

REVISTA

ABPV

Associação Brasileira de Pavimentação



PAVIMENTAÇÃO

ANO XII • Nº 43 • JAN - MAR • 2017 • WWW.ABPV.ORG.BR • ISSN 1809 - 1865

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO FINA E GROSSA

Douglas Fadul Villibor
Driely Mariane Lancarovici Alves

Curso de Drenagem Urbana

Início
24/07/2017

Não Presencial

Objetivos:

Saber os fundamentos básicos de Hidrologia e Hidráulica aplicados à Drenagem Urbana; conhecer as características e emprego de dispositivos de drenagem; dimensionar tais dispositivos e galerias de águas pluviais; e conhecer tecnologias construtivas atuais, incluindo a execução de valas.

Público Alvo:

Profissionais de nível técnico, superior e estudantes de engenharia civil e arquitetura.

Programa:

Hidrologia Aplicada: obtenção de dados hidrológicos; métodos de cálculo de vazão; tempo de recorrência; tempo de concentração; bacias; coeficiente de deflúvio; chuva de projeto; e detalhamento de métodos de dimensionamento de vazões;

Ruas e Sarjetas: objetivos; características; elementos de projeto; dimensionamento; e exercícios;

Boca Coletora: objetivos; características; elementos de projeto; dimensionamentos; e exercícios;

Poço de Visita: objetivos; características; elementos de projeto; tecnologia construtiva; e dimensionamento;

Galerias: conceitos; hidráulica básica; dimensionamento; tecnologia construtiva; e confecção de valas e escoramentos.

Mais informações em: www.abpv.org.br

VAGAS
LIMITADAS

Investimento e Inscrições

Categorias	Sócios ABPv	Não Sócios ABPv	Estudantes
Valores	R\$ 400,00	R\$ 700,00	R\$ 300,00

Inscrições pelo e-mail: abpv@abpv.org.br

Organização e Promoção

Associação Brasileira de Pavimentação

Rua Miguel Couto, 105-204/205, Centro, Rio de Janeiro-RJ

CEP: 20070-030 Tel.: (21) 2233-2020/ (21) 2263-5794

www.abpv.org.br



EXPEDIENTE

REVISTA PAVIMENTAÇÃO

Ano XII • Nº 43 • Jan - Mar • 2017
ISSN 1809 - 1865

Rua Miguel Couto, 105 • Sobrelhojas 204 e 205
CEP 20070-030 • Rio de Janeiro • RJ
Tel • (21) 2233-2020 | 2263-5794 Fax • (21) 2233-0709

CONSELHO EDITORIAL

Diretoria da ABPv

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

JORNALISTA RESPONSÁVEL

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente • Eng. Eduardo Alberto Ricci
Vice-Presidente • Eng. José Pedro dos S. Vieira Costa
Diretor Financeiro • Eng. Leonardo Santana Cavalcanti
Diretor Administrativo • Eng. Fernando Augusto Junior
Diretora Técnica • Prof. Michéle Dal Tóe Casagrande
Diretor de Divulgação • Prof. Luiz Miguel de Miranda

COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

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

Periodicidade • Trimestral



NOSSA CAPA



Talude ao longo da Rodovia Domingos Innocentini (SPA-149/215), trecho São Carlos – Broa, São Paulo.
Autoria: Driely Mariane Lancarovici Alves

Envie sua foto para: abpv@abpv.org.br

SUMÁRIO

EDITORIAL	4
SEÇÃO DE NOTAS	8
ESPECIAL	
RECORDANDO	14
Cartas	15

CADERNO DE TECNOLOGIA

Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa	17
--	----

Douglas Fadul Villibor
Driely Mariane Lancarovici Alves

ARTIGO 1

Análise estatística da influência do filer mineral nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas	38
---	----

Vivian Silveira dos Santos Bardini
Luis Miguel Gutiérrez Klinsky
José Leomar Fernandes Júnior

ARTIGO 2

Estudo da estabilização por reciclagem de cascalho laterítico com diferentes tipos de cimento	56
---	----

Cássio Eduardo Lima de Paiva
Paulo César Arrieiro de Oliveira

EDITORIAL

O Brasil percorre o ano de 2017 ainda inserido num contexto indefinido de suas crises política e econômica. O País necessita retomar sua atividade principalmente no que se refere a infraestrutura para que ocorra sua reinserção nos trilhos do desenvolvimento.

A Associação Brasileira de Pavimentação espera confiante que esta travessia pela qual todos nós passamos encontre logo seu fim.

Cumprindo o seu objetivo, a Revista PAVIMENTAÇÃO segue nessa edição promovendo e divulgando os estudos e avanços na engenharia em especial na área de pavimentos.

No Caderno de Tecnologia é apresentado um estudo sobre a classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa. Um trabalho assinado pelo diretor científico e de pesquisa da Egis-Brasil, engenheiro Douglas Fadul Villibor, e pela engenheira civil da área científica e de pesquisa, também da Egis-Brasil, Driely Mariane Lancarovici Alves.

Nos Artigos Científicos, dois trabalhos são apresentados. O primeiro traz uma análise estatística da influência do fíler mineral nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas. Os autores deste importante trabalho são Vivian Silveira dos Santos Bardini, do Instituto de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual Paulista; Luís Miguel Gutiérrez Klinsky, do Centro de Pesquisas Rodoviárias; e José Leomar Fernandes Júnior, da Escola de Engenharia de São Carlos/USP.

Já o segundo artigo trata-se de um estudo da estabilização por reciclagem de cascalho laterítico com diferentes tipos de cimento. Um interessante estudo que gira em torno da sustentabilidade de processos e procedimento na engenharia. Os autores são o professor doutor Cassio Eduardo Lima de Paiva, e do doutorando Paulo César Arrieiro de Oliveira, ambos da UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas.

Nesta edição, a Revista também registra a cerimônia de posse da nova Diretoria da ABPv para o triênio 2017-2019. O evento aconteceu em 10 de março na sede da Associação, no Rio de Janeiro, e contou a presença de dezenas de convidados, entre associados, autoridades e personalidades da engenharia brasileira.



ABPV

SEÇÃO DE NOTAS

revistapavimentacao@abpv.org.br



A 20ª RPU – Reunião de Pavimentação Urbana/ 6ª Expopavimentação, promovida pela ABPv, está programada entre os dias 28 e 30 de junho de 2017, em Florianópolis, SC, no Centro de Convenções CentroSul. A participação efetiva de todos é fundamental para a promoção de mais um evento de sucesso e com ótimos resultados para os envolvidos neste importante projeto. Novos prazos para remessa de trabalhos e preços promocionais de inscrição encontram-se disponíveis no site. A 20ª 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 conservação, ampliação e segurança da malha viária e garantia da mobilidade no meio urbano.

Informações • www.rpu.org.br



A Associação Brasileira de Pavimentação, entidade técnica sem fins lucrativos, sente-se honrada pela confiança nela depositada durante estes 57 anos. Em respeito e agradecimento por todos os trabalhos executados, não podemos deixar de mencionar a importância do apoio dos associados, patrocinadores, expositores, professores, membros do comitê técnico científico, coordenadores, representantes regionais, comissões organizadoras que dedicam um pouco do seu tempo em prol da existência de nossa Associação.

Devido às dificuldades econômicas, pelas quais todos passamos, achamos por bem este ano realizarmos somente a 20ª RPU/ 6ª Expopavimentação, de 28 a 30/06/2017, em Florianópolis, SC. A realização da 46ª RAPV/ 7ª Expopavimentação, em Bonito, MS, foi **transferida para o período de 19 a 21 de setembro de 2018**. Estamos preparando as atualizações das informações do site para que todos possam, com mais tempo, programar suas viagens.

Prezados Coordenadores Regionais da ABPv, associados e amigos,

O país passa por profundas mudanças institucionais, econômicas e sociais. Nesse bojo, a mãe de todas as crises: desaceleração econômica, desemprego e desencanto. Não é diferente o que acontece com a pavimentação no Brasil, e a ABPv é um termômetro singelo nesse processo, pois sentimos as dificuldades de manutenção porque nossos patrocinadores estão num processo crescente de desmobilização. A cada dia uma perda. Há métodos e materiais que podemos utilizar para sermos atores e não plateia num processo de reversão da crise, em particular, na pavimentação.

Nesse sentido vimos aos amigos Representantes Regionais, amigos, e todos os Associados em geral, para explorar uma alternativa que eficaz para enfrentamento da crise. Renovação! Este é o momento de estabelecermos contato com os dirigentes e professores das Faculdades, Escolas e Institutos de Engenharia para trazer à participação nas Reuniões Anual de Pavimentação e Pavimentação Urbana, os alunos de graduação, particularmente nas disciplinas pavimentação e afins.

Estamos prontos a buscar alternativas para acolher nessas reuniões esses jovens, que esperamos, se encantem com a ABPv como ocorreu conosco no passado. Não há alternativa que não seja possível estudar para que possamos contar com a presença desses estudantes. Mandem suas sugestões, estabeleçam os contatos com os professores, convidem para que se associem à ABPv.

Contamos com os esforços, talento e colaboração de todos.

Atenciosamente,
Eng^o Luiz Miguel de Miranda
ABPv- Diretor de Divulgação

DNIT apresenta o novo SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS

Com lançamento previsto para abril deste ano, o DNIT apresentará a nova versão do Sistema de Custos Referenciais de Obras -SICRO.

De vital importância para a elaboração de orçamentos de obras de infraestrutura de transportes, o sistema que foi desenvolvido pelo extinto DNER e continuou sendo aprimorado pelo DNIT é utilizado por empresas privadas e também da própria administração pública como VALEC, INFRAERO, ANTT, EPL, Ministério do Planejamento, Orçamento e Gestão, Ministério de Integração Nacional entre outras. Sendo incluído na Lei de Diretrizes Orçamentárias-LDO em 2010 e posteriormente também no Decreto Presidencial nº7.983/2013



Congreso Mexicano Del Asfalto/ ExpoAsfalto 2017

A Associação Mexicana de Asfalto (AMAAC), através do Comitê Organizador e seu Conselho de Administração, tem a honra de convidar pesquisadores, profissionais e técnicos relacionados à fabricação e uso de asfalto para participar do Congreso Mexicano Del Asfalto de 23 a 25 de agosto em Cancun.

Informações • <https://www.congresoamaac.com.mx/>



Brazil Road Expo

3 a 5 de outubro de 2017 – São Paulo EXPO - São Paulo, SP

Brazil Road Expo - Evento Internacional de Infraestrutura Viária e Rodoviária, reunirá de 3 a 5 de outubro, todos os elos da cadeia de construção, manutenção e infraestrutura viária e rodoviária.

Composto por feira de negócios e congresso, o evento tem os seguintes objetivos:

- Apresentar novas soluções em sistemas e métodos para construção e infraestrutura de vias e rodovias, desde a concepção (projeto) até a conservação e manutenção;
- Trazer inovações e tendências mundiais em equipamentos;
- Promover a transferência de tecnologia entre expositores, visitantes e congressistas;

Promover o fortalecimento e a visibilidade das indústrias de pavimentação e infraestrutura viária e rodoviária no país.

Informações • <http://www.brazilroadexpo.com.br>



**23 to 25
AUGUST
2017** | **SÃO PAULO EXPO**
SÃO PAULO - BRAZIL - 11TH EDITION
23TH - 1PM TO 6PM | 24TH AND 25TH - 10AM TO 6PM

Concrete Show South America

O Concrete Show South America apresenta soluções que vão desde a terraplanagem, canteiros de obras e projetos estruturais, até tecnologias para a cadeia produtiva do concreto, serviços e acabamento, visando sempre o aumento da produtividade e a redução de custos na construção.

Anualmente reúne grandes “players” do setor e oferece ao mercado oportunidades únicas de “networking”, experimentação de produtos ao vivo e efetivação de negócios.

A 11ª edição será de 23 a 25 de agosto de 2017 em São Paulo, SP.

Informações • www.concreteshow.com.br



TranspoQuip 2017

O TranspoQuip 2017 será realizado de 24 a 26 de outubro de 2017, no Transamerica Expo, em São Paulo, SP e fomentará debates com especialistas do setor, além de expor novidades em equipamentos, objetivando orientar tomadores de decisão em seus projetos.

Informações • www.transpoquip.com.br



Congreso Ibero - Latinoamericano Del Asfalto

O XIX CILA será realizado de 27 a 30 de novembro de 2017 na Colômbia.

Trata-se de um Congresso de relevante importância na América Latina sobre asfalto.

Informações • www.cila2017.com



59º Congresso Brasileiro do Concreto

O Ibracon - Instituto Brasileiro do Concreto promoverá o 59º Congresso Brasileiro do Concreto em Bento Gonçalves, RS, de 31 de outubro a 3 de novembro de 2017 sob o tema "O concreto para a retomada do desenvolvimento da infraestrutura nacional.

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

Informações • www.ibracon.org.br/eventos/59CBC



A Università di Napoli Federico II e a Università del Sannio, junto com a IEEE Italy Section, organizam conjuntamente a 5ª Conferência Internacional IEEE sobre Modelos e Tecnologias para Sistemas de Transporte Inteligente (MT-ITS 2017) em Nápoles, Itália.

Informações • <http://www.mt-its2017.org>





**2018 INTERNATIONAL SOCIETY
FOR ASPHALT PAVEMENTS**
ISAP CONFERENCE
JUNE 19th – 21st, 2018 – HOTEL GRAN MARQUISE
FORTALEZA-CEARÁ-BRAZIL

ABSTRACT SUBMISSION EXTENDED!
NEW DEADLINE: JULY 1ST, 2017

COME TO ISAP 2018 IN FORTALEZA, WHERE THE
ROADS OF ASPHALT RESEARCH AND INDUSTRY
MEET IN THE LAND OF THE SUN!

SUBMIT YOUR ABSTRACT: WWW.ISAP2018.COM.BR

ORGANIZERS:

 UNIVERSIDADE
FEDERAL DO CEARÁ

 Laboratório de Mecânica
e Pavimentos



SUPPORT:

 VISITE CEARÁ
Projeto Organizado
e Realizado por

 Iko
NE

ABPv: nova Diretoria toma posse para o triênio 2017-2019



RIO DE JANEIRO – No dia 10 de março tomou posse a 34ª Diretoria da Associação Brasileira de Pavimentação, eleita no final de 2016 para o triênio 2017-2019.

Assumiram a tarefa de conduzir a entidade nos próximos anos os engenheiros Eduardo Alberto Ricci, como Diretor-Presidente, José Pedro dos S. Vieira Costa, como Vice-Presidente, Fernando Augusto Junior, como Diretor Administrativo; Leonardo Santana Cavalcanti (Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro), como Diretor Financeiro; Michéle Dal Toé Casagrande (DEC/PUC-Rio), como Diretora Técnica; e Luiz Miguel de Miranda (UFMT), como Diretor de Divulgação.

No Conselho Fiscal, assumiram como Sócios Coletivos a Betunel Indústria e Comércio Ltda., representada pelo engenheiro Osvaldo Tuchumantel, do Rio de Janeiro; e a Huesker Ltda., representada pelo engenheiro Cássio Alberto T. do Carmo, de São Paulo, e na composição do Conselho Fiscal, representando os Sócios Individuais, assumiram a arquiteta Georgina Libório Azevedo e a engenheira Luciana Nogueira Dantas, ambas do DNIT e do Rio de Janeiro.

Ricci assume o comando da ABPv pela sexta vez. Do ano 2000 a 2010 ele esteve à frente da diretoria da Associação, período onde promoveu diversas ações que mantiveram o nome e a reputação da instituição sempre alta.

Dentre marcos de sua gestão está a implantação definitiva da Revista PAVIMENTAÇÃO, que já conta com dez anos de publicação ininterrupta. Também promoveu, em 2010, a modificação e modernização do Estatuto da entidade, que deixou de ser uma associação de classe para se tornar uma associação cultural, ganhando com isto importantes mecanismos de atuação em defesa, promoção e memória da engenharia rodoviária.

José Pedro dos S. Vieira Costa, que assume a vice-diretoria, ocupou a presidência da ABPv nos últimos seis anos. Manteve e consolidou a presença da associação em todo o Brasil na execução de seus objetivos. Em sua gestão, a Revista PAVIMENTAÇÃO passou a ser veiculada na versão digital, atendendo aos requisitos da mobilidade dos leitores e da comunicação virtual.

Ambos promoveram o que no estatuto é proposto a divulgação de novas tecnologias mediante um debate profissional travado em Reuniões Anuais de Pavimentação e de Pavimentação Urbana, seminários e cursos que capacitam os novos e atualizam antigos engenheiros do ramo.

Palestras marcam a cerimônia de posse

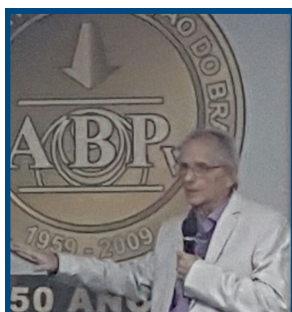


O evento de posse, realizado no auditório da sede da ABPv, no Rio de Janeiro, foi marcado pela presença de muitos convidados, dentre associados, autoridades e personalidades do setor.

Na oportunidade, além da cerimônia de posse, diversas palestras foram proferidas. O engenheiro Osvaldo Tuchumantel, da Betunel Tecnologia em Asfaltos, fez uma abordagem sobre Sustentabilidade na Pavimentação.



Em seguida, o engenheiro Cassio Alberto Teodoro do Carmo, da Huesker, falou sobre o Reforço de Pavimento Flexível com Geogrelha.



Presente no evento, o Vice-Prefeito do Rio de Janeiro e Secretário Municipal de Transportes, professor Fernando Mac Dowell, fez uma apresentação das Diretrizes da Mobilidade Urbana na Cidade do Rio de Janeiro.

Ao final do evento, o Diretor-Presidente empossado, engenheiro Eduardo Alberto Ricci, prestou agradecimentos aos associados que lhe confiaram mais um mandato, ressaltando que os desafios são muitos para a ABPv nestes tempos em que o País atravessa delicado momento político e econômico. Segundo Ricci, a sintonia de todos os membros da nova diretoria será um fator preponderante para manter a força e atuação da Associação em todas as suas atividades, encerrando a cerimônia, foi servido um coquetel de confraternização.



Recordando

**BOLETIM INFORMATIVO DA ABPv 175 – ANO XLVI –
RIO DE JANEIRO – RJ - 2005**

DISCURSO PROFERIDO NA 36.^a RAPV MERECE AINDA AMPLA DIVULGAÇÃO

A plenária da 36.^a RAPv, realizada em Curitiba, PR, aclamou o discurso de D. Vera Cruz Garcia Restom. Dessa forma, determinou-se na sessão de encerramento que o mesmo fosse oficialmente e amplamente divulgado, de modo que toda a comunidade tomasse conhecimento. Seguem abaixo, as suas palavras.

“Exmo Sr. Presidente e demais membros da mesa. Meus senhores e minhas senhoras. Inicialmente minhas filhas e eu queremos agradecer esta homenagem ao nosso saudoso Mario. Prof. Medina, desde muito pequenas minhas filhas o conheciam como o Dr. Notório Saber, professor dedicado, simples e de uma honradez exemplar. Muito obrigada pelo exemplo que você é para todos nós, principalmente para os jovens que aqui estão. Aquilo de que Mario mais se orgulhava era de ter ajudado a construir estradas, literalmente com suas próprias mãos, quando ainda muito jovem, sem o curso de segundo grau, chegou ao DNER. Era uma época em que o próprio DNER construía as estradas. Quando as filhas eram pequenas e nós íamos pela BR 116 do Rio para Muriaé, em Minas Gerais, ele todo orgulhoso mostrava para elas o túnel que o pai tinha feito: “fui eu que dinamitei a pedra.”

“- Estão vendo este trecho como não tem trinca? Foi o chato do Mario Kabalem que controlou quando era laboratorista.”

“- Estão vendo aquela árvore? Era embaixo dela que o pai almoçava.”

Outro grande orgulho era ter ajudado a fundar a ABPv, uma tribuna livre para estudar e divulgar uma tecnologia própria e avançada para construirmos melhores estradas, mais seguras e eficientes. Realmente a ABPv teve um papel fundamental para discutir e divulgar as técnicas de pavimentação. Nós técnicos nada devemos aos melhores do mundo. Estamos exportando técnicas. E as estradas que eram o objetivo principal da ABPv? Como estão elas?

Há uma enorme distância entre o alto nível da nossa técnica e a realidade trágica de nossas estradas. Perdoem-me o desabafo, mas vou fazer uso da tribuna livre. Desta vez fomos a Muriaé, com o coração apertado, para levar as cinzas do Mario para o túmulo da família. E lá fomos nós tristes pela mesma estrada lembrando a mesma conversa de sempre: “olha o

túnel, olha o trecho do pai, olha a árvore...”. Só que a estrada ia ficando cada vez pior, mais esburacada, mais perigosa, um verdadeiro deboche aos ideais dele e dos companheiros que já se foram e de todos os senhores. Num trecho de 50km, perto de Porto Novo, demoramos 3 horas ou mais.

Os buracos eram enormes, profundos, perigosíssimos e por eles passavam as cinzas de um brasileiro idealista que tanto lutou e acabou vencido pelos aproveitadores da pátria, pelo desleixo, pela má intenção de poucos.

Então chorei muito por ele e pelos companheiros que já se foram, por todos que aqui estão e principalmente pelos que aqui não puderam estar por falta de emprego ou dinheiro, pelas vítimas inocentes das estradas, pelos caminhoneiros que precisam ganhar o pão, por todo povo brasileiro.

A ABPv chegou numa encruzilhada: ou ela parte na defesa da ética, da moral na construção e manutenção de estradas ou continua quixotescamente sonhando um sonho impossível. É bem conceituada, respeitada, tem a experiência dos mais velhos e a força e vigor dos jovens.

Nós idealistas somos em número infinitamente maior mas precisamos nos unir para marcharmos ombro a ombro, num paredão humano contra os desonestos que são em muito menor número, mas se unem em bando.

Precisamos procurar espaço na mídia para esclarecermos o que ocorre com as estradas e nos defendermos. Se não conseguirmos, podemos espalhar um protesto na forma de um prospecto entre os associados, caminhoneiros, parentes e amigos de vítimas das estradas, para que toda a população nos ajude. Os associados precisam se unir para defender a ABPv e seus ideais, seus empregos, mais dignidade para todos.”

Espero que todos vocês associados da ABPv ergam sua voz em uníssono como um toque de clarim anunciando uma nova alvorada para as estradas e para o povo do Brasil. “

CARTAS



A REVISTA PAVIMENTAÇÃO E O PAPEL DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO EM PROMOVER A EDUCAÇÃO AMBIENTAL

Victor Athayde Silva

No ano de 2010 fui convidado a ser articulista da Revista Pavimentação, da ABPv, encargo que aceitei com entusiasmo.

Me foi pedido que adotasse uma linha expositiva que trouxesse aos leitores da Revista Pavimentação informações do mundo jurídico que tivessem intersecção com o tema pavimentação e em linguagem que pudesse ser absorvidas pelos leitores do mundo fora do Direito.

Nesses seis anos fizemos isso, tratamos de licitações, mineração e principalmente, o meio ambiente.

Quando se fala em Direito do Meio Ambiente, o leitor tem que ter em mente, ou então, devi vir à mente do leitor o artigo 225 da Constituição da República Federativa do Brasil.

Lá estão as premissas básicas para a proteção dos valores ecológicos.

Dessas, gostaria de trazer uma aos leitores: o Princípio da Educação Ambiental, que informa que incumbe ao Poder Público (União, Estados e Municípios) a promoção dessa em todos os níveis de ensino e a conscientização pública para a preservação do meio ambiente.

Sim, a Lei Maior determina aos Poderes Públicos que cui-

dem de ensinar a proteção ao meio ambiente em escolas, bem como a conscientização fora do âmbito acadêmico.

Entretanto, sabemos que o Estado às vezes é deficitário em cumprir suas missões constitucionais.

Nesse sentido, eu enxergo que a ABPv ao oportunizar na Revista Pavimentação a divulgação de assuntos relacionados ao meio ambiente, ocupou um pequeno, mas valoroso, espaço da imensa lacuna que o Estado brasileiro deixa ao não educar sua população.

Fazendo uma pequena retrospectiva, foram muitos assuntos que pudemos dissertar ao público da Revista Pavimentação, entre eles, o então Projeto de Lei do Código Florestal (hoje, Lei Federal nº 12.651/2012); reflexões sobre o princípio da precaução; pontos polêmicos sobre o licenciamento ambiental entre outros.

Assim, entendo que ao abordar esses temas, a ABPv, através da Revista Pavimentação, cumpriu importante função social, já que trouxe ao grande público temas e reflexões sobre a prática e a teoria do direito do meio ambiente.

Victor Athayde Silva

Advogado, sócio diretor das áreas e Direito Ambiental, Minerário e Administrativo do escritório David & Athayde Advogados (www.da.adv.br – victor@da.adv.br), especialista em Direito Público e pós-graduado em Fazenda Pública em Juízo, membro das Comissões de Meio Ambiente; Direito Minerário da OAB/ES e Conselho Estadual de Meio Ambiente do ES.



CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO FINA E GROSSA

Douglas Fadul Villibor

Diretor Científico e de Pesquisa da Egis-Brasil

Driely Mariane Lancarovici Alves

Engenheira Civil da área Científica e de Pesquisa da Egis-Brasil

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO FINA E GROSSA

Douglas Fadul Villibor

Diretor Científico e de Pesquisa da Egis-Brasil

Driely Mariane Lancarovici Alves

Engenheira Civil da área Científica e de Pesquisa da Egis-Brasil

OS AUTORES AGRADECEM À ABPV PELA OPORTUNIDADE DE DIVULGAÇÃO DESTES TRABALHOS E AO APOIO DA EMPRESA EGIS-BRASIL, QUE TEM ENTRE SEUS OBJETIVOS CONTRIBUIR COM O APRIMORAMENTO DO DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO PARA O ESTUDO DE SOLOS TROPICAIS NA ÁREA RODOVIÁRIA.

INTRODUÇÃO

As classificações geotécnicas que, tradicionalmente, são mais utilizadas nos órgãos rodoviários do Brasil são a TRB (Transportation Research Board) e o SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos). Estas classificações foram fundamentadas em resultados laboratoriais de solos e no seu comportamento em campo, baseados principalmente em experiências norte-americanas que, quando aplicada aos solos tropicais apresentam uma série de dificuldades e deficiências, conforme apresentados por Nogami e Villibor (1995 e 2009).

Em 1981, Nogami e Villibor propuseram uma nova classificação, designada **Classificação MCT**, que foi desenvolvida, especialmente, para o estudo de solos tropicais finos, lateríticos e saprolíticos, com base em ensaios que permitem prever suas propriedades mecânicas e hídricas, por meio de CPs de dimensões reduzidas compactados para **solos tropicais de granulação fina** que passam, integralmente, na peneira de 2,0 mm. Esta classificação acha-se normalizada pelo DNER-CLA 259/96 e DER/SP M 196/89.

Neste trabalho, além da apresentação da classificação MCT, já de uso consagrado no Brasil, os autores propõem uma **classificação inédita para solos tropicais de granulação grossa**, com fração retida na peneira 2,0 mm. A mesma foi **designada de G-MCT**, G de granular e MCT da classificação usada para caracterização dos finos do solo granular.

Com as MCT e G-MCT, é possível classificar os solos tropicais tanto de granulação fina como grossa, com seus diversos grupos de solos, o que permite prever suas propriedades e hierarquizar seu uso na área rodoviária.

Este trabalho será desenvolvido enfocando os aspectos:

- Significado de uma classificação de solos;
- Classificação MCT para solos tropicais de granulação fina, com uso da série simplificada (exemplo de cálculo em anexo);

SIGNIFICADO DE UMA CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Uma classificação de solos, além de estabelecer uma linguagem técnica, tem o objetivo de avaliar, previamente, as propriedades do solo em questão e elencar um, ou mais atributos relevantes para sua utilização, associados ao seu comportamento no campo.

Na área rodoviária a classificação geotécnica dos solos é, principalmente, utilizada para:

Identificar e delimitar os universos dos solos para estudo de subleito e jazidas;

Estimar os valores das propriedades de interesse, de uma maneira simples, para definir um programa de estudo com ensaios específicos, porém mais onerosos;

Hierarquizar o solo, para sua utilização em rodovias, baseado em seu comportamento no campo.

CLASSIFICAÇÃO MCT PARA SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO FINA

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

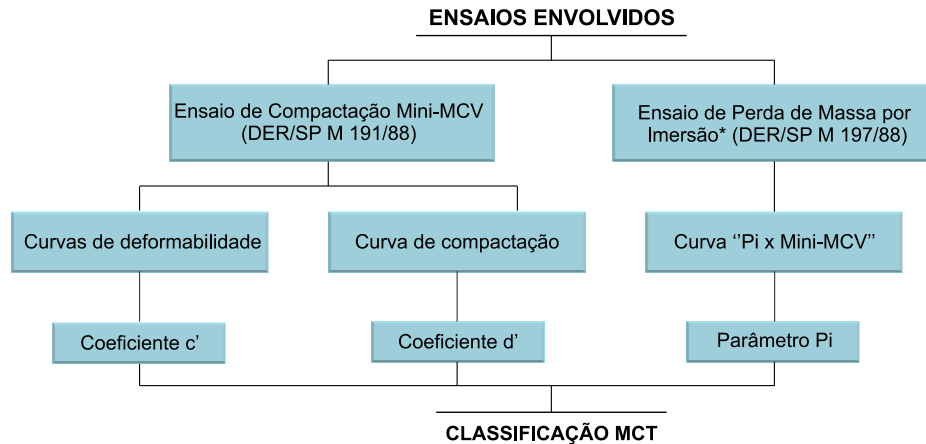
Esta classificação fornece valores estimativos das propriedades de grupos de solos tropicais, em condições compactadas, permitindo orientar, hierarquizar e estimar os valores numéricos das propriedades dos grupos da MCT. Isto permite o estudo adequado de diversas aplicações práticas, em geotecnia, na área de construção de estradas. Entre as aplicações práticas destacam-se: Escolha de solos para camadas de pavimento, definição de universos de solos do subleito para fins de dimensionamento de pavimento, construção de aterro e proteção à erosão de acostamentos e taludes.

Os itens que se seguem apresentam, em detalhe, o desenvolvimento da classificação MCT proposta por Nogami e Villbor (1981).

PROGRAMA DE ENSAIOS

Consiste em uma classificação de solos para pavimentação desenvolvida, especificamente, para solos lateríticos e saprolíticos. A Classificação MCT utiliza ensaios da Sistemática MCT, baseada na determinação de várias características de interesse tecnológico, obtidos em corpos de prova de dimensões reduzidas (5 cm de diâmetro) compactados. A mesma fornece as propriedades dos solos mais diretamente correlacionáveis com seu real comportamento no campo, associadas à contração, permeabilidade, expansão, infiltrabilidade, coesão e capacidade de suporte.

A Classificação MCT permite obter as propriedades dos solos, por meio de duas classes: Uma de comportamento laterítico (L), e outra, de não laterítico (N). Dentro delas tem-se 3 grupos da classe L e 4 da classe N. Para sua obtenção utiliza-se um programa de ensaios da MCT (Figura 1), para determinação de coeficientes, parâmetros.



* CPs resultantes do ensaio Mini-MCV

Figura 1- Programa de ensaios e seus resultados obtidos para a Classificação MCT

Abaixo são tecidas considerações sobre os referidos ensaios e seus resultados:

Ensaio de Compactação Mini-MCV (DNER-ME: 258/94 e DER/SP M 191/88): Compacta-se 200 g de solo em molde de 5 cm de diâmetro com, no mínimo, três teores de umidade, e energia variável (de acordo com a série de golpes adotada, Parson ou simplificada), vide Figura 2. Dos resultados fornecidos pelo ensaio são utilizados, para fins classificatórios, o coeficiente c' e o coeficiente d' . Os métodos referidos utilizam a série de Parsons; no entanto Nogami e Villibor (1999) propuseram a adoção da série simplificada, a fim de facilitar este ensaio.

No anexo é apresentado um exemplo completo do procedimento da classificação MCT com uso da série simplificada, proposto por Nogami e Villibor (2000), ainda pouco divulgada no meio técnico.

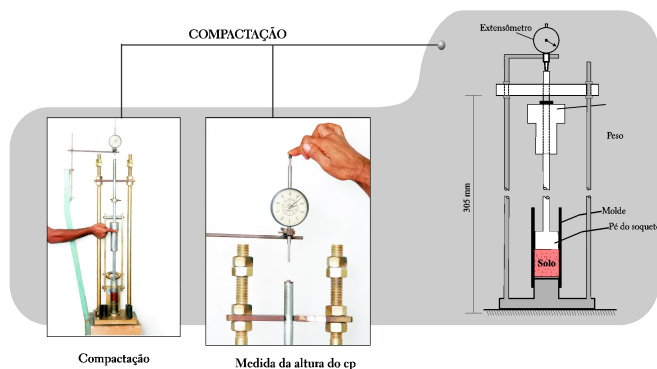


Figura 2 – Ilustração do ensaio de compactação Mini-MCV. Fonte: Villibor e Nogami (2009).

Ensaio de Perda de Massa por Imersão (DNER-ME: 256/94 e DER/SP M 197/88): Os CPs resultantes do ensaio de compactação Mini-MCV são extraídos parcialmente dos respectivos moldes, de maneira que fiquem salientes exatamente 10 mm. Os moldes contendo os CPs são imergidos, completamente, em água por 24 horas, vide Figura 3. Este ensaio fornece o parâmetro P_i , utilizado na classificação MCT.

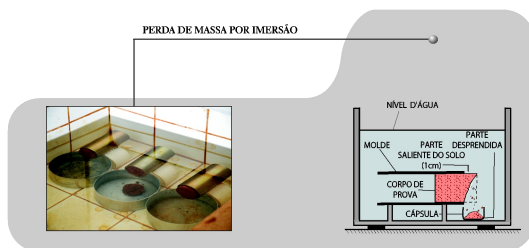


Figura 3 – Ilustração do ensaio de compactação perda de massa por imersão. Fonte: Villibor e Nogami(2009).

CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ELEMENTOS PARA CLASSIFICAÇÃO MCT

Apresentam-se abaixo considerações sobre os elementos coeficiente c' e d' , parâmetro P_i e índice e' , necessários para a classificação MCT.

COEFICIENTE c'

A partir dos dados do ensaio de compactação Mini-MCV, obtêm-se a curva de deformabilidade do solo e seu coeficiente de argilosidade c' .

Segundo Nogami e Villibor (1995), o coeficiente c' correlaciona-se, aproximadamente, com o comportamento granulométrico do solo na compactação. Interferem no valor de c' fatores tais como: graduação, forma dos grãos, mineralogia das diversas frações, entre outros. Assim um valor elevado de $c' > 1,5$ caracteriza, as argilas e solos argilosos, enquanto que um c' , no intervalo de 1,0 a 1,5, médio, caracteriza os solos com diferentes granulometrias, podendo ser constituídos de areias, areias siltosas, siltes arenosos, argila arenosa, areias argilosas, argilas siltosas, etc. Os valores baixos, $c' < 1,0$, caracterizam as areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos. Na Tabela 1 é apresentado a correlação do c' com a granulometria típica dos solos da Classe L.

TABELA 1 – CORRELAÇÃO DO COEFICIENTE c' COM O COMPORTAMENTO GRANULOMÉTRICO DA CLASSE L NA COMPACTAÇÃO

Coeficiente c' Classe L	Comportamento granulométrico
$0 < c' < 0,7$	Areia
$0,7 < c' < 1,5$	Arenoso
$1,5 < c' < 3,0$	Argiloso

No caso dos solos de comportamento laterítico, geralmente, sua fração silte + argila ($\phi < 0,075$ mm) é constituída por elevada porcentagem de argila nesta fração.

COEFICIENTE d'

A partir dos dados do ensaio de compactação Mini-MCV, obtêm-se a família de curvas de compactação, para várias energias, obtendo o coeficiente d' .

As areias argilosas, bem graduadas, possuem curvas de compactação com picos acentuados e ramo seco retilíneo, cuja inclinação se acentua, sensivelmente, quando a argila presente é de natureza laterítica. As argilas lateríticas possuem curvas similares, porém com menor inclinação.

Já alguns siltes saprolíticos e areias pouco coesivas, não possuem picos acentuados e, frequentemente, com encurvamento no ramo seco, dificultando a determinação do d' .

As argilas lateríticas, em geral, possuem $d' > 20$ (kg/m³)/%, ao passo que as argilas não lateríticas não atingem esse valor, com $d' < 10$ (kg/m³)/%. As areias puras possuem d' baixo, ao passo que as areias finas argilosas podem ter d' elevado, ultrapassando 100 (kg/m³)/%.

PARÂMETRO P_i

Com os valores de perda de massa por imersão dos CPs, obtém-se o parâmetro P_i .

Este parâmetro é fundamental para se obter a classificação, segundo a Sistemática MCT. A partir dos valores da P_i dos CPs, em diferentes umidades, deve-se determinar o parâmetro P_i , conforme as seguintes etapas já apresentadas no referido ensaio:

Verificar a altura final (A_f) de cada CP, resultante do ensaio de compactação e traçar a curva $A_f \times$ Mini-MCV;

Traçar curva $P_i \times$ Mini-MCV.

Geralmente, quando o solo tem comportamento laterítico, a curva “ P_i versus Mini-MCV” é descendente, ou seja, o parâmetro P_i diminui com o aumento do Mini-MCV. No caso de argilas e argilas arenosas lateríticas, a P_i próxima ao Mini-MCV = 10 é zero ou muito baixa.

Para as areias argilosas lateríticas a tendência é similar; entretanto, o decréscimo da P_i ocorre para Mini-MCV mais elevado e a condição de $P_i = 0$ (zero) só ocorre para Mini-MCV acima de 15.

Os solos saprolíticos, geralmente, apresentam valores de P_i significativamente superiores quando comparados com os solos lateríticos. Essa peculiaridade é acentuada nas variedades siltosas micáceas e/ou caoliníticas, nas quais os valores da P_i superiores a 250% são constatados frequentemente.

ÍNDICE e'

Dispondo-se dos parâmetros classificatórios, obtidos nos ensaios de Compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, é possível classificar os solos lateríticos e saprolíticos de acordo com a Metodologia MCT, por meio do Gráfico Classificatório proposto por Nogami e Villibor (1981), apresentado na Figura 4, no qual o eixo das abcissas representa o coeficiente c' e o eixo das ordenadas, o índice e' .

O índice e' é calculado a partir do coeficiente d' da curva de compactação, correspondente a 10 golpes do ensaio de Mini-MCV e do parâmetro da Perda de Massa por Imersão (P_i), segundo a Expressão (1).

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (1)$$

Onde:

e' : Índice de laterização;

Pi: Perda de massa por imersão (%);

d': inclinação da curva de compactação de n = 10 golpes;

Segundo Nogami e Villibor (1995), o índice e' foi concebido para indicar o comportamento laterítico, ou não, laterítico dos solos. Os autores verificaram que o comportamento laterítico começa a se manifestar quando $d' > 20$ (kg/m³.%) e $Pi < 100$ (%), o que permitiu o estabelecimento da linha horizontal principal correspondente a $e' = 1,15$ (linha tracejada da Figura 4) que separa os solos "L" dos solos "N". Para os solos com baixa quantidade de finos (areias), a transição das classes L e N, segundo os autores, ocorre para valores mais altos de Pi e menores de d', o que levou a estabelecer a linha horizontal secundária, correspondente a $e' = 1,40$.

A linha tracejada no gráfico da classificação MCT foi utilizada para indicar os solos próximos à mesma que, muitas vezes, podem gerar dúvidas sobre seu comportamento laterítico (L) ou não (N). Neste caso, para verificar o comportamento do solo, deve se verificar as condições:

Condição para verificação do comportamento L:

Quando o Pi decrescer sensivelmente, no intervalo de Mini-MCV de 10 a 15, podendo atingir valor zero ou muito pequeno;

Traçar a curva do Mini-MCV, em função do teor de umidade de compactação, que deverá apresentar concavidade para cima.

Condição para verificação do comportamento N:

Quando não atender às condições acima;

Condições para definição de solos considerados transicionais:

Quando uma das condições acima não ocorrer, o solo é considerado transicional, representado por símbolos dos grupos adjacentes. Exemplo, solo LA'-NA' localizado no LA', próximo à linha tracejada.

CLASSES E GRUPOS DA CLASSIFICAÇÃO MCT

Para se obter a classificação MCT, é necessária a determinação do índice e' e do coeficiente c' , conforme apresentado anteriormente. Com estes valores entra-se no seu gráfico classificatório (Figura 4), para obter o grupo da MCT do solo. A classificação apresenta estimativa para as propriedades mecânicas e hídricas dos solos de seus grupos, na condição compactada, assim como, a hierarquização da utilização dos mesmos em serviços na área rodoviária.

O gráfico classificatório é dividido em 7 áreas representativas de seus grupos. As inferiores são solos de comportamento laterítico (Classe L) e as superiores indicam os solos de comportamento não laterítico (Classe N). As indicações dos grupos dos solos L e N, indicadas a seguir, são os mesmos apresentados na Figura 4, estes grupos abrangem as granulometrias típicas indicadas na Tabela 2.

Solos da Classe L são subdivididos em 3 grupos:

- LA: areia laterítica quartzosa;
- LA': solo arenoso laterítico;
- LG': solo argiloso laterítico.

Solos da Classe N são subdivididos em 4 grupos:

- NA: areias não laterítica;
- NA': solo arenoso não laterítico;
- NS': solo siltoso não laterítico;
- NG': solo argiloso não laterítico.

Os grupos da MCT estão correlacionados com o **comportamento de um solo na compactação**. No entanto, no ensaio de granulometria, pode-se apresentar as **granulometrias típicas** de acordo com o T1-71 do DER/SP, englobando uma série de terminologias para seus solos. Isto leva, por exemplo, um solo do grupo NG' (solo argilosos não laterítico) a apresentar granulometrias típicas de argilas, argilas arenosas, argilas siltosas e siltes argilosos, o que acontece com muitos dos grupos da MCT, conforme indicado na Tabela 2.

O desenvolvimento desta classificação foi possível graças à obtenção de uma grande quantidade de dados quanto às propriedades de interesse na área rodoviária para a utilização de uma série de serviços ligados aos grupos de solos da classificação em desenvolvimento. Muitos destes estudos, conduzidos por Nogami e Villibor, mostram as propriedades de interesse em várias aplicações práticas com solos dos diversos grupos, além de uma série de ensaios laboratoriais e identificação da granulometria típica dos grupos obtidos, ao longo de 10 anos. Estes dados, além do desenvolvimento dos equipamentos para a realização dos ensaios e pesquisas com solos por meio dos ensaios desenvolvidos permitiram, além das classificações dos grupos, a complementação de propriedades necessárias à classificação.

As Tabelas 2 e 3 apresentam os valores das propriedades dos grupos da Classificação MCT, com seus equivalentes numéricos na unidade ótima da energia normal do Mini-Proctor.

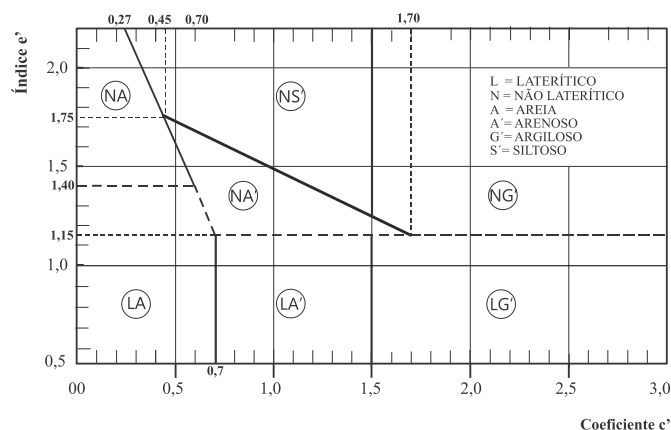


Figura 4 - Gráfico da classificação de solos MCT

TABELA 2- PROPRIEDADES E UTILIZAÇÃO DOS GRUPOS DE SOLOS DA CLASSIFICAÇÃO MCT

DESIGNAÇÃO		GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP						
k=caolínítico m=micáceo s=sericítico q=quartzoso		areias siltes (q,s)	areias silteosas	siltes(k,m) siltes arenosos	argilas argila arenosa argila silteosa siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argila arenosa argila silteosa siltes argilosos
COMPORTAMENTO		N = Não Laterítico				L = Laterítico		
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI- CBR (%) sem imersão perda por imersão	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B
	EXPANSÃO (Es)	B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO (Ct)	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado E = Elevado			M = Médio B = Baixo			
Utilização	Base de pavimento	n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço do subleito compactado	4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito compactado	4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Aterro (corpo) compactado	4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão	n	3°	n	n	n	2°	1°
	Revestimento primário	5°	3°	n	n	4°	1°	2°

Fonte: Nogami e Villibor (1995)

TABELA 3- VALORES NUMÉRICOS DAS PROPRIEDADES

PROPRIEDADE	VALOR	PROPRIEDADE	VALOR
MINI-CBR (%) com sobrecarga padrão	Muito Elevado > 30 Elevado 12 a 30 Médio 4 a 12 Baixo < 4	PERDA DE SUPORTE MINI-CBR (%) por imersão	Elevada > 70 Média 40 a 70 Baixa < 40
EXPANSÃO (%)	Elevada > 3 Média 0,5 a 3 Baixa < 0,5	CONTRAÇÃO (%)	Elevada > 3 Média 0,5 a 3 Baixa < 0,5
COEFICIENTE DE SORÇÃO - s log s (√cm / min)	Elevada > (-1) Média (-1) a (-2) Baixo < (-2)	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE - k log k (cm/s)	Elevada > (-3) Média (-3) a (-6) Baixo < (-6)

Fonte: Nogami e Villibor

CONSIDERAÇÕES SOBRE OS GRUPOS DE SOLOS DA MCT

Neste item, além da designação da terminologia das granulometrias típicas dos diversos grupos, serão tecidas considerações sobre as propriedades dos mesmos, complementando as propriedades referidas na Tabela 2.

Também, será apresentada uma orientação para uso da determinação dos grupos da MCT, por meio da associação das classificações pedológicas (horizontes superficiais) e geológicas dos solos (solos de

alteração), respectivamente com seus grupos MCT, de comportamento laterítico ou não.

As ilustrações apresentadas englobam as ocorrências de solos dos grupos de comportamento laterítico por serem os solos mais recomendados para execução de camadas nobres do pavimento.

Grupo LA

Este grupo compreende as areias com pequena quantidade de finos lateríticos, que apresentam coeficiente de argilosidade c' baixo.

Na classificação pedológica, abrangem a classe neossolo quartzarênico (RQ), de textura média-argilosa, conforme “Sistema Brasileiro de Classificação de Solos” (EMBRAPA, 1999).

Devido à pequena quantidade de finos, são pouco coesivos e apresentam elevado módulo de resiliência.

Na Figura 5 é ilustrada uma ocorrência de solo LA com acúmulo de areia que, geralmente, possuem formas arredondadas e subarredondadas, de coloração arroxeada, rósea ou amarela, pela presença de película de óxido de ferro, originária do processo de laterização.



Figura 5 - Ocorrência de solos LA.

Grupo LA'

Os solos deste grupo são areias argilosas, com quantidade média de finos lateríticos, apresentando coeficiente de argilosidade c' médio.

Na classificação pedológica, estes solos abrangem as classes dos latossolos (L) ou argilossolos (P), de textura média-arenosa, conforme “Sistema Brasileiro de Classificação de Solos” (EMBRAPA, 1999).

Apresentam razoável coesão e elevado módulo de resiliência, geralmente superiores a 200 MPa, quando utilizados em camadas nobres do pavimento. O LA' é o grupo da MCT que apresenta os melhores solos para construção de bases e sub-bases de pavimentos. Na Figura 6 é apresentada uma ocorrência de solo LA'.



Figura 6 - Ocorrência de solos LA'.

Grupo LG'

Incluem-se neste grupo as argilas, argilas arenosas e/ou siltosas e siltes argilosos, apresentando coeficiente de argilosidade c' elevado.

Na classificação pedológica, estes solos abrangem as classes da ordem dos latossolos (L) ou argilossolos (P), textura média-argilosa, conforme “Sistema Brasileiro de Classificação de Solos” (EMBRAPA, 1999).



Figura 7 - Ocorrência de argila LG'.

Os solos deste grupo, próximos ao grupo LA', apresentam porcentagem relativamente elevada de grãos de areia e com propriedades similares aos mesmos. No entanto, quando $c' > 2,0$, apresentam elevada contração em suas camadas compactadas, menor capacidade de suporte e menor módulo de resiliência, do que os solos LG' próximos ao LA'. Na Figura 7 é apresentada uma ocorrência de solo LG'.

Grupo NA

Os solos típicos deste grupo são as areais, siltes e misturas de areias e siltes, constituídas essencialmente de quartzo e/ou mica. Praticamente, não possuem finos argilosos coesivos e siltes caoliníticos; apresentam coeficiente de argilosidade c' baixo.

Este grupo abrange os solos saprolíticos que, segundo a geologia, são provenientes de alteração de rochas areníticas e quartzosas. Além destas origens, podem pertencer a este grupo alguns solos transportados.

Os solos deste grupo são pouco expansivos, ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas quando imersas em água. Quando não micáceas, são solos de comportamento considerado na mecânica dos solos tradicional.

Os melhores solos deste grupo são os próximos ao grupo LA que, com pequena porcentagem passante na peneira 0,075 mm, podem apresentar elevado módulo de resiliência.

Grupo NA'

Incluem-se, neste grupo, as areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico, podendo conter mica na fração areia. Apresentam coeficiente de argilosidade médio.

Os tipos mais representativos são solos saprolíticos originados, segundo a geologia, de rochas ricas em quartzo, tais como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros.

Os solos com areia bem graduada, podem apresentar propriedades adequadas para serem utilizados como camada de pavimentos. Caso contrário, e ainda se contiverem mica na fração areia ou silte, podem ser totalmente inadequados para camada de pavimentos. Muitas de suas variedades podem ser excessivamente expansivas, sujeitas à erosão hidráulica e muito resilientes. Na Figura 8 é apresentada a área do gráfico MCT onde se situam os solos de elevada resiliência.

Os melhores solos são próximos aos LA' e LA, podendo apresentar módulo de resiliência superior a 150 MPa. Os solos, constituídos de elevada porcentagem passante na peneira de 0,075 mm, são os piores solos deste grupo, podendo apresentar elevada expansão.

Grupo NS'

Os solos típicos deste grupo compreendem siltes e siltes arenosos, apresentando coeficiente de argilosidade c' de médio a baixo. Segundo a geologia, estes solos são provenientes de alteração das rochas: Basaltos, diabásios e metabasitos.

As variedades mais ricas em areia quartzosa podem ter características mecânicas e hidráulicas que as aproximam do grupo NA'.

Os solos NS' com $e' > 1,6$ e/ou com fração que passa na peneira 0,075 mm $> 40\%$, geralmente apresentam baixa capacidade de suporte ($< 4\%$), elevada expansão ($> 3\%$) e, quando utilizados em

camadas nobres do pavimento, podem apresentar módulo de resiliência de 70 MPa aproximadamente.

Estes solos não são recomendados para uso como camada final de terraplanagem e outras camadas do pavimento, pois além de não apresentarem as propriedades requeridas, são também impróprios para constituir misturas de solo agregado, devido à má qualidade de seus finos.

Na Figura 8 é apresentada parte do gráfico classificatório da MCT, indicando a área onde se situam os piores solos de seu grupo, por serem muito resilientes.

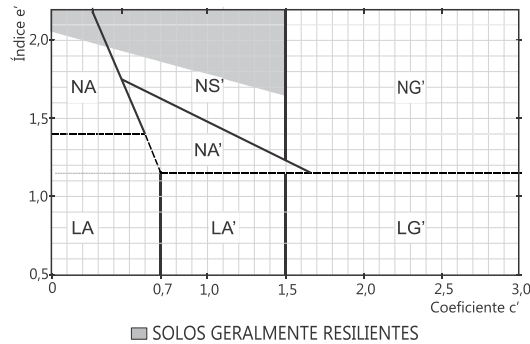


Figura 8 – Localização dos solos tropicais mais resilientes no gráfico da MCT

Grupo NG'

Incluem-se neste grupo as argilas, argilas arenosas, argilas siltosas e siltes argilosos, apresentando elevado coeficiente de argilosidade c' .

Os tipos mais representativos são os solos saprolíticos originados, segundo a geologia, das rochas de basaltos, calcários, diabasios, folhelhos, gnaisses, granitos e metabasitos.

Estes solos apresentam características das argilas tradicionais, muito plásticas e expansivas. O emprego destes solos, como camada de pavimentos, se prende às restrições consequentes de sua elevada expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração. Este solo não é indicado para ser utilizado em camadas nobres do pavimento.

PROPOSTA DE UMA NOVA CLASSIFICAÇÃO PARA SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO GROSSA: G-MCT

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os solos das ocorrências de granulação grossa, além da sua parte fina, são constituídos de pedregulhos de concreções lateríticas e/ou de quartzo, entre outras, que tem uma grande ocorrência em nosso país. A classificação G-MCT foi desenvolvida fundamentada na análise de ensaios de laboratório, de campo e na experiência do autor sênior deste livro, no uso destes solos em pavimentação.

Considerando que estes solos tropicais têm, em sua granulometria, um dos fatores para o bom comportamento de suas camadas executadas, devido à transmissão dos esforços entre seus grãos inertes, e que a sua manutenção ao longo do tempo acha-se intimamente ligada à qualidade de sua

parte fina, que funciona como um cimento ligando seus grãos, preconiza-se uma classificação contendo estes dois conceitos.

Ressalta-se que Villibor e Nogami (1981) haviam preconizado o uso destes conceitos para propor procedimentos para o estudo de solo laterítico-agregado, a ser usado em bases de pavimentos de muitas rodovias do Estado de São Paulo, nas quais verificou-se o acerto destes conceitos, para o estudo de solos de granulação grossa.

Além disso, muitos técnicos que militam na área rodoviária, já utilizam estes conceitos verificando a granulometria destes solos e utilizando a MCT para verificar a qualidade de seus finos, em especial, quanto ao seu comportamento laterítico ou não, além de outras características mecânicas e hídricas.

Classificação G-MCT: esta classificação fundamenta-se nos seguintes aspectos:

- Definição dos tipos de granulométricos do solo integral;
- Classificação MCT da fração que passa na peneira 2,0 mm, obtida da amostra integral;

PROGRAMA DE ENSAIOS

Ressalta-se a importância inicial de uma classificação visual-tátil das amostras de uma ocorrência, para identificar se a mesma é constituída de solos de granulação grossa. Esta informação servirá como orientação para o programa de estudo da classificação proposta.

Para a classificação G-MCT, a amostra original com 50 kg deve ser preparada conforme ABNT - NBR 6457:1986 para, após, ser dividida em duas partes, visando o procedimento classificatório, que constará das fases, a saber:

Fase 1: Determinação dos tipos granulométricos específicos, para a G-MCT, utilizando $\frac{3}{4}$ da amostra de solo original;

Fase 2: Determinação da classificação MCT do solo, resultante da fração que passa na peneira de 2,0 mm, por meio do peneiramento de $\frac{1}{4}$ da amostra de solo original;

A **Fase 1** consiste na análise granulométrica (ABNT-NBR 7181:1984), de acordo com a porcentagem de material que passa nas peneiras 2,0 e 0,075 mm e, após definição os tipos granulométricos específicos: solo com pedregulho (Sp), Pedregulho com solo (Ps) ou Granular fino (Gf). Estas classes estão definidas no item 4.1.4.

A **Fase 2**, após estabelecido o tipo granulométrico a que pertence o solo granular, prossegue-se na determinação dos grupos da Classificação MCT, da fração do solo original que passa na peneira de 2,0 mm. Esta fase utiliza os ensaios de Compactação Mini-MCV (DER/SP M 191/88) e Perda de Massa por Imersão (DER/SP M 197/88).

O programa de ensaios da Classificação G-MCT é apresentado, esquematicamente, na Figura 9.

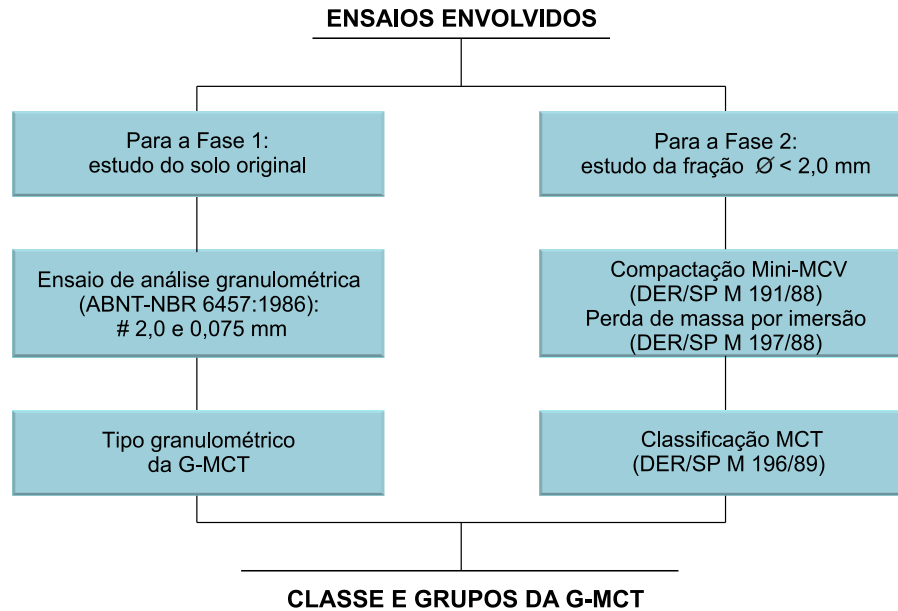


Figura 9 - Programa de ensaios para a Classificação G-MCT

PROCEDIMENTO PARA A CLASSIFICAÇÃO G-MCT

Determinação do tipo granulométrico específico do solo granular

Com os resultados do ensaio da análise granulométrica dos solos da Fase 1, definem-se os tipos granulométricos da G-MCT conforme Figura 10.

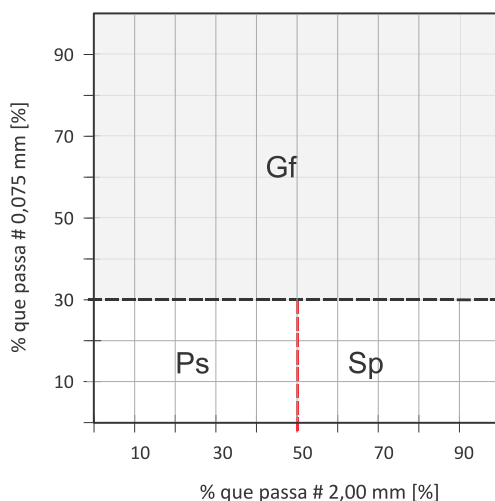


Figura 10 – Gráfico dos tipos granulométricos específicos dos solos de granulação grossa Ps, Sp e Gf.

Tipo Ps: Constituído de pedregulho (P) com solo (s), definidos por:

- % passa # 2,0 mm < 50%;
- % passa # 0,074 mm < 30%;

Tipo Sp: Constituído de solo (S) com pedregulho (p), definidos por:

- % passa # 2,0 mm > 50%;
- % passa # 0,074 mm < 30%;

Tipo Gf: Constituído de material granular (G) com média a elevada quantidade de finos (f), definidos por:

- % passa # 2,0 mm < 100%;
- % passa # 0,074 mm > 30%;

Classificação MCT da Fração $\leq 2,0$ mm do solo granular

Com os resultados dos ensaios da Fase 2 do solo, obtém-se o grupo e classe da classificação MCT da fração fina do granular, conforme procedimento detalhado no item 3 (Classificação MCT).

CLASSES E GRUPOS DA CLASSIFICAÇÃO G-MCT

Para definir a classificação G-MCT é necessário definir o tipo granulométrico do solo (Ps, Sp ou Gf) e a classificação MCT de seus finos, cuja a associação define a classe e o grupo dos solos granulares.

Por exemplo, um solo tipo Ps com finos do grupo LA' seria classificado na G-MCT da seguinte forma:

Classe GL, designado **granular** com finos de comportamento **laterítico**;

Grupo **Ps-LA'**, designado de pedregulho com solo arenoso laterítico,

No caso para o mesmo tipo Ps e com finos LG', tem-se a mesma classe GL e grupo Ps-LG', designado de pedregulho com solo argiloso laterítico.

Desta maneira, pelas diversas combinações definem-se todos os grupos e classes da G-MCT, indicados na Tabela 4. Na Tabela 5 e Tabela 6 são apresentadas as características dos solos, propriedades e hierarquização de sua utilização para todos os grupos da G-MCT.

Os valores das propriedades de um solo de um determinado grupo, assim como a hierarquização de seu uso, são orientativos. A utilização dos melhores grupos devem ser definitivamente indicados por meio dos valores obtidos em ensaios para os fins que se destinam.

TABELA 4 – TABELA CLASSIFICATÓRIA DA G-MCT

CLASSIFICAÇÃO G-MCT									
Granulometria		Tipos	Grupo MCT da parte fina da amostra						
% que passa			Classe GL			Classe GN			
# nº 10	# nº 200		LA	LA'	LG'	NA	NA'	NS'	NG'
2,0 mm	0,075 mm	Grupo G-MCT do solo de granulação grossa							
< 50	< 30	Ps	Ps-LA	Ps-LA'	Ps-LG'	Ps-NA	Ps-NA'	Ps-NS'	Ps-NG'
> 50	< 30	Sp	Sp-LA	Sp-LA'	Sp-LG'	Sp-NA	Sp-NA'	Sp-NS'	Sp-NG'
-	> 30	Gf	Gf-LA	Gf-LA'	Gf-LG'	Gf-NA	Gf-NA'	Gf-NS'	Gf-NG'

TABELA 5 - PROPRIEDADES E HIERARQUIZAÇÃO DE USO DOS GRUPOS DE SOLOS DA CLASSE GL

GRUPOS MCT DOS FINOS ($\phi < 2,0$ mm)		CLASSIFICAÇÃO G-MCT										
		CLASSE GL (GRANULAR COM FINOS DE COMPORTAMENTO LATERÍTICO)					CLASSE GL (GRANULAR COM FINOS DE COMPORTAMENTO LATERÍTICO)					
GRUPOS MCT DOS FINOS ($\phi < 2,0$ mm)		Ps: Pedregulho com solo					Sp: Solo com pedregulho					
		LA		LA'			LG'		LG'			
CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRANULARES	Grupo G-MCT	Pedregulho com areia laterítica	Ps-LA	Sp-LA	Gf-LA	Ps-LA'	Sp-LA'	Gf-LA'	Ps-LG'	Sp-LG'	Gf-LG'	
			E, EE	B	B	E, EE	E, EE	M, E	M, E	E		
		Areia laterítica com pedregulho	B	B	B	B	B	B, M	M	B		
			Coef. Permeabilidade* (Kg)	E	M, E	E	M	M, E	B, M	M		
		Solo granular fino de areia laterítica com pedregulho	E	E	E	E	E	M	M, E	B, M		
			EE = Muito Elevado	M = Médio	B = Baixo	Intervalos de valores correspondentes indicados na Tabela 3						
		Pedregulho com solo arenoso laterítico	Ps-LA'	Sp-LA'	Gf-LA'	Ps-LG'	Sp-LG'	Gf-LG'				
			E, EE	E, EE	E, EE	M, E	M, E	E				
		Solo arenoso laterítico com pedregulho	B	B	B	B	B	B, M				
			B	B	B	B, M	M	B, M				
Solo granular fino arenoso laterítico com pedregulho	E, EE	E, EE	E, EE	M, E	M, E	E						
	B	B	B	B	B	B, M						
Pedregulho com solo argiloso laterítico	Ps-LG'	Sp-LG'	Gf-LG'									
	M, E	M, E	E									
Solo argiloso laterítico com pedregulho	B	B	B, M									
	B, M	M	B, M									
Solo granular fino argiloso laterítico com pedregulho	M, E	B, M	M									
	B, M	M	B, M									
UTILIZAÇÃO	Base e sub-base de pavimento Reforço e/ou subleito compactado Proteção à erosão e revestimento primário	E = Elevado	B = Baixo	M = Médio	Intervalos de valores correspondentes indicados na Tabela 3	2º	5º	1º	4º	3º	6º	
						1º	4º	2º	5º	3º	6º	
						n	5º	1º	3º	2º	4º	
						n	5º	1º	3º	2º	4º	

* Valores estimados para camada granular por meio da contração (C) e permeabilidade (K) obtidos pela MCT de sua fração $\phi < 2,0$ mm

n = não recomendado

Dados complementares, para uso dos solos dos grupos da classe GN em camadas:

Prioritariamente, usar solos do grupo Ps-NA', Sp-NA', com menos de 15% passando na peneira de 0,075 mm. Caso não ocorra este grupo, usar os Sp-NA, também nas mesmas condições;

Para todos os tipos granulométricos, não utilizar solos quando seus finos pertencerem à área indicada na Figura 8 da MCT, dos grupos NA e NS'. Estes solos, geralmente, são muito resilientes e impróprios para camadas de pavimento;

Para solos da classe GN serem usados para base, recomenda-se obter seu módulo de resiliência para que atenda a vida de fadiga de projeto do pavimento, verificada por método mecanístico. Além disso, devem apresentar outras exigências tecnológicas para o fim a que se destinam, ressaltando que mesmo que uma camada apresente CBR adequado, a mesma poderá ser inadequada quanto ao seu módulo de resiliência.

CONSIDERAÇÕES DOS FATORES QUE INFLUEM NAS PROPRIEDADES DE UMA CAMADA COMPACTADA COM SOLOS DOS GRUPOS G-MCT

Entre os fatores que influenciam nas propriedades de uma camada com solo de granulação grossa *in natura* ao longo do tempo, destacam-se:

Tipo granulométrico específico;

Comportamento laterítico (L) e/ou não (N) de seus finos;

Resistência de seus grãos maiores ao desgaste por atrito e ao impacto;

Tipo granulométrico específico

Para os tipos granulométricos da G-MCT, a fração retida na peneira 2,0 mm é constituída de inertes de areia e pedregulho, enquanto a fração que passa na peneira 0,075 mm (silte + argila), que dependendo da quantidade e gênese desta fração, atua como ligante em camadas compactadas.

Os solos Ps ou Sp que apresentam menos de 30% passando na peneira de 0,075 mm, após compactados, apresentam um esqueleto granular bem graduado, geralmente adequado para transmissão dos esforços, quando os seus grãos são resistentes. Muitas dessas ocorrências são possíveis de serem utilizadas para execução de camadas nobres do pavimento, como bases e sub-bases.

Já os solos Gf, por apresentarem elevada porcentagem da fração que passa na peneira de 2,0 mm, geram, após compactados, camadas designadas de granulometria descontínua. Estes solos podem, ou não, ser utilizados como camada nobre de pavimento, em função das propriedades mecânicas e hídricas, obtidas em amostras compactadas, apesar do excesso de finos na peneira 0,075 mm.

Geralmente, os solos Ps e Sp podem apresentar granulometria contínua ou descontínua; Na Figura 11 é apresentada uma ocorrência de laterita, classificado como um solo agregado Ps-LA'.



Figura 11 - Jazida de solo típico de granulação grossa de concreção laterítica (Brasília/DF): a) Aspecto da camada a ser explorada; b) Jazida em exploração.

Para ilustração, apresentam-se exemplos de três curvas granulométricas representativas de amostras de ocorrências de solo de granulação grossa, vide Figura 12, para a obtenção dos tipos granulométricos para classificação G-MCT. Ressalta-se, no entanto que muitas jazidas de concreções lateríticas apresentam agregado graúdo com diâmetro máximo superior a uma polegada, podendo chegar a 3 polegadas.

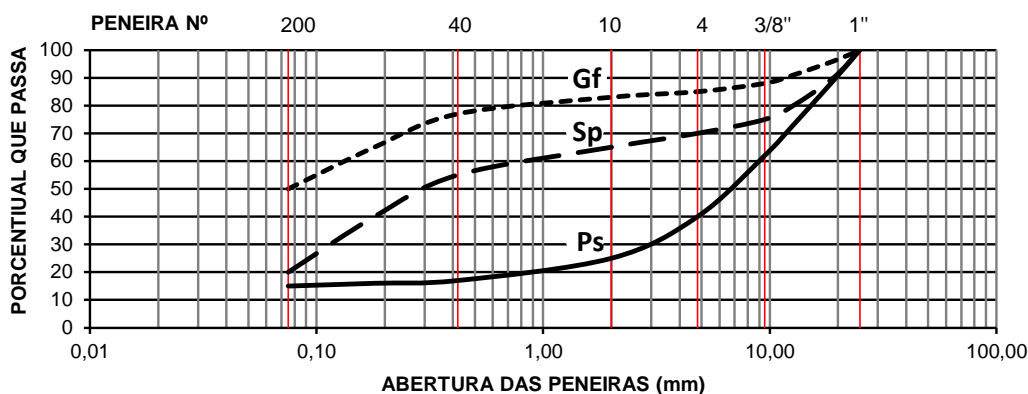


Figura 12 – Exemplos de curvas granulométricas típicas dos tipos Gf, Sp e Ps da G-MCT

São apresentadas abaixo algumas orientações genéricas sobre o desempenho de solos granulares para uso em camadas de pavimento, em função da quantidade de material que passa na peneira de 0,075 e 2,0 mm.

Quantidade da fração que passa na peneira 0,075 mm

Para solos granulares com menos de 30%, os melhores solos para base são os da classe GL, dando prioridade, no estudo de ocorrências de solos granulares, para os Ps e Sp, com finos dos grupos: LA', LA e LG'.

Os solos granulares, com mais de 30%, podem também ser utilizados para base e sub-base, priorizando os da classe GL e mais granulares, ou seja, com menor fração passando na peneira 2,0 mm, com a mesma prioridade dos grupos da MCT para seus finos, conforme indicado acima.

Quantidade da fração que passa na peneira 2,0 mm

Os solos granulares com menos de 15%, apresentam baixa influência no desempenho da independente do comportamento L ou N de seus finos, pois os estes ficam confinados entre os grãos maiores. Estes solos, geralmente, apresentam um bom comportamento como camada de base.

Os solos granulares entre 15 a 30% de melhor desempenho para camadas são os de finos da classe L, priorizando os solos próximos de 15%. No caso de finos próximos a 30%, pode ocorrer acúmulo dos mesmos entre os grãos maiores do material, podendo, quando da classe N prejudicar muito o desempenho da camada compactada.

Para solos granulares com mais de 30%, quanto maior a porcentagem da fração que passa na peneira 2,0 mm, prioriza-se os da classe GL. Os GN são piores para uso em camadas de pavimentos, pois seus finos podem gerar camadas com desempenho sofrível a péssimo. Neste caso há um acúmulo dos finos entre os grãos maiores do material, produzindo granulometrias descontínuas.

Comportamento laterítico (L) ou não (N) dos finos dos solos de granulação grossa

A experiência de mais de 50 anos na avaliação do comportamento de bases com uso de **solo granular com finos lateríticos (classe GL)**, inclusive em rodovias com tráfego pesado, mostrou que as mesmas apresentam propriedades adequadas a este uso, tais como: elevado suporte e módulo de resiliência, baixa contração e expansão, entre outras.

Este fato indica que é necessário priorizar, para estudo das ocorrências, os solos da classe GL e dos grupos Ps-LA' e Sp-LA' para base. Estes solos podem apresentar sua granulometria contínua ou descontínua, mantendo as propriedades referidas, sendo, no entanto, preferível o uso do solo de granulometria contínua, com faixas normalizadas, por exemplo, pelo ET-DE-P00/014 do DER-SP "Base ou sub-base estabilizada granulometricamente".

Já no caso de **solo granular com finos não lateríticos (classe GN)**, algumas camadas se comportam bem, como constituinte de estrutura de pavimento, enquanto outras apresentam sérios problemas estruturais. As de comportamento satisfatório são as constituídas de poucos finos sendo, portanto, uma diretriz para escolha do estudo das ocorrências, quando da inexistência de ocorrências GL.

Influência da resistência de seus grãos maiores no desempenho da camada

Solo com menos de 30 % passando na peneira de 2,0 mm

Neste caso, geralmente, sua estrutura na camada é constituída de um arcabouço granular, com contato grão a grão, que transmitem os esforços do tráfego. Quando seus grãos não apresentarem resistência adequada, avaliados, por exemplo, pela abrasão Los Angeles, pode ocorrer quebra dos mesmos por impacto quando compactados e, também, podem sofrer desgaste por atrito ao longo do tempo, prejudicando a estabilidade da camada.

Um parâmetro de resistência mínima aceitável para bases e sub-bases com poucos finos (< 30% passando na peneira de 2,0 mm), é da ordem de 65 a 70%, no máximo de abrasão Los Angeles, sendo o desejável da ordem de 50% para base.

No caso destes grãos serem constituídos de concreções lateríticas ou de pedregulho de quartzo resistentes, os mesmos garantem a estabilidade da camada, contrariamente aos grãos que ocorrem nos solos saprolíticos que podem prejudicá-la.

Materiais granulares, já utilizados na execução de camadas de pavimentos em uma rodovia, podem indicar a adequação, ou não, de seu uso pela experiência adquirida quanto ao desempenho desta camada no pavimento.

Solo com mais de 30 % passando na peneira de 2,0 mm

Neste caso, tem-se uma estrutura em que os grãos maiores ficam dispersos na massa de solo fino, não ocorrendo a transmissão dos esforços do tráfego por meio do contato de seus grãos maiores. Neste caso o solo apresenta uma granulometria descontínua.

Uma vantagem quando há grãos resistentes, como de concreções lateríticas ou de pedregulho de quartzo, é que não se quebram, por impacto, no processo de compactação, garantindo a uniformidade da estrutura da camada.

Também, um bom diagnóstico do comportamento de um solo, independente da resistência de seus grãos, é a experiência prática que comprove sua adequação para este fim.

Ressalta-se que nestes solos, no entanto, não é necessária a exigência de um valor máximo da abrasão Los Angeles, para uso em base e sub-base.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Análise granulométrica, solos, método de ensaio, NBR 7181/84. Rio de Janeiro: 1984.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. Ensaio de compactação de solos em equipamento miniatura, M 191/88. São Paulo: 1988.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. – Determinação da massa por imersão de solos compactados com equipamento miniatura, M 197/88. São Paulo: 1988.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. Classificação de solos tropicais segundo a metodologia MCT, M 196/89. São Paulo: 1989.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente, ET-DE-P00/014. São Paulo: 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. Solo - Compactação em equipamento miniatura, DNER - ME 228/94. Rio de Janeiro: 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão, DNER - ME 256/94. Rio de Janeiro: 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV, DNER - ME 258/94. Rio de Janeiro: 1994.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura, DNER - CLA 259/96. Rio de Janeiro: 1996.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro - RJ. v.1, pp. 30-41.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: Villibor, 1995.
- VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S. Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos. Pavimentos Econômicos, São Paulo: Arte & Ciência, 2009.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Nova conceituação do coeficiente c' da classificação geotécnica MCT. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., Brasília, 2000. Anais. ABPv. 2000. v.1. p.34-41.





ANÁLISE ESTATÍSTICA DA INFLUÊNCIA DO FÍLER MINERAL NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

**Vivian Silveira dos Santos Bardini¹;
Luis Miguel Gutiérrez Klinsky²;
José Leomar Fernandes Júnior³**

¹ Universidade Estadual Paulista – Instituto de Ciência e Tecnologia- vibardini@yahoo.com.br;

² Centro de Pesquisas Rodoviárias – CCR – luisgk@outlook.com;

³ Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos - leomar@sc.usp.br

RESUMO

São muitos os problemas a serem resolvidos em pavimentação asfáltica, com destaque para o aparecimento e propagação das trincas por fadiga, o acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda e o trincamento térmico provocado pela variação térmica do pavimento. A solução passa pela ampliação do conhecimento dos efeitos dos ligantes asfálticos e dos fileres minerais, com desenvolvimento de melhores critérios para o projeto de misturas asfálticas e o controle dos principais fatores durante a execução dos pavimentos. Esta pesquisa tem por objetivo contribuir para o melhor entendimento dos efeitos do fíler mineral sobre o comportamento mecânico de misturas asfálticas densas, particularmente em relação ao tipo e teor de fíler. O comportamento mecânico de misturas asfálticas densas foi avaliado em função do tipo e teor de fíler, do tipo de agregado e do tipo de ligante asfáltico. Para alcançar o objetivo foram realizados os ensaios de resistência à tração (RT) e módulo de resiliência (MR). A análise de variância dos resultados auxiliou na identificação dos fatores com influência significativa nas propriedades apresentadas pelas misturas asfálticas. As misturas que apresentaram os maiores valores de RT foram as compostas pelo agregado basáltico, CAP 50/70 e fíler de cimento Portland, em teores menores. As misturas com maiores valores de MR foram as contendo o agregado granítico e o CAP 50/70, e as misturas contendo o fíler de pó calcário apresentaram os menores valores.

PALAVRAS CHAVE: fíler mineral; misturas asfálticas; propriedades mecânicas

ABSTRACT

There are many problems to be solved in asphalt pavement, with emphasis on the development and growth of fatigue cracks, the accumulation of permanent deformation in the wheel tracks and the thermal cracking caused by thermal variation of the pavement. The solution lies in extending our knowledge of the effects of asphalt binders and mineral fillers, to develop better criteria for the design of hot mix asphalt (HMA) and control of the main factors during the construction of pavements. The objective of this research is to contribute to the better understanding of mineral filler effects on the mechanical behavior of HMA, particularly related to the filler type and content. HMA were prepared varying mineral aggregate (basalt and granite), asphalt binders (penetration of 50-70 [0.1mm] and of 85-100 [0.1mm]), filler type (hydrated lime, Portland cement and limestone) and filler content (0.6; 0.9 and 1.2 % in the HMA grading). This research evaluated the mineral filler influence on the mechanical properties of HMA, the resilient modulus (RM) and the tensile strength (TS). Mixtures that showed the highest values of TS were composed by basaltic aggregate, AC 50/70 and Portland cement filler, in lower content. Mixtures with higher values of RM were containing granite aggregate and AC 50/70, and mixtures containing limestone powder filler had the lowest values.

KEY WORDS: mineral filler, asphalt mastic, hot mix asphalt, fracture energy.

1. INTRODUÇÃO

Há muito tempo é reconhecida a importância do papel do fíler no comportamento de misturas asfálticas. O fíler preenche os vazios entre os agregados graúdos nas misturas e altera as propriedades dos ligantes asfálticos, pois age como parte ativa do mástique (combinação de ligante asfáltico, fíler e ar). Na dosagem, o mástique influencia a lubrificação das partículas de agregados maiores e afeta os vazios do agregado mineral, as características de compactação e o teor ótimo de ligante asfáltico.

A qualidade do mástique influencia todas as respostas mecânicas das misturas asfálticas, assim como a trabalhabilidade. O processo de fadiga, fenômeno afetado pelo desenvolvimento e crescimento de microfissuras no mástique, está fortemente relacionado às características do ligante asfáltico, às propriedades do fíler e à interação físico-química entre os dois, que é afetada, principalmente, pela finura (granulometria) e características de superfície do fíler. A rigidez do mástique influencia as tensões desenvolvidas e a resistência à fadiga a temperaturas intermediárias, bem como afeta a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica a altas temperaturas e as tensões desenvolvidas e a resistência ao trincamento a baixas temperaturas.

Fíler é a porção do agregado mineral, geralmente passante na peneira de número 200 (0,075 mm de abertura), que ocupa os vazios entre as partículas de agregados graúdos, com o objetivo de reduzir o tamanho desses vazios e aumentar a densidade e estabilidade da mistura asfáltica, e também, como sendo um material mineral que fica em suspensão no ligante asfáltico, aumentando sua consistência (Tunnickliff, 1962).

Craus et al. (1978) consideram que o fíler atua de duas maneiras distintas nas misturas asfálticas densas:

- as partículas maiores do fíler são parte do agregado mineral e preencherão os vazios e interstícios dos agregados graúdos, promovendo o contato pontual entre as partículas maiores e dando maior resistência às misturas;
- as partículas menores do fíler se misturam com o ligante asfáltico, aumentando sua consistência e cimentando as partículas maiores.

Craus et al. (1978) consideram, dentre os vários aspectos físico-químicos da interação fíler-ligante asfáltico, a intensidade de adsorção como o fator mais importante de caracterização do fíler. Kavussi e Hicks (1997), complementarmente, destacam os seguintes fatores:

- tipo de fíler: graduação, textura superficial, superfície específica, forma dos grãos etc.;
- natureza do fíler: a composição mineralógica e a atividade físico-química, que afetam a afinidade com o ligante asfáltico;
- concentração do fíler na mistura.

Motta e Leite (2000) estudaram o efeito de três tipos de fileres: pó calcário, cimento Portland e pó de pedra. Dos fileres estudados, o pó calcário apresentou o menor tamanho de partícula e o cimento Portland teve o tamanho intermediário. Foi observado que os corpos-de-prova preparados com fíler de pó calcário apresentaram valores módulos de resiliência e de resistência à tração superiores aos obtidos com os demais fileres, que apresentam granulometria mais grossa. Os resultados dos ensaios mecânicos demonstraram o efeito da granulometria do fíler na rigidez da mistura betuminosa, pois

quanto menor o tamanho de partícula do fíler, maior a incorporação do mineral no ligante, aumentando a rigidez da mistura.

Souza et al. (1998) utilizaram resíduo proveniente da serragem de rochas graníticas como fíler em misturas asfálticas e compararam com misturas asfálticas que utilizaram a cal hidratada e o cimento Portland como fíler. Verificaram que as misturas que têm como fíler a cal hidratada apresentaram valores maiores de estabilidade Marshall e que o teor de ligante asfáltico de projeto foi maior para as misturas com cal hidratada (6%), depois com o resíduo da serragem de rochas graníticas (5,5%) e o mais baixo para o cimento Portland (5%).

Contrastando com os resultados de Souza et al. (1998), Soares e Cavalcante (2001), que estudaram fileres de areia de campo, pó de pedra, pó calcário, cal hidratada, carbonato de magnésio e cimento Portland, concluíram que o aumento do teor de fíler aumenta a resistência à tração, mas que, em relação ao teor de ligante asfáltico de projeto, só existe mudança quando se altera o teor de fíler – quanto maior o teor de fíler, menor o teor de ligante de projeto.

O comportamento em relação à diminuição do teor de ligante de projeto para teores maiores de fíler também foi constatado por Bardini (2008). Em função da maior superfície específica da matriz de agregado mineral com maior teor de fíler, esperava-se que fosse necessário um maior teor de ligante para envolver adequadamente essas partículas, porém, os ensaios laboratoriais não confirmaram esse comportamento.

Ishai et al. (1979) verificaram que misturas com fileres convencionais (dolomita, arenito, basalto e pó calcário) são menos sensíveis ao tipo e teor de fíler, quando avalia a estabilidade Marshall e o Módulo de Resiliência, que as misturas com cal hidratada e esferas de vidro.

Para Dukatz e Anderson (1980), quanto maior a relação f/a maior o efeito enrijecedor, em que o aumento na rigidez de misturas contendo o fíler de calcário é de aproximadamente 100 vezes, quando comparado ao ligante asfáltico puro.

O estudo de Kallas e Puzinauskas (1961) sobre o efeito da concentração do fíler nas propriedades de misturas asfálticas indica que o teor de fíler tem importância igual ao tipo de fíler utilizado. O tipo de fíler mineral influencia muito na quantidade de ligante asfáltico necessária para produzir a máxima densidade e o volume de vazios adequado em misturas asfálticas, sendo que a quantidade de ligante é maior quanto mais fino é a granulometria dos finos. Muitas propriedades dos fileres minerais influenciam os Vazios Do Agregado Mineral (VAM) das misturas asfálticas, como distribuição granulométrica, superfície específica, forma e características de superfície e a viscosidade do mástique correspondente.

2. OBJETIVOS

Esta pesquisa tem por objetivo contribuir para o melhor entendimento dos efeitos do fíler mineral sobre o comportamento mecânico de misturas asfálticas densas, particularmente em relação ao tipo e teor de fíler.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a pesquisa foram utilizados os agregados granítico, proveniente da Pedreira São Jerônimo, localizada na cidade de Valinhos/SP, e basáltico, proveniente da Pedreira Bandeirantes, localizada na cidade de São Carlos/SP. Os Cimentos Asfálticos de Petróleo utilizados foram um CAP 50/70 e 85/100, recebido da empresa BETUNEL, na cidade de Ribeirão Preto, cujas propriedades são apresentadas na Tabela 1.

Os diferentes fileres utilizados foram: pó de sílica, cal hidratada (CHIII), pó calcário e cimento Portland. A massa específica real dos fileres foi determinada através da norma DNER-ME 085/94, que padroniza o método para a determinação da massa específica real de material de enchimento, e os resultados estão apresentados na Tabela 2, assim como os valores médios de superfície específica para diferentes fileres, segundo Pinnila (1965).

Tabela 1: Caracterização do Ligante Asfáltico CAP 50/70 e CAP 85/100

Característica	Método	Especificação		Resultado		Unidade
		CAP 50/70	CAP 85/100	CAP 50/70	CAP 85/100	
Penetração	D 5	50 a 70	85 a 100	50	102	0,1 mm
Ponto de Amolecimento	D 36	46 min	43 mín	48,6	43,5	grau C
Viscosidade Brookfield a 135 °C	D 4402	274 min	214 mín	377	252.5	cp
Viscosidade Brookfield a 150 °C	D 4403	112 min	97 mín	187	130	cp
Viscosidade Brookfield a 177 °C	D 4404	57 a 285	28 a 114	69	52.5	cp

Tabela 2: Valores de Massa Específica e Superfície Específica dos Fileres

MATERIAL	MASSA ESPECÍFICA (g/cm ³)	S _e (cm ² /g)
Sílica	2,635	2500 – 3500
Calcário	2,749	2800 – 3500
Cal Cálcica	2,350	5000 - 15000
Cimento Portland	3,030	2200 – 2750

FONTE: Pinnila (1965)

3.1 Curvas Granulométricas das Misturas Asfálticas

Foram compostas curvas granulométricas de acordo com a especificação Superpave, ou seja, respeitando-se os pontos de controle e respeitando a recomendação de evitar a zona de restrição. Escolheu-se que a curva granulométrica passasse acima da zona de restrição, pois pesquisa anterior (BARDINI, 2008) mostrou que as misturas contendo os mesmos agregados basálticos, compostas com a curva granulométrica passando abaixo da zona de restrição, não alcançaram o volume de vazios adequado, de 4%. As misturas foram realizadas para quantidades de fíler, ou seja, conforme considerado neste trabalho, para teores de material totalmente passante na peneira de abertura 0,075 mm de 2,5; 5,0 e 7,5% (Tabela 3).

Tabela 3: Curva Granulométrica para Misturas com Teor de 2,5; 5,0 e 7,5% de Fíler

Abertura Peneiras (mm)	Porcentagem passante		
25	100	100	100
19	95	95	95
12.5	85	85	85
9.5	75	75	75
4.75	55	55	55
2.36	40	40	40
1.18	30	30	30
0.6	21	21	21
0.3	16	16	16
0.15	10	10	10
0.075	2,5	5,0	7,5

3.2 Dosagem Superpave de Misturas Asfálticas

A dosagem das misturas, para determinação do teor de ligante de projeto, foi realizada utilizando-se os critérios volumétricos estabelecidos pelo Superpave. Os requisitos volumétricos da mistura consistem de vazios na mistura, vazios no agregado mineral e vazios preenchidos por asfalto. O teor de vazios na mistura é uma propriedade importante usada como base para a seleção do teor de asfalto. No Superpave, o teor de vazios de projeto na mistura é de 4%.

Os corpos de prova compactados requerem misturas e compactação sob condições de temperatura equivalentes a viscosidade de 1,7P e 2,8 P respectivamente. A mistura é efetuada individualmente na fase de dosagem. Após a mistura as amostras não compactadas são submetidas a duas horas de envelhecimento (curto prazo) numa estufa mantidas a temperatura constante de compactação. Os moldes de compactação e placas base devem ser também colocados na estufa na temperatura de compactação por pelo menos 30 a 45 minutos antes de serem usados.

Para a dosagem das misturas asfálticas, as amostras foram preparadas no do teor de ligante de projeto e no teor de ligante de projeto estimado $\pm 0,5$ e $+1,0\%$. Os corpos-de-prova foram compactados no molde de 100 mm, com aproximadamente 1200g de material. Após envelhecimento de curto prazo, os corpos-de-prova não compactados (mistura solta) estão prontos para compactação no Compactador Giratório Superpave. A pressão vertical deve ser ajustada a 600 kPa (± 18 kPa) e o ângulo de giro deve ser $1,25^\circ$ ($\pm 0,02$). Três níveis de giro são de interesse:

- Número de giros de projeto (N_{projeto}): 100;
- Número de giros inicial (N_{inicial}): 8;
- Número de giros máximo ($N_{\text{máximo}}$): 160.

3.3 Ensaios para Avaliação das Propriedades Mecânicas

3.3.1 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência foi obtido através do ensaio de compressão diametral dinâmico, normalizado pelo DNER ME 133/94.

O ensaio é realizado a 25º C, com aplicação de 100 ciclos de carregamento, sendo cada ciclo com duração de 1 segundo, com 0,1 s de aplicação de carga e 0,9 s de recuperação. A magnitude da carga aplicada é de 25 a 30% da resistência à tração do corpo-de-prova, determinada no ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

O módulo de resiliência das misturas é calculado através da Equação 1:

$$MR = F / (\Delta \times H) \times (0,9976 \times \mu + 0,2692) \quad (1)$$

em que:

- MR: módulo de resiliência (MPa);
- F: carga vertical, repetidamente aplicada diametralmente no corpo-de-prova (N);
- Δ : deslocamento total, correspondente à deformação elástica sofrida pelo corpo-de-prova na direção perpendicular à aplicação de carga (mm);
- H: altura do corpo-de-prova (mm);
- μ : coeficiente de Poisson.

3.3.2 Resistência à Tração

O ensaio foi feito segundo a norma DNER-ME 138/96, que estabelece o método para determinar a resistência à tração por compressão diametral de misturas asfálticas, de utilidade para projetos de pavimentos flexíveis.

O ensaio é realizado a 25ºC, consiste na aplicação progressiva de carga de compressão diametral estática, recebendo cargas de compressão distribuídas ao longo de duas geratrizes opostas, que vai sendo aumentada progressivamente, até que haja a ruptura do corpo-de-prova ao longo de um plano diametral. Esta forma de carregamento gera uma tensão de tração normal à direção da carga aplicada e ao longo do plano diametral vertical.

A Equação 2 fornece o valor da resistência à tração de cada corpo-de-prova.

$$RT = (2 \times F) / (\pi \times D \times H) \quad (2)$$

em que: RT: resistência à tração (MPa);
F: carga de ruptura (N);
D: diâmetro médio do corpo-de-prova (mm);
H: altura média do corpo-de-prova (mm).

4. RESULTADOS

A Figura 1 mostra o teor de ligante de projeto das misturas compostas pelo granite (a) e basalto (b). O teor de ligante de projeto foi determinado para misturas que alcançaram 4% de volume de vazios, assim como os corpos de prova preparados para a avaliação das propriedades mecânicas.

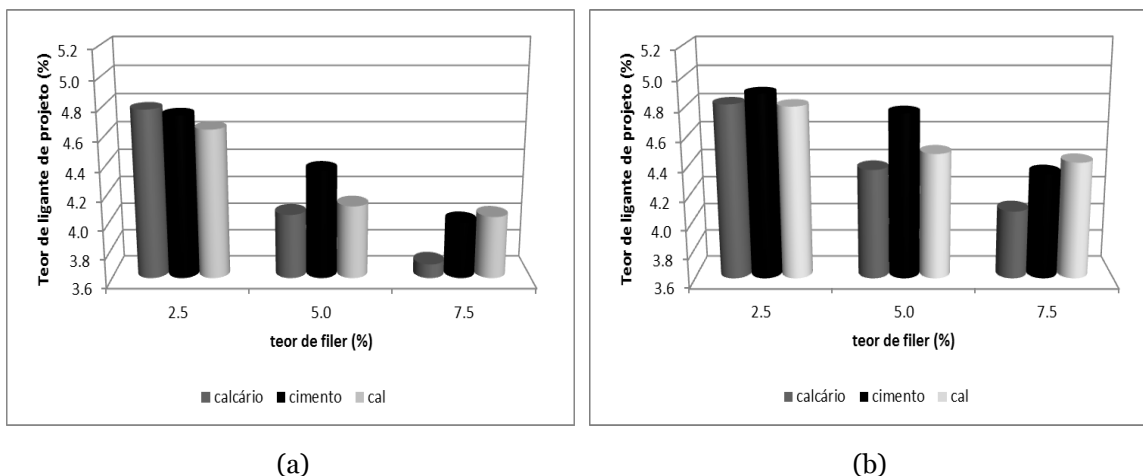


Figura 1: Teor de Ligante de Projeto: (a) granito (b) basalto

Para testar quais fatores (tipo de fíler, teor de fíler e tipo de agregado) influenciam nos resultados do teor de ligante de projeto, realizou-se a Análise de Variância (ANOVA). A Tabela 4 apresenta o resumo da análise de variância, considerando nível de significância (α) de 0,05, com a resposta da influência dos fatores considerados.

Assim, a seguinte hipótese nula foi testada: H_0 : os fatores não influenciam na resposta do valor do teor de ligante de projeto; para valores de F_0 maiores que f_0 , a hipótese nula H_0 é rejeitada, ou seja, o fator influencia na resposta. Pode-se perceber que o fator que mais influenciou nos resultados de teor de ligante de projeto é o teor de fíler na mistura asfáltica, seguido pelo tipo de agregado e pelo tipo de fíler.

Tabela 4: Resumo da Análise de Variância do teor de ligante de projeto da influência dos fatores e sua interação, nas misturas asfálticas

Fator	F_0	f_0	Influência
Tipo de agregado (Fator A)	227,12	4,26	sim
Tipo de fíler (Fator B)	22,58	3,01	sim
Teor de fíler (Fator C)	424,39	3,40	sim
Interação AB	0,56	3,01	não
Interação AC	4,07	3,40	sim
Interação BC	12,43	2,51	sim
Interação ABC	20,07	2,51	sim

Os resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral, referentes aos valores médios de três determinações, estão apresentados nas Figuras 2 e 3, com a comparação dos dados para as misturas contendo o CAP 50/70 e o CAP 85/100, respectivamente, para o agregado basáltico (a) e o agregado granítico (b).

Notou-se que as misturas contendo o ligante asfáltico CAP 50/70 apresentaram maiores valores de resistência à tração, e que as misturas compostas pelo agregado basáltico também apresentaram resistência à tração ligeiramente maior que as compostas com o agregado granítico. Em relação ao tipo de filer, as misturas contendo filer de cimento Portland apresentaram os maiores valores de RT, e que menores teores de filer apresentaram maiores valores de RT.

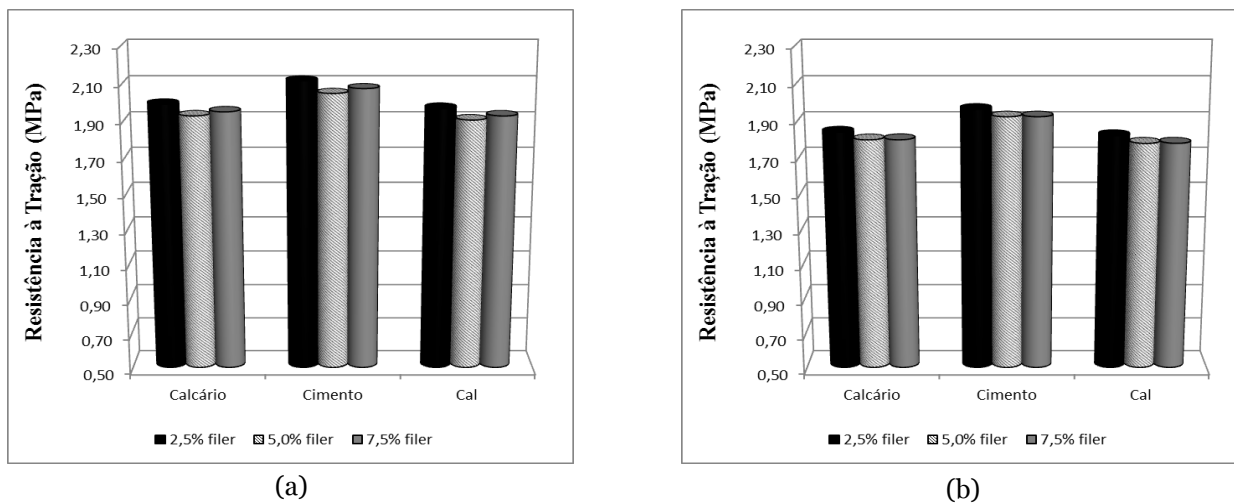
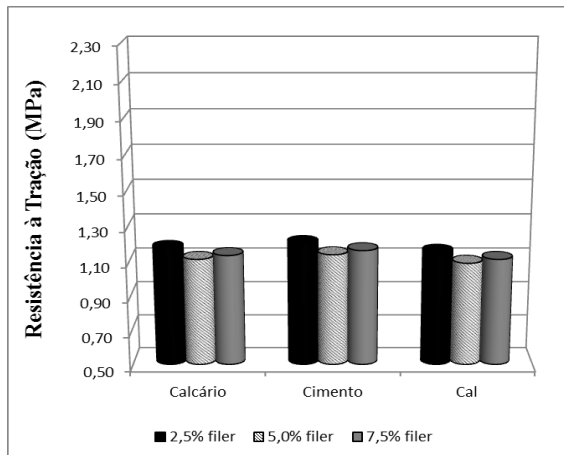
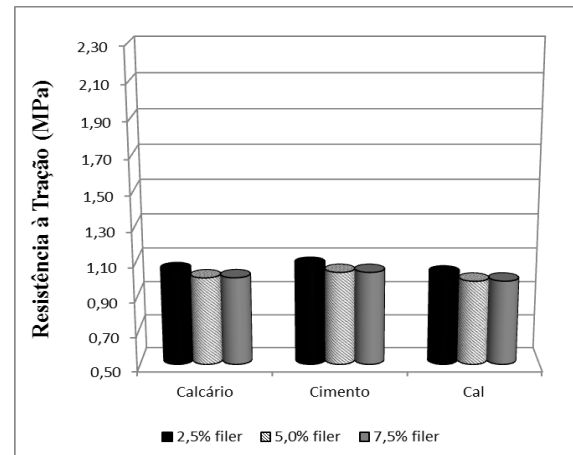


Figura 2: Resistência a Tração para misturas contendo o CAP 50/70:
(a) agregado basáltico e (b) agregado granítico



(a)



(b)

Figura 3: Resistência a Tração para misturas contendo o CAP 85/100:

Para testar quais fatores (tipo de filer, teor de filer, tipo de agregado e tipo de ligante asfáltico) influenciam nos resultados da resistência à tração, realizou-se a Análise de Variância (ANOVA).

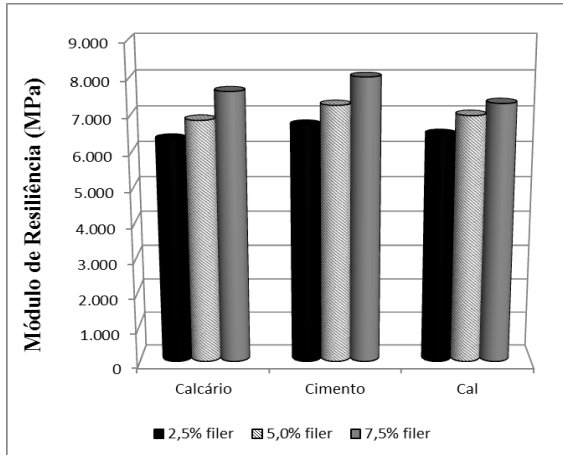
A Tabela 5 apresenta o resumo da análise de variância, com os valores do teste f_0 da análise de variância da resistência à tração, com a resposta da influência dos fatores considerados. Pode-se perceber que o tipo de agregado, o tipo de ligante asfáltico, o tipo e teor de filer influenciam na resposta da resistência à tração das misturas asfálticas.

Tabela 5: Resumo da Análise de Variância da resistência à tração, dos valores de f_0 e da influência dos fatores e sua interação

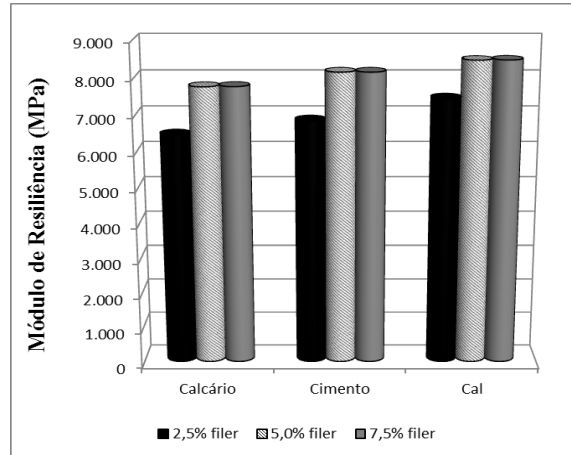
Fator	F_0	f_0	Influência
Tipo de Agregado (A)	913866,49	7,71	sim
Tipo de Ligante Asfáltico (B)	37331011,8 2	7,71	sim
Tipo de Fíler (C)	189968,89	6,94	sim
Teor de Fíler (D)	56430,45	6,94	sim
Interação AB	7994,39	7,71	sim
Interação AC	48,49	6,94	sim
Interação AD	3043,71	6,94	sim
Interação BC	53803,10	6,94	sim
Interação BD	1,03	6,94	não
Interação CD	3,01	6,39	não
Interação ABC	7,17	6,94	sim
Interação ABD	0,94	6,94	não
Interação ACD	7,68	6,39	sim
Interação BCD	1,02	6,39	não

Os resultados do ensaio de módulo de resiliência, referentes aos valores médios de três determinações, estão apresentados nas Figuras 4 e 5, que também comparam os dados para as misturas contendo o CAP 50/70 e o CAP 85/100, respectivamente, para o agregado basáltico (a) e o agregado granítico (b).

Nota-se que as misturas contendo o ligante asfáltico CAP 50/70 apresentam maiores valores de módulo de resiliência, e que as misturas compostas pelo agregado granítico também apresentam módulo de resiliência ligeiramente maior que as compostas com o agregado basáltico. Em relação ao tipo de fíler, as misturas contendo fíler de pó calcário apresentam os menores valores de MR; e que para as misturas contendo o agregado basáltico, quanto maior o teor de fíler, maior o MR; já para as misturas contendo o agregado granítico, o teor de fíler de 2,5% apresentam os menores valores de MR, e os teores de 5,0 e 7,5% não apresentam diferença nos valores de MR.

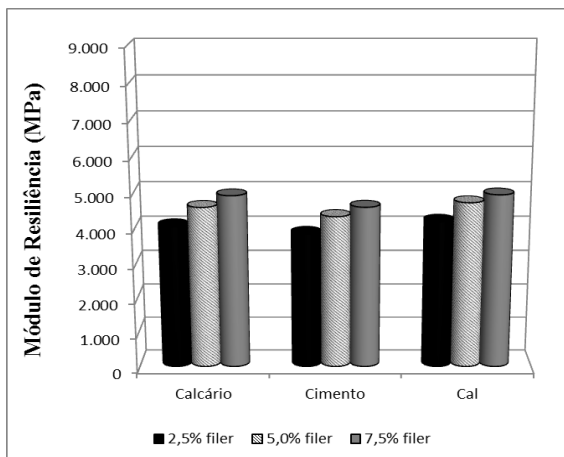


(a)

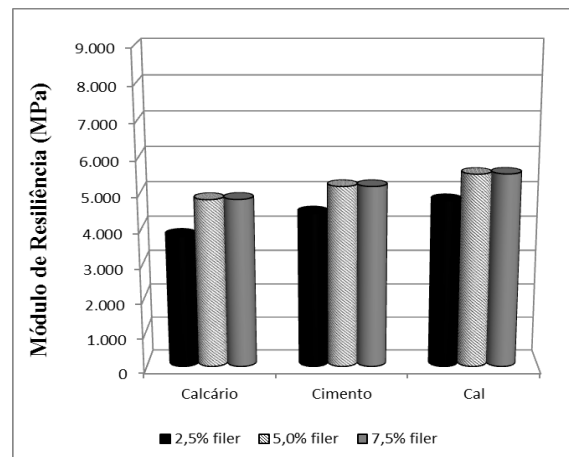


(b)

Figura 4: Módulo de Resiliência para misturas contendo o CAP 50/70 e: (a) agregado basáltico e (b) agregado granítico.



(a)



(b)

Figura 5: Módulo de Resiliência para misturas contendo o CAP 85/100e: (a) agregado basáltico e (b) agregado granítico.

Para testar quais fatores (tipo de fíler, teor de fíler, tipo de agregado e tipo de ligante asfáltico) influenciam nos resultados do módulo de resiliência, realizou-se a Análise de Variância (ANOVA).

A Tabela 6 apresenta o resumo da análise de variância, com os valores do teste f_0 da análise de variância do módulo de resiliência, considerando $\alpha=0,05$, com a resposta da influência dos fatores considerados. Para valores de F_0 maiores que f_0 o fator influencia na resposta avaliada.

Pode-se perceber que o tipo de agregado, o tipo de ligante asfáltico e o tipo e teor de fíler influenciam na resposta do módulo de resiliência das misturas asfálticas.

Tabela 6: Resumo da Análise de Variância do módulo de resiliência, dos valores de f_0 e da influência dos fatores e sua interação

Fator	F_0	f_0	Influência
Tipo de Agregado (A)	690,95	7,71	sim
Tipo de Ligante Asfáltico (B)	17377,17	7,71	sim
Tipo de Fíler (C)	140,01	6,94	sim
Teor de Fíler (D)	861,77	6,94	sim
Interação AB	33,84	7,71	sim
Interação AC	115,48	6,94	sim
Interação AD	59,23	6,94	sim
Interação BC	28,45	6,94	sim
Interação BD	27,44	6,94	sim
Interação CD	5,38	6,39	não
Interação ABC	41,29	6,94	sim
Interação ABD	8,12	6,94	sim
Interação ACD	1,98	6,39	não
Interação BCD	2,40	6,39	não

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa foi realizada uma investigação sobre a influência do fíler mineral no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas. Os fatores selecionados para o estudo foram o tipo de ligante asfáltico, o tipo de agregado e o tipo e o teor de fíler mineral. Cada um dos fatores foi considerado em vários níveis, para que pudesse ser avaliado o efeito provocado pela variação de cada fator nas propriedades mecânicas das misturas.

Para o estudo das misturas asfálticas foram testados dois tipos de ligantes asfálticos (CAP 50/70 e CAP 85/100), dois tipos de agregado (basalto e granito), quatro tipos de fíler mineral (pó calcário, sílica, cal hidratada e cimento Portland) e três níveis de fíler mineral (2,5; 5,0 e 7,5%).

Através da análise de variância das propriedades mecânicas das misturas medidas em ensaios de laboratório identificaram-se os fatores que influenciam significativamente em cada resposta medida.

Analisando-se os resultados de resistência à tração, as misturas asfálticas compostas pelo ligante asfáltico CAP 50/70 apresentaram os maiores valores, sendo que as misturas compostas pelo agregado basáltico também apresentaram resistência à tração ligeiramente maior que as compostas com o agregado granítico.

Em relação ao tipo de fíler, as misturas compostas pelo fíler de cimento Portland apresentaram os maiores valores de RT e a adição de maiores teores de fíler diminuíram os valores de resistência, ou seja, menores teores de fíler apresentam maiores valores de RT.

Na análise de variância, o tipo de agregado, o tipo de ligante asfáltico, o tipo e o teor de fíler apresentaram influência significativa na resposta da resistência à tração das misturas asfálticas.

Analisando-se os resultados de módulo de resiliência, as misturas contendo o ligante asfáltico CAP 50/70 apresentaram os maiores valores. As misturas compostas pelo agregado granítico apresentaram módulo de resiliência ligeiramente maiores que as compostas com o agregado basáltico.

Em relação ao tipo de fíler, as misturas contendo fíler de cimento Portland apresentaram os maiores valores de MR com o agregado basáltico e CAP 50/70. As misturas com cal hidratada apresentaram os maiores valores de MR com o agregado granítico, independentemente do ligante asfáltico, mas, quando do uso de agregado basáltico, o maior MR foi obtido com o CAP 85/100. As misturas contendo o fíler de pó calcário apresentaram os menores valores de MR.

Em relação ao efeito do teor de fíler, para as misturas asfálticas contendo o agregado basáltico, quanto maior o teor de fíler, maior o valor de MR, enquanto que para as misturas contendo o agregado granítico, as misturas com teor de fíler de 2,5% apresentam os menores valores de MR, e com os teores de 5,0 e 7,5% não apresentaram diferença nos valores de MR.

Na análise de variância, o tipo de agregado, o tipo de ligante asfáltico e o tipo e o teor de fíler influenciaram o módulo de resiliência das misturas asfálticas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARDINI, V.S.S. (2008) Estudo de viabilidade técnica da utilização de cinzas da queima da casca de Pinus em obras de pavimentação asfáltica. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008.
- CRAUS, J.; ISHIAI I.; SIDES A. (1978) “Some Physico-Chemical Aspects on the Effect of the Filler on the Properties and Behavior of Bituminous Paving Mixtures,” Asphalt Paving Technology, Vol. 47, pp. 558-588.
- DUKATZ, E. L.; D. A. ANDERSON, R. N. (1980) “The Effect of Various Fillers on the Mechanical Behavior of Asphalt and Asphaltic Concrete”, Association of Asphalt Paving Technologists, v.49, p.530-557.
- ISHAI, I.; CRAUS, J.; SIDES, A. (1979) “Criteria for Evaluation of filler Properties and Their Influence on the Design and Behavior of Bituminous Mixtures”. Research Report 79-19. Transportation research Institute, Technion, Haifa, Israel.
- KALLAS, B.F.; PUZINAUSKAS, V.P. (1961). “A Study of Mineral Fillers in Asphalt Paving Mixtures”. Proceedings of Asphalt Association of Paving Technologists. V. 30, pp. 493-525
- KAVUSSI, A.; HICKS, R.G. (1997) Properties of bituminous mixtures containing different fillers. Proceedings of Asphalt Association of Paving Technologists.
- MOTTA, L.M.G., LEITE, L.F.M. (2000). Efeito do Fíler nas Características Mecânicas das Misturas Asfálticas. Anais do 11º congresso Panamericano de Engenharia de Trânsito e Transporte, pp. 1007-1017, Gramado-RS, 19-23 Novembro.
- PINILLA, A. (1965) O sistema fíler-betume, algumas considerações sobre sua importância nas misturas densas. Conselho Nacional de Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
- SOARES, J.B.; CAVALCANTE, V.T.F. (2001) o Efeito do Tipo e do Teor de Fíler nas Propriedades Mecânicas das Misturas Asfálticas. Anais da 33ª Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis-SC.
- SOUZA, J.N.; RODRIGUES, J.K.G; SOUZA NETO, P.N. (1998). Utilização do Resíduo Proveniente da Serragem de Rochas Graníticas como Material de Enchimento em Concretos Asfálticos Usinados a Quente. Federação das Indústrias do Estado do Ceará – IEL. (<http://www.sfiec.org.br/>).
- TUNNICLIFF, D. G. (1962). “A Review of Mineral Filler” Proceedings of Asphalt Association of Paving Technologists. v. 31, pp. 118 – 150.

Curso de Drenagem Urbana

Início
24/07/2017

Não Presencial

Objetivos:

Saber os fundamentos básicos de Hidrologia e Hidráulica aplicados à Drenagem Urbana; conhecer as características e emprego de dispositivos de drenagem; dimensionar tais dispositivos e galerias de águas pluviais; e conhecer tecnologias construtivas atuais, incluindo a execução de valas.

Público Alvo:

Profissionais de nível técnico, superior e estudantes de engenharia civil e arquitetura.

Programa:

Hidrologia Aplicada: obtenção de dados hidrológicos; métodos de cálculo de vazão; tempo de recorrência; tempo de concentração; bacias; coeficiente de deflúvio; chuva de projeto; e detalhamento de métodos de dimensionamento de vazões;

Ruas e Sarjetas: objetivos; características; elementos de projeto; dimensionamento; e exercícios;

Boca Coletora: objetivos; características; elementos de projeto; dimensionamentos; e exercícios;

Poço de Visita: objetivos; características; elementos de projeto; tecnologia construtiva; e dimensionamento;

Galerias: conceitos; hidráulica básica; dimensionamento; tecnologia construtiva; e confecção de valas e escoramentos.

Mais informações em: www.abpv.org.br

VAGAS
LIMITADAS

Investimento e Inscrições

Categorias	Sócios ABPv	Não Sócios ABPv	Estudantes
Valores	R\$ 400,00	R\$ 700,00	R\$ 300,00

Inscrições pelo e-mail: abpv@abpv.org.br

Organização e Promoção

Associação Brasileira de Pavimentação

Rua Miguel Couto, 105-204/205, Centro, Rio de Janeiro-RJ

CEP: 20070-030 Tel.: (21) 2233-2020/ (21) 2263-5794

www.abpv.org.br





ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO POR RECICLAGEM DE CASCALHO LATERÍTICO COM DIFERENTES TIPOS DE CIMENTO

**Cássio Eduardo Lima de Paiva¹;
Paulo César Arrieiro de Oliveira²**

¹ Doutor, Professor, UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas, celpaiva@fec.unicamp.br

² Doutorando, UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas, paulocesararrieiro@gmail.com

RESUMO

Desde a sua chegada ao Brasil no início dos anos 1990, a reciclagem com adição de cimento Portland recuperou milhões de metros quadrados de pavimentos em todo o território nacional. Esta tendência evidencia o interesse despertado pelos órgãos rodoviários e concessionários de rodovias por tecnologias que permitam restaurar pavimentos de forma econômica e sustentável. Apesar da boa aceitação da técnica no meio rodoviário não se sabe ao certo qual tipo de cimento Portland é o mais adequado para satisfazer as condições de trabalho e prover a base reciclada de resistência suficiente para suportar um novo ciclo de vida útil. Tendo em vista que o mercado nacional oferece atualmente 11 tipos básicos de cimento torna-se necessário identificar dentre as opções disponíveis aquele aglutinante que irá proporcionar para camada reciclada a maior resistência usando baixos teores, pois a escolha correta irá contribuir para que o cimento cumpra seus requisitos funcionais e antever problemas que eventualmente possam surgir. Considerando esse problema, foi desenvolvido um estudo de laboratório para auxiliar o setor rodoviário buscar o tipo de cimento Portland mais adequado para as obras de reciclagem de pavimentos. Usou-se como parâmetro nesta pesquisa valores obtidos nos ensaios de resistência a compressão simples de corpos de prova moldados com materiais coletados no pavimento da BR 153/GO e estabilizado com diferentes tipos de cimentos, quais sejam, cimento CP V (ARI -Alta Resistência Inicial) e os cimentos CP I S, CP II E, CP II F, CP II Z, CP III, CP IV, todos de classe de resistência 32. Serão apresentadas as resistências obtidas para cada tipo de cimento em corpos de prova moldados na energia modificada e rompidos com idades de 3, 7 e 28 dias. Os estudos de laboratório também incluem caracterização e classificação dos materiais, determinação das curvas de compactação e de granulometria.

PALAVRAS-CHAVE: Reciclagem de pavimentos, cascalho laterítico, cimento Portland.

ABSTRACT

Since the early 90s, million of square meters of flexible pavement have been recovered by added Portland cement recycling technique throughout Brazilian territory. This high demand level is a result of recovering pavement services, well evaluated by dealers and state departments of highway maintenance, under economic and sustainable premises properly established by technical features and quality proposed goals. Despite its good acceptance it is not known the adequate kind and rate of Portland cement to meet service workability and enough resistance to enhance pavement lifetime. Nowadays eleven kinds of cement are available in Brazilian market. It is necessary identify which one will offer at the same time the highest resistance and lowest cement rate, to accomplish its requirements, avoiding possible future problems. It was developed a special research, with laboratory experiments, to select the best Portland cement and its adequate rate for recycling services. Among the adopted experiments, it was considered as the main parameter those from uniaxial tension compression testing, applied on samples collected from BR 153/GO, a Federal Brazilian Highway, stabilized with a group of different kinds and rates of cement, according to Brazilian norms: CP (High initial resistance cement) and CP I S, CP II E, CP II F, CP II Z, CP III, CP IV, all 32 Brazilian Class resistance. The specimens are compacted at the modified energy, the highest normalized one, and tested aged 3, 7 and 28 days. The research also includes material characterization, classification and compaction results.

KEY WORDS: Pavement recycling, laterite gravel, Portland cement.

1 - INTRODUÇÃO

A recuperação de pavimentos deteriorados é imprescindível para que o transporte de cargas tenha custos operacionais compatíveis, mas os recursos financeiros são escassos e, portanto, torna-se fundamental a utilização de novas técnicas que evitem a exploração de materiais naturais e que possibilitem a redução dos consumos energéticos.

Alinhada a esse princípio, a reciclagem é um processo que permite reconstruir parcialmente a estrutura do pavimento reaproveitando os materiais existentes. Essa característica faz com que a técnica assuma um papel preponderante no contexto do desenvolvimento sustentável.

Existem várias modalidades de reciclagem de pavimentos no Brasil, das quais, a reciclagem com adição de cimento Portland é a mais comum. Essa modalidade tem sido empregada com sucessos e insucessos nos últimos anos para restaurar a capacidade estrutural e dotar o pavimento deteriorado de um novo ciclo de vida útil.

De maneira geral, adicionam-se agregados novos ao pavimento reciclado para permitir que o novo material tenha uma distribuição granulométrica desejada. Concomitantemente, mistura-se cimento em baixos teores, buscando-se com isso a obtenção de uma nova camada cimentada estabilizada granulometricamente. Desta forma, tenta-se evitar problemas gerados pelo excesso de cimento, como o aparecimento de trincas por retração e seus efeitos nocivos provocados pela alta rigidez.

Por essa razão, alguns órgãos rodoviários como o Departamento Nacional de Infra Estrutura de Transportes - DNIT e o Departamento Estadual de Infra Estrutura de Santa Catarina - DEINFRA preferem utilizar teores que conduzam a resistências entre 2,1 e 2,5 MPa. Esse nível de resistência poderá ser alcançado com baixos teores ou com teores mais elevados, dependendo de uma série de fatores, dentre eles, a escolha do tipo de cimento Portland.

2 - OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo fornecer parâmetros para auxiliar a escolha do tipo de cimento Portland a ser empregado nas obras de reciclagem de pavimentos. O critério adotado para isso foi baseado na influência que cada tipo de cimento tem na resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos rompidos com as idades de 3, 7 e 28 dias.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Estradas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, sendo que os materiais usados foram o cimento, gentilmente fornecido pela Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, cascalho laterítico e asfalto fresado extraídos do pavimento de um trecho da rodovia federal BR 153/GO.

Pretende-se desse modo caracterizar o processo de escolha do cimento Portland a partir de ensaios de resistência a compressão simples e assim, contribuir para fomentar o emprego da reciclagem tendo em vista suas vantagens técnicas, econômicas e ambientais.

3 – CIMENTO PORTLAND

O cimento Portland é um aglomerante ou aglutinante hidráulico que se apresenta na forma de pó fino, adquirido através da moagem de clínqueres, que são formados essencialmente de silicatos hidráulicos de cálcio, com uma pequena proporção de sulfato de cálcio, podendo eventualmente conter 22 adições de algumas substâncias que alteram suas propriedades, melhorando seu desempenho (BAUER, 2008; MEHTA, 2008)

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2016), o mercado brasileiro dispõe de 8 opções que atendem com igual desempenho aos mais variados tipos de obras. O cimento Portland comum (CP I) é referência por suas características e propriedades. Os 11 tipos básicos de cimento Portland disponíveis no mercado brasileiro são apresentados a seguir: (Tabela 1):

Tabela 1 – Tipos de cimento fabricados no Brasil Fonte: ABCP (2016)

Tipo de cimento Portland	Sigla
1. Cimento Portland Comum	CPI
CP I-S – Cimento Portland Comum com Adição	CPI - S
2. Cimento Portland Composto	CP II
CP II-E – Cimento Portland Composto com Escória	CP II – E
CP II-Z – Cimento Portland Composto com Pozolana	CP II – Z
CP II-F – Cimento Portland Composto com Fíler	CP II - F
3. Cimento Portland de Alto-Forno	CP III
4. Cimento Portland Pozolânico	CP IV
5. Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	CP V
6. Cimento Portland Resistente a Sulfatos	RS
7. Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação	BC
8. Cimento Portland Branco	CPB

Os cimentos fabricados no Brasil também são designados pela classe de resistência, cujos números, 25, 32 e 40 indicam valores mínimos de resistência à compressão em megapascal (MPa) garantidos pelos fabricantes após 28 dias de cura. Os únicos cimentos que não obedecem a essas classes de resistências são: CP IV, que não tem a classe 40, e o CP V, que tem classes de resistências específicas. A determinação da resistência à compressão deve ser feita por um método de ensaio normatizado pela ABNT, a NBR 7215 - Cimento Portland - Determinação da Resistência à Compressão (ABCP, 2002).

3.1 Constituição química

O Guia Básico de Utilização de Cimento Portland (ABCP, 2002) descreve que o *clinker* é o principal componente e está presente em todos os tipos de cimento Portland sendo a rocha calcária e a argila suas matérias primas. No processo de fabricação ambos os materiais são previamente moídos e misturados em proporções adequadas. A mistura homogeneizada é então submetida à ação do calor em grandes fornos rotativos até atingir temperatura de fusão incipiente ($\pm 1450^\circ \text{C}$). Na saída do forno, a mistura ainda incandescente, é bruscamente resfriada para depois ser moída simultaneamente com uma pequena porcentagem de gesso até transformar-se num material com uma granulometria muito fina. O produto resultante desta calcinação e pulverização recebe o nome de *clinker*.

Segundo Bauer (2008), na obtenção do *clinker* ocorre combinações químicas, principalmente no estado sólido, que conduzem à formação dos seguintes compostos:

Composto	Fórmula	Notação Simplificada
Silicato tricálcico, ou alita	$3 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S
Silicato bicálcico, ou belita	$2 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S
Aluminato tricálcico	$3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Ferro aluminato tetracálcico, ou ferrita	$4 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF_e

As principais reações formadas pelos compostos cálcicos em hidratação podem ser agrupadas conforme apresentado na tabela 2.

Tabela 2 – Propriedades dos principais componentes do cimento Portland quando hidratados

Componente	Propriedades		
	Resistência	Calor de hidratação	Tempo de pega
C3S	<ul style="list-style-type: none"> • Maior responsável pela resistência em todas as idades. 	<ul style="list-style-type: none"> • Responde em segundo lugar em importância no processo de liberação de calor. 	<ul style="list-style-type: none"> • Segundo componente que mais contribui pelo tempo de pega.
C2S	<ul style="list-style-type: none"> • Ganho de resistências em idades mais avançadas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Proporciona baixa liberação de calor quando hidratado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Hidrata lentamente. • Pouca influência no tempo de pega.
C3A	<ul style="list-style-type: none"> • Contribui para resistência, especialmente no primeiro dia. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reage nos primeiros minutos e ocasiona elevado calor de hidratação e forte retração. 	<ul style="list-style-type: none"> • Responsável pela rapidez de pega.
C4AFe	<ul style="list-style-type: none"> • Desenvolvimento lento e pequeno de resistência. Resiste bem ao ataque de sulfatos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Contribui pouco para liberação de calor. 	<ul style="list-style-type: none"> • Pouca influência.

3.2 Adições finais

Conforme citado anteriormente, na fase de pulverização do *clinker* são adicionadas outras matérias primas em proporções distintas com o objetivo de produzir diferentes tipos de cimento Portland, dentre elas o gesso, as escórias de alto forno, os materiais pozolânicos e os materiais carbonáticos. A influência de cada um desses materiais no produto final está descrita na tabela 3.

Tabela 3 – Função dos materiais adicionados ao *clinker* na fase de moagem.

Fonte: ABCP (2002)

Material	Função
Gesso	Controlar o tempo de pega. Geralmente a quantidade adicionada é de 3% de gesso para 97% de <i>clinker</i> em massa.
Escória de alto forno	Sua adição à moagem do <i>clinker</i> com gesso em determinadas proporções resulta num tipo de cimento com maior durabilidade e maior resistência final.
Pozolonas	A adição de materiais pozolânicos ao <i>clinker</i> moído com gesso, num determinado limite, desenvolve propriedade de ligante hidráulico, pois durante o processo de hidratação o <i>clinker</i> libera hidróxido de cálcio (cal) que reage com a pozolona. O cimento obtido ainda oferece a vantagem de conferir maior permeabilidade aos concretos e argamassas.
Materiais carbonáticos	Os grãos ou partículas desses materiais moídos são conhecidos como <i>filler calcário</i> e sua granulometria é adequada para se alojar entre os grãos ou partículas dos demais componentes do cimento, funcionando como um verdadeiro lubrificante. Também possuem a propriedade de tornar os concretos e argamassas mais trabalháveis.

A adição de escória, materiais pozolânicos e carbonáticos modifica as propriedades do cimento Portland repercutindo diretamente no comportamento do material estabilizado. Com a introdução das adições, o desempenho do cimento pode ser melhorado mediante as seguintes propriedades:

- Resistência a ação de agentes agressivos,
- Diminuição do calor de hidratação,
- Aumento do prazo de trabalhabilidade
- Aumento da resistência mecânica em idades avançadas.

O desempenho do material reciclado também é influenciado pelas propriedades descritas acima, mas nesse trabalho será avaliada apenas a resistência mecânica em função do tipo de cimento Portland.

Como se observa no gráfico da figura 1, a resistência a compressão de materiais estabilizados com cimento cresce ao longo do tempo, confirmando conceito amplamente conhecido.

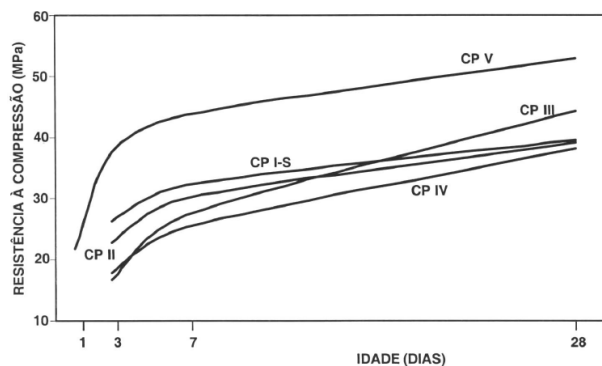


Figura 1 – Evolução média de resistência à compressão dos diferentes tipos de cimento Portland

3.3 Calor de hidratação do cimento

Quando o cimento Portland entra em contato com a água ocorre uma reação química que libera calor (reação exotérmica) formando uma pasta capaz de enrijecer ao secar naturalmente. Esta é uma característica típica de aglomerantes minerais, como é o caso do cimento (IWAKIRI, 2005).

Segundo Maekawa *et al* (1999), o processo de hidratação do cimento Portland é dependente de fatores intrínsecos relacionados às reações químicas que ocorrem interdependentemente entre as suas fases. O grau de dependência entre as reações dos minerais de clínquer ainda deixa muitos fatos inexplicados tornando difícil avaliar quantitativamente as possíveis causas e seus graus de influência. Apesar disso, é de consenso que cimentos de altos teores de C_3S e C_3A terão alta resistência inicial somada a uma grande liberação de calor durante a sua hidratação. Por outro lado, um cimento com alto teor de C_2S irá promover uma baixa resistência inicial, alta resistência em longo prazo e, ainda, baixa liberação de calor. Também foi relatado pelos autores supracitados que uma diferença na composição do cimento faz com que a taxa de geração de calor de cada fase se altere durante o período de difusão.

4 – EXIGÊNCIAS REQUERIDAS AO CIMENTO PORTLAND PARA USO NA RECICLAGEM DE PAVIMENTOS

Frente a outras soluções de reabilitação, a reciclagem com cimento permite reconstruir parcialmente a estrutura do pavimento degradado e aumentar sua capacidade de suporte para o tráfego que deverá suportar. Esse é um dos principais desafios postos aos cimentos na reciclagem: Aglutinar materiais heterogêneos existentes no pavimento e proporcionar durabilidade e estabilidade ao material reciclado.

A respeito disso Nunes (2003) faz os seguintes comentários:

- A heterogeneidade dos materiais existentes na estrutura do pavimento varia muito. Num mesmo pavimento, os materiais poderão variar significativamente de tipo e qualidade, como também, poderão existir materiais contaminados com teores elevados de argila ou matérias orgânicas que, como se sabe, são inibidores da correta hidratação dos cimentos e mesmo materiais com teores elevados de sulfato passíveis de redução da durabilidade do pavimento reciclado, caso não sejam tomadas algumas medidas preventivas;
- A presença do revestimento asfáltico irá certamente reduzir a capacidade de aderência da pasta de cimento aos agregados envoltos no CAP remanescente. Agrava-se ainda mais esta situação a presença de materiais finos gerados durante o processo de fresagem, normalmente de fraca resistência mecânica e constituídos essencialmente por produtos betuminosos.

Além dos desafios descritos, o novo material cimentado deve apresentar as seguintes características:

- Possibilitar aumento da capacidade de carga ou redução das espessuras do pavimento;
- Possibilitar a entrada rápida em serviço;
- Durabilidade;
- Início de pega compatível com as necessidades de aplicação;
- Baixo calor de hidratação, de modo a minimizar a retração de origem térmica;
- Resistência mecânica média – baixa, de forma obter baixos módulos de elasticidade com vista ao controle da fissuração, permitindo uma dosagem adequada e homogênea;

De acordo com a Association Mondiale de La Route - PIARC (2003), a presença de pozolanas e/ou escória vai melhorar o desempenho do material reciclado num ambiente agressivo. Cimentos com adição de escória são mais resistentes ao ataque de sulfato. Cimentos compostos hidratam-se mais lentamente e em consequência a taxa de evaporação da água é mais elevada. Se a cura não for adequada, a resistência máxima será menor do que a necessária, no entanto isto não representará um problema caso seja aplicado um selante betuminoso logo após a compactação da camada. O material reciclado deverá ser mantido úmido até que o selante seja aplicado. Além disso, o selante poderá ser protegido contra a abrasão do tráfego com a aplicação de areia ou granilha.

5 – PESQUISAS REALIZADAS SOBRE ESCOLHA DO TIPO DE CIMENTO EM OBRAS DE RECICLAGEM DE PAVIMENTOS

Existe farta literatura técnica nacional e estrangeira sobre o emprego do cimento como estabilizante de camadas de pavimento, mas verifica-se carência de pesquisas sobre a escolha do tipo de cimento em obras de pavimentação e, particularmente, em obras de reciclagem profunda.

Pode-se afirmar que este tema é pouco estudado. Com exceção de alguns trabalhos publicados na literatura internacional (PIARC, 2003 e Modarres *et al*, 2010) não foram encontradas outras referências na literatura.

Entre as publicações internacionais, o trabalho já referenciado da Association Mondiale de La Route - PIARC (2003) relata que na reciclagem a maioria dos cimentos disponíveis no mercado poderão ser usados e, em muitos casos, a escolha vai depender da sua disponibilidade e do preço. No entanto, faz as seguintes recomendações:

- Quando se tem disponíveis cimentos com diferentes classes de resistência, se deve dar preferência para aqueles de média resistência. Cimentos de elevada resistência não aumentam prazo de trabalhabilidade, não reduzem o calor de hidratação e nem minimizam o aparecimento de trincas por retração. Um cimento de alta resistência deve ser usado somente em situações especiais como em regiões de baixas temperaturas;
- O uso de cimentos de alta resistência pode resultar em teores muito baixos (entre 2 a 2,5% em peso em relação à massa seca). Embora seja possível atingir resistência mínima com baixos teores, não será possível garantir a homogeneidade da mistura entre o cimento e o material reciclado. Além disso, baixos teores de cimento exigirão aplicação do cimento na forma de nata (mistura de água mais cimento). Um projeto de mistura com cimento de alta resistência resultará num prazo de trabalhabilidade menor para fins de compactação;
- Caso sejam usados cimentos de classe de resistência baixa ou intermediária, o teor de ligante normalmente varia entre 3 e 6%, o que normalmente não apresenta problemas no que diz respeito à homogeneidade da mistura.

A PIARC (2003) conclui que os cimentos mais adequados para a reciclagem (e, em geral, para todos os materiais ligados por cimento e compactados com rolo) são aqueles com adição de elevados teores de pozolanas naturais / artificiais ou escória de alto forno.

Modarres *et al* (2010) estudaram o comportamento a fadiga de misturas recicladas a frio com emulsão de betume e dois tipos diferentes de cimento: cimento pozolânico (combinação de 85% de clínquer e 15% de pozolana natural) e um cimento sem adições. Os teores de cimento variaram em 1, 2 e 3% em peso e de acordo com os resultados obtidos, quando se aumenta o teor de cimento e diminui a temperatura, reduz-se a vida de fadiga, porém não se observou alterações significativas no comportamento a fadiga quando se aumenta o tempo de cura. Além disso, quando se compara resultados entre corpos de prova sem cimento e com cimento sem adições, o cimento com pozolona apresenta um comportamento mediano de fadiga. Já com baixos níveis de deformação, a vida de fadiga dos corpos de prova estabilizados com cimento pozolânico foi maior que os CP's sem cimento e menor que o cimento sem adições, enquanto que em níveis de deformação inicial elevados, a vida de fadiga dos CP's de cimento pozolânico é menor que os CP's sem adição de cimento.

6 – MATERIAIS E MÉTODOS

6.1 Materiais

Além dos cimentos Portland, os materiais empregados neste programa experimental são: o RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*) e cascalho laterítico, procedentes da rodovia BR153/GO. Os dois materiais foram extraídos separadamente com auxílio de uma recicladora de pavimentos marca Caterpillar modelo RM 500.

Primeiramente fresou-se o revestimento asfáltico na espessura de 6 cm para extração do RAP e em seguida recolheu-se no mesmo local amostra da base em cascalho laterítico na profundidade de 14 cm abaixo do revestimento, como apresentado nas figuras 2 e 3.

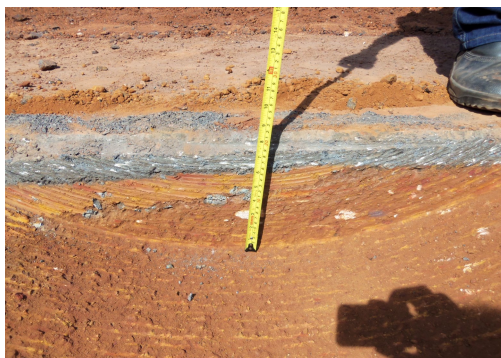


Figura 2 – Perfil longitudinal dos materiais que compõem as camadas de capa e base



Figura 3 – Materiais extraídos do pavimento

RAP – Reclaimed Asphalt Pavement

O asfalto fresado, também conhecido como RAP é o produto resultante da desagregação da capa asfáltica pela recicladora. Nesta oportunidade procurou-se simular a condição real de trabalho fixando-se a velocidade de deslocamento em 8 metros/minuto e rotação do cilindro fresador em 152 rpm.

Para caracterização das amostras de asfalto fresado foram realizados ensaios de extração de betume, método B da ASTM D 2172 (2011) - *Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Bitumen From Bituminous Paving Mixtures* e granulometria de acordo com a norma NBR NM 248 (2003) - Agregados - Determinação da composição granulométrica. Os ligantes foram extraídos com o objetivo de caracterizar algumas de suas propriedades reológicas. Para isso, empregou-se o método Abson, conforme as normas AASHTO T 170-00 (2009) - *Standard specification for recovery of asphalt from solution by Abson method* e ASTM D 1856 (2003) - *Standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method*. O ligante envelhecido foi extraído com tricloroetileno e depois foi recuperado pelo método Abson que combina aquecimento controlado e adição de CO₂, possibilitando o arraste do solvente até restar apenas o ligante asfáltico que se deseja ensaiar. Os resultados são apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – Caracterização do ligante

Ensaio	Norma	Resultado
Penetração (d _{mm})	NBR 6576/84	20
Ponto de amolecimento (°C)	NBR 6560/85	57
Recuperação elástica (%)	ASTM D 6084	0
Extração de betume (%)	ASTM D 2172	4,5

O índice de forma dos grãos do fresado foi determinado pelo método descrito na norma NBR 7809 (2006) - Agregado graúdo: Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. A análise foi realizada medindo-se comprimento, largura e altura de cada grão para classificá-lo como cúbico, alongado, lamelar e alongado lamelar. Os resultados são apresentados em porcentagem, como pode ser visto na Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação da forma dos grãos do fresado

Classificação da forma das partículas do RAP (%)		
Cúbica	Alongada	Lamelar
40	0	60

A composição granulométrica do RAP foi determinada calculando-se as porcentagens acumuladas de grãos de fresado retidos numa série de peneiras. Os resultados são apresentados na Figura 4.

Peneiras		(% que passa)
ABNT	Abertura (mm)	
1"	25,4	87,9
3/8"	9,52	70,1
Nº 4	4,75	39,3
Nº 10	2,00	17,4
Nº 40	0,42	2,80
Nº 200	0,0074	0,10

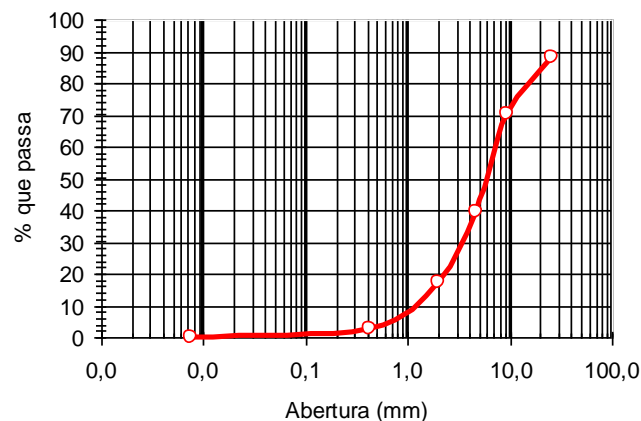


Figura 4 – Análise granulométrica do RAP

Cascalho laterítico

Os solos lateríticos provem da intemperização dos solos saprolíticos de diferentes origens ou de colúvios antigos. O processo pedológico atuou intensamente nas condições do ambiente tropical úmido predominante no país, num processo de ferratização que abrange cerca de 70% do território brasileiro. Predominam as cores: vermelha (óxido de ferro) e amarela (óxido de alumínio). Nesta ampla categoria enquadram-se as areias fina lateríticas e os solos vermelhos argilosos lateríticos, (MOTTA & MEDINA, 2006).

O cascalho laterítico, material típico de regiões tropical e abundante no cerrado brasileiro, se constitui num bom material para ser utilizado em bases e sub bases de pavimentos. A literatura relata exemplos de rodovias importantes que foram pavimentadas empregando esse tipo de material.

Na tabela 6 são apresentadas a caracterização e classificação do cascalho laterítico enquanto que a sua granulometria pode ser vista na figura 5.

Tabela 6 – Caracterização do cascalho laterítico

Compactação NBR 7182		δ NBR 6508	Limites Atterberg NBR 6459 / 7180			Classificação		ISC	
$\gamma_{s,Máx.}$ (g/cm ³)	$\omega_{ótima}$ (%)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	MCT	AASHTO	CBR (%)	Exp (%)
2,135	9,7	2,63	37	28	9	LA'	A-2-4	96	0,7

Peneiras		(% que passa)
ABNT	Abertura (mm)	
1"	25,4	97,5
3/8"	9,52	79,6
Nº 4	4,75	60,1
Nº 10	2	46,6
Nº 40	0,42	31,9
Nº 200	0,0074	17,4

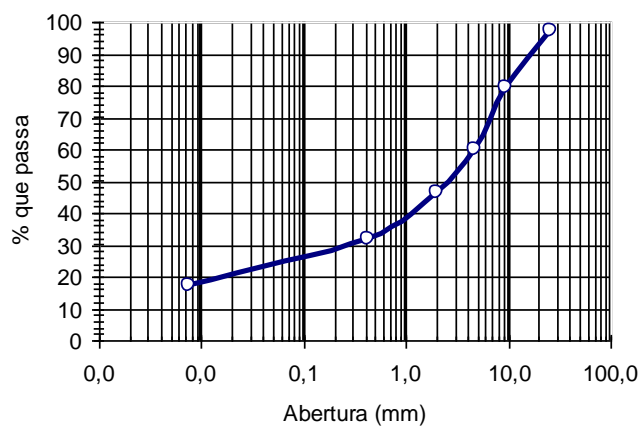


Figura 5 – Análise granulométrica do cascalho laterítico

Tabela 7 – Distribuição granulométrica ASTM D 2487 (2006)

Pedregulho ($\varnothing > 4,8$ mm)	Areia Grossa (2,0 - 4,8 mm)	Areia média (0,42 - 2,0 mm)	Areia Fina (0,075 - 0,42 mm)	Silte + Argila ($\varnothing < 0,074$ mm)
39,9%	13,5%	14,7%	14,5%	17,4%

Em compensação as bases de pavimento constituídas por cascalho laterítico podem apresentar excelente desempenho durante grande parte da sua vida útil, porém quando o trincamento da capa asfáltica se inicia, as águas de chuva podem se infiltrar e eventualmente saturar a base. Esta ocorrência foi observada em 03 (três) furos de sondagem realizados na rodovia BR 153/GO

Cimento

Conforme citado estão disponíveis no mercado brasileiro vários tipos de cimento Portland, diferentes entre si, principalmente em função de sua composição. Para evidenciar a diferença entre eles, empregou-se neste trabalho os seguintes cimentos:

Tipo de cimento	Sigla	Classe	Identificação
Cimento Portland Comum com adição	CP I S	32	CP I S – 32
Cimento Portland Composto com escória	CP II E	32	CP II E – 32
Cimento Portland Composto com pozolona	CP II Z	32	CP II Z – 32
Cimento Portland Composto com filler	CP II F	32	CP II F – 32
Cimento Portland de Alto Forno	CP III	32	CP III – 32
Cimento Portland de Pozolônico	CP IV	32	CP IV – 32
Cimento Portland de alta resistência inicial	CP V - ARI	-	CP V - ARI

Nesta pesquisa arbitrou-se o teor em 2,5% em peso para todos os tipos de cimento, considerando que os percentuais comumente empregados em obras de reciclagem variam entre 2,0 e 3,0%.

6.2 Método

O programa experimental foi desenvolvido através das etapas descritas abaixo:

- Etapa 1: Preparação dos materiais para determinação da composição granulométrica;
- Etapa 2: Mistura das amostras com cimento;
- Etapa 3: Ensaio de compactação na energia Proctor Modificado;
- Etapa 4: Moldagem dos corpos de prova em moldes cilíndricos \varnothing 10 cm e h = 20 cm; foram moldados três CP's por idade e por tipo de cimento;
- Etapa 5: Ensaio de compressão não confinada dos CP's nas idades 3, 7 e 28 dias.

Preparação da mistura reciclada:

Na formulação das amostras da mistura reciclada, empregou-se uma proporção fixa que corresponde a 6 cm de capa asfáltica e 14 cm da base de cascalho laterítico, conforme ilustrado na figura 6:

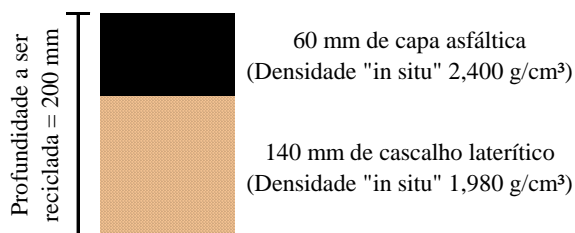


Figura 6 – Espessura de corte da reciclagem

A fim de se obter uma amostra combinada que representasse o material em toda a espessura de corte da reciclagem, misturou-se a capa fresada e o cascalho laterítico proporcionalmente à espessura e densidade “*in situ*” das camadas, como pode ser visto abaixo:

Camada	Espessura (m)	Densidade “ <i>in situ</i> ” (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)	Proporção em massa (%)
Capa asfáltica	0,06	2.400	0,06 x 2.400 = 144	34
Base de cascalho	0,14	1.980	0,14 x 1.980 = 277	66
Total	0,20		421	100

A combinação dos materiais resultou numa mistura com granulometria que se enquadra na Faixa II da Norma DNIT 167/2013-ES - Reciclagem Profunda de Pavimentos “*in situ*” com Adição de Cimento Portland. Em razão disso, não foi necessário a adição de agregados novos para promover a correção granulométrica (Figura 7)

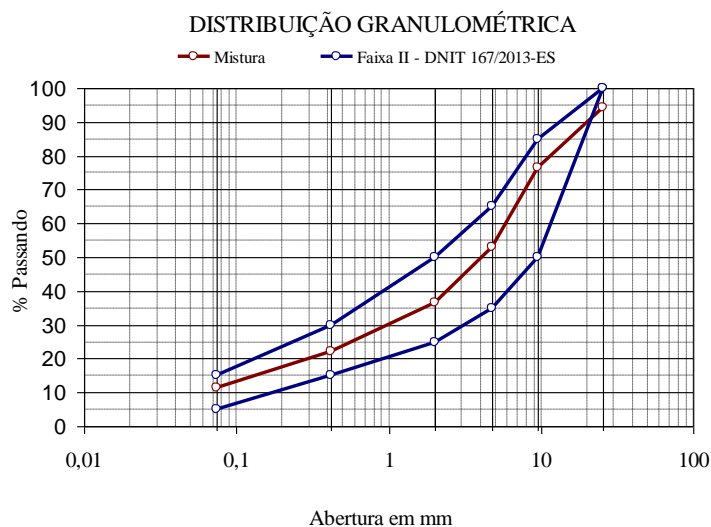


Figura 7 – Representação da curva granulométrica da mistura contendo 34% em peso de asfalto fresado e 66% em peso de cascalho laterítico.

Compactação

O ensaio de compactação do material reciclado com incorporação de 2,5% de cimento Portland (em peso) foi realizado na energia Proctor Modificado, para fins de determinação da massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e da umidade ótica (ω_{ot}).

Na tabela 8, encontram-se os parâmetros ótimos de compactação ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e ω_{ot}) determinados para mistura reciclada:

Tabela 8 – Resultados do ensaio de compactação

Teor de cimento (%)	ABNT NBR 7182	
	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	ω_{ot} (%)
2,5	2,030	6,5

Moldagem e cura dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados nos parâmetros ótimos ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e ω_{ot}) da energia de compactação anteriormente citado, sendo compactados por processo dinâmico em cinco camadas iguais, aplicando-se 26 golpes por camada com um soquete de massa igual 4,54 kg caindo da altura de 45,72 cm.

Foram mantidas condições de igualdade a todos CP's em termos de granulometria, teor de umidade, teor de cimento, inclusive todos os corpos de prova foram compactados pelo mesmo operador. Esse cuidado foi tomado para assegurar a equidade entre os CP's no momento da confrontação dos resultados.

Para cada tipo de cimento foram moldados 9 corpos de prova para rompimento com idades 3, 7 e 28 dias perfazendo um total de 63 corpos de prova que foram curados em câmara úmida à temperatura de 22 °C e umidade relativa do ar em 96%. Para cada idade foram moldados 3 CP's a fim de se obter a média aritmética dos valores de resistência a compressão simples, respeitando-se os prazos estabelecidos nesta pesquisa para rompimento de cada amostra.

7 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

A resistência característica (R_{caract}) para cada tipo de cimento foi determinada segundo método contido na Instrução de Projeto IP-DE-P00/001 do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo, por meio da seguinte expressão matemática:

$$R_{caract} = R_{m\acute{e}dio} - \frac{\sigma \times t_{0,90}}{\sqrt{n-1}}$$

Em que:

$R_{m\acute{e}dio}$: Média aritmética dos valores das resistências das “n” amostras ensaiadas;

$t_{0,90}$: Coeficiente de *Student* relativo ao intervalo de confiança de 90%, neste caso foi adotado o valor de 1,89 que se refere às três amostras ensaiadas para cada idade;

σ : Desvio padrão da população dos valores de resistência das “n” amostras ensaiadas.

A tabela 9 apresenta resultados obtidos no experimento, enquanto na figura 8 os mesmos são apresentados graficamente.

Tabela 9 – resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão simples

Tipo de cimento	Teor (%)	Idade (dias)	Resistência (MPa)				Desvio Padrão	Coeficiente de variação	$R_{caract.}$
			CP 1	CP 2	CP 3	Média			
CP I S 32	2,5	3	2,31	2,53	2,44	2,42	0,11	4%	2,32
		7	2,79	2,62	2,83	2,74	0,11	4%	2,64
		28	3,56	3,42	3,40	3,46	0,09	3%	3,38
CP II E 32	2,5	3	1,93	1,81	2,01	1,92	0,10	5%	1,82
		7	2,33	2,52	2,39	2,42	0,10	4%	2,32
		28	3,03	3,25	3,08	3,12	0,11	4%	3,01
CP II F 32	2,5	3	2,18	2,24	2,33	2,25	0,08	3%	2,18
		7	2,30	2,42	2,33	2,35	0,06	3%	2,29
		28	2,42	2,57	2,63	2,54	0,11	4%	2,44
CP II Z 32	2,5	3	1,96	2,16	2,01	2,05	0,10	5%	1,95
		7	2,32	2,22	2,12	2,22	0,10	5%	2,12
		28	2,83	2,95	3,02	2,94	0,10	3%	2,85
CP III 32 RS	2,5	3	1,42	1,32	1,53	1,42	0,11	7%	1,32
		7	1,92	2,03	1,83	1,93	0,10	5%	1,83
		28	3,09	3,00	3,20	3,10	0,10	3%	3,00
CP IV 32	2,5	3	2,12	1,99	1,93	2,01	0,10	5%	1,92
		7	2,49	2,33	2,49	2,44	0,09	4%	2,35
		28	3,39	3,17	3,34	3,30	0,11	3%	3,20
CP V ARI	2,5	3	2,61	2,80	2,72	2,71	0,09	3%	2,62
		7	3,09	2,94	3,11	3,05	0,10	3%	2,96
		28	4,43	4,37	4,58	4,46	0,11	2%	4,36

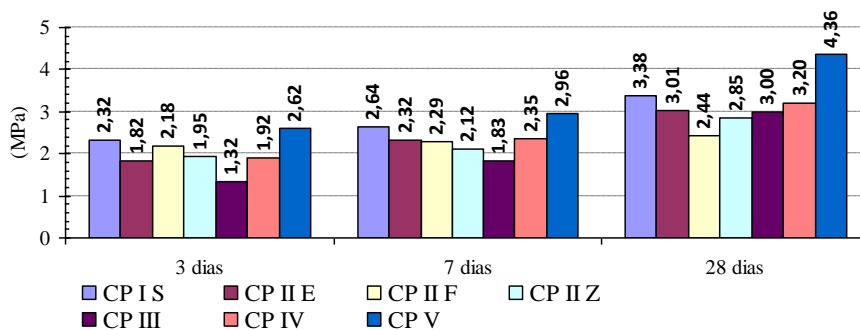


Figura 8 – Representação gráfica dos resultados obtidos

Com base nos dados obtidos verifica-se que o coeficiente de variação foi menor que 10% indicando que os resultados foram razoavelmente homogêneos. A baixa dispersão se deve ao controle de peso de materiais usado na fabricação dos corpos de prova. A mistura foi realizada para cada CP mantendo-se a proporcionalidade estabelecida no projeto de dosagem.

Constata-se que os cimentos responsáveis pelas maiores resistências (nas 3 idades) são aqueles com maior percentual de clínker: **CP I S** (95 a 99%) e o **CP V ARI** (95 a 100%). Como são cimentos mais puros, os compostos cálcicos agem de forma mais efetiva no processo de endurecimento da pasta de cimento proporcionando ganho de resistências em todas as idades até o fim do primeiro mês de cura. No entanto, não foi observado trincamento na superfície do corpo de prova, tendo em vista que a área da seção transversal é muito pequena para ensejar o aparecimento de trincas por retração.

Por outro lado, o cimento que produziu o pior resultado (nas idades 3 e 7 dias) foi aquele com menor teor de clínker + gesso – **CP III** (25 a 65%). No entanto, esse cimento registrou ganho significativo de resistência no 28º dia. Esse fato se deve a influência da escória de alto forno (teor variando entre 35 a 70%) que age na pasta de cimento promovendo ganho lento, mas constante de resistência. Percentualmente, dentre todos os cimentos, o **CP III** foi o que mais ganhou resistência entre o 3º e 28º dia (127%).

O cimento **CP IV** teve um comportamento parecido como **CP III**, ou seja, também ganhou resistência lentamente até o 7º dia de idade. Porém, entre o 7º e 28º dia houve um acréscimo de resistência da ordem de 36%. A literatura relata que as maiores resistências deste cimento

são verificadas em idades mais avançadas (90 dias). Nesta pesquisa, observa-se que os dois cimentos comportaram-se de forma similar, mas em todas as idades a resistência do **CP IV** superou a resistência do **CP III**, devido a maior concentração de clínker.

Dentre os cimentos compostos, o **CP II F** foi o que apresentou melhor resultado no 3º dia, sendo superado pelo **CP II E** no 7º e 28º dia e pelo **CP II Z** no 28º dia. Esse comportamento está associado às adições de escória que promove aumento gradual de resistência no **CP II E** e a pozolona responsável pelo desenvolvimento lento da resistência no **CP II Z**.

Ainda em relação aos cimentos compostos, o cimento **CP II F** obteve resistência aos 3 dias muito próxima da resistência atingida aos 7 dias. O ganho rápido de resistência já nas primeiras idades é uma característica importante para liberação imediata do tráfego sobre a camada reciclada com cimento.

Os resultados indicam que a resistência média obtida pelos cimentos aos 7 dias é de 2,36 MPa. Com exceção do **CP I S** (2,64 MPa) e o **CP V**, (2,96 MPa) todos os cimentos atingiram valores abaixo da média, reforçando a tese de que quanto maior o teor de clínker maior resistência a compressão.

A resistência mínima de 2,1 MPa exigida pela Norma DNIT 167/2013-ES - Reciclagem Profunda de Pavimentos “*in situ*” com Adição de Cimento Portland, foi atingida para quase todos os cimentos com exceção do **CP III**. À luz dessa pesquisa, seria necessário aumentar o teor do cimento **CP III** para atendimento aos requisitos de resistência estabelecidos na norma supracitada.

O **CP IV** (2,35 MPa) e o **CP II E** (2,32 MPa), foram os cimentos cujos resultados mais se aproximaram da média. Esse resultado remete ao fato de que embora a constituição dos dois materiais seja diferente, existe uma equivalência de comportamento entre eles. Essa ocorrência pode ser constatada pela proximidade de valores obtidos entre os dois cimentos nas três idades de rompimento.

Os demais cimentos **CP II F**, **CP II Z**, e **CP III**, tiveram resultados abaixo do valor médio. Os dois cimentos compostos atingiram valores de resistência muito próximos entre si, com ligeiro destaque para o **CP II F** que possui menor adição do que o **CP II Z**. Já o **CP III**, conforme mencionado demonstrou sua característica de ganhar pouca resistência nas primeiras idades.

8 – CONCLUSÃO

- A escolha do tipo de cimento Portland em função da resistência a compressão simples não deve ser critério prioritário para definir qual tipo de cimento a ser empregado em obras de reciclagem, pois de acordo com resultados obtidos, os cimentos com maiores resistências são aqueles citados pela literatura como sendo os responsáveis pela elevação do calor de hidratação e pela redução do tempo de pega. Neste caso para minimizar os efeitos da retração, é preferível adotar teores mais elevados de cimento CP III do que teores baixos de cimento CP V;
- Normalmente os cimentos de alta resistência, requerem baixos teores para alcançar a resistência desejada, porém não se pode garantir que pequenas quantidades de cimento terão uma distribuição homogênea no material reciclado. Caso isso aconteça poderá ensejar na variação de resistência na base reciclada;
- Uma correta formulação do projeto de mistura é fundamental para determinação do teor de cimento necessário para atingir a resistência pretendida. Deve-se considerar na fase de projeto um equilíbrio entre o nível de resistência desejada, as características dos materiais existentes na estrutura do pavimento e as condições de suporte do subleito. A rigidez exacerbada do material reciclado poderá resultar no trincamento da camada estabilizada e acelerar o processo de fadiga do pavimento;
- De maneira geral, se pode afirmar que cimento ideal para reciclagem é aquele que permite a realização do trabalho dentro de um prazo pré estabelecido sem que haja prejuízo para resistência final e a qualidade da mistura;
- Conforme resultados obtidos nesta pesquisa, do ponto de vista de resistência a compressão, as condições acima poderão ser atendidas pelos cimentos de média resistência, na seguinte ordem CP II F, CP II E, CP II Z e o CP IV. Importante salientar a necessidade de avaliar outros parâmetros como calor de hidratação e tempo de pega para validar a escolha do cimento mais adequado;
- Por fim ficou evidenciada nesta pesquisa a importância de se conhecer o tipo de cimento que será utilizado em obras de reciclagem de pavimento, devendo buscar sempre que possível o tipo de cimento mais adequado com vistas a se obter os resultados esperados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 170-00 - Standard specification for recovery of asphalt from solution by Abson method. Washington, D.C, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Disponível em: <http://www.abcp.org.br/cms/basico-sobre-cimento/tipos/a-versatilidade-do-cimento-brasileiro/> Acesso em 11 de julho de 2016

_____. Guia Básico de Utilização de Cimento Portland. 7ª ed. São Paulo, 2002 (BT 106).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 1856 - Standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method. Philadelphia, 2003.

_____. ASTM D 2172 - Standard test methods for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures. Philadelphia, 2011.

_____. ASTM D 2487 - Standard practice for classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Philadelphia, 2006.

_____. ASTM D 6084 - STANDARD TEST METHOD FOR ELASTIC RECOVERY OF BITUMINOUS MATERIALS BY DUCTILOMETER. PHILADELPHIA, 2011

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica, Rio de Janeiro, 2003, 6p.

_____.NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

_____.NBR 6560 - Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola. Rio de Janeiro, 2008.

_____.NBR 6576 - Materiais asfálticos - Determinação da penetração. Rio de Janeiro, 2007

_____.NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

_____.NBR 7182 (1986) – Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

_____. *NBR 7809 (2006) - Agregado graúdo: Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2006.

BAUER, L. A. F. *Materiais de Construção – Vol I. 5ª ed. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 2008.*

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Instrução de Projeto IP-DE-P00/001. São Paulo, 53 p. 2006.*

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA ESTRUTURA DE TRANSPORTES. *DNIT 167/13 - ES. Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço: Rio de Janeiro, RJ. 11 p. 2013a.*

IWAKIRI, S. *Painéis de Madeira Reconstituída. FUPEF. Curitiba, 2005.*

MAEKAWA, K., CHAUBE, R. AND KISHI, T. *Modeling of Concrete Performance, Hydration, Microstructure Formation and Mass Transport, 1ª ed., London, E & FN Spon, 1999.*

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. IBRACON, 2008.*

MODARRES A; NEJAD F. M.; KAVUSSI A; HASSANI A.; SHABANZADEH E. *A Parametric Study on the Laboratory Fatigue Characteristics of Recycled. Construction and Building Materials vol. 25, p. 2085–2093, December, 2010.*

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. *Investigação e desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE - Brasil. Engenharia Civil – UM. No. 26. COPPE – UFRJ. Rio de Janeiro, 2006.*

NUNES, A. *Cimentos para Reciclagem de Pavimentos Rodoviários. II Jornadas Técnicas de Pavimentos Rodoviários – Reciclagem de Pavimentos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2003.*

PIARC – ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE (2003). *Pavement Recycling Guidelines. Comité Technique AIPCR C7/8 – “Road Pavements”. Paris, França. Nº 78.02.E. 199 p.*

Submissão de Trabalhos Técnicos para a Revista Pavimentação

- 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, Ferrovária 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:
 - O trabalho é aceito para publicação;
 - O trabalho não é aceito para publicação e será então devolvido aos autores;
 - 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 sombreamentos. 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

Salve esta data!

Em setembro de 2018
nos encontramos em Bonito!



46^a

RAPV **7^a EXPO**
PAVIMENTAÇÃO

BONITO
Mato Grosso do Sul

Reunião Anual de Pavimentação | 19 a 21 de Setembro de 2018

19 a 21 de setembro de 2018
Centro de Convenções
Bonito - Mato Grosso do Sul

www.rapv.org.br

REALIZAÇÃO



ORGANIZAÇÃO

COMPANY | eventos

PLANEJANDO E VALORIZANDO EVENTOS E AÇÕES



**Evento
Confirmado!
Faça já sua
inscrição.**

**Participe do principal evento de
pavimentação urbana do país.**

**20^a
RPU
2017**

**28 a 30
de junho**

Reunião de Pavimentação Urbana

CentroSul - Florianópolis/SC

Florianópolis, a bela capital catarinense, será palco da **20ª Reunião de Pavimentação Urbana** que acontecerá no período de 28 a 30 de junho de 2017.

Esperamos por você!

Temário para trabalhos técnicos

- ◆ Financiamento aos municípios
- ◆ Materiais para pavimentação
- ◆ Estudos e projetos de pavimentos
- ◆ Manutenção, restauração e gerência de vias
- ◆ Técnica de construção e controle de qualidade de pavimentos
- ◆ Segurança e meio ambiente em vias
- ◆ Abertura e reaterro de valas de redes subterrâneas
- ◆ SMS (Saúde do trabalho, Meio ambiente e Segurança do trabalhador)
- ◆ Acessibilidades
- ◆ Estradas vicinais

Para mais informações: www.rpu.org.br

Realização



Apoio



Local



Organização

