2
Composição Granulométrica (NBR 6502/95)					
Pedregulho		0,0%	48,2%	0,0%	0,0%
Areia		70,0%	37,8%	90,9%	99,3%
Silte		5,2%	8,8%	0,8%	0,7%
Argila		24,8%	5,2%	8,3%	0,0%
Nomenclatura ABNT		Areia Argilosa	Pedregulho Arenoso	Areia Argilosa	Areia: fina (79,3%) e média (20,0%)
Cor (material seco)		Avermelhada	Alaranjada	Acinzentada	Amarelada
e _{min}		--	--	--	0,55
e _{max}		--	--	--	0,81
g _s (kN/m ³)		26,3 (*)	25,7	25,9	25,9
Limites de Atterberg					
LL		32% (*)	27%	--	--
LP		16% (*)	27%	--	--
IP		16% (*)	0%	NP	NP
Classificação Geotécnica					
HRB		A-2-6	A-2-4	A-3	A-3
SUCS		SC	SM	SP-SM	SP
MCT		LA' (*)	NA'	NA	NA
Resultado do Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC)					
Energia Normal [γ _d (kN/m ³) / w _{ótima} (%)]		19% (**) [17,5/13,5]	35% [18,9/11,2]	14% (**) [16,3/9,0]	
Energia Intermediária [γ _d (kN/m ³) / w _{ótima} (%)]		31% (**) [18,3/12,2]	55% [19,5/9,9]	19% (**) [16,6/8,9]	

(*) fonte: SILVA (2011), (**) fonte: Lab. Geot. Conc. – FURG (2012), NP = não plástico.

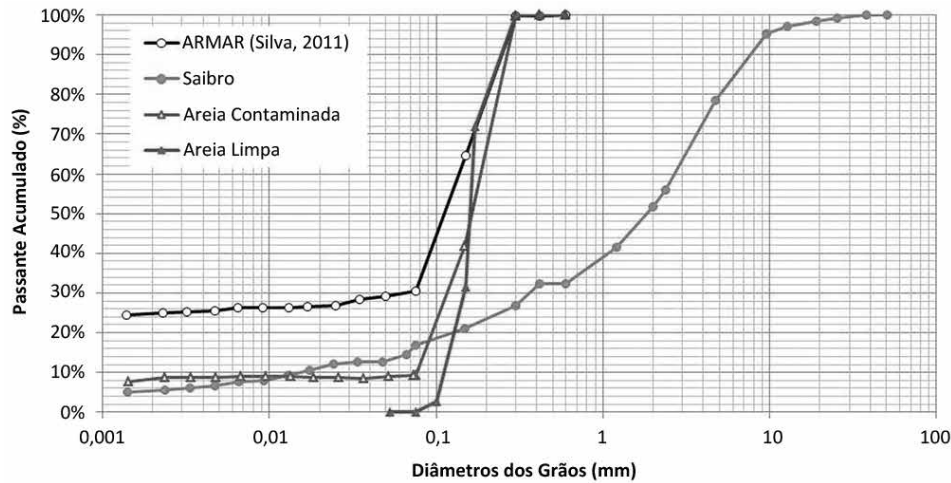


Figura 3 – Curvas granulométricas dos solos estudados

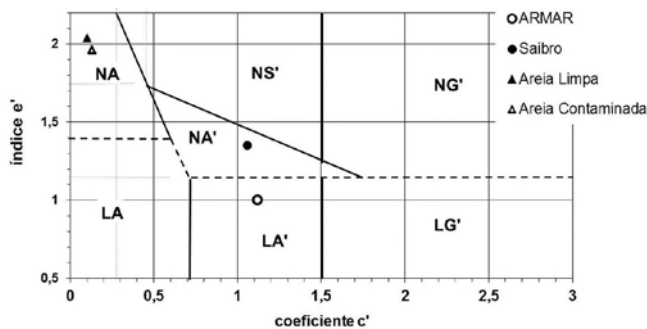


Figura 4 – Classificação geotécnica MCT dos solos empregados no estudo

Nogami e Villibor (1995) também apresentam recomendações quanto ao emprego dos solos para as obras rodoviárias, para os diferentes grupos da classificação MCT. A tabela 2 apresenta um resumo de cada um dos três tipos de solos estudados. Como pode ser visto, pela classificação MCT, o solo NA não é recomendado para fins de base de pavimento, já o solo NA' possui uma hierarquia IV e, por fim, o solo LA' é recomendado para fins de base de pavimentos (hierarquia I), porém, neste estudo, o ARMAR não atende as normas rodoviárias quanto ao Índice de Suporte Califórnia.

Como material cimentante, utilizou-se o cimento Portland CP IV-32. Conforme o ABCP (2002), o cimento utilizado é do tipo pozolânico, tendo em sua composição (proporções em massa): 45% a 85% de clínquer mais gesso, 15% a 50% de materiais pozolânicos e 0% a 5% de material carbonático. Segundo o ABCP (2002), o cimento CP IV-32 deve apresentar uma re-

sistência mecânica mínima de 20 MPa para sete dias de cura, 32 MPa para 28 dias e 40 MPa para 91 dias, determinada por meio de ensaios de compressão simples de corpos de prova moldados a partir da argamassa padronizada.

Tabela 2 – Hierarquização e utilização para fins de pavimentação (adaptado de Nogami e Villibor, 1995).

Utilização	NA (Areias)	NA' (Saibro)	LA' (ARMAR)
Base de pavimento	*	IV	I
Reforço de subleito	IV	V	I
Subleito	IV	V	I
Corpo de aterro	V	V	I
Proteção à erosão	*	III	II
Revestimento primário	V	III	I

* Uso não recomendado

A NBR 12.253 (ABNT, 1992) recomenda que a dosagem seja feita para diferentes teores de cimento (substituição em massa), sendo definido o teor que forneça uma resistência mínima de 2,1 MPa. Para os solos A-2 e A-3, a mesma norma recomenda que a dosagem seja realizada a partir de teores mínimos de 7% e 9%, respectivamente. Porém, nesta pesquisa, empregaram-se teores de 3%, 6%, 9% e 12% de cimento, para que fosse possível, além de definir a dosagem, verificar qual a evolução da resistência com o aumento sucessivo dos teores de cimento. Para cada teor e tipo de solo, foram moldados cinco corpos de prova nas dimensões de 5 cm

de diâmetro e 10 cm de altura. Para a dosagem do saibro, o material foi previamente peneirado na peneira de 4,8 mm, sendo descartado o material retido nessa peneira.

3. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Uma vez definidos e caracterizados, geológica e geotecnicaamente, os quatro solos, realizaram-se ensaios de compactação para definir as proporções do solo-cimento-água, bem como os pesos específicos máximos e teores ótimos de umidade de compactação. Os ensaios de compactação foram realizados conforme a

NBR 12.023 (ABNT, 2012a) na energia normal, sendo utilizado o cilindro de compactação pequeno (diâmetro de 100 mm e altura de 127,3 mm). Nesses ensaios, utilizou-se somente o teor de 6% de cimento Portland, em substituição à massa do solo (94%), independentemente do teor de cimento utilizado a *posteriori* para a moldagem dos corpos de prova. A figura 5 apresenta as curvas de compactação, os valores de peso específico máximo (γ_d) e a umidade ótima ($w_{ótima}$) para cada um dos solos com 6% de cimento Portland. Como as curvas para a areia “limpa” e “contaminada” são semelhantes, a curva apresentada na figura 5 corresponde a uma média dos resultados realizados para as duas areias.

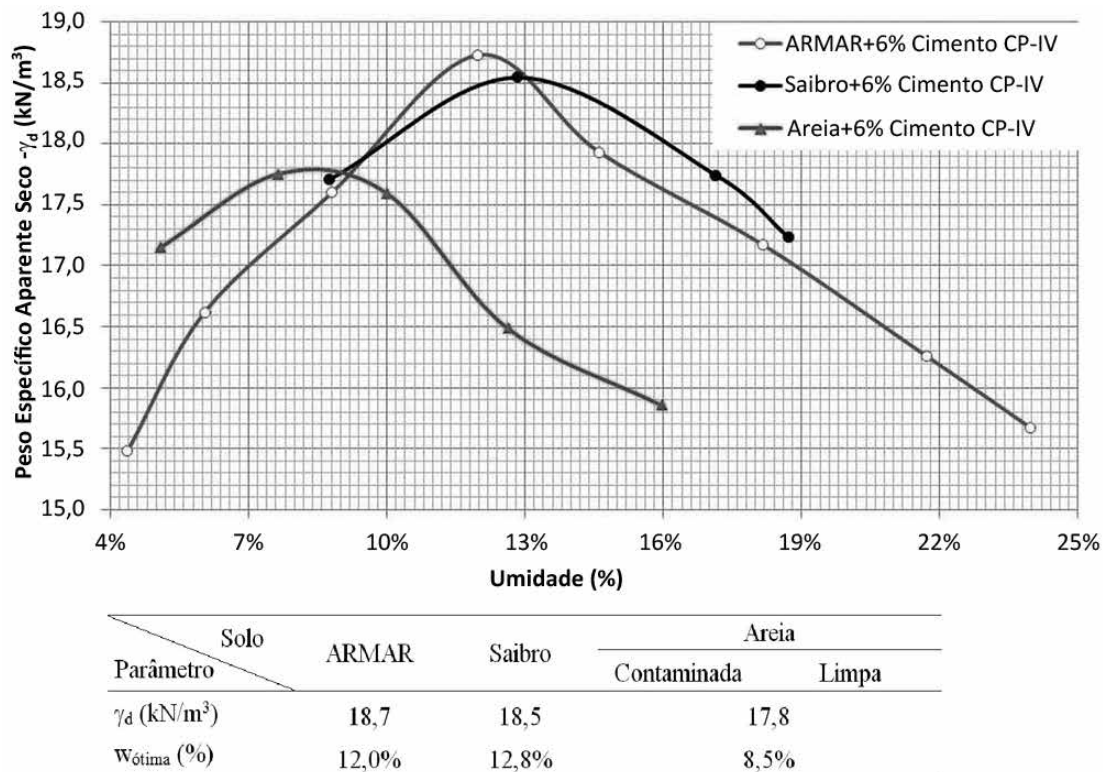


Figura 5 – Curvas resultantes dos ensaios de compactação

Os corpos de prova foram moldados em um molde de aço tripartido com diâmetro de 5 cm e altura de 15 cm (10 cm de molde e 5 cm de colarinho). A moldagem foi realizada de forma dinâmica, sendo a compactação da mistura realizada por meio de golpes de soquete pequeno, o mesmo utilizado para os ensaios de compactação (massa de 2,5 kg e altura de queda de 30,5 cm). A moldagem foi realizada em três camadas de igual altura (3,33 cm), com a aplicação de

cinco golpes por camada. A tabela 3 apresenta os pesos específicos médios dos corpos de prova para cada solo e para os diferentes teores de cimento. Analisando os pesos específicos da tabela 3 para 6% de cimento Portland, nota-se que esses são compatíveis com os expressos na figura 5. Neste sentido, é possível verificar que a técnica de aplicação de cinco golpes em três camadas produz um efeito equivalente à energia normal de compactação.

Tabela 3 – Valores de peso específico aparente, seco, máximo e médio dos corpos de prova (kN/m^3)

Cimento	Solo	ARMAR	Saibro	Areia	
				Contaminada	Limpa
3%		18,3	18,6	17,4	16,4
6%		18,7	18,9	17,9	17,1
9%		18,7	18,9	18,2	17,5
12%		18,6	19,0	18,4	18,0



Figura 6 – Aparato (prensa mais anel dinâmométrico) durante o rompimento dos corpos de prova

Para a moldagem, inicialmente, pesava-se uma massa de solo seco em estufa de cimento Portland e de água necessária para a moldagem de cinco corpos de prova. Em seguida, misturavam-se o solo e o cimento. E por fim, misturava-se a água até obter uma massa homogênea. Para a moldagem, o molde era limpo, untado com vaselina e montado. A seguir, era colocada a primeira porção com o auxílio de um funil. Na sequência, compactava-se a camada. Após, a superfície da camada compactada era escarificada, sendo colocada a segunda porção. E assim em diante, até a terceira e última camada. Após a moldagem, o molde era desmontado e o corpo de prova era colocado em um saco plástico hermeticamente fechado. O saco plástico era imerso em uma bandeja com água. Este procedimento era feito para evitar a

perda de água por evaporação, bem como para garantir uma temperatura média de 20°C . Conforme as recomendações da NBR 12.025 (ABNT, 2012b), após a cura de sete dias, os corpos de prova eram retirados das embalagens e colocados diretamente na água por quatro horas antes de serem rompidos. Antes de serem mergulhados na água, mediam-se as alturas dos corpos de prova em três pontos, bem como se pesavam os mesmos antes e após o mergulho. Essas medidas eram utilizadas como parâmetros de controle de compactação.



(a)



(b)

Figura 7 – Aspecto dos corpos de prova após a ruptura: (a) areia cimentada e (b) saibro cimentado

Os corpos de prova eram rompidos em uma prensa eletro-hidráulica a uma velocidade constante de 1,14 mm/min. A carga aplicada era medida por meio de anéis dinamométricos. Até a carga de 10 kN, era utilizado um anel de mesma capacidade com resolução de 5,7 N/mm e acima de 10 kN, era utilizado um anel com capacidade de 50 kN com resolução de 23,2 N/mm. Na figura 6, é mostrado o aparato para o rompimento dos corpos de prova e a figura 7 mostra o aspecto dos corpos de prova após a ruptura.

4. RESULTADOS

A figura 8 e a tabela 4 apresentam os resultados de resistência à compressão simples para todos os ensaios realizados nos quatro teores de cimento adotados (3%, 6%, 9% e 12%) para um tempo de cura de sete dias. Cada ponto do gráfico ou da tabela corresponde a uma média de cinco corpos de prova. A média foi definida da seguinte forma: inicialmente, fazia-se a média dos cinco pontos e era obtido o desvio padrão, os pontos que ficavam fora da média \pm do desvio padrão eram

eliminados e fazia-se a média novamente. Na tabela 4, também consta o teor de cimento necessário para uma resistência à compressão simples de 2,1 MPa (indicado pela linha tracejada na figura 8).

Na figura 8, também está representada a regressão simples pelo método dos mínimos quadrados da resistência à compressão simples em função do teor de cimento para cada um dos solos. Como pode ser visto, o melhor ajuste foi o polinomial quadrático, exceto para o saibro que apresenta uma melhor tendência linear, todos com coeficientes de determinação (R^2) superior a 0,99. É interessante observar que, embora haja diferença de granulometria (tabela 1) entre a areia “contaminada” (9,1% de passante na peneira #200) e a “limpa” (quase isento de material pulverulento), as duas areias têm características semelhantes, o que também é refletido na resistência à compressão simples (diferença média de 7%). Como a areia é de granulometria uniforme, o acréscimo de material pulverulento contribui de certa forma para o aumento dos pontos de contato e, assim, gera um leve aumento da resistência à compressão simples.

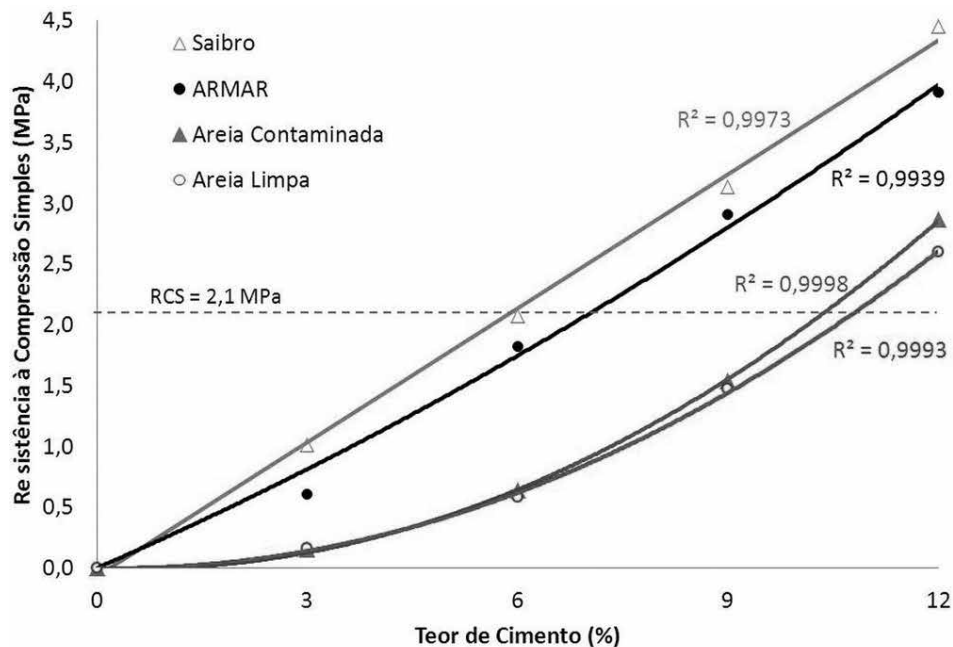


Figura 8 – Resistência à compressão simples dos ensaios realizados com os quatro solos estudados para os diferentes teores de cimento Portland (3%, 6%, 9% e 12%) para sete dias de cura

Comparando a resistência entre os diferentes tipos de solo (para um mesmo teor de cimento), verifica-se que a resistência é maior, consecutivamente, para o saibro, ARMAR e areias “contaminada” e “limpa”. O princípio da estabilização do solo-cimento baseia-se na cimentação dos pontos de contato diferentemente do concreto, onde a pasta de cimento envolve todo o grão. Assim, é de se esperar que quanto maior o número de pontos de contato e maior o teor de cimento, maior será a resistência. Desta forma, um solo com granulometria contínua e bem graduado, onde os grãos menores preenchem os vazios dos grãos maiores, deve apresentar uma resistência maior. Isso de fato se confirma se forem analisadas as curvas granulométricas (figura 3) e o coeficiente de não uniformidade (c_u) da tabela 1. Esta característica também pode explicar a resistência maior do solo ARMAR em relação às outras duas areias.

Tabela 4 – Resistência à compressão simples dos ensaios realizados com os quatro solos estudados para os diferentes teores de cimento Portland (3%, 6%, 9% e 12%) para sete dias de cura

Cimento (%)	Resistência à compressão simples (MPa)			
	Saibro	ARMAR	Areia	
Contaminada			Limpa	
0%	0	0	0	0
3%	1,011	0,608	0,154	0,164
6%	2,074	1,820	0,638	0,579
9%	3,132	2,907	1,537	1,471
12%	4,450	3,908	2,863	2,597
Cimento para RCS de 2,1 MPa	6,0%	7,0%	10,4%	10,8%

5. AVALIAÇÃO DE CUSTOS

Como pode ser visto na tabela 1, os solos em seus estados naturais compactados não atendem à especificação rodoviária nacional (norma DNIT 098/2007 ES) para a base de pavimentos rodoviários, mesmo para um baixo tráfego (número de operações de um eixo padrão de 8,2 toneladas: $N \leq 5 \times 10^6$), que exige um ISC $\geq 60\%$. A mesma constatação é obtida pela classificação MCT dos materiais, exceto o solo ARMAR (tabela 2). Neste caso, para atender às exigências normativas, pode-se lançar mão do emprego de (a) matérias

naturais estabilizadas granulometricamente (norma DNIT 141/2010 ES), utilizando somente materiais pétreos ou uma mistura dos solos estudados com materiais pétreos, até que seja alcançado o ISC mínimo especificado; ou (b) realizar a estabilização química dos solos estudados a partir da mistura com agentes cimentantes, neste estudo, o cimento Portland (normas DNIT 143/2010 ES ou NBR 12.253/1992), até um teor que forneça uma RCS mínima média de 2,1 MPa.

Como o escopo deste trabalho visa estudar os solos estabilizados quimicamente, cujos teores mínimos de cimento Portland necessário já foram apresentados na tabela 4, a análise de custos busca verificar qual solo estabilizado oferecerá um menor custo entre os quatro solos estudados, bem como verificar se os custos de estabilização dos solos estudados são competitivos com materiais pétreos, neste caso, a brita graduada comercializada na região de estudo. A tabela 5 apresenta o custo final do solo estabilizado, levando em conta (a) somente os materiais (determinados conforme a equação 1) e (b) a execução da base (incluindo os materiais, equipamentos, ferramentas e mão de obra de todos os serviços, por exemplo: mistura em usina, espalhamento e compactação). Para a compilação dos custos dos materiais, foram utilizados os valores comerciais médios das cargas dos solos praticados pelas empresas de terraplenagem e construção rodoviária, e lojas de materiais de construção da cidade do Rio Grande/RS, vendidos a varejo no mês de setembro/2012. No caso dos solos naturais, o custo da carga (ou m^3) já contempla os custos dos serviços de escavação, carga, transporte até o centro da cidade do Rio Grande/RS e descarga, incluindo taxas, impostos e outros encargos. O custo dos materiais para a execução do solo estabilizado (equação 1) contempla o custo do solo mais o custo do cimento (R\$ 22,30 por embalagem de 50 kg) já entregue no centro da cidade. Para a compilação dos custos da execução da base, foram considerados os serviços do Sistema de Custos Rodoviários (SICRO2) (DNIT, 2012) de setembro/2012 para o Estado do Rio Grande do Sul, sendo que os valores médios (no nível estadual) dos materiais (solo, cimento e brita graduada) adotados pelo SICRO2 foram substituídos pelos valores médios dos materiais da cidade do Rio Grande/RS.

$$CSE = \rho \cdot (S\% \cdot c_s / \rho + C\% \cdot c_c) \quad \text{Equação 1}$$

sendo CSE = custo dos materiais para a composição do solo estabilizado ($R\$/m^3$), ρ = massa específica ($1.400\text{ kg}/m^3$), $S\%$ = percentual de solo seco, $C\%$ =

percentual (teor) de cimento, cs = valor comercial do solo ($R\$/m^3$) (tabela 5), cc = valor comercial do cimento ($R\ \$ 0,446/\text{kg}$)

Tabela 5 – Compilação dos custos do solo estabilizado

Solo	Valor Comercial do Solo Natural			C**	Custo Solo Estabilizado ($/m^3$)	
	Carga	($/m^3$)	($/kg^*$)		Materiais#	Serviço###
Saibro	R\$ 540/ 10 m^3	R\$ 54,00	R\$ 0,0386	6,0%	R\$ 88,22	R\$ 104,08
ARMAR	R\$ 342/ 12 m^3	R\$ 28,50	R\$ 0,0204	7,0%	R\$ 70,21	R\$ 86,08
Areia "Contaminada" "Limpa"	R\$ 372/ 12 m^3	R\$ 31,00	R\$ 0,0221	10,4%	R\$ 92,71	R\$ 108,57
				10,8%	R\$ 95,09	R\$ 110,95

* conversão: $1\text{ m}^3 = 1.400\text{kg}$, ** teor mínimo de cimento para $RCS = 2,1\text{ MPa}$, # somente materiais (calculado pela equação 1), ### serviço de execução de base (materiais + mão de obra + equipamentos + ferramentas), conforme o SICRO2 (DNIT, 2012)

Pela tabela 5, pode-se ver que o custo dos materiais e do serviço de execução da base de solo-cimento com ARMAR apresenta o menor valor (materiais: $R\ \$ 70,21/m^3$ e serviço: $R\ \$ 86,08$ para um teor de 7% de cimento), seguido do saibro (25,7% e 20,9% a mais para os materiais e o serviço, respectivamente), areia "contaminada" (32% e 26,1% a mais para os materiais e o serviço, respectivamente) e areia "limpa" (35,4% e 28,9% a mais para os materiais e o serviço, respectivamente).

Agora, considerando que o valor comercial médio da brita graduada (graduação de pedrisco até a brita 4), também entregue no centro da cidade do Rio Grande/RS, é de $R\ \$ 91,00/m^3$, verifica-se que o custo do serviço de execução da base com brita graduada atinge um valor de $R\ \$ 102,87$. Com isso, conclui-se que há viabilidade econômica somente para o tratamento do ARMAR (16,3% a menos em relação à base de brita graduada). O tratamento das areias, tanto a "limpa" (7,9% a mais que a execução da base de brita graduada) como a "contaminada" (5,5% a mais que a execução da base de brita graduada) e o saibro (1,2% a mais que a execução da base de brita graduada), não se apresenta economicamente atraente.

Bernucci *et al* (2010) consideram, de uma maneira genérica, que os teores de até 9% podem tornam-se viáveis economicamente para o emprego como base e sub-base de pavimentação. Esse fato é confirmado neste estudo, pois no caso das areias, os teores acima de 10% já ultrapassam o custo da brita graduada. No

caso do tratamento do saibro, embora tenha o solo um menor consumo de cimento Portland (6%), seu custo superior em relação à base de brita graduada deve-se ao valor de aquisição ($R\ \$ 54,00/m^3$), que é quase o dobro do custo de aquisição do ARMAR.

6. CONCLUSÕES

O estudo mostra que os materiais no estado *in natura*, basicamente areias inconsolidadas, encontrados na região litorânea sul do Estado do Rio Grande do Sul não atendem os requisitos para a utilização em base de pavimentos. Porém, verificou-se ser possível a estabilização com teores de cimento Portland que variam de 7% a 10,8%, dependendo do tipo de areia. Também, verificou-se que os materiais provenientes de outras regiões geomorfológicas, ditos "nobres" e consideravelmente mais caros, como, por exemplo, o saibro empregado na pesquisa, muitas vezes também não atendem às especificações rodoviárias para a utilização como base. Pelo estudo, verifica-se que é possível a estabilização do saibro com 6% de cimento Portland. Apesar do percentual de cimento Portland ser menor para o saibro (6%), verificou-se que o custo é superior à base de brita graduada. Somente o solo ARMAR, com um teor de 7% de cimento Portland, torna-se economicamente viável, com um custo menor em 16,3% em relação à base de brita graduada.

Vale lembrar que o levantamento de custos foi realizado especificamente para a cidade do Rio Grande/RS, no

mês de setembro de 2012, cuja demanda e a distância entre os fornecedores de insumos causam elevação dos custos destes em relação à média estadual praticada. Vale ainda observar que os valores dos insumos utiliza-

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). *Guia básico de utilização do cimento Portland*. Boletim Técnico (BT-106). 7ª Ed. São Paulo/SP, 2002, pág. 28.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Norma ABNT NBR 12.253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento*. Rio de Janeiro/RJ, 1992, pág. 4.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Norma ABNT NBR 12.023: Solo-cimento - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro/RJ, 2012a, pág. 6.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Norma ABNT NBR 12.025: Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro/RJ, 2012b, pág. 2.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. da; CERATI, J. A. P.; SOARES, J. P. *Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros*. 3ª Reimpressão. Petrobras; Adeba: Rio de Janeiro/RJ, 2010, pág. 504.

CLOSS, D. *Estratigrafia da Bacia de Pelotas, Rio Grande do Sul*. IHERINGIA Geologia Porto Alegre-RS, 1970, n° 3, págs. 3-76.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM). *Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre/RS, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Norma DNIT 098/2007 – ES: Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização e solo laterítico – Especificação de serviço*. Rio de Janeiro/RJ, 2007, pág. 7.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Norma DNIT 139/2010 – ES: Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro/RJ, 2010a, pág. 8.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Norma DNIT 141/2010 – ES: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro/RJ, 2010b, pág. 9.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Norma DNIT 142/2010 – ES: Pavimentação – Base de*

dos neste trabalho correspondem aos valores médios de varejo e que custos reais da estabilização poderão ser menores se houver negociação direta com os fabricantes, o que também dependerá da extensão da obra.

solo melhorado com cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro/RJ, 2010c, pág. 9.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Norma DNIT 143/2010 – ES: Pavimentação – Base de solo-cimento - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro/RJ, 2010d, pág. 10.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *SICRO2 – Sistema de Custos Rodoviários*. Estado: Rio Grande do Sul. Referencial: Setembro/2012. Rio de Janeiro/RJ, 2012.

DIAS, C. R. R.; BASTOS, C. A. B.; PEDREIRA, C. L. S. *Variações no comportamento geotécnico da camada argilosa profunda ao longo do Porto de Rio Grande: Influência da energia durante o processo sedimentar*. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado/RS. *Anais*. (em CD).

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA E CONCRETO – EE/FURG. *Laudos de Laboratórios* (Diversos). Rio Grande/RS, 2012.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de baixo custo com solos com solos lateríticos*. Editora Villibor: São Paulo/SP, 1995, pág. 213.

SILVA, C. F. da. *Estudo sobre a influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e nas propriedades índices e mecânicas de solo litorâneo arenoso fino laterítico para emprego em barreiras minerais*. Projeto de Graduação (Engenharia Civil). Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande/RS, 2011, pág. 190.

SOUZA, M. L. de. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. 3ª edição. DNER/IPR: Rio de Janeiro/RJ, 1981, pág. 34.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL (UFRGS). *Mapa geológico do RS*, site: <http://www.ufrgs.br/paleotocas/GeomorfologiaRS.jpg>, acessado em 08/02/2013.

WIKIPEDIA, *Rio Grande do Sul*. Site: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/1/1a/RioGrandedoSul_MesoMicroMunicip.svg/250px-RioGrandedoSul_MesoMicroMunicip.svg, acessado em 08/02/2013.

Revista PAVIMENTAÇÃO

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(eis) 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. Nas tabelas não devem ser utilizadas formatações, bordas ou sombreados. As tabelas devem ser bem nítidas, identificadas com numeração própria e título. As equações podem ser criadas por um aplicativo externo, podem ser feitas com fontes de símbolos ou com o editor de equações do próprio programa usado para o trabalho. Em qualquer caso, elas devem ser numeradas consecutivamente ao longo do documento. As unidades deverão ser expressas no SI.
10. As contribuições podem ser de no mínimo 2 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, resumo em inglês de igual conteúdo do resumo em português (ABSTRACT) e indicar de 3 a 5 palavras-chaves. Artigos em outros idiomas podem eventualmente serem 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.